Manuel Antonio de M. Fernandes

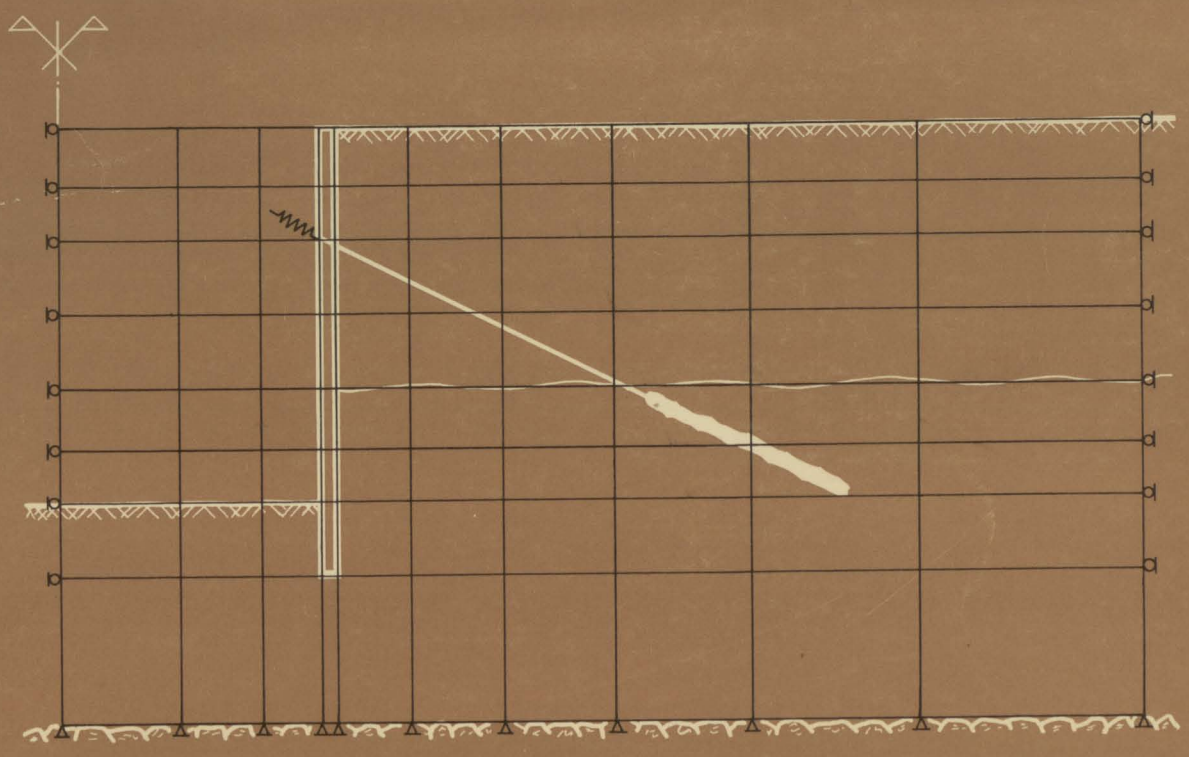
Estruturas Flexíveis Para Suporte de Terras

DEC
FEUP
1983

Manuel A. de Matos Fernandes

ESTRUTURAS FLEXÍVEIS PARA SUPORTE DE TERRAS

NOVOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO



Lisboa, Março de 1983

T/41-D

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA

(2411.01.12) / FEAm / EST
UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA n
N.º 5841 cat.
CDU
Data 27 / 2 / 1984
T/41-B
N.º 5841

ESTRUTURAS FLEXÍVEIS PARA SUPORTE DE TERRAS

NOVOS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Manuel Antônio de Matos Fernandes

Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil-
-Estruturas na FACULDADE DE ENGENHARIA
DA UNIVERSIDADE DO PORTO

043 D
F 41 e

(Trabalho subsidiado pelo INIC.
Impresso nas Oficinas Gráficas do LNEC)

Lisboa, Março de 1983

RESUMO

O presente trabalho trata do dimensionamento das estruturas flexíveis para suporte de maciços terrosos naturais, tendo em conta o grande desenvolvimento que o seu uso tem conhecido com o aproveitamento do espaço subterrâneo dos grandes centros urbanos, e as possibilidades oferecidas recentemente para a sua análise mais adequada pela aplicação de modelos matemáticos baseados no método dos elementos finitos (Cap. 1).

Começam (Cap. 2) por ser equacionadas, por meio de uma revisão crítica da bibliografia da especialidade, as questões fundamentais envolvidas naquele dimensionamento, enquadrando-se e referenciando-se os aspectos neste trabalho mais desenvolvimento tratados.

É feita (Cap. 3) a apresentação de um modelo de cálculo, plano, baseado no método dos elementos finitos, apropriado para o estudo dos problemas referidos.

A caracterização e a consideração no modelo de cálculo do comportamento mecânico do maciço, da superfície de contacto entre aquele e a cortina, e dos elementos da estrutura de suporte, nomeadamente das ancoragens, são tratadas em seguida (Cap. 4 a 7), destacando-se a importância dos diferentes parâmetros pelos quais o mesmo comportamento é representado, e as dificuldades e limitações inerentes à sua avaliação.

Por meio do modelo de cálculo são analisados vários problemas, previlegiando-se os mais directamente relacionados com as cortinas ancoradas. Assim: i) aborda-se (Cap. 8) a pro

blemática dos pré-esforços dos elementos que servem de apoio à cortina, em particular a determinação das suas grandeza e distribuição mais favoráveis; ii) esboçam-se (Cap. 8) algumas explicações a propósito da forma como os deslocamentos na face da escavação determinam as grandeza e distribuição dos assentamentos na superfície do terreno; iii) analisa-se (Cap. 9) a importância do comportamento não linear das ancoragens e da posição e mobilidade das respectivas zonas de selagem no comportamento global; iv) estuda-se (Cap. 10) o problema da capacidade de carga do solo às forças verticais transmitidas pela cortina, quando esta não é levada até um estrato rijo.

Apresentam-se (Cap. 11 e 12) os resultados do estudo de duas grandes escavações cuja observação se inseriu no âmbito da tese. O comportamento observado é comparado com o resultante da aplicação do modelo de cálculo às obras em causa, na base de parâmetros determinados experimentalmente.

Procede-se (Cap. 13), por meio de um segundo modelo de cálculo, a uma abordagem à análise tridimensional das obras geotécnicas que são objecto da presente tese, pondo em evidência, para as situações correntes, os aspectos do comportamento mais deficientemente estudados por meio das análises em estado plano de deformação.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral e sugerem-se vias para prosseguimento dos estudos.

ABSTRACT

This thesis deals with the design of flexible earth retaining structures, the study of wich has known important improvements with the development and application of mathematical models based on the finite element method (Chap. 1).

On the basis of a critical review of the relevant bibliography, Chapter 2 considers the major issues involved in the design of this type of structures and provides a framework for the study of the specific questions analysed in the remainder of the work.

Chapter 3 presents the 2D mathematical model, based on the finite element method, used as the basic analytical tool in the course of the research process.

The following chapters (Chap. 4 to 7) deal with the characterization and simulation, within the model, of the mechanical behaviour of: i) the soil; ii) the interface between the soil and the wall; iii) the anchors and struts. Particular attention is given, in this respect, to the importance of the various parameters modelling that mechanical behaviour, and to the problems associated with their evaluation.

In the sequence, several questions are analysed with the help of the mathematical model, namely: i) the importance of the prestress of the anchors, in particular of its value and distribution on the behaviour of the structure and of the ground (Chap. 8); ii) the relationships between the displacements of the wall and the settlements of the ground in the

neighbourhood of the excavation (Chap. 8); iii) the overall influence of the anchors' nonlinear behaviour and of the displacements they experience as a result of the excavation (Chap. 9); iv) the bearing capacity of the soil to vertical forces applied by the wall when the latter does not reach the bedrock (Chap. 10). The results obtained are interpreted bearing in mind engineering design considerations.

Chapters 11 and 12 report on the monitoring of two large excavations. Subsequently, the results of the monitoring are compared with those obtained from the study of the excavations by the finite element method, using design parameters obtained experimentally.

The concluding chapter (Chap. 13) attemps, with the help of a second mathematical model, a tridimensional approach to the geotechnical works dealt with in this thesis and evaluates the errors associated with plain strain analyses.

Finally, a number of general conclusions is enunciated and suggestions are made concerning themes for future research.

AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho deseja o autor expressar a sua mais sincera gratidão a todo um numeroso conjunto de entidades e pessoas que das mais diversas formas e em diferentes fases do mesmo contribuiram para que fossem conseguidos os objectivos propostos.

Pela importância dos respectivos contributos, é não apenas com justiça, mas também com particular amizade e prazer que se endereçam agradecimentos muito especiais:

- Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, na pessoa do seu Director, Engenheiro Ferry Borges, pelas condições proporcionadas durante o estágio no Núcleo de Estudos Geotécnicos Especiais, estágio durante o qual foi desenvolvido o trabalho que agora se apresenta;
- Ao Engenheiro Castel-Branco Falcão, Chefe do NEGE, pelo seu estímulo e orientação, e pela forma particularmente amiga como os soube levar a cabo;
- Ao Prof. Engenheiro Campos e Matos, que despertou no aluno o interesse pela Geotecnia, e que nas diversas funções que desempenhou na Faculdade de Engenharia e como Reitor da Universidade do Porto, garantiu as facilidades necessárias para que o presente trabalho fosse realizado;
- À Empresa Teixeira Duarte, cujo permanente espírito de

colaboração da sua Direcção, e competência e interes se do seu Quadro Técnico permitiram que partes fundamentais dos objectivos traçados fossem realizadas de forma amplamente satisfatória, muito em especial a respeitante à observação de obras;

- Aos Engenheiros Luis de Sousa, Carlos Pina e Gracias Fernandes, pela sua colaboração amiga na parte referente à aplicação do modelo de cálculo tridimensional;
- Ao Engenheiro Antônio Pinelo, pela sua ajuda na fase de arranque do trabalho;
- Ao Engenheiro Rui Correia, pelas numerosas trocas de impressões de grande interesse e utilidade proporcionadas ao longo do estágio no NEGE;
- A todas as outras pessoas que trabalham ou trabalharam no NEGE do LNEC, pela amizade e colaboração dispensadas; muito em particular, ao Engº Técnico Anîbal Costa e ao Ajudante de Experimentador Noel Tagarro, pelo interesse dedicado às campanhas de observação e ensaios efectuadas;
- Aos Desenhadores Luis Nunes e Vitório Ferreira, pela inexcedível competência posta, respectivamente, na execução dos desenhos e na montagem do trabalho;
- À Sra. D. Leonor Rodrigues, pelo cuidado que devotou à dactilografia do texto;
- Aos trabalhadores do Centro de Informática do LNEC, com quem foram mantidos assíduos contactos durante a realização do trabalho, pela disponibilidade e atenção sempre manifestadas;
- Finalmente, aos trabalhadores do Sector de Artes Gráficas do LNEC, pelo interesse depositado na apresentação e impressão do trabalho.

INDICE DO TEXTO

Pág.

CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO 5

1.1 - As estruturas flexíveis para o suporte de terras 5

1.2 - Os diferentes problemas de pressões de terras 6

1.3 - O método dos elementos finitos e a sua importância 9

CAPÍTULO 2 - ASPECTOS FUNDAMENTAIS A CONSIDERAR NO DI - MENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS FLEXÍVEIS PARA SUPORTE DE TERRAS 13

2.1 - Pressões de terras sobre a cortina. Determinação dos esforços correspondentes. 13

2.1.1 - Cortinas monoancoradas ou monoescoradas. 13

2.1.1.1 - Os métodos primitivos de cálculo 13

2.1.1.2 - O método de Rowe 14

2.1.2 - Cortinas associadas a vários níveis de escoras 17

2.1.2.1 - Introdução 17

2.1.2.2 - As envolventes de diagramas aparentes 18

2.1.2.3 - Cálculo dos esforços no escoramento e na cortina 21

2.1.3 - Cortinas associadas a vários níveis de ancoragens 22

2.2 - Outras pressões e esforços que necessitam de consideração 24

2.2.1 - Pressões associadas à água 24

2.2.2 - Pressões associadas a sobrecargas no terrapleno 27

2.2.3 - Pressões e esforços associados a outras causas 28

2.3 - Estabilidade do fundo da escavação 30

2.3.1 - Argilas 30

2.3.2 - Areias 34

2.3.2.1 - O "piping" e o levantamento hidráulico 34

2.3.2.2 - Cálculo dos coeficientes de segurança 35

2.4 - Movimentos associados à escavação 39

2.4.1 - Introdução 39

2.4.2 - As duas componentes dos movimentos associados à escavação 42

2.4.2.1 - Os deslocamentos acima do nível da escavação 42

2.4.2.2 - Os deslocamentos abaixo do nível da escavação 48

2.4.3 - Movimentos do fundo da escavação 52

2.4.4 - Necessidade de recalce das fundações das

estruturas vizinhas 53

2.5 - Capacidade de carga do solo às forças verticais transmitidas pela cortina 56

2.5.1 - Introdução 56

2.5.2 - Questões relativas à capacidade de carga no caso das paredes moldadas 58

2.6 - Estabilidade global 60

2.6.1 - Introdução 60

2.6.2 - O método de Kranz 61

2.6.3 - Métodos mais recentes para a análise da estabilidade global 62

2.6.4 - Análises de estabilidade convencionais. 64

CAPÍTULO 3 - MODELO DE CÁLCULO BASEADO NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS 67

3.1 - Generalidades 67

3.2 - A simulação da cortina solicitada à flexão 71

3.3 - Simulação de várias solicitações e fases construtivas 75

3.3.1 - Introdução 75

3.3.2 - Escavação 76

3.3.2.1 - Introdução 76

3.3.2.2 - O processo adoptado no modelo de cálculo 78

3.3.3 - Alterações na posição do nível freático 81

3.3.4 - Variações de temperatura no escoramento 86

3.4 - Exemplo de aplicação. Problema Base 88

3.4.1 - Introdução 88

3.4.2 - Hipóteses de cálculo 88

3.4.3 - Breve discussão dos resultados 91

Pág.

CAPÍTULO 4 - A CARACTERIZAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO INICIAL E DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MACIÇO INTERESSADO PELA ESCAVAÇÃO 97

4.1 - Introdução 97

4.2 - Solos coesivos 98

4.2.1 - A hipótese de comportamento não drenado do solo 98

4.2.2 - A resistência e o módulo de deformabilidade não drenados 103

4.2.3 - A discordância entre as características mecânicas do solo no campo e em laboratório 108

4.2.4 - A anisotropia dos solos coesivos 112

4.2.4.1 - Os dois tipos de anisotropia 112

4.2.4.2 - A importância da anisotropia nos problemas em estudo 116

4.2.5 - Nota sobre o coeficiente de impulso em repouso 119

4.2.6 - Conclusões 121

4.3 - Solos não coesivos 122

4.3.1 - Introdução 122

4.3.2 - Os ensaios "in situ" 123

4.3.3 - Nota sobre os coeficientes de Poisson e de impulso em repouso 126

4.3.4 - Conclusões 127

CAPÍTULO 5 - O MODELO HIPERBÓLICO PARA A REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MACIÇO. SUA IMPORTÂNCIA NOS PROBLEMAS EM ESTUDO ... 129

5.1 - Introdução 129

5.2 - O modelo hiperbólico 130

5.3 - Módulos de deformabilidade volumétrico e

distorcional conjugados com o modelo hiperbólico 136

5.4 - A importância do módulo de deformabilidade apropriado à trajectória de tensões. 139

CAPÍTULO 6 - O COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ANCORAGENS E A SUA CONSIDERAÇÃO NO MODELO DE CÁLCULO . 151

6.1 - Introdução 151

6.2 - O comportamento mecânico das ancoragens determinado por meio de ensaios de tracção 155

6.2.1 - Introdução 155

6.2.2 - Metodologia adoptada 155

6.2.3 - Resultados obtidos 158

6.2.4 - Conclusões 164

6.3 - Crítica aos métodos conhecidos para a consideração das ancoragens nas análises por elementos finitos 167

6.4 - Método proposto para a consideração das ancoragens nas análises por elementos finitos 169

6.4.1 - Ancoragens seladas numa formação imóvel 169

6.4.2 - Ancoragens seladas numa zona em que não são desprezáveis os movimentos associados à escavação 173

6.4.2.1 - Ancoragens com comportamento linear . 173

6.4.2.2 - Ancoragens com comportamento não linear 179

6.4.3 - Conclusão 181

6.5 - Consideração das escoras no modelo de cálculo 182

CAPÍTULO 7 - O COMPORTAMENTO MECÂNICO DA INTERFACE SOLO-CORTINA 187

7.1 - Introdução 187

7.2 - Caracterização da interface solo-estrutura 189

7.2.1 - Introdução 189

7.2.2 - Obtenção das amostras 190

7.2.3 - A montagem das amostras na caixa de corte. O aparelho de corte..... 193

7.2.4 - Ensaios de corte directo da interface solo-parede moldada 196

7.2.5 - Ensaios de corte directo do solo 200

7.2.6 - Comparação entre as resistências do contacto e do solo 202

7.2.7 - Conclusões dos ensaios realizados 203

7.3 - Comportamento mecânico da interface considerado no modelo de cálculo 204

CAPÍTULO 8 - ALGUMAS ANÁLISES EXPLORATÓRIAS DO MODELO DE CÁLCULO 207

8.1 - O pré-esforço das ancoragens e a sua importância 207

8.1.1 - Introdução 207

8.1.2 - O nível de pré-esforço 208

8.1.3 - A distribuição dos pré-esforços pelos níveis de ancoragens 218

8.2 - Algumas diferenças e semelhanças entre as cortinas ancoradas e escoradas 224

8.3 - Dependência entre os assentamentos no terrapleno e o movimento da cortina 229

8.3.1 - O que determina o valor máximo do assentamento 229

8.3.2 - O que determina a distribuição dos assentamentos na superfície do terreno .. 237

8.4 - Conclusões 243

CAPÍTULO 9 - APLICAÇÃO DO MODELO DESENVOLVIDO PARA A CONSIDERAÇÃO DAS ANCORAGENS NAS ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS 247

9.1 - Ancoragens com selagem fixa 247

9.1.1 - Introdução 247

9.1.2 - Resultados 248

9.1.3 - Conclusões 256

9.2 - Ancoragens com selagem móvel 258

9.2.1 - Introdução. O problema estudado 258

9.2.2 - Resultados 261

9.2.2.1 - A influência do modelo de comportamento admitido para as ancoragens 261

9.2.2.2 - A influência da posição das zonas de selagem nos deslocamentos 269

9.2.2.3 - A importância no problema analisado de alguns parâmetros da estrutura de suporte 273

9.2.3 - Conclusões 278

9.3 - Nota sobre os coeficientes de segurança respeitantes às ancoragens 279

CAPÍTULO 10 - A PROBLEMÁTICA DA ESTABILIDADE DA ESCAVAÇÃO QUANDO SÃO PRECÁRIAS AS CONDIÇÕES DE APOIO DA CORTINA ÀS CARGAS VERTICAIS 283

10.1 - Introdução 283

10.2 - Aplicação do modelo de cálculo ao estudo do problema 286

10.2.1 - O problema considerado 286

10.2.2 - A importância da altura enterrada da cortina 288

10.2.2.1 - Comportamento em termos de deslocamentos e esforços nas ancoragens 288

10.2.2.2 - A mobilização das resistências lateral e de ponta 293

10.2.2.3 - As diferenças entre o carregamento vertical de uma cortina e de uma fundação profunda 298

10.2.3 - A importância das características mecânicas dos elementos de junta 301

10.2.4 - Medidas destinadas a melhorar o comportamento do sistema 307

10.3 - Conclusões 313

CAPÍTULO 11 - OBSERVAÇÃO E ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS DE UMA ESCAVAÇÃO SUPORTADA POR UMA PAREDE MOLDADA ANCORADA 317

11.1 - Introdução 317

11.2 - Resultados da observação 320

11.2.1 - Movimentos 320

11.2.2 - Esforços nas ancoragens 321

11.3 - Cálculo por elementos finitos da obra observada 323

11.3.1 - Introdução 323

11.3.2 - Determinação dos parâmetros de cálculo relativos ao solo e às ancoragens . 324

11.3.2.1 - Aterro 324

11.3.2.2 - Argila 326

11.3.2.3 - Marga 330

11.3.2.4 - Ancoragens..... 332

11.3.3 - Resultados 333

11.4 - Conclusões 339

CAPÍTULO 12 - OBSERVAÇÃO E ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS DE UMA ESCAVAÇÃO SUPORTADA POR UMA PAREDE MOLDADA ESCORADA 341

12.1 - Introdução 341

12.2 - Cálculo por elementos finitos para previsão do comportamento da obra observada 345

12.2.1 - Introdução 345

12.2.2 - Determinação dos parâmetros de cálculo relativos ao maciço 347

12.2.3 - Resultados 351

12.3 - Resultados da observação 353

12.3.1 - Introdução 353

12.3.2 - Deslocamentos da cortina 359

12.3.3 - Esforços no escoramento 362

12.4 - Comparação dos comportamentos observado e calculado 369

12.4.1 - Cálculo de previsão 369

12.4.2 - Cálculos efectuados "a posteriori" ... 371

12.4.2.1 - Estudo das cinco fases de escavação. 371

12.4.2.2 - Estudo da substituição do escoramento pelas lajes 379

12.4.2.3 - Estudo das variações de temperatura no escoramento 381

12.4.2.4 - Estudo da importância da variação do coeficiente de Poisson 383

12.5 - Conclusões 385

Pág.

CAPÍTULO 13 - ABORDAGEM À ANÁLISE TRIDIMENSIONAL POR ELEMENTOS FINITOS DOS PROBLEMAS EM ESTUDO 389

13.1 - Introdução 389

13.2 - Estudo efectuado 392

13.2.1 - Introdução 392

13.2.2 - O modelo de cálculo 393

13.2.3 - O problema analisado 396

13.2.4 - Resultados 397

13.3 - Conclusões 402

CONSIDERAÇÕES FINAIS 405

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 413

INDICE DE FIGURAS

Fig.		Pág.
2.1	- Redistribuição de pressões por efeito de arco junto a uma cortina monoancorada	15
2.2	- Determinação da secção da cortina pelo método de Rowe	16
2.3	- Movimento típico de uma cortina escorada ..	18
2.4	- Diagramas de pressões aparentes para o cálculo dos esforços nas escoras (Terzaghi e Peck, 1967)	19
2.5	- Redistribuição de pressões por efeito de arco em escavações escoradas (Bjerrum et al, 1972): (a) escavação em solo de boas características mecânicas; (b) escavação num espesso estrato de argila mole	20
2.6	- Rede de fluxo relativa a uma escavação num maciço homogéneo e isotrópico de areia suportado por uma cortina impermeável	25
2.7	- Impulsos para condições hidrostáticas e hidrodinâmicas: (a) pressões da água; (b) pressões do solo admitindo a existência dos estados de equilíbrio limite; (c) pressões totais	26

2.8 - Variações nos esforços no escoramento associados a flutuações da temperatura (Kanatani et al, 1981) 29

2.9 - Anâlise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943) 31

2.10 - Factor de capacidade de carga para sapatas e escavações profundas (Skempton, 1952;Bjerrum e Eide, 1956) 31

2.11 - Anâlise da estabilidade do fundo para escavações pouco profundas no caso da proximidade de um estrato rijo (Terzaghi, 1943) 32

2.12 - Esquema construtivo para atingir grandes profundidades em solos moles sem rotura do fundo (Eide et al, 1972) 33

2.13 - Rede de fluxo para o cálculo da segurança relativamente ao "piping" e ao levantamento hidrâulico 36

2.14 - Esquema de um caso em que se verifica a existência de artesianismo 38

2.15 - Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969) 40

2.16 - Importância da sobreescavação nos deslocamentos da cortina (Clough e Davidson, 1977) ... 43

2.17 - Efeito da inclinação das bermas e do número de estabilidade nos assentamentos (Clough e Denby, 1977) 46

2.18 - Dependência entre os deslocamentos da parede e a altura do solo retirada em cada fase de escavação (Clough et al, 1977) 47

2.19 - Dependência dos deslocamentos da parede relativamente ao número de estabilidade e ao parâmetro de rigidez (Goldberg et al, 1976) .. 47

2.20 - Estado de tensão abaixo do nível da escava -

ção: a) elementos em situações características; b) cortina muito flexível; c) rotura do fundo; d) cortina com grande rigidez e encastrada num estrato rijo subjacente 49

2.21 - Relação entre os deslocamentos da parede e o coeficiente de segurança à rotura do fundo para diferentes valores da rigidez da cortina (Clough et al, 1979) 50

2.22 - Prescrição quanto a obras de recalce (Canadian Manual, 1978) 55

2.23 - Forças transmitidas ao terreno por uma cortina ancorada (Hanna, 1968) 57

2.24 - Condicionalismos a respeitar na localização das ancoragens: a) ancoragens de placa; b) ancoragens pré-esforçadas..... 60

2.25 - Análise de estabilidade pelo método de Kranz (1953) 61

2.26 - Análise de estabilidade segundo Locher (1969) 63

3.1 - Secção de uma escavação genérica com indicação de hipotéticas condições fronteira para a malha de elementos finitos 68

3.2 - Consideração da água no estabelecimento do estado de tensão inicial 69

3.3 - Elementos bidimensionais considerados: a) elemento subpramétrico (Doherty et al, 1969); elemento formado por quatro triângulos 72

3.4 - Resultados de um teste para o estudo da simulação da flexão 73

3.5 - Resultados de um teste para o estudo da simulação da flexão 74

3.6 - Resultados em termos de deslocamentos de uma escavação suportada por uma estrutura flexível empregando dois tipos de elementos para a representação da cortina e do maciço 75

3.7 - Simulação de uma escavação pelo método dos elementos finitos 77

3.8 - Distribuição linear de tensões na fronteira de um elemento quadrangular e cálculo da componente vertical da força equivalente a essa distribuição no nô j (Kulhawy, 1977) 80

3.9 - Elementos em situações diferentes no que respeita ao cálculo das tensões na fronteira da escavação (Tsui, 1974) 81

3.10 - Elementos em situações diferentes no que respeita à consideração da água no estabelecimento do estado de tensão inicial 82

3.11 - Testes para o estudo do rebaixamento do nível freático: a) rebaixamento simultâneo de ambos os lados da cortina; b) rebaixamento apenas do lado esquerdo da cortina 84

3.12 - Teste para o estudo de um caso em que uma rede de fluxo correspondente a um regime estacionário abrange o maciço adjacente à cortina 84

3.13 - Variações de temperatura no escoramento: a) corte tipo de uma escavação escorada; b) variações de comprimento e no esforço de compressão associadas a um acréscimo de temperatura Δt..... 86

3.14 - Malha de elementos finitos (Problema Base) . 89

3.15 - Variação em profundidade da resistência não drenada do maciço e estabelecimento dos pré-esforços das ancoragens 90

3.16 - Evolução dos deslocamentos da cortina (cálculo 1): a) fases 1 e 2; b) fases 2 e 3; c) fases 3 e 4; d) fases 4 e 5; e) fases 5 e 6; f) fases 6 e 7 92

3.17 - Evolução dos assentamentos na superfície do terreno (cálculo 1): a) fases 1 e 2; b) fa -

ses 2 e 3; c) fases 3 e 4; d) fases 4 e 5;e) fases 5 e 6; f) fases 6 e 7 93

3.18 - Variações percentuais nos pré-esforços das ancoragens (cálculo 1) 93

3.19 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculo 1) 94

3.20 - Momentos flectores na cortina (cálculo 1):a) fases 1 a 4; b) fases 5 a 7 95

4.1 - Alterações nas tensões de corte, pressões neutras e coeficientes de segurança durante e após a construção de um aterro sobre um maciço argiloso (Bishop e Bjerrum, 1960) 98

4.2 - Alterações nas pressões neutras e coeficiente de segurança durante e após a realização de uma escavação não suportada num maciço argiloso (Bishop e Bjerrum, 1960) 99

4.3 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço suportado (elemento 197, cálculo 1) ... 100

4.4 - Variações na tensão de corte no maciço suportado concluída a escavação (cálculo 1) 101

4.5 - Tensão normal octaédrica expressa em percentagem do valor inicial no maciço suportado após a conclusão da escavação (cálculo 1) .. 102

4.6 - Relação entre o coeficiente M e o índice de plasticidade e o grau de sobreconsolidação do solo (Duncan e Buchignani, 1976) 105

4.7 - Deslocamentos calculados e medidos de uma cortina escorada suportando uma escavação nas argilas moles de San Francisco (Clough e Mana, 1976) 106

4.8 - Relação entre M e os deslocamentos da cortina (Clough et al, 1979) 107

4.9 - Relação entre F e os deslocamentos da cortina (Clough et al, 1979) 107

4.10 - Efeito da consolidação secundária na compressibilidade das argilas normalmente consolidadas (Bjerrum, 1973) 110

4.11 - Diagramas tensões-deformações deduzidos a partir de diferentes gamas de deformações (Costa-Filho, 1980) 111

4.12 - Diferentes trajectórias de tensões no maciço interessado pela escavação 113

4.13 - Trajectórias de tensões totais e efectivas de amostras de argila mole submetidas a ensaios de compressão e extensão triaxial (Law e Holtz, 1978) 115

4.14 - Redução no coeficiente de segurança à rotura do fundo associada à anisotropia do solo (Hansen, 1980) 116

4.15 - Deslocamentos associados a uma escavação em argilas moles entrando ou não em conta com a anisotropia do solo (Hansen e Clough, 1981). 117

4.16 - Relação entre K_o e IP e OCR (Brooker e Ireland, 1965) 119

4.17 - Relação entre α e λ (ver Quadro 4.1) e LL (Sherif e Ishibashi, 1981) 119

4.18 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos movimentos finais calculados (Problema Base) 120

4.19 - Correlações entre a resistência de ponta e o módulo de deformabilidade das areias (Folque, 1976) 124

5.1 - Modelo hiperbólico: a) determinação dos parâmetros a e b; b) hipérbole representativa do diagrama tensões-deformações 131

5.2 - Determinação dos parâmetros k e n 134

5.3 - Determinação do módulo de deformabilidade de descarga-recarga 134

5.4 - Decomposição do estado de tensão actuante no elemento 136

5.5 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço subjacente à escavação (cálculo 1, elemento 55) 139

5.6 - Elementos em primeira carga e em descarga na primeira fase de escavação (cálculo 1) 141

5.7 - Deslocamentos da cortina na primeira fase de escavação 142

5.8 - Determinação do módulo de deformabilidade quando se verifica a reorientação das tensões principais 143

5.9 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço suportado (cálculo 1, elemento 193) ... 144

5.10 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço suportado (cálculo 1, elemento 179) ... 144

5.11 - Elementos em primeira carga e em descarga-recarga (cálculo 1): a) segunda fase de escavação; b) terceira fase de escavação; c) quarta fase de escavação..... 145

5.12 - Deslocamentos finais da cortina com o módulo de deformabilidade do maciço imposto ou escolhido automaticamente: a) $E_{dr} = E_i$; b) $E_{dr} = 2E_i$ 146

5.13 - Deslocamentos finais da cortina com o módulo de deformabilidade do maciço imposto 147

5.14 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 nos cálculos com o módulo de deformabilidade do maciço imposto 148

5.15 - Deslocamentos finais da cortina com o módulo de deformabilidade do maciço escolhido automaticamente 149

5.16 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 nos cálculos com o módulo de deformabilidade

do maciço escolhido automaticamente 149

6.1 - Escavação suportada por uma cortina ancorada em que são móveis as zonas de selagem das ancoragens: a) corte tipo; b) tipo de malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) blocagem da ancoragem 152

6.2 - Malha de elementos finitos para o estudo de uma parede moldada ancorada a quatro níveis (Clough e Tsui, 1974) 153

6.3 - Escavação suportada por uma cortina ancorada em que são fixas as zonas de selagem das ancoragens: a) corte tipo; b) tipo de malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) blocagem da ancoragem 154

6.4 - Aproximação hiperbólica: a) determinação dos parâmetros a e b; b) hipérbole representativa do diagrama tracções-deslocamentos 156

6.5 - Determinação da rigidez das ancoragens para ciclos de descarga-recarga 159

6.6 - Aproximação hiperbólica: a) ancoragens; b) solos brandos ou pouco compactos 163

6.7 - Diagrama tracções-deslocamentos teóricos e calculados em regime linear e não linear ... 165

6.8 - Processo iterativo para o ajuste da rigidez para trajectórias de tracções em primeira carga 171

6.9 - Processo iterativo para o ajuste da rigidez para trajectórias de tracções do tipo recarga-primeira carga..... 172

6.10 - Consideração das ancoragens quando não estão seladas numa formação imóvel: a) corte tipo; b) malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) blocagem da ancoragem ... 174

6.11 - Processo iterativo para a compatibilização da

força total aplicada na cabeça da ancoragem com o deslocamento relativo da cabeça e da selagem 176

6.12 - Forças aplicadas na cabeça da ancoragem no fim do processo iterativo de n iterações ... 178

6.13 - Processo iterativo para o ajuste da rigidez para trajectórias de tracções em primeira carga e tendo em conta o deslocamento da selagem 180

6.14 - Escavação suportada por uma cortina escorada: a) corte tipo; b) malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) escora em serviço 183

6.15 - Hipotético diagrama compressões-deslocamentos de uma escora 184

7.1 - Evolução das forças tangenciais desenvolvidas nas interfaces solo-parede moldada (cálculo 1) 188

7.2 - Influência das características dos elementos de junta nos movimentos associados à escavação 189

7.3 - Curva granulométrica do solo cujo contacto com a parede moldada foi estudado 191

7.4 - Construção dos blocos de parede moldada 192

7.5 - Retirada dos blocos construidos e do solo adjacente 192

7.6 - Provete para ensaio do contacto 194

7.7 - Aspectos da caixa de corte 194

7.8 - Aparelho utilizado para os ensaios de corte da junta 195

7.9 - Aspecto de uma interface altamente contaminada por bentonite 199

7.10 - Envolventes de Mohr-Coulomb do contacto solo-parede moldada 199

7.11 - Envolventes de Mohr-Coulomb do solo para duas velocidades de corte 201

7.12 - Comparação entre as resistências do contacto e do solo 202

7.13 - Comparação entre as resistências do contacto e do solo 203

7.14 - Comportamento mecânico dos elementos de junta considerado no modelo de cálculo 205

8.1 - Diagramas que basearam o estabelecimento do pré-esforço (cálculos 1 a 4) 209

8.2 - Deslocamentos da parede e assentamentos da superfície concluída a escavação (cálculos 1 a 4) 209

8.3 - Relação entre o nível de pré-esforço e os valores máximos dos deslocamentos da parede e dos assentamentos na superfície (cálculos 1 a 4): a) fase 3; b) fase 5;c) fase 7 210

8.4 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 (cálculos 1 e 2) 211

8.5 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 1, 3 e 4) 213

8.6 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 2) 215

8.7 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 4) 216

8.8 - Diagramas de momentos flectores na parede no fim da construção (cálculos 1, 2 e 4) 217

8.9 - Deslocamentos da parede e assentamentos da superfície concluída a escavação (cálculos 5, 6 e 7)..... 219

8.10 - Relação entre o nível de pré-esforço e os valores máximos dos deslocamentos da parede e dos assentamentos na superfície (cálculos 1,

3, 4, 5, 6 e 7): a) fase 5; b) fase 7..... 219

8.11 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 (cálculos 1 e 6) 220

8.12 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 1 e 6; cálculos 4 e 7) 222

8.13 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 7) 223

8.14 - Evolução dos deslocamentos da parede (cálculo 8) 224

8.15 - Deslocamentos finais da parede (cálculos 1 e 8) 225

8.16 - Evolução dos esforços no escoramento (cálculo 8) 226

8.17 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 8) 227

8.18 - Evolução dos momentos flectores na parede (cálculo 8) 228

8.19 - Relação entre os deslocamentos da parede e do terrapleno (O'Rourke, 1981) 231

8.20 - Relação entre os assentamentos máximos na superfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (cálculos 1 a 8) 232

8.21 - Relação entre os assentamentos máximos na superfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (outros cálculos) 233

8.22 - Movimentos típicos de uma estrutura de suporte flexível: a) fase autoportante; b) ancoragens ou escoras em serviço 234

8.23 - Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície para três posições da fronteira lateral direita da malha de elementos finitos (cálculos 1, 9 e 10) 235

8.24 - Relação entre os assentamentos máximos na su

perfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (cálculos 1, 9 e 10) 236

8.25 - Relação entre o assentamento diferencial máximo à superfície e os deslocamentos máximo (a) e médio (b) da cortina (cálculos 1 a 8) 238

8.26 - Relação entre a concavidade da superfície do terreno e a convexidade da face exposta da parede (cálculos 1 a 8) 239

8.27 - Dependência entre o tipo de movimento da cortina e a forma assumida pela superfície do terreno 240

8.28 - Importância das tensões tangenciais na face de contacto entre a parede e o maciço suportado nos assentamentos da superfície 241

9.1 - Deslocamentos da cortina e assentamentos do terrapleno no fim da escavação (cálculos 2, 11 e 12) 249

9.2 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 2, 11 e 12) 249

9.3 - Deslocamentos da cortina e assentamentos do terrapleno no fim da escavação (cálculos 3, 13 e 14) 250

9.4 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 3, 13 e 14) 251

9.5 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 3 e 14) 252

9.6 - Deslocamentos da cortina e assentamentos no terrapleno no fim da escavação (cálculos 1, 15 e 16) 253

9.7 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 1, 15 e 16) 253

9.8 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamendos calculados (cálculos 1 e 16) 254

9.9 - Deslocamentos da cortina e assentamentos no terrapleno no fim da escavação (cálculos 6 e 17) 255

9.10 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 6 e 17) 255

9.11 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 6 e 17) 256

9.12 - Malha de elementos finitos (cálculos 18 a 29) e posições consideradas para os pontos médios dos bolbos de selagem dos dois níveis de ancoragens 259

9.13 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 18, 19 e 20) 262

9.14 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 18, 19 e 20) 262

9.15 - Diagramas admitidos para os dois níveis de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 19 e 20) 264

9.16 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 18, 19 e 20) 265

9.17 - Deslocamentos da cortina e pressões de terras nas três fases de escavação (cálculo 19) 266

9.18 - Momentos flectores na cortina (cálculo 19): a) fim da escavação; b) envolvente dos diagramas durante a construção 267

9.19 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 21, 22 e 23) 267

9.20 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 21, 22 e 23) 268

9.21 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 24, 25 e 26) 268

9.22 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 24, 25 e 26) 269

9.23 - Comparação dos deslocamentos finais correspondentes às três posições das selagens: a) cálculos com ancoragens não lineares e com consideração da mobilidade das selagens (20 e 26); b) cálculos com ancoragens lineares e sem consideração da mobilidade das selagens (18 e 24) 270

9.24 - Componentes horizontais dos deslocamentos finais na face do corte e no maciço suportado (cálculo 19) 271

9.25 - Deslocamentos recuperados com o pré-esforço das ancoragens (cálculos 18, 19, 22 e 25): a) 1º nível; b) 2º nível 272

9.26 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 19 e 27) 274

9.27 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 19 e 27) 274

9.28 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 19 e 28) 275

9.29 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 19 e 28) 276

9.30 - Diagramas de momentos flectores no fim da escavação (cálculos 19 e 28) 276

9.31 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 19 e 29) 277

9.32 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 19 e 29) 278

10.1 - Critério preconizado pelo Canadian Manual (1978) para o cálculo da capacidade de carga 284

10.2 - Malha de elementos finitos considerada para o estudo do problema 286

10.3 - Cálculos efectuados para o estudo da importância da altura enterrada da cortina 288

10.4 - Deslocamentos da cortina: a) cálculo 30; b) cálculo 31; c) cálculo 32; d) cálculo 33 .. 290

10.5 - Relação entre os deslocamentos horizontais da cortina e a altura enterrada: a) fases 3, 5, 7 e 9; b) cálculos 30 a 33 291

10.6 - Deslocamentos finais da cortina e do terrapleno (cálculos 30 a 32) 291

10.7 - Variações dos pré-esforços das ancoragens (cálculos 30 e 33) 292

10.8 - Mobilização da resistência nos elementos subjacentes à ponta da cortina (cálculos 30 a 32) 294

10.9 - Mobilização da resistência lateral (cálculos 30 a 33) 295

10.10 - Diagramas solicitação vertical-assentamentos (cálculos 31 e 34) 298

10.11 - Fracções da solicitação vertical equilibradas na ponta e nas interfaces da estrutura com o maciço envolvente (cálculos 31 e 34). 299

10.12 - Fracções da solicitação vertical equilibradas na ponta e nas interfaces da estrutura com o maciço envolvente (cálculos 30 e 32). 301

10.13 - Deslocamentos da cortina (cálculos 31, 31A e 31B) 302

10.14 - Mobilização das componentes da resistência lateral (cálculos 31, 31A e 31B) 303

10.15 - Diagramas solicitação vertical-assentamentos (cálculos 35, 35A e 35B) 305

10.16 - Cálculos 35 e 35B: a) Fracções da solicita-

ção vertical equilibradas pelas resistências lateral e de ponta; b) mobilização das componentes da capacidade de carga..... 306

10.17 - Deslocamentos da cortina (cálculos 30, 30A e 30B) 308

10.18 - Deslocamentos finais da cortina e do terra - pleno (cálculos 30, 30A e 30B) 309

10.19 - Mobilização das componentes da capacidade de carga (cálculos 30 e 30A) 310

10.20 - Deslocamentos finais da cortina e do terra - pleno (cálculos 31, 31C e 31D) 311

10.21 - Mobilização das componentes da capacidade de carga (cálculos 31 e 31D) 312

11.1 - Planta da escavação 317

11.2 - Imagem da escavação quase concluida 318

11.3 - Corte na zona do painel instrumentado 319

11.4 - Movimentos observados na parede: a) escavação até 2,90 m (31/8/81); b) pré-esforço das ancoragens (8/10/81); c) escavação concluída (11/11/81 e 18/12/81) 320

11.5 - Malha de elementos finitos 323

11.6 - Curva granulométrica da argila siltosa 327

11.7 - Diagramas resultantes dos ensaios triaxiais: a) amostras colhidas à profundidade de 6,0 m; b) amostras colhidas à profundidade de 9,0 m 328

11.8 - Determinação dos parâmetros de resistência da marga 331

11.9 - Dependência do módulo de deformabilidade da marga relativamente à menor tensão principal 332

11.10 - Diagramas de ensaio das ancoragens instrumentadas 333

11.11 - Movimentos calculados e medidos da parede pa

ra três fases construtivas 334

11.12 - Deslocamentos laterais da parede e assentamentos da superfície calculados para a profundidade projectada para a escavação 335

11.13 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação 336

11.14 - Momentos flectores: a) diagrama no fim da escavação; b) envolvente dos diagramas relativos a todas as fases construtivas 337

11.15 - Resultados com e sem a consideração do bed-rock: a) deslocamentos da parede no fim da escavação; b) momentos flectores na parede no fim da escavação 338

12.1 - Planta da escavação..... 341

12.2 - Corte tipo 343

12.3 - Imagem da escavação após ser atingida a profundidade projectada 344

12.4 - Imagem durante a realização da quarta fase de escavação 344

12.5 - Malha de elementos finitos 346

12.6 - Resultados dos ensaios "in situ" 348

12.7 - Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície previstos para as três primeiras fases de escavação 351

12.8 - Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície previstos para as quarta e quinta fases de escavação 352

12.9 - Esforços previstos no escoramento 352

12.10 - Momentos flectores previstos na parede moldada: a) fim da escavação; b) envolvente dos diagramas em todas as fases..... 353

12.11 - Fases construtivas abrangidas pela observação 355

12.12 - Escora dotada de cabeça regulável 356

12.13 - Escora instrumentada do primeiro nível após a rotura da cabeça regulável 357

12.14 - Escora instrumentada do terceiro nível sem cabeça regulável 358

12.15 - Deslocamentos laterais da parede observados nas cinco fases de escavação: a) tubo inclinométrico 1; b) tubo inclinométrico 2 359

12.16 - Deslocamentos laterais da parede observados no fim da escavação e após a completa substituição do escoramento pelas lajes: a) tubo inclinométrico 1; b) tubo inclinométrico 2 360

12.17 - Esforços medidos no escoramento 366

12.18 - Diagramas de pressões aparentes no fim da escavação 367

12.19 - Comparação dos deslocamentos previstos e observados: a) fase 1; b) fase 2; c) fase 5 . 370

12.20 - Comparação dos esforços previstos e observados no escoramento 371

12.21 - Deslocamentos da parede medidos e calculados "a posteriori": a) fase 2; b) fase 5 .. 375

12.22 - Deslocamentos da cortina (cálculo C): a) fases 1 a 3; b) fases 4 e 5 377

12.23 - Esforços medidos e calculados (cálculo C)no escoramento até à conclusão da escavação .. 377

12.24 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo C) 378

12.25 - Momentos flectores na cortina (cálculo C): a) fim da escavação; b) envolvente dos diagramas nas cinco fases de escavação 378

12.26 - Envolventes dos diagramas de momentos flectores até ao fim da escavação e desta até à

retirada completa do escoramento 380

12.27 - Esforços calculados e medidos no escoramento até à sua completa substituição pelas lajes 381

12.28 - Deslocamentos medidos e calculados da parede após a completa substituição do escoramento pelas lajes 382

12.29 - Deslocamentos da parede e assentamentos da superfície finda a escavação para duas hipóteses relativas ao coeficiente de Poisson do aterro e do estrato de areia 384

13.1 - Momentos flectores numa secção horizontal ao nível das ancoragens (Tsui e Clough, 1974): a) fase de pré-esforço das ancoragens; b) escavação posterior; c) diagrama resultante das duas fases 390

13.2 - Desvio percentual das pressões ao nível das ancoragens relativamente às análises planas (Tsui e Clough, 1974) 391

13.3 - Fatia representativa do equilíbrio tridimensional resultante de uma escavação de desenvolvimento infinito suportada por uma estrutura flexível escorada ou ancorada 393

13.4 - Teste do modelo de cálculo 395

13.5 - Estudo da malha de elementos finitos: a) problema analisado; b) deslocamentos calculados ao longo de duas secções 395

13.6 - Duas secções na malha de elementos finitos adoptada 397

13.7 - Deslocamentos finais calculados pelos modelos tridimensional e plano (afastamento entre escoras de 8,0 m): a) secções verticais; b) secção horizontal ao nível do escoramento 398

13.8 - Pressões de terras no fim da escavação calculadas pelos modelos tridimensional e plano (secções verticais, afastamento entre escoras de 8,0 m) 399

13.9 - Momentos flectores no fim da escavação calculados pelos modelos tridimensional e plano (secções verticais, afastamento entre escoras de 8,0 m) 400

13.10 - Momentos flectores após o pré-esforço do escoramento e concluída a escavação (afastamento entre escoras de 8,0 m): a) secção horizontal próxima do nível do escoramento; b) secção horizontal 5,5 m abaixo do escoramento 401

13.11 - Dependência em relação ao afastamento entre escoras: a) razões dos valores máximos das pressões e momentos ao nível do escoramento decorrentes dos modelos tridimensional e plano (secções verticais); b) momentos numa secção horizontal ao nível do escoramento . 402

INDICE DE QUADROS

QUADROS		Pág.
2.I	- Valores de R_G determinados em algumas obras	28
2.II	- Factores susceptíveis de afectar os movimentos no maciço envolvente de uma escavação	41
2.III	- Valores da rigidez do escoramento em algumas obras	45
2.IV	- Escavações suportadas por paredes moldadas com profundidade superior à profundidade crítica	51
3.I	- Resultados fornecidos pelo modelo de cálculo	70
3.II	- Pressões e forças nodais equivalentes associadas à presença da água no maciço no estado de repouso	83
3.III	- Pressões e forças nodais equivalentes associadas ao rebaixamento do nível freático..	85
4.I	- Expressões e ábacos para o cálculo do coeficiente de impulso em repouso de solos coesivos	119

6.I - Valores médios e extremos das razões entre as diferentes rigidezes das ancoragens ... 161

6.II - Valores médios e extremos das razões entre as diferentes rigidezes das ancoragens analisadas 164

7.I - Características do solo cujo contacto com a parede moldada foi ensaiado 191

7.II - Resultados dos ensaios de corte directo do contacto solo-parede moldada e do solo ... 197

8.I - Cálculos efectuados no âmbito do capítulo 8 208

8.II - Forças aplicadas à cortina associadas às últimas fases de escavação (cálculos 1 e 2) 212

8.III - Valores iniciais, máximos e respectivas diferenças dos esforços no 1º nível de ancoragens(cálculos 1 a 4) 214

8.IV - Forças aplicadas à cortina associadas às 3 últimas fases de escavação (cálculos 1 e 6) 221

8.V - Fases em que se verificam os valores máximos dos movimentos e momentos flectores (cálculos 1 a 7) 228

9.I - Cálculos efectuados para a aplicação do modelo hiperbólico à representação do comportamento não linear das ancoragens (selagem fixa) 248

9.II - Cálculos efectuados para a aplicação do procedimento desenvolvido para a consideração das ancoragens com selagem móvel 261

9.III - Deslocamentos e esforços calculados e teóricos nas ancoragens (cálculos 19 e 20, fases 3 e 5) 263

9.IV - Coeficientes de segurança usados no dimensionamento das ancoragens 280

10.I - Casos em que ocorreu a rotura por falta de capacidade de carga do maciço às forças verticais transmitidas pela cortina 284

10.II - Cálculos efectuados no âmbito do capítulo 10 287

10.III - Cálculos relativos ao ensaio de uma barreta com diferentes características atribuídas aos elementos de junta 305

11.I - Esforços medidos nas ancoragens 322

11.II - Módulos de deformabilidade do aterro determinados por ensaios de carga com pneu 325

11.III - Parâmetros de cálculo relativos à camada de aterro 326

11.IV - Características do estrato de argila 326

11.V - Resultados dos ensaios de corte rotativo efectuados no estrato de argila 327

11.VI - Valores do coeficiente de impulso em repouso do estrato de argila obtidos a partir de três correlações 328

11.VII - Parâmetros de cálculo relativos ao estrato de argila 330

11.VIII - Características da marga 330

11.IX - Parâmetros de cálculo relativos à marga .. 332

11.X - Parâmetros definidores do comportamento das ancoragens ensaiadas 333

12.I - Características do escoramento 343

12.II - Características das lajes das caves 345

12.III - Características do estrato de argila 347

12.IV - Módulos de deformabilidade da camada de aterro e do estrato de areia resultantes da aplicação de várias correlações com os resultados dos ensaios de penetração estática 349

12.V - Ângulos de atrito da camada de aterro e do estrato de areia resultantes da aplicação de várias correlações com os resultados dos ensaios de penetração estática 349

12.VI - Parâmetros de cálculo para a camada de aterro e para o estrato de areia 350

12.VII - Fases construtivas abrangidas pela observação 354

12.VIII - Esforços observados no escoramento 363

12.IX - Esforços médios nos perfis instrumentados em cada fase construtiva e médias respectivas 365

12.X - Relação entre a rigidez efectiva e a rigidez teórica do escoramento 373

12.XI - Cálculos efectuados "a posteriori" simulando as fases construtivas necessárias para ser atingida a profundidade projectada para a escavação 374

12.XII - Valores de R_G medidos e calculados 382

SIMBOLOGIA

Embora os símbolos utilizados sejam definidos ao longo do texto, à medida que vão aparecendo, afigura-se com interesse apresentar uma listagem dos mais importantes. Não se incluem, contudo, alguns daqueles que constam de figuras de obras de outros autores incluidas no presente trabalho, por entrarem em contradição com os neste adoptados. Acontece, por outro lado, que determinados símbolos assumem ao longo do texto significados diversos. Procurou-se, quando tal acontece, orientar a exposição de forma a não deixar dúvidas àcerca daquilo que em cada caso com eles se pretende representar.

A - Parâmetro de geração de pressões neutras de Skempton
- Área da secção
A_l - Área lateral
ADM - Assentamento diferencial máximo
a - Parâmetro definidor da hipérbole aproximativa de determinado diagrama de ensaio
a_i - Coeficiente de interpolação de tensões
- Coeficiente definidor do campo de deslocamentos no elemento
B - Largura da escavação
b - Parâmetro definidor da hipérbole aproximativa de determinado diagrama de ensaio

C_D - Coeficiente de deformação da cortina

c - Coesão

c_a - Adesão

c_u - Resistência não drenada

c_{ub} - Resistência não drenada do solo subjacente à escavação

D - Distância da base da escavação ao bedrock

d - Parâmetro definidor da variação do coeficiente de Poisson com o estado de tensão

- Deslocamento

- Altura enterrada da cortina

- Espessura do estrato

- Incremento infinitesimal

d_o - Deslocamento da cabeça da ancoragem em relação à zona de selagem associado ao pré-esforço

d_{ij} - Deslocamento da cabeça da ancoragem em relação à zona de selagem na iteração j da fase i

d_i^c - Deslocamento absoluto da cabeça da ancoragem na iteração i

d_i^s - Deslocamento absoluto do ponto médio da zona de selagem da ancoragem na iteração i

d_t - Deslocamento tangencial

E - Módulo de elasticidade

- Módulo de deformabilidade

E_{dr} - Módulo de deformabilidade de descarga-recarga

E_i - Módulo de deformabilidade tangente inicial

E_s - Módulo de deformabilidade do solo

E_u - Módulo de deformabilidade não drenado

E_t - Módulo de deformabilidade tangente

e - Índice de vazios

F - Força

- Coeficiente de segurança

- Parâmetro definidor da variação do coeficiente de Poisson com o estado de tensão

F_a - Força na ancoragem

F_i - Força introduzida na cabeça da ancoragem na iteração i

F_t - Força tangencial

F_v - Força vertical aplicada à cortina

G - Peso específico das partículas do solo

- Parâmetro definidor da variação do coeficiente de Poisson com o estado de tensão

H - Altura total da cortina

H_o - Profundidade até à qual ocorrem deslocamentos significativos

H_w - Perda de carga total

h - Profundidade da escavação

h_w - Pressão da água

I - Momento de inércia

I_a - Impulso activo

IP - Índice de plasticidade

i - Gradiente hidráulico

i_c - Gradiente hidráulico crítico

i_M - Gradiente hidráulico máximo

K - Rigidez de ancoragem ou escora

K_o - Coeficiente de impulso em repouso

$K_o(NC)$ - Coeficiente de impulso em repouso para solo normalmente consolidado

$K_o(OC)$ - Coeficiente de impulso em repouso para solo sobreconsolidado

K_a - Coeficiente de impulso activo

K_{dr} - Rigidez de descarga-recarga

K_e - Rigidez efectiva

K_i - Rigidez tangente inicial

K_{ij} - Rigidez na iteração j da fase i

K_n - Rigidez normal de elemento finito de junta

K_s - Rigidez tangente para a tracção de serviço de uma ancoragem

- Parâmetro definidor da anisotropia de resistência

K'_s - Rigidez tangente para uma tracção 30% superior à tracção de serviço

K_t - Rigidez teórica de uma ancoragem ou escora

- Rigidez tangencial de um elemento finito de junta

K_{tg} - Rigidez tangente

k - Parâmetro definidor do modelo hiperbólico

k_{dr} - Parâmetro definidor do modelo hiperbólico

L - Desenvolvimento da escavação

- Comprimento livre teórico de uma ancoragem

- Comprimento de uma escora

L_o - Comprimento característico

LL - Limite de liquidez

LP - Limite de plasticidade

M - Coeficiente de proporcionalidade entre E_u e c_u

M_d - Módulo de deformabilidade distorcional

M_i - Módulo de deformabilidade de descarga

M_v - Módulo de deformabilidade volumétrico

m - Parâmetro definidor da variação de K_o com OCR

N - Número de pancadas SPT

N_b - Número de estabilidade da base da escavação

N_c - Factor de capacidade de carga

n - Parâmetro definidor do modelo hiperbólico

- Coeficiente de proporcionalidade entre R_p e N

OCR - Grau de sobreconsolidação

P - Peso

- Esforço de compressão

PE - Pré-esforço

P_o - Tensão vertical efectiva após a sedimentação

P_a - Pressão atmosférica

P_c - Tensão de pré-consolidação

q - Sobrecarga

R_f - Parâmetro definidor do modelo hiperbólico

R_G - Parâmetro relativo aos esforços no escoramento associados às variações de temperatura

R_l - Resistência lateral

R_p - Resistência de ponta

S - Superfície

- Nível de tensão

- Grau de saturação

S_i - Nível de tensão inicial

S_w - Deslocamento máximo da parede na fase autoportante

S'_w - Deslocamento máximo da parede nas fases seguintes à fase autoportante

s - Coordenada natural

- Espaçamento horizontal das ancoragens ou escoras

T - Esforço de tracção

- Esforço transverso

T_o - Tracção inicial de ensaio de uma ancoragem

T_{ij} - Tracção na iteração j da fase i

T_K - Tracção de rotura de uma ancoragem por fluência

T_L - Tracção correspondente ao limite de proporcionalidade a 0,1% na armadura de uma ancoragem

T_R - Tracção de rotura de uma ancoragem por deslizamento na selagem

T_s - Tracção de serviço

T'_s - Tracção 30% superior à tracção de serviço

t - Coordenada natural

- Temperatura

U - Deslocamento lateral na face do corte

U_{max} - Deslocamento lateral máximo na face do corte

U_{med} - Deslocamento lateral médio na face do corte

u - Pressão neutra

- Componente horizontal do deslocamento no elemento

V - Assentamento

V_{max} - Assentamento máximo

v - Componente vertical do deslocamento no elemento

W - Teor em água

x - Coordenada cartesiana

y - Coordenada cartesiana

- Deslocamento

z - Cota geométrica

α - Coeficiente de dilatação térmica linear

- Parâmetro definidor da variação de K_o com LL e OCR

γ - Peso específico total

γ - Distorção

γ_M - Distorção máxima

γ_{sat} - Peso específico saturado

γ_w - Peso específico da água

Δ - Incremento finito

ΔH - Espaçamento vertical entre escoras ou ancoragens

ΔH_c - Espaçamento crítico vertical entre escoras ou ancoragens

Δl - Variação de comprimento

ΔV - Variação no esforço de tracção da ancoragem correspondente ao deslocamento da cabeça relativamente ao ponto médio da selagem

δ - Ângulo de atrito solo-estrutura

δ_e - Levantamento elástico do fundo da escavação

ε - Extensão

ε_1, ε_3 - Extensões principais máxima e mínima

ε_a - Extensão axial

λ - Parâmetro definidor da variação de K_o com LL e OCR

ν - Coeficiente de Poisson

ν_s - Coeficiente de Poisson do solo

ν_t - Coeficiente de Poisson tangente

ρ - Número de flexibilidade da cortina

Σ - Somatório

σ - Tensão

σ', $\bar{\sigma}$ - Tensão efectiva

σ_o, σ_i - Tensão inicial

σ_1, σ_2, σ_3 - Tensões principais

σ_f - Tensão final

σ_h - Tensão horizontal

σ_v - Tensão vertical

τ - Tensão tangencial

τ_i - Tensão tangencial inicial

τ_M, τ_{max} - Tensão tangencial máxima

τ_r, τ_{rot} - Tensão tangencial na rotura

ϕ - Ângulo de atrito

ϕ' - Ângulo de atrito em termos de tensões efectivas

ϕ_n - Ângulo de atrito reduzido

∂ - Derivação parcial

$\int$ - Integração

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A realização de grandes escavações tem conhecido notável desenvolvimento nos últimos anos. Esse desenvolvimento tem sido particularmente importante nos grandes centros urbanos, onde factores como a saturação do tráfego, a valorização dos terrenos e a limitação da altura das construções pelas entidades municipais têm vindo a determinar a necessidade de um aproveitamento intensivo do espaço subterrâneo, abrindo nele vias de comunicação, parques de estacionamento e dotando de pisos enterrados novos e até antigos edifícios.

As escavações que para isso são necessárias, envolvendo grandes volumes de terras e atingindo profundidades consideráveis, são em regra realizadas com face vertical, devido a condicionalismos impostos pela economia e pelo espaço disponível. As estruturas para o seu suporte são em geral susceptíveis de experimentar em serviço deformações que condicionam a grandeza e a distribuição das pressões e esforços que as solicitam; são, por isso, classificadas como estruturas flexíveis.

A necessidade de escavar mais rápido e mais fundo veio revolucionar materiais e técnicas construtivas. O betão armado passou, em muitos casos, a substituir o aço e a madeira como material constituinte da cortina; por outro lado, em especial nas escavações mais largas, e quando as condições geotécnicas o permitem, as ancoragens pré-esforçadas passaram a ser os elementos mais correntemente usados, em detrimento das escoras e ancoragens passivas.

Deve, contudo, ser notado que não raro a realização de tais escavações tem ocasionado roturas ou importantes danifi

cações nas estruturas e infraestruturas vizinhas, e até, por vezes, a perda de vidas humanas, como aconteceu recentemente no nosso país.

Se é verdade que nalguns desses casos terá estado ausente o emprego da tecnologia construtiva mais adequada, é forçoso reconhecer que os métodos de dimensionamento generalizadamente empregues não estão ajustados à importância das obras em questão nem à complexidade dos fenómenos nelas envolvidos.

As exigências da economia e da segurança têm, por isso, incentivado esforços no sentido do desenvolvimento e aperfeiçoamento de métodos mais elaborados, que permitam:

a) ter adequadamente em consideração o modo como as deformações da estrutura condicionam os esforços nela mobilizados (aspecto que alguns métodos semi-empíricos, embora aplicáveis a casos consideravelmente mais simples, já contemplavam);

b) dum modo mais geral, efectuar uma previsão aproximada do comportamento da obra, designadamente da grandeza e distribuição dos deslocamentos induzidos pela escavação no maciço envolvente.

Os objectivos enunciados não podem considerar-se ainda alcançados, muito em especial o segundo, embora progressos importantes tenham sido conseguidos nos últimos anos com a aplicação de modelos matemáticos baseados no método dos elementos finitos.

O presente trabalho insere-se neste contexto, tendo-se, contudo, procurado enquadrar a implementação e aplicação de modelos do tipo citado num conjunto de outros aspectos sem os quais aqueles dificilmente poderão contribuir para um efectivo progresso nos métodos de dimensionamento.

Assim:

a) no seguimento de um outro trabalho, já publicado, em que tal foi feito com maior desenvolvimento, procedeu-se a uma revisão crítica da bibliografia da especialidade, com a qual se procurou equacionar os

múltiplos problemas relacionados com o dimensiona - mento das estruturas flexíveis de suporte, situando e referenciando aqueles que no resto do trabalho foram objecto de análise mais atenta; como resultará claro ao longo da exposição que agora se inicia, a importância desse estudo não se restringiu à sugestão de algumas vias de investigação a empreender, mas a sua utilidade projectou-se à própria formulação dos modelos, aos parâmetros neles introduzidos e à análise dos respectivos resultados;

b) abordou-se, igualmente, a questão da caracterização do estado de tensão inicial do maciço e do comportamento mecânico dos solos, das ancoragens e da superfície de contacto entre o maciço e a estrutura, apontando as dificuldades nela envolvidas e os ensaios para tal mais indicados, muitos dos quais, aliás, foram mesmo realizados para o estudo de alguns problemas; procurou-se, sempre que possível, destacar a importância de cada um dos diferentes parâmetros e modelos usados para a representação daqueles estado de tensão e comportamento mecânico, em consonância com as limitações inerentes, em cada caso, à sua avaliação;

c) os resultados da exploração dos modelos de cálculo foram, por via de regra, confrontados com o comportamento real das estruturas, quer nos casos das duas escavações cuja observação se inseriu no âmbito do presente trabalho, quer noutros problemas estudados, em que se deitou mão de resultados publicados acerca do comportamento observado em obras ou ensaios em modelo em circunstâncias semelhantes.

No que respeita aos modelos matemáticos propriamente ditos, entende-se salientar:

a) o método proposto para a simulação das ancoragens, método que se julga particularmente apropriado, no-

meadamente pela fidelidade com que através dele é tido em consideração o comportamento mecânico daqueles elementos, determinado experimentalmente, e representado por um modelo não linear para isso especialmente desenvolvido;

b) a abordagem dos problemas em estudo por meio de um modelo apropriado para a análise de equilíbrios tridimensionais.

CAPITULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - AS ESTRUTURAS FLEXÍVEIS PARA O SUPORTE DE TERRAS

Nas estruturas de suporte flexíveis enquadram-se todas as estruturas de suporte cujas deformações, induzidas pelas pressões do solo, produzem um efeito significativo na distribuição dessas pressões, bem como na grandeza dos impulsos, momentos flectores e esforços cortantes para que são dimensionadas (Peck, 1972). No texto que se segue utilizar-se-ão genericamente para a sua designação os termos "cortina"ou "parede".

Existem, como é sabido, variadíssimos tipos de estruturas flexíveis de suporte, diferindo nos elementos componentes, nos materiais constituitivos e no processo construtivo. Dentre eles, as paredes moldadas no terreno associadas a escoras ou a ancoragens pré-esforçadas, tipo cujo emprego se generalizou nas duas últimas décadas, são hoje empregues em grandes obras de engenharia, em especial no aproveitamento intensivo do subsolo das grandes cidades, para a construção de pisos enterrados de novos e até antigos edifícios e túneis de metropolitano. Por razões que serão oportunamente referidas, as paredes moldadas têm demonstrado a sua aptidão para, mesmo em condições muito difíceis, permitir a realização de escavações de profundidade e dimensões até há pouco impensáveis, sem danos significativos nas estruturas e infraestruturas vizinhas, tornando-se, por outro lado, economicamente competitivas pela sua incorporação na estrutura definitiva, em que passam a desempenhar também as funções de fundação, impermeabilização e revestimento,muitas vezes sem necessidade de pos

terior acabamento.

Quando as condições geotécnicas o permitem, o uso, em complemento com as paredes moldadas, de ancoragens pré-esforçadas torna-se particularmente vantajoso pelo espaço totalmente livre que garante no interior do corte, possibilitando uma mais rápida escavação e maior maleabilidade na programação da obra.

O presente trabalho, debruçando-se sobre a problemática do dimensionamento das estruturas de suporte flexíveis, trata com maior incidência das cortinas de paredes moldadas ancoradas porque o seu emprego está, em regra, associado a grandes obras de engenharia que, por isso, exigem "performances" mais apuradas, logo métodos de cálculo mais potentes.

1.2 - OS DIFERENTES PROBLEMAS DE PRESSÕES DE TERRAS

Antes do desenvolvimento dos modernos métodos numéricos e, em particular, antes da aplicação do método dos elementos finitos aos problemas da Mecânica dos Solos, os problemas de pressões de terras tinham apenas um tratamento satisfatório em dois casos.

Quando se podia admitir que o solo era solicitado dentro do ramo aproximadamente linear da sua curva de tensões - -deformações, era aplicada a Teoria da Elasticidade. Nesses problemas, as tensões induzidas no solo são modestas em relação à sua tensão de rotura e o cálculo das deformações é possível através da relação de proporcionalidade admitida entre estas e as tensões.

Os problemas abordáveis por esta via são poucos, não só porque os solos apenas podem ser assimilados a materiais elásticos para uma gama muito restrita de tensões, mas também por dificuldades relacionadas com questões tais como a heterogeneidade e anisotropia dos solos, condições fronteira, etc., que acarretam grandes complicações no tratamento analítico, obrigando muitas vezes a formular hipóteses simplificativas. Assim, as soluções elásticas para os problemas de solos são poucas e muito restritivas, porque simplificadas, na sua apli

cação(DiBiagio, 1966; Poulos e Davis, 1974).

Outro tipo de problemas de pressões de terras em que foi conseguido um tratamento teórico satisfatório são aqueles em que não é essencial o cálculo das deformações, interessando sobretudo a grandeza e a distribuição das tensões. Para estes problemas é aplicada a Teoria dos Estados de Equilíbrio Limite, parte integrante da Teoria da Plasticidade (Correia de Araújo, 1942, 1961).

Dentro da Teoria dos Estados de Equilíbrio Limite existem vários métodos propostos (Coulomb, 1776; Rankine, 1857; Brinch Hansen, 1953, etc.), diferindo essencialmente na forma das linhas de rotura adoptadas e na formulação das condições de equilíbrio estático, mas tendo em comum a hipótese de o solo ter a sua resistência ao corte completamente mobilizada e a adopção do critério de Mohr- Coulomb como critério de rotura. Nestes problemas não é possível a determinação das deformações mas estas são indirectamente controladas dentro de limites razoáveis através de coeficientes de segurança relativamente altos.

Um terceiro tipo de problemas, de que as pressões de terras sobre estruturas de suporte flexíveis são um exemplo, não encontrou ainda um tratamento teórico conveniente. A razão disso reside no facto de, devido à sua reduzida rigidez, aquelas estruturas experimentarem em serviço deformações distorcionais que condicionam as pressões exercidas pelo maciço envolvente quer em distribuição, quer em grandeza. O estado de tensão- deformação resultante torna-se, por isso, extremamente difícil de conhecer, constituindo dos mais complexos problemas dos que estão incluidos no que se tem correntemente designado por problemas de interacção solo-estrutura.

Sobre este assunto, Peck (1972) escreve:

> "Os problemas de interacção solo-estrutura variam consideravelmente em complexidade. A análise de um ensoleiramento geral é um dos mais simples, porque a carga total pode ser directamente determinada pela Estática: é simplesmente igual ao peso do ensoleiramento e de tudo o que por ele é suportado.
> Uma estrutura de suporte flexível é mais complexa; nem a totalidade da carga lateral nem a sua distribuição

são claramente determinadas pela Estática (...)".

Este facto explica porque no projecto das estruturas de suporte flexíveis ganharam grande desenvolvimento métodos de natureza semi-empírica, baseados em especial em conclusões tiradas da observação de obras e modelos reduzidos, dos quais havia um entendimento de natureza sobretudo qualitativa.

A realização recente de grandes escavações suportadas por paredes moldadas associadas a vários níveis de ancoragens, veio, por um lado, tornar ainda mais complexo o problema do seu dimensionamento e, simultaneamente, exigir processos de cálculo mais adequados e refinados. Fundamentalmente por quatro razões:

a) porque a mais reduzida flexibilidade da cortina aliada à aplicação na face da escavação das forças pelas quais são colocadas em serviço as ancoragens, torna pouco razoável a hipótese da existência no solo envolvente dos estados de equilíbrio limite, hipótese que no cálculo das estruturas tradicionais, em certos casos, pode ser justificada;

b) porque a sua aplicação em escavações situadas em centros urbanos, torna de grande importância uma previsão dos movimentos associados à escavação, assim como a consideração de várias possibilidades para que aqueles sejam reduzidos, o que é praticamente impossível, quer pelos métodos semi-empíricos, quer pela Teoria dos Estados de Equilíbrio Limite;

c) porque a sua utilização para suporte de grandes escavações, seja pela profundidade atingida, seja pelo volume de terras envolvido, e os elevados pré-esforços usualmente instalados nas ancoragens, implicam solicitações ainda mais variadas, com complexas trajectórias de tensões englobando ainda mais extensas zonas do maciço terroso;

d) porque do seu emprego em grandes obras de engenha -

ria, em que quase sempre a estrutura de suporte é incorporada na estrutura definitiva, resulta a necessidade de projectos mais económicos, mas, em simultâneo, mais seguros.

1.3 - O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS E A SUA IMPORTÂNCIA

Nos últimos anos a aplicação do método dos elementos finitos (Zienkiewicz, 1977; Pedro, 1967; Falcão, 1971) ao estudo do problema, contribuiu para um notável avanço no conhecimento a seu respeito.

Com efeito, o método dos elementos finitos, quando aplicado ao problema em questão, permite:

a) a consideração das condições do terreno, ainda que complexas, nomeadamente a sua estratigrafia e a posição do nível freático, bem como da geometria da escavação;

b) a simulação das diferentes fases construtivas, logo, o estudo não só da situação final mas de todas as fases intermédias;

c) a consideração da rigidez e condições de apoio da cortina, e do pré-esforço, rigidez, inclinação e comprimento das ancoragens;

d) a integração no cálculo de diferentes equações constituitivas para representar o comportamento mecânico dos diversos materiais envolvidos no problema;

e) a determinação, não só das pressões de terras e esforços instalados na cortina e nas ancoragens ao longo da construção, mas também dos deslocamentos, designadamente da superfície do terreno, o que já foi sublinhado ser da maior importância.

Além de tudo isto, é com grande facilidade que com o método dos elementos finitos se estudam várias hipóteses de solução para determinado caso, combinando diferentes características da estrutura de suporte, várias sucessões das fases construtivas e ainda diversos comportamentos dos materiais envolvidos, quando a caracterização destes não é conhecida com suficiente rigor. Desta forma, é possível escolher as características da estrutura e a sucessão das fases construtivas que melhor se adaptem ao fim em vista, nomeadamente à manutenção dos deslocamentos dentro de limites aceitáveis. É ainda possível detectar qual a influência relativa dos diversos parâmetros que definem o comportamento dos materiais, e, em consonância, escolher os coeficientes de segurança adequados às respectivas influências e ao conhecimento que deles se possui, ou, pelo contrário, enveredar por um estudo que permita adoptar mais baixos coeficientes de segurança, logo soluções mais económicas.

Nunca será demais sublinhar, contudo, que o método dos elementos finitos, quando aplicado ao estudo dos problemas geotécnicos, precisa de ser constantemente aferido com o comportamento real das obras para verificar a adequação dos processos utilizados para a simulação das várias fases construtivas e solicitações e a razoabilidade dos modelos e parâmetros usados para a representação do comportamento mecânico dos materiais em presença. Por isso, longe de dispensar a observação das estruturas em questão, os novos métodos de dimensionamento baseados no método dos elementos finitos impõem-na como ainda mais importante, já que, mais do que com quaisquer outros, aquela se traduz em progresso nos conhecimentos, progresso esse que, não raro, pode ser até reinvestido em fases mais avançadas da própria obra observada.

Em trabalho anterior (Matos Fernandes, 1981a) foram já desenvolvidamente tratados os vários aspectos que necessitam de consideração no dimensionamento das estruturas de suporte flexíveis, à luz das mais recentes contribuições que a bibliografia da especialidade contém. Entendeu-se, contudo, que seria conveniente incluir na parte introdutória do presente trabalho um capítulo em que tais questões fossem retomadas, embora, como é forçoso, de forma muito mais resumida, de modo a estabelecer um enquadramento, quer aos aspectos particu

lares na tese desenvolvidos, quer a outros que por não o terem sido, nem por isso deixam de ser importantes. É esse objectivo que se procura contemplar com o capítulo seguinte.

CAPITULO 2

ASPECTOS FUNDAMENTAIS A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS FLEXÍVEIS PARA SUPORTE DE TERRAS

2.1 - PRESSÕES DE TERRAS SOBRE A CORTINA. DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS CORRESPONDENTES

2.1.1 - CORTINAS MONOANCORADAS OU MONOESCORADAS

2.1.1.1 - OS MÉTODOS PRIMITIVOS DE CÁLCULO

Tratar-se-ão em primeiro lugar as cortinas para cuja estabilidade é indispensável a mobilização de determinada parcela do impulso passivo do solo do lado da escavação pelo facto de acima do nível desta terem um único ponto de apoio, em regra materializado por uma ancoragem ou por uma escora. São deste tipo muitos dos muros cais de estacas-pranchas, estruturas que sendo largamente usadas já na primeira metade deste século, e assumindo uma grande importância, obrigaram, desde muito cedo, a um notável esforço no aperfeiçoamento dos métodos de cálculo.

Os métodos usados até à década de 50 constam essencialmente dos passos seguintes (Tschebotarioff, 1951):

a) postula-se a existência de ambos os lados da cortina dos estados de equilíbrio limite, tal como na Teoria de Coulomb;

b) considera-se a cortina apoiada na ancoragem e no seu pé; neste caso, o apoio admitido pode ser um apoio simples ou um encastramento;

c) no caso de ser admitido um encastramento, o problema é tornado estaticamente determinado através da consideração de uma articulação num ponto da altura enterrada onde se presume ser nulo o momento flector (Blum, 1931);

d) a cortina é calculada como uma viga isostática solicitada pelas pressões do solo, sendo determinados o esforço na ancoragem, a altura enterrada e o diagrama de momentos flectores;

e) o valor calculado da altura enterrada é multiplicado por um coeficiente de segurança que oscila entre 1,2 (para o caso de ter sido admitido o encastramento no pé) e 1,7 (no caso do apoio simples); este último valor corresponde, em simultâneo, a coeficientes de segurança de 2,0 relativamente ao impulso passivo e de 1,5 relativamente aos parâmetros de resistência (Burland et al, 1981).

2.1.1.2 - O MÉTODO DE ROWE

Foi sobretudo a partir dos trabalhos de Rowe (1952, 1955a, 1955 b, 1955c, 1956a, 1956b, 1957, 1958) que se desevolveram métodos de cálculo próprios da natureza flexível da estrutura de suporte. Rowe pôs em destaque que nos problemas em estudo ocorrem nas pressões de terras importantes redistribuições que condicionam de forma extremamente importante os esforços na estrutura (Figura 2.1).

Quando a cortina é muito rígida, o movimento da sua altura enterrada aproxima-se de uma translacção horizontal que acarreta uma distribuição triangular do impulso passivo do solo. Porém, com o aumento da flexibilidade da cortina, e também com o da compacidade do solo, tal movimento tende para uma rotação em torno de um ponto próximo do pé, favorecendo o desenvolvimento de pressões passivas que, nas proximidades do fundo da escavação, são mais elevadas do que as que se admitem na Teoria de Coulomb. Dado que o momento flector máximo positivo varia com o cubo da distância entre o nível da an

coragem e o centro de impulso passivo, a subida deste ponto em consequência do fenómeno descrito, assegura importantes reduções na grandeza daquele momento.

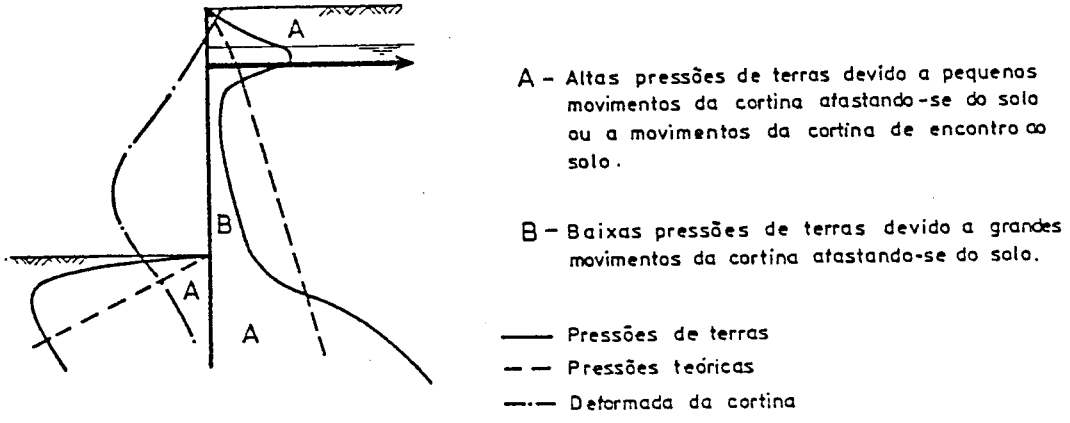


Fig. 2.1 - Redistribuição de pressões por efeito de arco junto a uma cortina monoancorada

Por outro lado, com ancoragens de elevada rigidez, desenvolve-se uma concentração de pressões na parte superior associada a um decréscimo das mesmas entre a ancoragem e o fundo da escavação. Esta redistribuição de pressões, além de implicar acréscimos sensíveis no esforço da ancoragem, é responsável por uma significativa redução suplementar no momento flector máximo positivo.

Por meio de laboriosos ensaios em modelo reduzido e estudos teóricos Rowe quantificou para um grande número de situações de interesse prático e para várias compacidades do solo, o efeito dos fenómenos citados nos esforços na estrutura, estabelecendo um método de dimensionamento a partir de então universalmente consagrado.

O dimensionamento de uma cortina monoancorada pelo método de Rowe envolve, assim, os seguintes passos (Figura 2.2):

a) aplicação do método que admite o apoio simples do pé da cortina para a determinação da altura total daquela e dos valores (a serem posteriormente corrigidos) do esforço da ancoragem e do momento flector máximo;

b) traçado da chamada curva estrutural (curva 1 da Fi-

gura 2.2), que relaciona o chamado número de flexibilidade, ρ, cuja expressão se indica na mesma figura, com o momento que a secção correspondente pode suportar;

c) traçado da chamada curva de serviço (curva 2), que pode ser obtida dos resultados de Rowe em função da compacidade do solo e do momento máximo determinado em a), e que representa para cada valor de ρ a parcela daquele momento efectivamente instalada na cortina;

d) o valor de ρ correspondente ao ponto de intercepção das duas curvas fornece a secção para a qual o momento instalado é igual ao momento máximo que aquela está apta a suportar: é, portanto, a secção a adoptar no projecto;

e) finalmente, o valor do esforço da ancoragem determinado em a) é multiplicado por um coeficiente de segurança de 1,3.

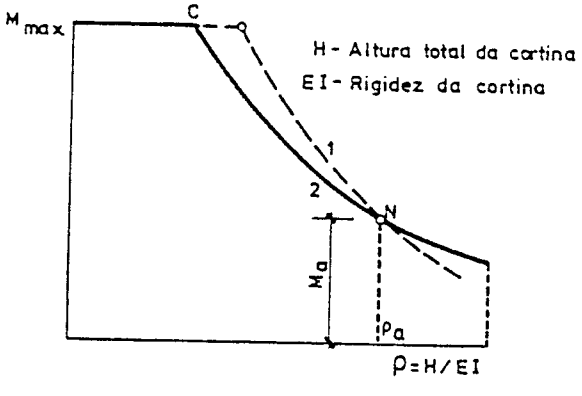


Fig. 2.2 - Determinação da secção da cortina pelo método de Rowe

Recentemente alguns autores (Casagrande, 1973; Golder, 1973) têm sublinhado a conveniência em adoptar coeficientes de segurança nas ancoragens algo mais elevados, não só para favorecer a redução dos momentos flectores, mas também devido ao facto de ser frequente um aumento das pressões de terras ao longo da vida das estruturas de carácter permanente.

Dos diversos tipos de estruturas de suporte flexíveis, o que tem vindo a ser objecto de análise é aquele cujos métodos de dimensionamento menos progresso conheceram com a aplicação nos últimos anos do método dos elementos finitos. Isso encontra explicação, não porque tais estruturas tenham perdido a importância que justificou, no passado, os estudos de alguns dos maiores especialistas da Mecânica dos Solos, e que culminaram na década de 50 com o estabelecimento de métodos que hoje se podem designar como clássicos, mas em especial porque, como afirmava Bjerrum (1972):

> "(...) estes métodos, de facto, têm-se revelado extremamente satisfatórios e (...) as cortinas de estacas-pranchas projectadas nos últimos anos têm-no sido adequadamente, registando-se muito poucas roturas, das quais poucas, se alguma houve, resultaram de incorrecções no processo de cálculo".

2.1.2 - CORTINAS ASSOCIADAS A VÁRIOS NÍVEIS DE ESCORAS

2.1.2.1 - INTRODUÇÃO

Em muitos casos, neste tipo de estrutura de suporte, é pequena a altura enterrada da cortina, ou esta é descontínua abaixo do nível da escavação. Por isso, a estrutura é projectada de modo que as escoras equilibrem praticamente a totalidade das pressões do maciço suportado.

Na Figura 2.3 esboça-se o aspecto típico do movimento de uma cortina escorada. Os deslocamentos do topo são pequenos porque logo nos primeiros passos do processo construtivo é aí colocado o primeiro nível do escoramento. Quando a escavação progride, e antes que seja instalado o segundo nível, a pressão do solo atrás da cortina obriga esta a deslocar-se para a escavação, enquanto o topo se mantém praticamente sem movimento; colocado o segundo nível de escoras, a fase de escavação seguinte vai acarretar novos movimentos abaixo desse nível, e assim sucessivamente. O movimento pode, em suma,

ser globalmente considerado como uma rotação em torno do topo dirigida para o interior da escavação.

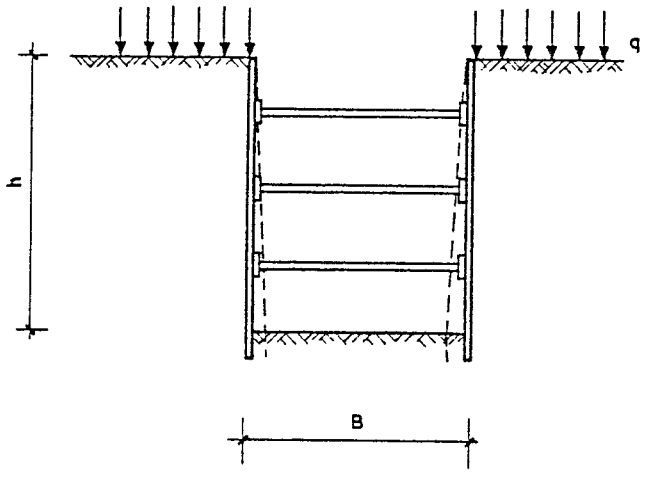


Fig. 2.3 - Movimento típico de uma cortina escorada

Terzaghi (1941) demostrou que para esse movimento, o diagrama de pressões é de forma aproximadamente parabólica e a sua resultante superior ao impulso activo do solo, situando-se o respectivo ponto de aplicação a uma distância da base da escavação igual a cerca de 50% da profundidade desta.

2.1.2.2 - AS ENVOLVENTES DE DIAGRAMAS APARENTES

Desde há várias décadas que se tem procedido à observação de cortinas escoradas (Spilker, 1937; Peck, 1943; DiBiagio e Kjaernsli, 1961; Lambe et al, 1970; Jaworski, 1973;etc), em especial medindo os esforços de compressão no escoramento. Desses esforços podem deduzir-se os chamados diagramas de pressões aparentes, dividindo cada esforço pela área rectangular que se estende na vertical, para cima e para baixo,de metade da distância às escoras adjacentes do mesmo perfil, e, na horizontal, para um e para outro lado, de metade da distância aos perfis contíguos. Os resultados das observações citadas mostram que a forma dos diagramas aparentes e a grandeza da respectiva resultante podem variar largamente, na mesma escavação, de perfil para perfil.

A razão desse facto pode ser encontrada em facto -

res relacionados com o processo construtivo, tais como a ordem e a rapidez com que se executa a escavação, o tempo que medeia, para um dado ponto, entre o momento em que se escava e aquele em que se coloca a correspondente escora, a uniformidade do eventual pré-esforço instalado, a altura escavada abaixo do nível de cada escora antes de se proceder à sua instalação, a uniformidade da própria mão de obra, etc.

Devido à grande variação constatada nos diagramas aparentes, e à multiplicidade de factores de difícil ou mesmo impossível controle que a determinam, desde há muito que são usados em projecto diagramas de pressão para os principais tipos de solos, que sem representarem as pressões que efectivamente se exercem sobre a cortina, pretendem constituir envolventes dos esforços nas escoras que podem ocorrer em escavações em solos do mesmo tipo.

Terzaghi e Peck (1967) resumiram e reanalisaram os resultados das observações até à data publicados e propuseram os diagramas envolventes que se representam na Figura 2.4. Porém, enquanto àcerca do diagrama referente a escavações em areias parece não subsistirem dúvidas quanto à sua adequação, já no que respeita aos restantes a questão é bastante menos pacífica, o que levou o último dos autores, num curto espaço de sete anos, a formular duas novas propostas relativas às condições em que devem ser aplicados (Peck, 1969; Peck et al, 1974). Segundo a última delas, que é a indicada na figu

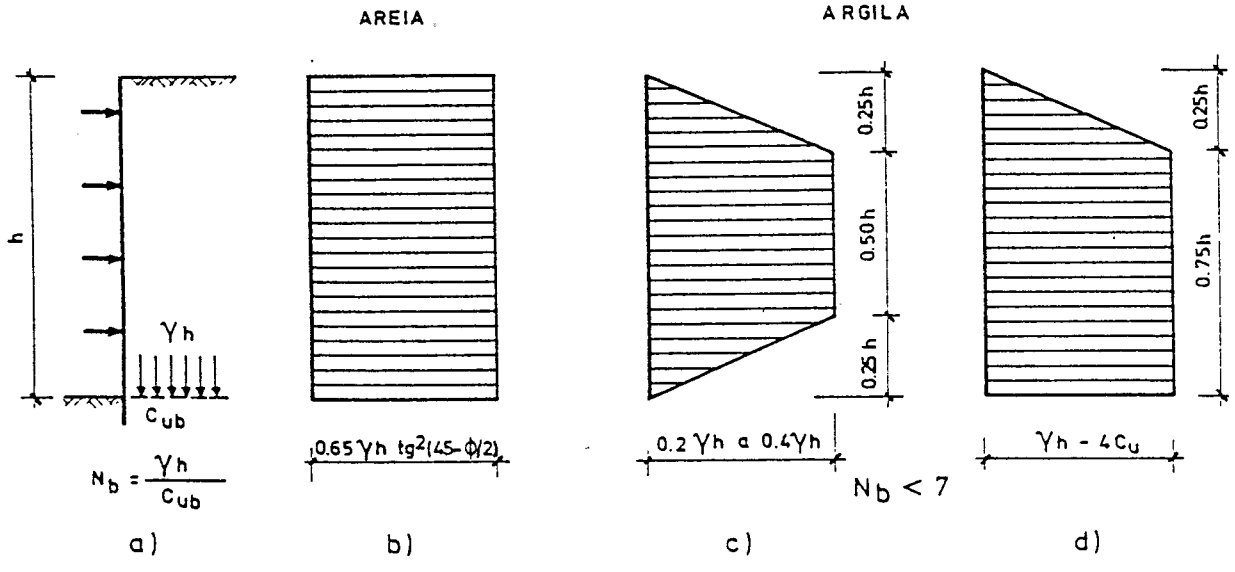


Fig. 2.4 - Diagramas de pressões aparentes para o cálculo dos esforços nas escoras (Terzaghi e Peck, 1967)

ra, para valores da razão entre a tensão vertical à profundidade que se pretende atingir e a resistência não drenada do solo subjacente, razão que os autores designam por número de estabilidade da base, N_b, inferiores a 7, o diagrama indicado será dos diagramas c) e d) aquele que corresponder à maior pressão sobre a cortina; para valores de N_b superiores ao indicado, os esforços podem ser muito superiores aos que derivam do diagrama d), não sendo, todavia, sugerido pelos autores qualquer outro que possa ser tido como envolvente em tais situações.

A dificuldade da estimação das pressões nas circunstâncias referidas relaciona-se com a importância das deformações no maciço subjacente à escavação. Com efeito, nas escavações em solos de boas características mecânicas, ou quando o bedrock está relativamente próximo da base do corte (Figura 2.5a), aquelas deformações são, em regra, bastante reduzidas, o que torna pouco significativa a interacção entre a cortina escorada e o solo situado no prolongamento da face da escavação e inferiormente a esta; os esforços no escoramento são, em consequência, quase exclusivamente devidos ao impulso das terras ao longo da face referida não apresentando especial dificuldade a sua previsão. Pelo contrário, nas escavações em espessos estratos de argilas moles (Figura 2.5b), casos em que N_b pode atingir valores muito superiores a 7 ou 8, as deformações estendem-se muito para além do nível do fun

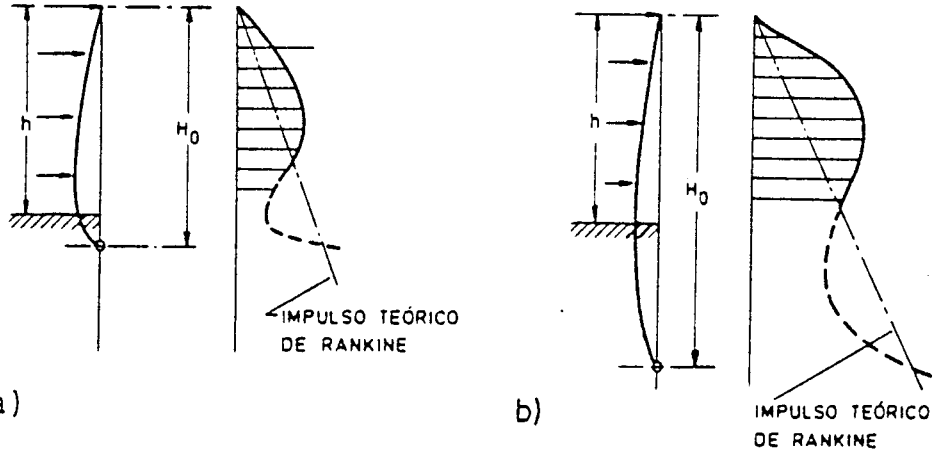


Fig. 2.5 - Redistribuições de pressões por efeito de arco em escavações escoradas (Bjerrum et al, 1972): a) escavação em solo de boas características mecânicas; b) escavação num espesso estrato de argila mole

do da escavação; ocorrem então importantes redistribuições de pressões entre a face do corte e o solo subjacente, sendo parte das pressões deste transferidas, por efeito de arco, para a zona escorada, relativamente muito mais rígida (Morgenstern e Eisenstein, 1970; Bjerrum et al, 1972). Porém, e a dificuldade reside precisamente nisso, o fenómeno citado é demasiado complexo para ser determinado exclusivamente pela resistência do solo, dependendo o desenvolvimento por ele atingido também de outros factores respeitantes à geometria do problema, à estratigrafia do terreno e à estrutura de suporte.

Acrescente-se, por fim, que os diagramas citados se referem a maciços homogéneos, que raramente existem. Tomar, assim, para um maciço com características mecânicas variando de estrato para estrato um valor de c_u ou de Ø para a determinação das envolventes, exige um criterioso julgamento para o qual é difícil estabelecer regras. Em tais casos, Clough (1976) sugere que será mais apropriado usar a Teoria de Rankine para a determinação de um primeiro diagrama, cuja resultante deve ser multiplicada por 1,3 em areias e siltes e por 1,5 a 1,7 em argilas moles, antes de ser redistribuida de acordo com a forma das envolventes clássicas da Figura 2.4.

2.1.2.3 - CÁLCULO DOS ESFORÇOS NO ESCORAMENTO E NA CORTINA

Adoptado o diagrama de pressões, os esforços de compressão nas escoras são determinados por um processo inverso daquele que permite passar da sua medição em obra para o diagrama de pressões aparentes.

No caso das escavações em areias, o coeficiente de segurança a adoptar no cálculo da secção das escoras pode ser pouco superior à unidade, já que, recorde-se, o diagrama b) da Figura 2.4 constitui envolvente dos esforços medidos num grande número de obras. Para escavações em argilas, especialmente caso seja alto o número de estabilidade da base, pelas incertezas prevalecentes àcerca do diagrama mais indicado, coeficientes de segurança bastante mais elevados são aconselháveis, muito em particular nos níveis de escoras instala -

dos mais perto do fundo da escavação.

Uma atitude globalmente conservativa em relação ao dimensionamento das escoras é, de qualquer forma, justificada. Lambe e Whitman (1979) sublinham que uma cortina escorada constitui um sistema com comportamento frágil, no sentido de que a rotura de uma escora pode ocasionar a rotura global do sistema, facto que é demonstrado por meio de interessantes ensaios em modelo realizados no MIT.

Quanto à determinação dos momentos flectores e esforços cortantes na cortina, é comum a utilização de dois processos expeditos: i) assimilar a cortina a uma viga contínua solicitada pelo diagrama de pressões, e apoiada nas escoras e no fundo da escavação; ii) considerar a existência de rótulas ao nível de cada escora, exceptuando as das extremidades, sendo em seguida cada tramo calculado como uma viga isostática.

Embora os diagramas de momentos obtidos pelos dois métodos citados sejam completamente diferentes, os valores absolutos dos momentos máximos resultantes de cada um não diferem, em regra, significativamente. Por outro lado, as pressões de serviço distribuem-se de forma favorável à redução dos momentos através da sua concentração junto às escoras, fruto da sua transferência, por efeito de arco, das zonas intermédias, onde a cortina mais se deforma (Rowe e Briggs, 1961). Por isso, é corrente, em complemento com o uso dos métodos expeditos referidos, a consideração de uma redução de 20% a 30% no diagrama de pressões adoptado para o cálculo das escoras (Armento, 1972; Peck et al, 1974). Quanto maior for a redução admitida, mais flexível será a cortina, logo maior será também a sua deformação entre escoras e mais acentuadas as transferências de pressões para junto destas. Portanto, o sistema acaba por adaptar-se às hipóteses de cálculo, sendo, por isso, excepcionalmente raras as roturas por flexão.

2.1.3 - CORTINAS ASSOCIADAS A VÁRIOS NÍVEIS DE ANCORAGENS

O problema da determinação das pressões de terras e dos esforços correspondentes nas cortinas associadas a vários ní

veis de ancoragens pré-esforçadas é bem mais complexo do que os dois problemas anteriormente abordados. No primeiro destes as ancoragens não são pré-esforçadas e no segundo, nas escoras, raramente é instalada de início uma parcela significativa da carga de projecto; a estrutura de suporte tem, assim, uma natureza essencialmente passiva e ao projectista cabe determinar as pressões que a vão solicitar, adoptando as secções convenientes nas suas diversas componentes para que os esforços desenvolvidos não ocasionem rotura em qualquer delas.

Com as cortinas associadas a ancoragens pré-esforçadas, algo de bastante diferente se passa. Nas ancoragens é, em regra, e por razões que ao longo deste trabalho serão detalhadamente analisadas, instalada grande parte da carga de projecto, assumindo a estrutura, por via disso, um carácter essencialmente activo. Neste caso, portanto, não se trata propriamente de prever o esforço máximo a que vão estar submetidas as ancoragens; trata-se antes de adoptar o pré-esforço a impôr em cada uma delas de modo que o comportamento do sistema seja o desejado.

Ensaios em modelo reduzido (Hanna e Matallana, 1970; Hanna e Abu-Taleb, 1972; Plant, 1972; Hanna e Kurdi, 1974) e estudos de elementos finitos (Clough e Tsui, 1974) indicam que diagramas do tipo das envolventes de Terzaghi e Peck, usadas no dimensionamento das cortinas escoradas, constituem base razoável para o estabelecimento dos pré-esforços das ancoragens. Adoptados estes, é ainda indispensável proceder a uma estimativa dos esforços máximos que durante o período de serviço ocorrerão nas ancoragens, já que as várias fases construtivas posteriores à respectiva instalação acarretam, naturalmente, variações nos esforços instalados, variações que por sua vez dependerão do próprio valor inicial. As variações referidas podem ser acauteladas estabelecendo o pré-esforço de modo que este não ultrapasse determinada percentagem da tracção máxima admissível na ancoragem.

A determinação dos momentos flectores nas estruturas metálicas é correntemente efectuada pelos métodos expeditos já atrás citados. Como se compreenderá, porém, no caso das cortinas de betão armado, tais métodos (aliás, como já acontecia com as cortinas escoradas também de betão armado) são de

todo insatisfatórios, tornando-se indispensável além da determinação aproximada do momento máximo o conhecimento do diagrama de momentos flectores. O problema, colocado com particular acuidade pela utilização intensiva das paredes moldadas no terreno nos últimos anos, foi decisivo para a aplicação de métodos mais potentes, primeiro baseados na teoria da viga em apoio elástico (Scheneebeli,1971;Bowles, 1974),hoje ainda os mais utilizados em projecto, e, mais recentemente, no método dos elementos finitos.

Em vários dos capítulos seguintes as questões agora sucintamente levantadas serão objecto de estudo mais aprofundado.

2.2 - OUTRAS PRESSÕES E ESFORÇOS QUE NECESSITAM DE CONSIDERAÇÃO

2.2.1 - PRESSÕES ASSOCIADAS À ÁGUA

Quando a escavação projectada se vai fazer abaixo do nível freático e se decide não proceder ao seu rebaixamento no exterior, uma parte fundamental no projecto é a determinação dos impulsos por que a água é responsável.

Quando a passagem da água para a escavação contornando inferiormente a cortina não é possível, por exemplo porque esta foi prolongada até um estrato impermeável, a estrutura tem que ser dimensionada para suportar o impulso hidrostático. O cálculo deste e a tomada em conta da presença da água na determinação das pressões de terras não oferecem dificuldades.

Quando, pelo contrário, é possível a livre passagem da água para a escavação sob a cortina, o cálculo das pressões é já mais complexo, sendo essencial determinar a rede de fluxo.

Nas condições mais simplificadas o traçado da rede pode fazer-se por métodos gráficos (Taylor, 1948). Mas nos problemas reais raramente acontece serem simples as condições,sendo então necessário recorrer a métodos mais potentes como o método dos elementos finitos (Correia, 1977; Kaiser e Hewitt, 1982) para a consideração adequada da estratificação, da anisotropia de permeabilidades em cada estrato e das condições

fronteira. Mesmo utilizando tais métodos, há sempre dificuldades a ultrapassar que obrigam a formular hipóteses simplificativas. Lambe e Turner (1970) destacam dentre aquelas dificuldades as seguintes: i) a determinação das permeabilidades relativas dos diversos estratos; ii) a existência de perdas de água através da parede; iii) a existência de fluxo paralelamente à cortina; iv) as alterações de pressão neutra devidas às variações na tensão total.

A Figura 2.6 (Matos Fernandes, 1981a) ilustra o caso da rede de fluxo determinada graficamente correspondente a uma escavação suportada por uma parede impermeável num maciço de areia homogéneo e isotrópico sobrejacente a um estrato impermeável. Admite-se que o nível da água no exterior se mantém constante, hipótese do lado da segurança que simplifica o traçado da rede, e que a bombagem é feita na base da escavação.

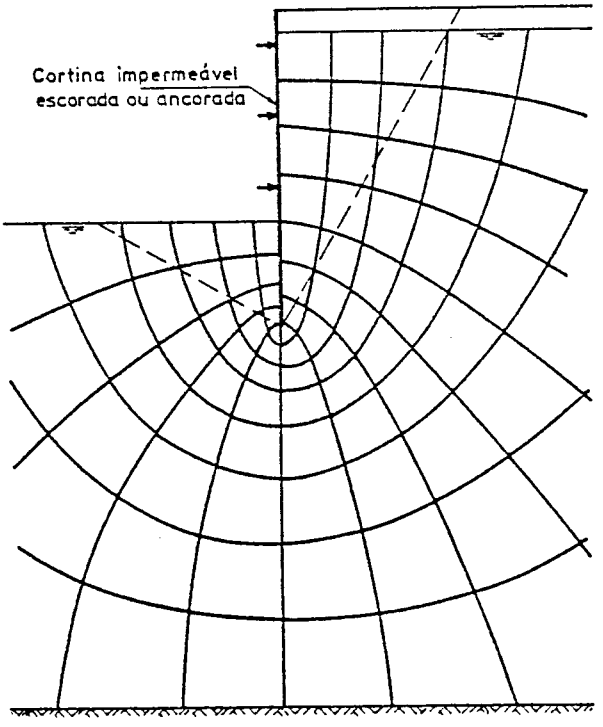


Fig. 2.6 - Rede de fluxo relativa a uma escavação num maciço homogéneo e isotrópico de areia suportada por uma cortina impermeável

Os diagramas de pressões da água, do solo e totais para as condições hidrostáticas e hidrodinâmicas constam da Figura 2.7. As pressões da água tendo em conta a percolação evoluem, relativamente às hidrostáticas, de forma favorável à estabilidade da estrutura. O contrário acontece com as pressões

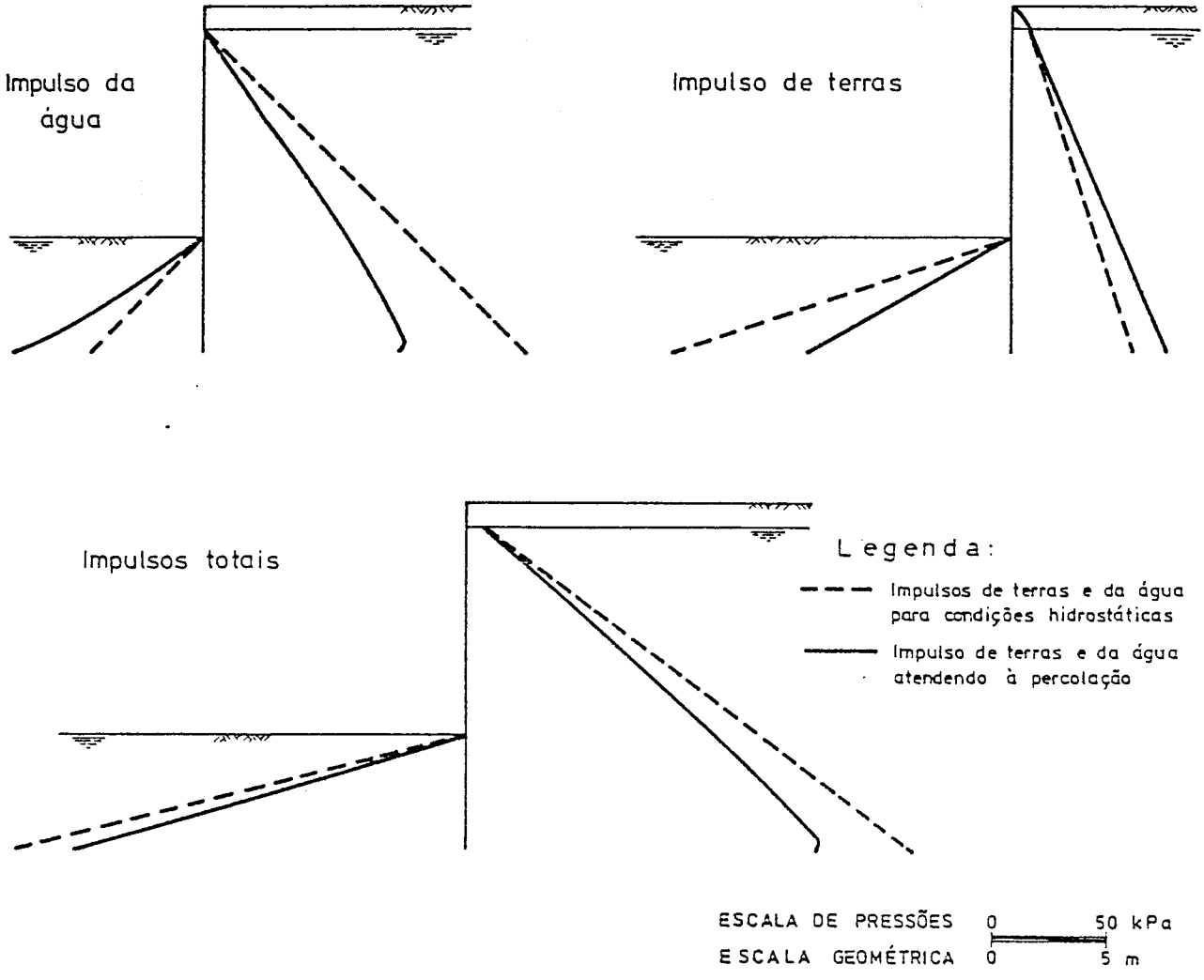


Fig. 2.7 - Impulsos para condições hidrostáticas e hidrodinâmicas: a) pressões da água; b) pressões do solo admitindo a existência dos estados de equilíbrio limite; c) pressões totais

do solo. Sendo o gradiente hidráulico médio nas cunhas activa e passiva, respectivamente, igual a 0,3 e 0,4, e sendo naquelas cunhas praticamente verticais as linhas de fluxo, na primeira delas uma força de aproximadamente 3 kN/m^3 adiciona-se ao peso do solo, enquanto na segunda uma outra de cerca de 4 kN/m^3 actua em sentido contrário ao da gravidade; em consequência, o impulso activo aumenta em 30% e o passivo decresce 40%, relativamente à situação hidrostática.

Como se pode concluir, a consideração da percolação torna-se indispensável, já que afecta em grau muito considerável as pressões da água e do solo. Todavia, como os efeitos que a percolação exerce sobre aquelas duas pressões são de natureza oposta, os diagramas de pressão total sobre a estrutura, para as condições hidrostáticas e hidrodinâmicas, não di-

ferem,no caso do exemplo apresentado, de forma tão importante como cada uma das componentes referidas: os impulsos totais diminuem 19% do lado da escavação e 16% do lado oposto, por acção do movimento da água.

O inconveniente da diminuição do impulso passivo do solo pode ser evitado procedendo à bombagem junto à extremidade inferior da cortina.

2.2.2 - PRESSÕES ASSOCIADAS A SOBRECARGAS NO TERRAPLENO

Uma parte muito significativa das roturas nas estruturas de suporte que a bibliografia regista (Sowers e Sowers, 1967) pode ser atribuida às sobrecargas no terrapleno.Tal explica-se, não porque seja (em regra, pelo menos) especialmente complexa a sua consideração no dimensionamento, mas fundamentalmente por uma deficiente avaliação do valor que aquelas vêm a assumir durante a vida da obra, em especial nas estruturas de carácter permanente.

A determinação das pressões associadas a sobrecargas lineares ou pontuais é correntemente efectuada na base da Teoria da Elasticidade, nomeadamente das expressões de Boussinesq (1885) para as tensões induzidas num meio elástico semi-indefinido solicitado à superfície por cargas daquele tipo; contudo, as pressões decorrentes das expressões citadas devem ser multiplicadas por 2 para ter em conta as condições de deformação impostas ao maciço pela estrutura de suporte (Mindlin, 1936).

As soluções baseadas na Teoria da Elasticidade são ainda empregues, por analogia, para sobrecargas doutro tipo, distribuidas sobre superfícies de área finita ou sobre faixas de desenvolvimento infinito paralelas à estrutura, que correspondem, em geral, a sapatas de edifícios vizinhos. Grande número de soluções podem ser encontradas em importante trabalho de Poulos e Davis (1974).

As sobrecargas distribuidas por todo o terrapleno,por outro lado, acarretam pressões constantes ao longo da profundidade do corte definidas por um coeficiente de impulso que deve estar em correspondência com aquele que foi adoptado pa-

ra a determinação das pressões de terras (Tschebotarioff, 1973) ou, duma forma mais conservativa, pelo coeficiente de impulso em repouso (Anderson et al, 1975, 1982).

Refira-se, finalmente, que especial prudência deve ser adoptada no caso de sobrecargas de acção repetida, muito frequentes nos muros-cais, pelo acentuado acréscimo das pressões que induzem com o número de aplicações (Sherif e Mackey, 1977).

2.2.3 -PRESSÕES E ESFORÇOS ASSOCIADOS A OUTRAS CAUSAS

Aspecto de grande importância nas escavações suportadas por cortinas escoradas são as variações nos esforços no escoramento associadas às flutuações da temperatura ambiente.

Forma conveniente de exprimir a importância daqueles esforços é através da razão entre o acréscimo do esforço medido numa dada escora, ΔP, e aquele que ocorreria associado à mesma variação de temperatura, Δt, caso toda a dilatação fosse impedida (Kanatani et al, 1981):

$$R_G = \frac{\Delta P}{AE\alpha\,\Delta t} \qquad (2.1)$$

sendo A, E e α, respectivamente, a área da secção, o módulo de elasticidade e o coeficiente de dilatação térmica linear da escora.

No Quadro 2.I citam-se os valores assumidos por R_G em três casos bem documentados referidos na bibliografia.

QUADRO 2.I

REFERÊNCIAS	R_G
ENDO (1963)	0.4 a 0.7
CHAPMAN ET AL (1972)	0.38
KANATANI ET AL (1981)	0.11 a 0.89

A dificuldade na estimação dos esforços associados às variações de temperatura relaciona-se com o facto de ser ex -

tremamente difícil quantificar o afastamento das condições de deformação impostas nas extremidades do escoramento relativamente a um apoio rígido.

Exemplo particularmente interessante é relatado por Kanatani et al (1981) a propósito de uma escavação em solos siltosos e arenosos suportada por uma parede moldada e cinco níveis de escoras de aço não pré-esforçadas. Na Figura 2.8 indicam-se para os vários níveis os valores determinados para R_G, juntamente com o perfil do terreno e o número de pancadas SPT, indicador das características mecânicas de cada estrato. Como se verifica, em simultâneo com o crescimento em profundidade do módulo de deformabilidade do solo, ocorre o do valor atingido por R_G.

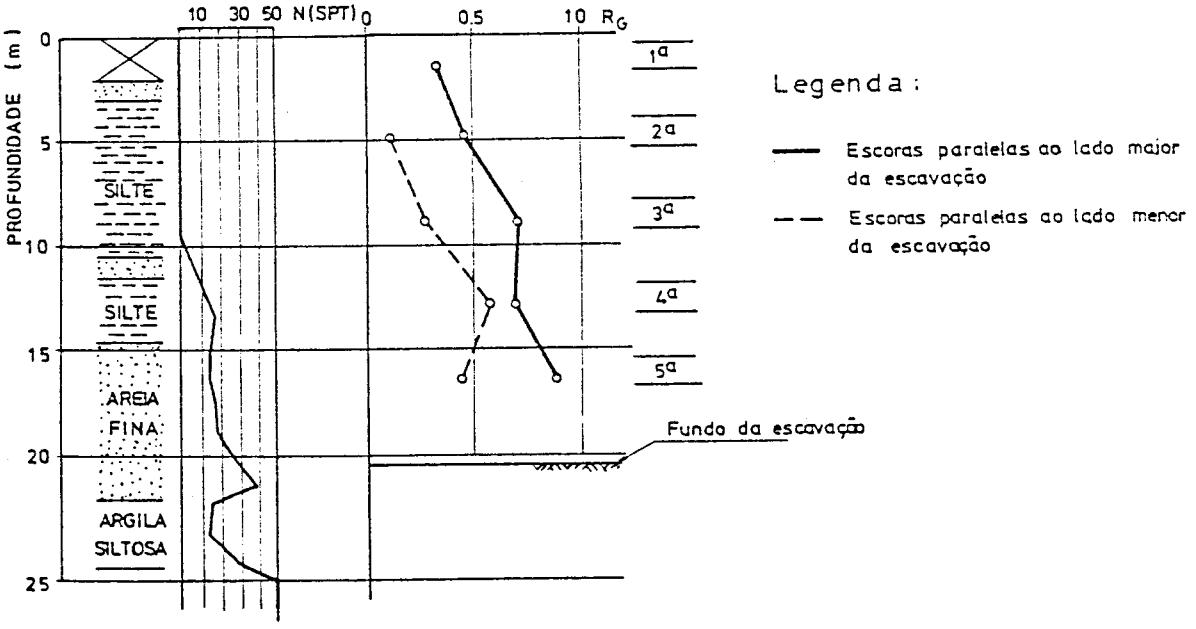


Fig. 2.8 - Variações nos esforços no escoramento associadas a flutuações da temperatura (Kanatani et al, 1981)

Virá a propósito referir que igualmente significativos acréscimos nos esforços no escoramento podem ocorrer devido ao aumento de temperatura que acompanha a presa do betão, nos casos em que as escoras sejam incluidas nas vigas de suporte dos pavimentos dos pisos enterrados; acréscimos da ordem dos 25% foram registados por Kuesel (1969) no caso de uma escavação em areias compactas.

Outros tipos de solicitações, como as resultantes da cravação de estacaria nas proximidades da cortina (Skempton e Ward, 1952; Sowers e Sowers, 1967; Kawasaki et al 1981) e da

expansão do maciço suportado, quando a escavação permite que algum estrato a isso propenso seja posto em contacto com a água (Richards, 1977) ou, nos climas frios, quando ocorre a congelação da água no solo (DiBiagio e Bjerrum, 1957; Pappas e Sexsmith, 1968; Sandegren et al, 1972; Sandqvist, 1972; Stille, 1976; Morgenstern e Sego, 1981), outras solicitações, dizia-se, são ainda susceptíveis de afectar de forma muito importante as pressões e os esforços na estrutura de suporte, ou mesmo ocasionar a sua rotura.

Como se compreenderá, a consideração no projecto de factores desse tipo assume, na maior parte dos casos, grandes dificuldades, exigindo, em regra, a adopção de medidas preventivas que requerem experiência em casos afins. Dentre essas medidas, a observação do comportamento da estrutura, eventualmente complementada com outras, que os próprios resultados da observação poderão sugerir, tem-se revelado de grande utilidade em muitas situações.

2.3 - ESTABILIDADE DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

2.3.1 - ARGILAS

A rotura do fundo em argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas ocorre quando o peso das massas de solo remanescente nos lados da escavação ultrapassa a capacidade de carga do solo subjacente.

Para escavações pouco profundas, o coeficiente de segurança à rotura do fundo pode ser determinado pelo processo esquematizado na Figura 2.9, proposto por Terzaghi (1943). É baseado em três hipóteses fundamentais: i) é infinito o desenvolvimento da escavação; ii) é nula a altura enterrada da cortina; iii) a resistência ao corte do solo está integralmente mobilizada ao longo dos planos verticais fd e ge.

Dividindo a capacidade de carga do solo ao nível do fundo pela força vertical exercida ao mesmo nível pelos prismas de terras limitados pelos planos citados, deduz-se para expressão do coeficiente de segurança

$$F = \frac{1}{h} \frac{5,7\ c_u}{\gamma - \frac{\sqrt{2}\ c_u}{B}} \qquad (2.2)$$

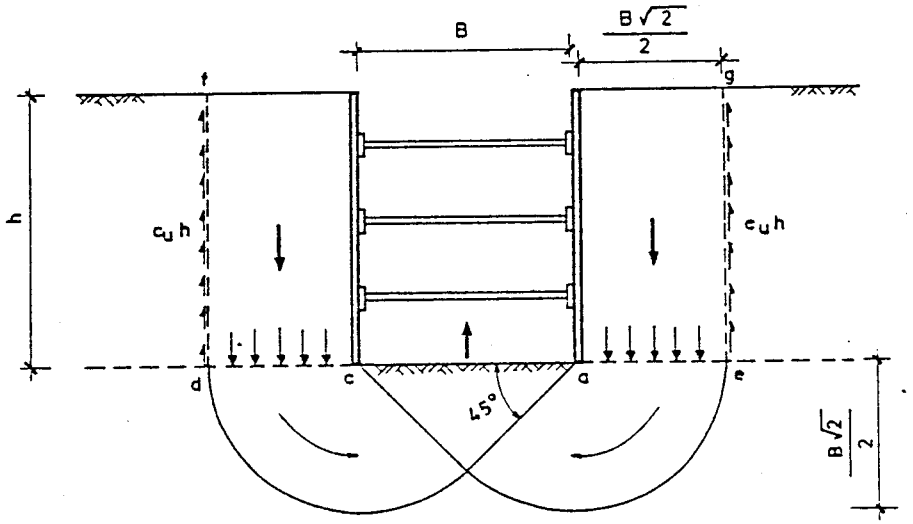


Fig. 2.9 - Análise da estabilidade do fundo segundo Terzaghi (1943)

Em escavações profundas, porém, a rotura do fundo pode ocorrer sem completa mobilização da resistência do solo até à superfície. Bjerrum e Eide (1956) demonstraram que a expressão

$$F = \frac{N_c\ c_u}{\gamma h} \qquad (2.3)$$

em que N_c é o parâmetro de capacidade de carga para sapatas profundas (Skempton, 1951) dado pela Figura 2.10 é, em tais casos, mais adequada.

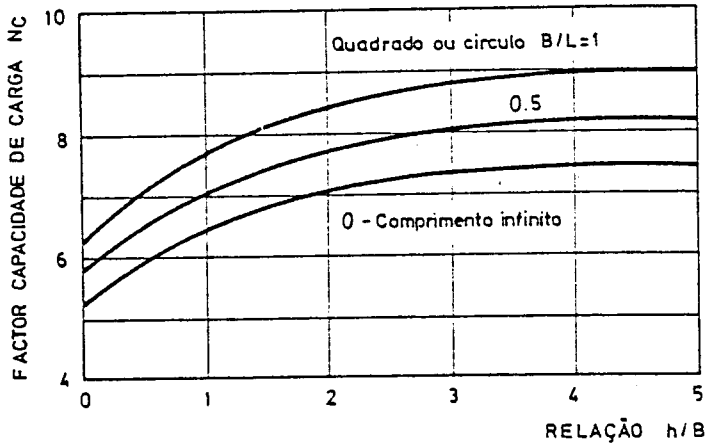


Fig. 2.10 - Factor de capacidade de carga para sapatas e escavações profundas (Skempton, 1952; Bjerrum e Eide, 1956)

Quando existe subjacente à escavação um estrato mais rijo que possa servir de obstáculo ao desenvolvimento das superfícies de cedência, o coeficiente de segurança vem, naturalmente, acrescido. A solução exposta na Figura 2.11 é a adoptada por Terzaghi (1943) e decorre da que foi atrás citada para escavações pouco profundas. Sendo D a distância do fundo da escavação ao estrato rijo, a largura da base do prisma de terras cujo peso poderá ser responsável pela rotura é igualmente D. Assim, a expressão do coeficiente de segurança para este caso obter-se-á substituindo na expressão (2.2) $B\sqrt{2}/2$ por D:

$$F = \frac{1}{h} \frac{5{,}7\ c_u}{\gamma - \frac{c_u}{D}} \qquad (2.4)$$

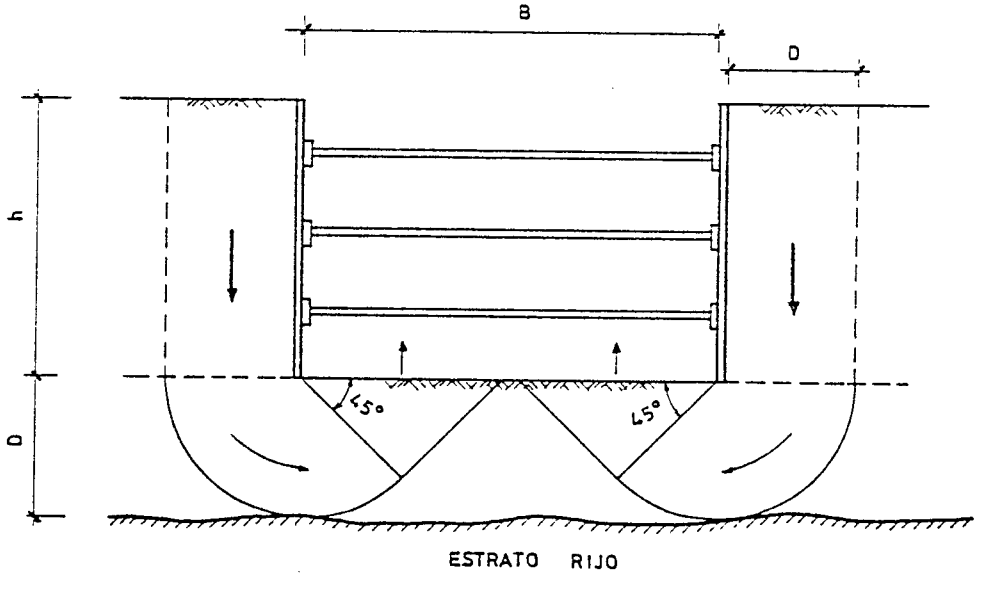


Fig. 2.11 - Análise da estabilidade do fundo para escavações pouco profundas no caso da proximidade de um estrato rijo (Terzaghi, 1943)

Como se pode verificar, sempre que D seja inferior a cerca de 70% da largura da escavação, já a presença daquele estrato passa a ter um efeito positivo na estabilidade do fundo.

Quando a cortina se prolonga para além do fundo da escavação, a análise da estabilidade deverá ser feita na secção horizontal ao nível da sua extremidade inferior, tendo em conta o peso do solo do lado da escavação acima daquela secção, bem como

as forças de adesão entre o solo e a cortina. Contudo, quando em presença de espessos estratos de argilas moles, a menos que se dote a cortina de adequadas condições de apoio no pé, o seu prolongamento puro e simples para além da base da escavação não obriga a que a rotura só possa ocorrer ao nível da sua extremidade inferior (nesse caso a rotura do fundo implicará, obviamente, a rotura em simultâneo da própria cortina). Desta forma, o prolongamento até ao interior do bedrock é, habitualmente, a medida mais indicada. Todavia, caso o bedrock esteja a grande profundidade tal medida pode, além de antieconómica, ser igualmente ineficaz, devido aos excepcionalmente elevados esforços que nesse caso se podem desenvolver na estrutura. Para essas situações as paredes moldadas oferecem soluções construtivas particularmente satisfatórias, como a ilustrada na Figura 2.12 referente a uma escavação de 16 metros de profundidade para o Metro de Oslo, num local em que o bedrock aparecia a profundidades da ordem dos 40 metros (Eide et al, 1972).

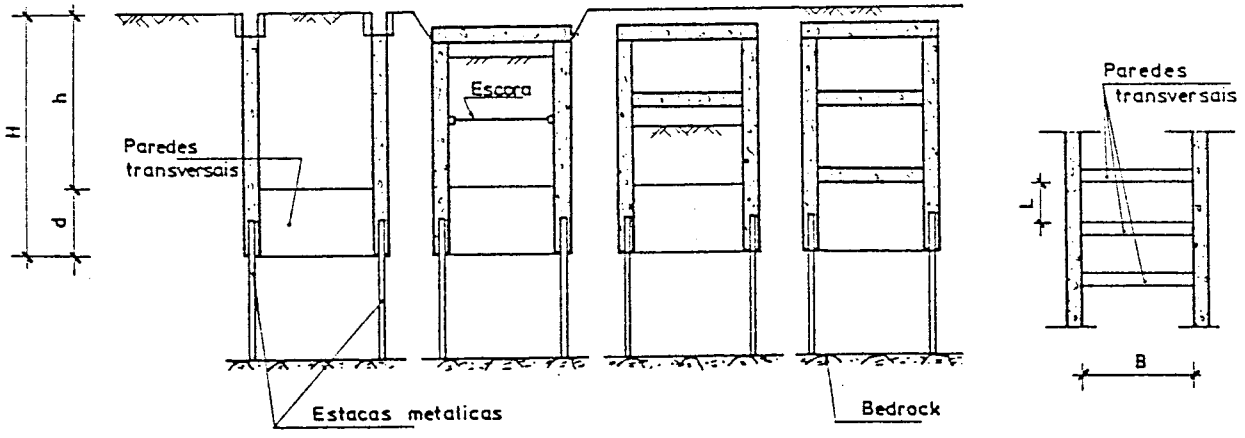


Fig. 2.12 - Esquema construtivo para atingir grandes profundidades em solos moles sem rotura do fundo (Eide et al, 1972)

Entre as duas cortinas longitudinais foram construidos, com determinado espaçamento, abaixo da profundidade projectada para a escavação e antes desta ser iniciada, paineis transversais, também de parede moldada, que oferecem à parte enterrada das cortinas as condições de apoio convenientes. Por outro lado, a adesão entre o solo e as paredes dos septos formados pela estrutura de suporte abaixo da escavação, bem como o peso do mesmo solo, garantiram o coeficiente de segurança necessário para a realização da obra sem acidentes.

O coeficiente de segurança respeitante à escavação de um septo pode ser calculado através da expressão

$$F = \frac{N_c\, c_u + \gamma d + \frac{2(B+L)\, d\, c_a}{BL}}{\gamma H + q} \qquad (2.5)$$

sendo c_a a adesão entre a parede moldada e o solo e N_c igual ao maior valor que se obtém da Figura 2.10 entrando com as razões h/L e h/B.

A rotura do fundo é também possível em argilas fortemente sobreconsolidadas, solos para os quais as expressões atrás referidas fornecem valores do coeficiente de segurança muito superiores à unidade. Tais roturas explicar-se-iam devido às elevadas tensões iniciais horizontais que com o decréscimo das verticais determinado pela escavação, provocam a instalação do estado de equilíbrio limite passivo no maciço subjacente (Bjerrum, 1969).

Henkel (1970), analisando as trajectórias de tensões ocorridas abaixo da escavação neste tipo de solos, demonstra que se desenvolvem pressões neutras negativas muito mais elevadas na zona que evolui para um estado de equilíbrio limite passivo do que naquela que evolui no sentido do estado activo. Sendo assim, estabelece-se um fluxo de água desta para aquela zona, com a conséquente redução da resistência e aumento das deformações na primeira. Este fenómeno, segundo o autor, poderia explicar os excessivos deslocamentos ascensionais do fundo ocorridos em algumas escavações em argilas fortemente sobreconsolidadas.

2.3.2 - AREIAS

2.3.2.1 - O "PIPING" E O LEVANTAMENTO HIDRÁULICO

A rotura do fundo de escavações em areias pode verificar-se por "piping" ou por levantamento hidráulico, fenómenos relacionados com a passagem da água para a escavação contornando inferiormente a cortina impermeável quando aquela se realiza abaixo do nível freático. Com efeito, a rotura por falta

de capacidade de carga, típica nos solos coesivos, é improvável nos solos de natureza friccional (Terzaghi, 1943).

O "piping" ou erosão interna está associado com elevados gradientes hidráulicos de saída junto à base da escavação e manifesta-se por um arraste progressivo das partículas do solo, sempre que as forças de percolação que se exercem ao nível das partículas ultrapassam o seu peso submerso e as forças de atrito mobilizadas nos contactos com as partículas vizinhas. Este arraste pode criar verdadeiras cavernas no solo, que se desenvolvem desde o ponto de saída das linhas de fluxo, em sentido contrário ao do movimento da água, causando importantes assentamentos em pontos da superfície em alguns casos consideravelmente afastados da escavação (Terzaghi e Peck, 1967).

O levantamento hidráulico, por seu turno, verifica-se quando as forças de percolação associadas ao fluxo ascendente no solo do lado da escavação, anulam as tensões efectivas numa dada secção e manifesta-se pela invasão do fundo da escavação pela massa de solo situada acima da secção citada.

Nos solos incoerentes soltos o levantamento hidráulico é, em regra, o modo de rotura mais comum. Especiais precauções relativamente ao levantamento hidráulico são aconselháveis, por outro lado, quando a permeabilidade do solo decresce em profundidade, ou quando as pressões da água se concentram numa fronteira entre um estrato de baixa permeabilidade sobrejacente a um outro mais permeável (Kalin, 1977). Nos solos mais compactos e finos, o cálculo da segurança à rotura do fundo passa a ser controlado pela erosão interna do solo. Gradientes hidráulicos extremamente elevados são correntes nas interfaces entre estratos de permeabilidades contrastantes, podendo ocasionar a erosão dos finos e justificando o emprego de altos coeficientes de segurança (Clough e Davidson, 1977; Kaiser e Hewitt, 1982).

2.3.2.2 - CÁLCULO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA

O cálculo da estabilidade do fundo relativamente aos dois fenómenos descritos é feito a partir do conhecimento da rede de fluxo. Na Figura 2.13 está representada a rede corres

pondente ao caso já citado em 2.2.1 (Matos Fernandes, 1981a).

O máximo gradiente de saída, i_M, vale:

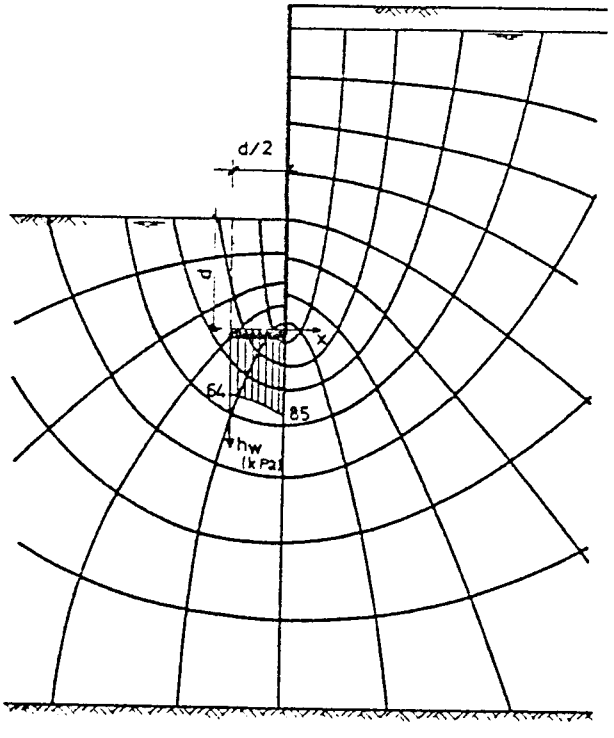
$$i_M = \frac{H_w}{n \ \Delta l_m} \qquad (2.6)$$

sendo H_w a perda de carga total, n o número de equipotenciais e Δl_m o lado do quadrado mais pequeno da rede.

O coeficiente de segurança relativamente ao "piping" poderá ser tomado como o quociente:

$$F = \frac{i_c}{i_M} \qquad (2.7)$$

em que i_c é o gradiente crítico do solo, ou seja, o gradiente hidráulico para o qual as forças de percolação ultrapassam o peso submerso do solo.



$\gamma_{sat} = 20$ kN/m³ $\quad H_w = 9.0$ m $\quad i_{crit} = 0.90$

$\Delta l_m = 1.5$ m $\quad n = 13$ $\quad d = 5.0$ m

CÁLCULO DA SEGURANÇA RELATIVAMENTE AO "PIPING":

$$i_M = \frac{9}{13 \times 1.5} \simeq 0.46 \qquad F = \frac{0.90}{0.46} \simeq 2.0$$

CÁLCULO DA SEGURANÇA RELATIVAMENTE AO LEVANTAMENTO HIDRÁULICO:

$$\int_0^{d/2} h_w(x)\,dx \simeq \frac{85 + 64}{2} \times 2.5 \simeq 186 \text{ kN/m}$$

$$F = \frac{5 \times 2.5 \times 20}{186} \simeq 1.34$$

Fig. 2.13 - Rede de fluxo para o cálculo da segurança relativamente ao "piping" e ao levantamento hidráulico

Na realidade, o coeficiente de segurança é superior ao

dado pela expressão (2.7) porque o gradiente de rotura é, em geral, superior ao crítico devido às forças de atrito que se desenvolvem nos contactos interpartículas. Determinações experimentais conduzidas por Van Zyl e Harr (1981) mostram que, para uma gama muito variada de solos, aquela diferença é da ordem dos 10% a 20%.

Quanto à segurança ao levantamento hidráulico, Terzaghi (1922) concluiu, por meio de ensaios em modelo reduzido, que ele se verifica numa faixa junto à cortina de largura aproximadamente igual a metade da altura enterrada da mesma. Assim, propôs que se determine o coeficiente de segurança respectivo comparando o peso total do prisma tracejado na Figura 2.13 com a força de pressão que a água exerce na sua base, sendo esta força determinada a partir da rede de fluxo. O coeficiente de segurança será, então:

$$F = \frac{\gamma_{sat}\, d^2}{2 \int_0^{d/2} h_w(x)\, dx} \qquad (2.8)$$

Na Figura 2.13 estão calculados os dois coeficientes de segurança para o exemplo apresentado.

Quando os coeficientes de segurança não são considerados suficientes (como pode ser o caso da figura) o aumento da altura enterrada da cortina, ao aumentar as perdas de carga, é a medida em geral mais indicada. Processo alternativo, mais dispendioso, mas que pode ser adoptado em casos de emergência, quando em obra, com a cortina já instalada, se detectam problemas relacionados com os fenómenos em questão, consiste em dotar o fundo da escavação de um filtro invertido. A função do filtro é, por um lado, impedir a passagem das partículas transportadas pela água e, por outro, exercer um peso adicional sobre o solo subjacente, para o que pode eventualmente ser complementado com uma camada de balastro. O problema do dimensionamento de filtros com esse objectivo é tratado por Zeevaert (1973).

As considerações expostas dizem respeito ao caso das cortinas impermeáveis, em que a passagem da água para a esca-

vação, por poder apenas realizar-se da forma indicada, contornando o pé da cortina, pode afectar a estabilidade do fundo.

Desde que se aceite a passagem da água para a escavação, pode ser preferível utilizar cortinas que, sendo permeáveis, não permitam o estabelecimento de uma rede de fluxo que as contorna inferiormente (Prentis e White, 1950). Neste caso, porém, é fundamental dispôr entre a cortina e o solo um material que funcionando como filtro (existem geotexteis para isso apropriados) impeça a passagem de partículas do solo transportadas pela água.

Quando abaixo da escavação existe um estrato de argila ou de silte, que por sua vez repousa sobre um outro mais permeável, de areia, por exemplo, deve ser tomada como provável a existência neste último de pressões artesianas (Figura 2.14). A verificação dessa eventualidade deverá ser feita através de uma rede de piezómetros, se possível durante um período de tempo apreciável, porque nestes casos são frequentes importantes variações associadas à pluviosidade (Sanglerat, 1981).

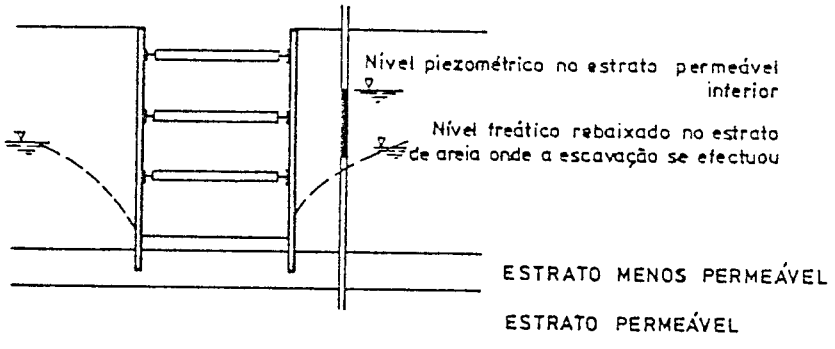


Fig. 2.14 - Esquema de um caso em que se verifica a existência de artesianismo

Constatada a existência de pressões artesianas, é necessário proceder ao seu rebaixamento através de poços de alívio. Mansur e Kaufman (1962) apontam, contudo, que caso o estrato pouco permeável intermédio seja firme, se poderá permitir que a pressão da água no estrato inferior seja ligeiramente maior do que a que ocorre ao nível do fundo, mas em caso algum se poderá admitir que aquela exceda 80% do peso submerso do solo acima do tecto do aquífero. Caso contrário, haverá o risco de as pressões da água romperem a formação menos permeável provocando o solevamento do fundo da escavação.

2.4 - MOVIMENTOS ASSOCIADOS À ESCAVAÇÃO

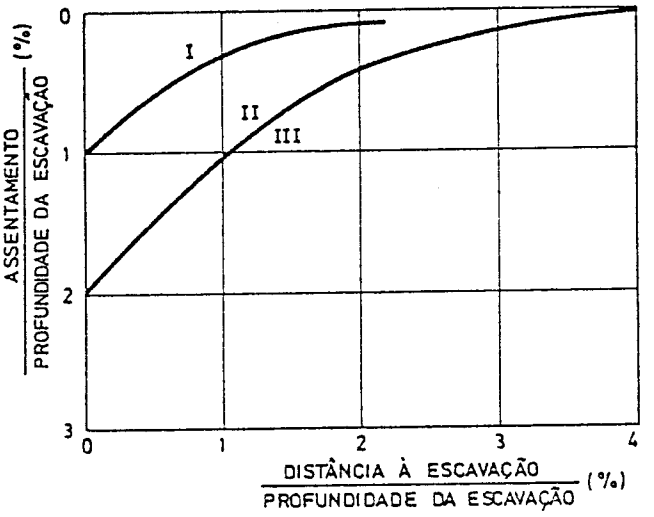
2.4.1 - INTRODUÇÃO

Realizando-se grande parte das obras geotécnicas em estudo em centros urbanos, torna-se cada vez mais importante que o projectista proceda a uma estimativa dos movimentos associados à escavação que se pretende efectuar. São, com efeito, frequentes as referências na bibliografia respeitantes a danificações mais ou menos severas e até a destruições de estruturas e infraestruturas causadas pelos movimentos associados a escavações efectuadas nas proximidades (Barla e Mascardi, 1974; Maljian e Van Beveren, 1974; Steger, 1976; Clough e Davidson, 1977; Marchini, 1977). No nosso país, e particularmente na cidade de Lisboa, o ano de 1982 foi infelizmente fértil em casos semelhantes, envolvendo o seu balanço, além de avultados prejuízos materiais, as vidas de várias pessoas.

Antes da aplicação do método dos elementos finitos a estimativa dos movimentos era feita essencialmente a partir de observações efectuadas em obras semelhantes em solos do mesmo tipo. Por tal processo, contudo, as previsões tornavam-se extremamente falíveis.

Por exemplo, numa conferência efectuada nos Estados Unidos dedicada à questão em apreço, quatro consagrados especialistas (Golder, Gould, Tschebotarioff e Wilson, 1970) foram convidados a prever o comportamento de uma cortina escorada para suporte de uma escavação que se projectava realizar em Boston. Segundo os julgamentos daqueles autores, todos eles baseados em métodos empíricos retirados da sua própria experiência em casos afins, o deslocamento lateral máximo da cortina oscilaria entre 1,5 e 4,0 polegadas. Porém, o deslocamento máximo medido, quando da realização da escavação, ultrapassou largamente a previsão mais pessimista, cifrando-se em cerca de 9,0 polegadas (Lambe et al, 1970).

A Figura 2.15 (Peck, 1969) ilustra a tentativa mais elaborada no sentido de possibilitar a estimativa dos assentamentos na superfície do terreno a partir do tratamento dos resultados da observação de grande número de obras com estruturas de suporte tradicionais. A maior limitação de propostas co-



ZONA I - Areias e argilas médias a rijas ($C_u > 25kPa$) Mão de obra média.

ZONA II - a) Argilas muito moles a moles ($C_u < 25kPa$)

1) Pequena profundidade de argila abaixo do fundo da escavação.

2) Grande profundidade de argila abaixo do fundo da escavação mas $N_b < N_{cb}$

b) Assentamentos afectados por dificuldades constructivas.

ZONA III - Argilas muito moles até uma grande profundidade abaixo da escavação e com $N_b > N_{cb}$

Fig. 2.15 - Assentamentos previsíveis junto a escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969)

mo a citada é não terem em conta os parâmetros relativos à estrutura de suporte, sendo hoje sabido que alguns deles afectam os deslocamentos num grau semelhante ou mesmo maior do que a resistência e a deformabilidade do maciço (Palmer e Kenney, 1972; Tsui, 1974; Mana, 1978).

Deve notar-se, contudo, que nem só os métodos empíricos enfermam de tão grande falibilidade. Clough e Mana (1976), por exemplo, referem a este propósito o caso de uma escavação nas argilas moles de San Francisco que estudaram pelo método dos elementos finitos. Para isso adoptaram duas hipóteses para a resistência do solo, hipóteses que correspondiam aos valores extremos dos resultados de grande número de campanhas de reconhecimento do solo da cidade efectuadas por entidades de reconhecida competência. Para cada uma daquelas hipóteses, os autores adoptaram ainda três valores do módulo de deformabilidade do maciço por aplicação de correlações deste parâmetro com a resistência não drenada do solo. Os deslocamentos máximos dos cálculos que forneceram os movimentos limites estão na proporção de 1 para 9; por sinal, os movimentos medidos revelaram-se bastante próximos dos obtidos no cálculo mais optimista.

Convirá fazer, a propósito do caso relatado, duas observações.

Em primeiro lugar, sendo o método dos elementos finitos incomparavelmente mais potente do que os métodos tradicio

nais, deve notar-se que em simultâneo ele exige para a sua a - plicação a determinação, em regra experimental, de um número bastante mais numeroso de parâmetros, como condição necessá - ria para que os seus resultados possam ser aproximados.

Em segundo lugar, mesmo dispondo de um adequado modelo de cálculo baseado naquele método e procedendo a uma cuidada determinação dos parâmetros de cálculo, tal pode não ser suficiente para que a previsão formulada seja aproximada, porque di - versos factores não directamente relacionados com a retirada da massa de solo e de água de dentro da geometria do corte podem afectar, por vezes mesmo drasticamente, o comportamento do sistema, nomeadamente os deslocamentos do maciço envolvente. Os mais importantes desses factores indicam-se no Quadro 2.II, não se coadunando a sua referência mais desenvolvida com a natureza do presente capítulo.

QUADRO 2.II

REFERÊNCIAS	ACTIVIDADES QUE PODEM AFECTAR OS MOVIMENTOS DO SISTEMA
TERZAGHI E PECK (1967) THON E KARLAN (1971) ZEEVAERT (1973) STEGER (1976) WONG (1980) MORTON ET AL (1980)	Alteração das condições da água no solo
ELSON 1968 PECK (1969) LAMBE ET AL (1972) DI BIAGIO E MYRVOLL (1972) REMY E FUJII (1975) STROUD E SWEENEY (1976) MORTON ET AL (1980) CLOUGH E CHAMEAU (1980) FARMER E ATTEWELL (1973)	Construção da cortina
TAIT E TAYLOR (1975) O ROURKE (1981)	Demolição e retirada de fundações antigas no maciço a escavar
SKEMPTON E WARD 1952 SOWERS E SOWERS (1967) KANATANI ET AL (1981)	Cravação de estacas nas proximidades
CUNNINGHAM ET AL (1972) O'ROURKE (1981) KAWASAKI ET AL (1981)	Construção de caixões no interior da escavação

2.4.2 - AS DUAS COMPONENTES DOS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À ESCAVAÇÃO

Passando à análise dos movimentos exclusivamente associados à escavação propriamente dita, verifica-se existir uma estreita relação entre os deslocamentos laterais da parede de suporte e os assentamentos na superfície do terreno, não sendo possível reduzir estes sem adoptar as medidas convenientes para minimizar aqueles.

Os deslocamentos da cortina de encontro à escavação podem considerar-se, para facilidade da sua análise e dos factores que os determinam, como resultado de duas componentes fundamentais: os deslocamentos verificados abaixo do nível da escavação em cada fase, e os ocorridos acima daquele nível. Os primeiros dependem fundamentalmente das propriedades do solo e, embora em menor escala, da altura enterrada, rigidez e condições de apoio do pé da cortina; os últimos, embora dependendo também das propriedades do maciço, são largamente condicionados pelo sistema de suporte e pelo processo construtivo.

A importância relativa das duas componentes referidas variará largamente de caso para caso. D'Appolonia (1971), por exemplo, analisando os resultados da observação de várias escavações em argilas moles e médias suportadas por cortinas tradicionais escoradas, conclui que os deslocamentos abaixo do nível da escavação oscilaram entre 60% a 80% dos totais.

2.4.2.1 - OS DESLOCAMENTOS ACIMA DO NÍVEL DA ESCAVAÇÃO

Compreende-se que quando a escavação desce abaixo de determinada profundidade, todos os deslocamentos experimentados pela cortina e pelo solo a esse nível nos passos seguintes da realização da obra, dependem decisivamente das características da estrutura de suporte e da forma e rapidez com que esta é colocada em serviço. Se, por hipótese, fosse possível logo que se procedesse à retirada do solo, substitui-lo instantaneamente por um suporte de rigidez infinita, os deslocamentos laterais do solo adjacente acima do nível da escavação seriam nulos. Como isso evidentemente não é possível, aque

les deslocamentos existirão sempre, mas a sua grandeza pode ser reduzida adoptando determinado número de medidas.

Importa, contudo, sublinhar que o melhor conjunto de recomendações de pouco ou nada servirá se não fôr aplicado por bons executantes. Escavação em que seja imperioso manter os movimentos do solo e da estrutura dentro de limites reduzidos, é obra a ser levada a cabo exclusivamente por empresas especializadas dispondo de mão de obra competente. É, também, a importância da mão de obra no comportamento do sistema uma das razões que dificultam a estimativa aproximada dos movimentos.

Um primeiro aspecto de importância capital para que os deslocamentos acima do nível da escavação possam ser reduzidos refere-se a que escavação para a colocação de um dado nível de escoras ou ancoragens deve ser limitada ao mínimo indispensável para que essa operação possa ser realizada com perfeição, e esta deve ser efectuada logo que o volume escavado o torne possível (Lambe, 1972; Clough e Tsui, 1974; Clough e Davidson, 1977).

Na Figura 2.16 Clough e Davidson (1977) representam os deslocamentos observados nas faces de duas escavações adjacentes, idênticas nas respectivas geometrias e estruturas de suporte. As diferenças notáveis nos deslocamentos são atribuídas ao facto de o primeiro nível de escoras ter sido instala-

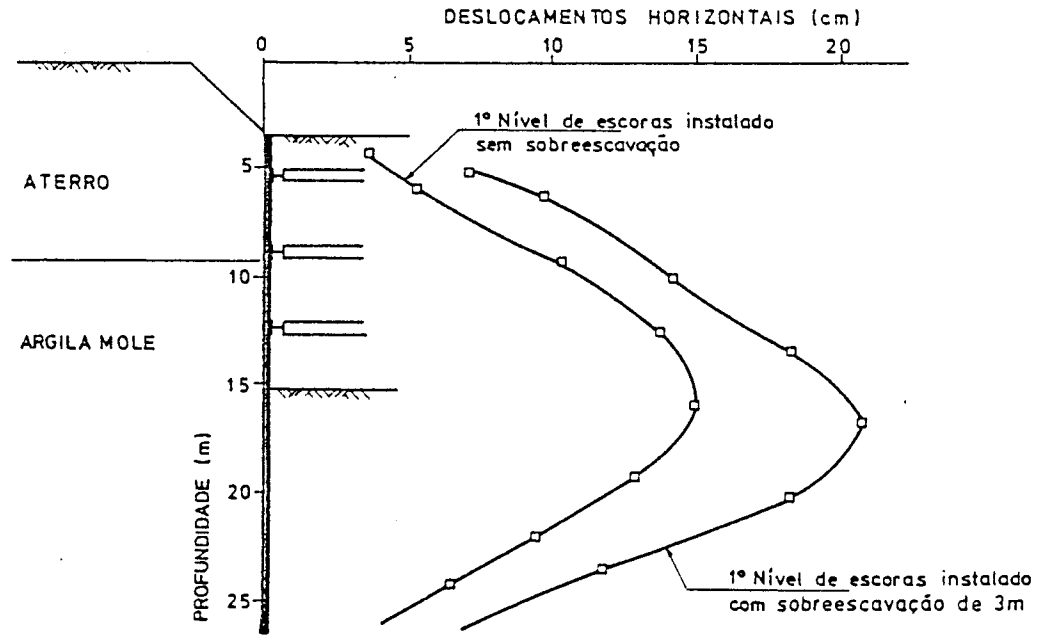


Fig. 2.16 - Importância da sobreescavação nos deslocamentos da cortina (Clough e Davidson, 1977)

do num dos casos (aquele em que os deslocamentos são maiores) quando a profundidade da escavação era de 8,0 metros enquanto no outro aquela foi levada até à profundidade estritamente necessária para a instalação do mesmo nível (cerca de 5,0 metros, portanto).

Os mesmos autores chamam a atenção para o factor tempo que condiciona também o comportamento de qualquer obra geotécnica. Sublinham, todavia, que não é propriamente a duração total da construção que é importante mas sobretudo o tempo decorrido durante determinadas fases críticas do processo construtivo, fases essas que devem ser claramente assinaladas no planeamento da obra de modo a que nelas seja assegurado um ritmo conveniente. No caso dos problemas em estudo, por exemplo, é compreensível que uma interrupção dos trabalhos será, em princípio, menos perniciosa quando foi posto em serviço determinado nível de ancoragens ou escoras e a profundidade abaixo deste é reduzida, do que numa fase em que a escavação tenha progredido bastante abaixo desse nível e nenhum outro inferior foi colocado.

Instaladas as ancoragens ou escoras, os movimentos acima do nível da escavação passam a depender fundamentalmente de duas características que lhes dizem respeito: o pré-esforço a que são submetidas e a respectiva rigidez.

No que respeita ao pré-esforço algo já foi referido neste capítulo e a tal questão será em vários dos capítulos seguintes devotada particular atenção.

Acerca da rigidez, importa distinguir entre o seu valor teórico, dependente da geometria e do módulo de elasticidade do material constituinte, e o seu valor efectivo, condicionado pelo processo construtivo e, nas ancoragens, pelas características mecânicas do maciço onde foram seladas. O afastamento, não raro extremamente acentuado (ver Quadro 2.III), da rigidez efectiva relativamente à teórica nas escoras está associado ao sistema de ligação daquelas à cortina, sistema que em geral possui folgas e elementos de reduzida rigidez, como cunhas de madeira. Embora em regra tal não seja feito, a instalação como pré-esforço de parte da carga de projecto torna-se aconselhável para a eliminação das folgas referidas de modo que com o prosseguimento da escavação, com um movimento mínimo da parede se mobilizem rapidamente elevados esforços no

QUADRO 2.III

REFERÊNCIAS	$\frac{\text{RIGIDEZ EFECTIVA}}{\text{RIGIDEZ TEÓRICA}}$ (%)	Nº DE CASOS
PALMER E KENNEY (1972)	2 *	1
MIRANDA SOARES E RIBAS (1979)	10	1
HANSEN (1980)	5 a 65	6
O'ROURKE (1981)	44 a 75	3

escoramento.

No que se refere às ancoragens, a questão da sua rigidez põe-se de forma sensìvelmente diferente. Em primeiro lugar aquela rigidez parece estar menos dependente da mão de obra, em parte pelo processo construtivo que lhe é inerente, em parte porque a sua execução é feita apenas por empreiteiros especializados. Além disso, como se procede sempre ao seu pré-esforço, eliminam-se as folgas eventualmente existentes. Apesar disso, a sua rigidez efectiva pode afastar-se, e afasta-se em regra, de forma sensìvel, e por vezes considerável, da rigidez teórica, embora não atingindo tal afastamento as proporções que foram citadas a propósito das escoras. Esta questão será aprofundada em capìtulos seguintes não se adiantando, por isso, mais considerações a seu respeito.

Nas escavações muito largas e de profundidade relativamente pequena, um processo construtivo usado com frequência em alguns países, quando a redução ao mìnimo dos movimentos não é uma condicionante no projecto, consiste em deixar bermas de solo junto à periferia da escavação, posteriormente substituìdas por escoras inclinadas ganhando reacção no fundo do corte, depois de aì estarem construìdas as fundações da estrutura. Estudo sobre esta questão foi levado a cabo por Clough e Denby (1977) na base do método dos elementos finitos.

Na Figura 2.17 os autores relacionam os assentamentos máximos com o número de estabilidade da base para duas geometrias das bermas e para os casos da cortina autoportante ou suportada de forma convencional, isto é, com escoramento horizontal. O exame da figura indica que:

a) como seria de esperar, as escavações suportadas por

bermas ocasionam movimentos mais elevados do que as suportadas por escoras horizontais;

b) para números de estabilidade pequenos ($N_b \leq 3$) a inclinação da berma pouco afecta a grandeza dos assentamentos;

c) para N_b entre 3 e 5 a redução até uma inclinação de 2:1 acarreta importantes decréscimos nos assentamentos; novas reduções na mesma inclinação para além daquele valor, porém, não parecem ter já um efeito muito significativo;

d) para altos valores do número de estabilidade ($N_b > 5$) a alteração da inclinação de 2:1 para 4:1 produz grandes decréscimos nos assentamentos, mas, ainda assim, estes atingem valores muito grandes, já que o movimento do solo subjacente à escavação é muito importante, englobando a própria berma.

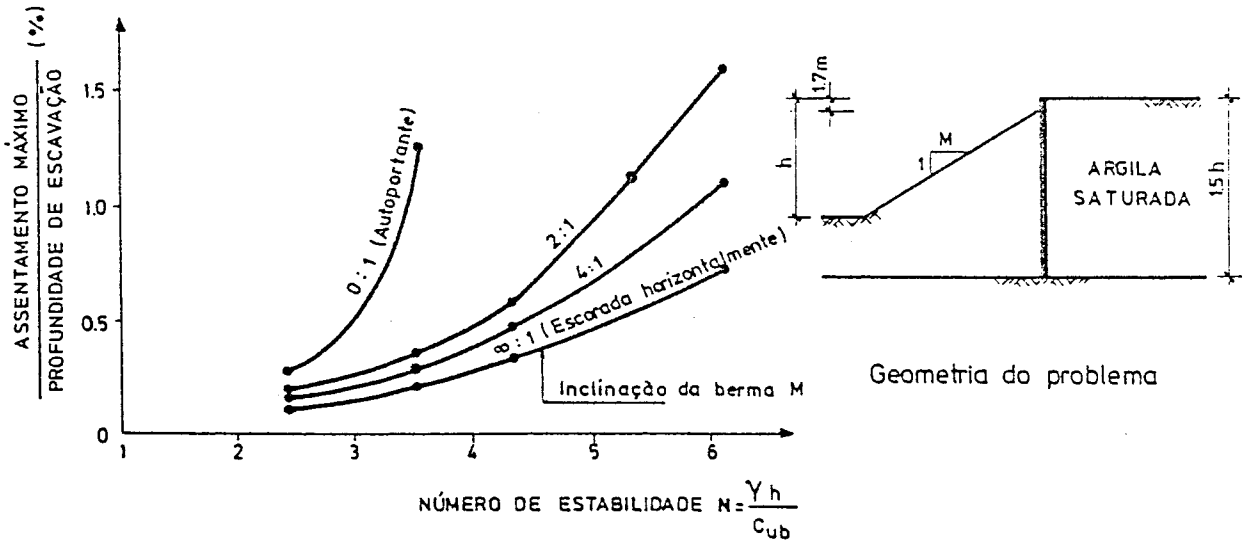


Fig. 2.17 - Efeito da inclinação das bermas e do número de estabilidade nos assentamentos (Clough e Denby, 1977)

Clough et al (1977) relacionam na Figura 2.18 os deslocamentos da cortina durante cada fase de escavação e o espaçamento vertical entre os diversos níveis de escoras para o caso de algumas obras em argilas moles. Aquelas duas variáveis estão divididas pela grandeza $2\,c_u/\gamma$, que os autores designam

por profundidade crítica de cada fase de escavação. Os resultados mostram que não há, neste tipo de solo, grande vantagem em reduzir o espaçamento dos suportes muito abaixo de 80% da profundidade crítica mas que não é também aconselhável ultrapassar aquele valor.

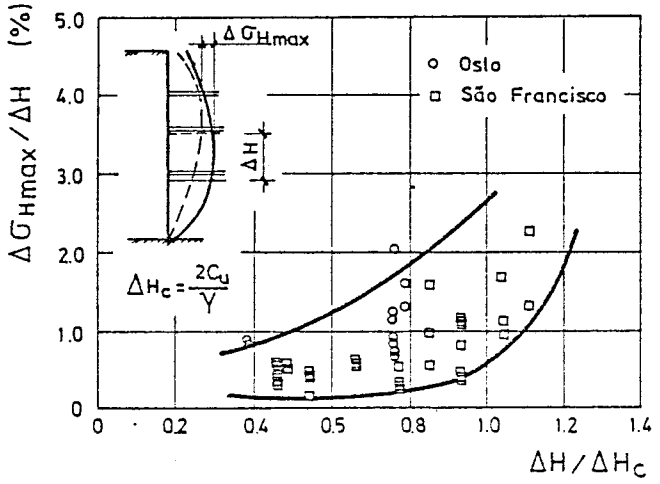


Fig. 2.18 - Dependência entre os deslocamentos da parede e a altura do solo retirada em cada fase de escavação (Clough et al, 1977)

Goldberg et al (1976) englobam num mesmo parâmetro, que designam por coeficiente de rigidez, de expressão EI/h^4 o espaçamento dos suportes, h, e a rigidez da cortina, EI. Na Figura 2.19 os autores relacionam este parâmetro com o número de estabilidade, traçando zonas correspondentes a movimentos laterais previsíveis da cortina. A figura mostra que o coefi-

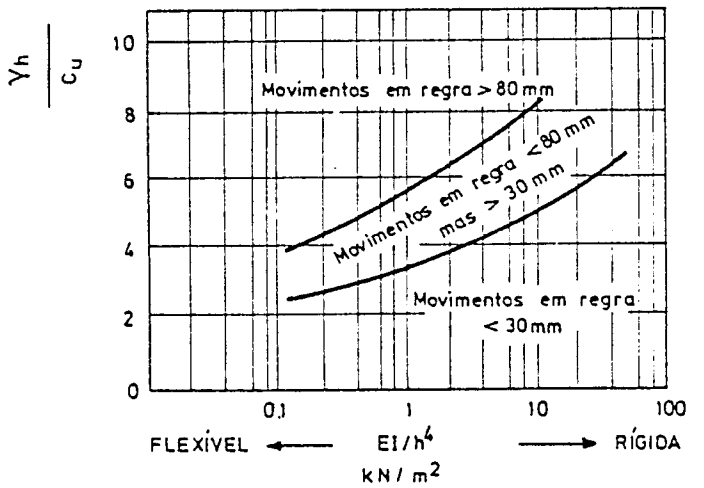


Fig. 2.19 - Dependência dos deslocamentos da parede relativamente ao número de estabilidade e ao parâmetro de rigidez (Goldberg et al, 1976)

ciente de rigidez tem um efeito apreciável sobre os deslocamentos.

A rigidez da cortina intervém de forma particularmente importante nos deslocamentos abaixo do nível da escavação, sendo certo que é a única componente da estrutura de suporte nessa zona existente. É essa questão que passará a ser analisada.

2.4.2.2 - OS DESLOCAMENTOS ABAIXO DO NÍVEL DA ESCAVAÇÃO

Considere-se a escavação representada na Figura 2.20a (Matos Fernandes, 1981a) e admita-se, por simplificação, que as escoras ou ancoragens já instaladas impedem qualquer deslocamento da parede acima do nível da escavação.

Considerem-se quatro elementos do solo à mesma profundidade: o elemento A, subjacente à escavação mas consideravelmente afastado da face do corte, o elemento B, igualmente do lado da escavação mas próximo da estrutura de suporte, o elemento C, próximo de B mas do outro lado da cortina, e finalmente D, bastante afastado da escavação de modo que o seu estado de tensão não seja por ela afectado.

Sejam σ_v^i e $\sigma_h^i = K_o \sigma_v^i$ as tensões principais iniciais, tensões que continuarão instaladas em D. Devido à retirada da altura de solo h a tensão vertical em A sofre um decréscimo igual ao peso de solo escavado, ocorrendo na tensão horizontal uma variação concomitante. As tensões verticais em B e C serão muito semelhantes às instaladas, respectivamente, em A e D. A análise das tensões horizontais em B e C é, no entanto, bastante mais complexa, dependendo do comportamento do conjunto solo-estrutura de suporte.

Caso a cortina seja muito flexível, o equilíbrio da zona em análise exige que as tensões horizontais naqueles elementos sejam praticamente iguais. Para isso, o elemento C evolui, relativamente ao estado de tensão de D, no sentido do estado activo, enquanto B evolui, relativamente ao estado de tensão instalado em A, no sentido do estado passivo (Figura 2.20b). Esta alteração dos estados de tensão acarreta, por seu turno, deformações, logo a ocorrência de deslocamentos abaixo do nível da escavação. O equilíbrio atingir-se-á para uma tensão

horizontal σ_h^f inferior a σ_h^i e superior a σ_h^A, correspondente ou não à mobilização integral da resistência ao corte naqueles elementos.

Mas o equilíbrio pode não ser possível, ou seja, pode acontecer que mesmo com o desenvolvimento em B e C dos estados de equilíbrio limite, as tensões horizontais se não igualem (Figura 2.20c). Estar-se-á então em presença de um caso de rotura do fundo, que obviamente implica a rotura da própria cortina. Se, pelo contrário, esta possuir uma grande rigidez, eventualmente complementada com o encastramento do seu pé no bedrock, deixa de ser indispensável para o equilíbrio que as tensões horizontais em B e C sejam iguais, pois a cortina passa a ter capacidade de redistribuir o défice de pressões do lado da escavação, quer para a parte superior rigidamente apoiada, quer para o estrato inferior mais resistente (Figura 2.20d).

Se o equilíbrio não exigir que o estado de tensão em B e C se aproxime da rotura é fácil aceitar que a parede não de-

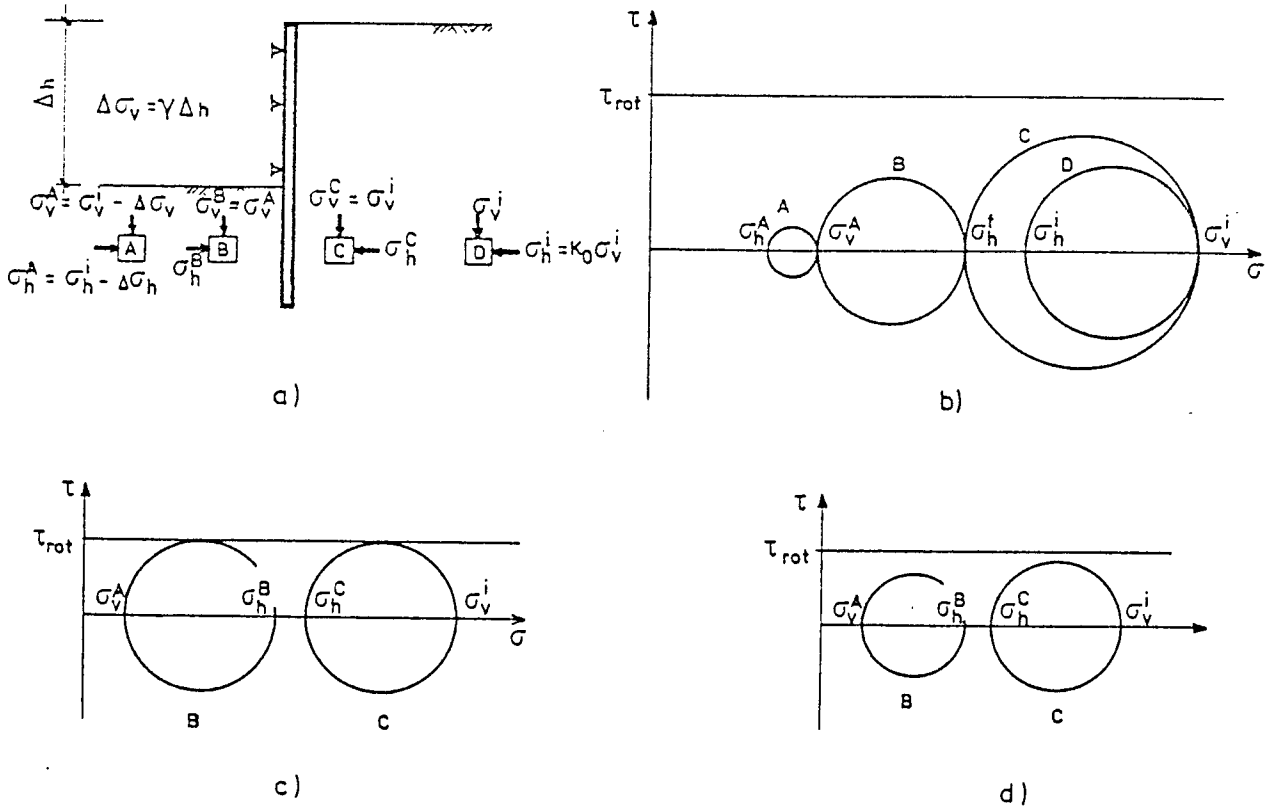


Fig. 2.20 - Estado de tensão abaixo do nível da escavação: a) elementos em situações características; b) cortina muito flexível; c) rotura do fundo; d) cortina com grande rigidez e encastrada num estrato rijo subjacente

sempenha um papel determinante no comportamento do maciço abaixo da escavação, e, portanto, que uma alteração na sua rigidez não afecte drasticamente os deslocamentos nessa zona.Se, pelo contrário, o equilíbrio exigir a evolução do estado de tensão do solo para próximo da rotura, ou mesmo o estabelecimento dos estados de equilíbrio limite activo e passivo, já à parede compete desempenhar em plenitude as suas funções de suporte abaixo da escavação, daí variações na respectiva rigidez e/ou condições de apoio no pé, nessas circunstâncias, poderem fazer variar muito significativamente a grandeza dos deslocamentos.

É precisamente isso que evidencia a Figura 2.21 (Clough

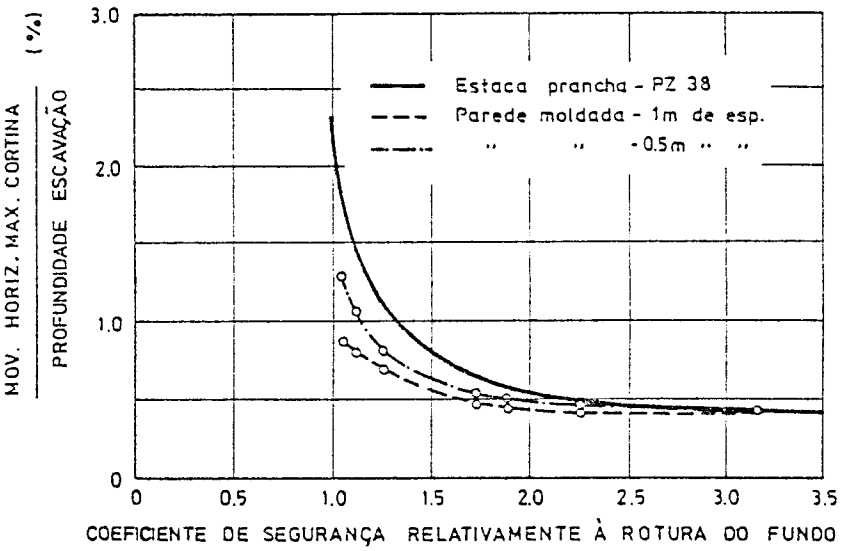


Fig. 2.21 - Relação entre os deslocamentos da parede e o coeficiente de segurança à rotura do fundo para diferentes valores da rigidez da cortina (Clough et al, 1979)

et al, 1979) que relaciona os deslocamentos com o coeficiente de segurança à rotura do fundo para o caso de três cortinas: uma delas formada por estacas-pranchas, uma outra, três vezes mais rígida do que aquela, constituida por uma parede moldada de 0,50 metros de espessura, e uma terceira, também parede moldada, mas de 1,0 metro de espessura, 23 vezes mais rígida do que a primeira. O coeficiente de segurança considerado na figura, definido pela expressão (2.2) (Terzaghi, 1943), não entrando em conta com o efeito da altura enterrada da cortina, é utilizado apenas como um indicador dos níveis de ten-

são no maciço subjacente à escavação. Como se pode constatar, quando são reduzidos ou moderados aqueles níveis, os deslocamentos são relativamente pouco afectados pela rigidez da cortina; pelo contrário, quando a escavação implica a mobilização de elevadas parcelas da resistência ao corte do solo, as grandezas dos deslocamentos passam a depender de forma extremamente vincada daquela rigidez.

É a possibilidade de as cortinas de paredes moldadas manterem os deslocamentos abaixo do nível da escavação dentro de limites razoáveis, através da sua grande rigidez e de adequadas condições de apoio na extremidade inferior, que tem permitido a realização de obras que com as estruturas tradicionais eram impensáveis ou acarretariam movimentos de grandeza incomportável.

O Quadro 2.IV resume as características fundamentais e os assentamentos máximos associados a três escavações que podem considerar-se paradigmáticas de situações extremamente difíceis, com profundidades ultrapassando largamente as correspondentes ao valor unitário do coeficiente de segurança (expressão 2.2). Note-se, a propósito dos assentamentos máximos verificados nas obras referidas, que com estruturas tradicionais eles atingiriam provavelmente valores da ordem ou superiores a 2% das respectivas profundidades, como é indicado na Figura 2.15.

QUADRO 2.IV

REFÊRENCIAS	LOCAL	PROF. ESCAVAÇÃO / PROF. CRÍTICA	ASSENT. MAX. / PROF. (%)	SOLUÇÃO ADOPTADA
DI BIAGIO E ROTI (1972)	OSLO	2.1	0.12	Parede moldada de 1.0 m de espessura encastrada no bedrock
EIDE ET AL (1972) KARLSRUD (1976)	OSLO	2.0	0.45	Parede moldada de 1.0 m de espessura contraventada abaixo do fundo da escavação com paineis transversais de igual espessura (Fig. 2.12).
CLOUGH (1976)	SAN FRANCISCO	1.6	0.54	Parede moldada de 0.75 m de espessura complementada com perfis metálicos encastrados no bedrock.

Um outro aspecto a que autores como Hanna (1978) atribuem grande importância, que torna as paredes moldadas particularmente eficazes na redução dos movimentos, é o facto de se

rem praticamente impermeáveis, o que impede que a água presente no maciço suportado se escape para o interior do corte, causando a consolidação do solo, logo assentamentos na superfície, em adição aos associados ao movimento da cortina para a escavação.

2.4.3 - MOVIMENTOS DO FUNDO DA ESCAVAÇÃO

Os movimentos do fundo da escavação são especialmente importantes quando aquela se realiza para a construção de uma estrutura cujas fundações vão assentar no solo ao nível ou pouco abaixo da base do corte. Compreende-se que se durante a escavação se não reduzirem ao mínimo tais deslocamentos, o peso da estrutura a construir, ao recomprimir o maciço, vai provocar assentamentos cuja importância dependerá acentuadamente dos deslocamentos ascensionais que inicialmente foram permitidos.

Zeevaert (1973) analisa detalhadamente este problema. Aponta que ao levantamento elástico associado ao alívio de tensões, podem somar-se os deslocamentos devidos à expansão dos minerais de argila que descomprimidos absorvem moléculas de água. Esta expansão será tanto mais importante quanto mais tempo se verificar a descompressão e se se permitir que o solo seja molhado, por exemplo, por uma forte chuvada. Por outro lado, o alívio de tensões é muitas vezes acentuado pelas forças de percolação junto à base da escavação quando esta se realiza abaixo do nível freático.

O cálculo do levantamento elástico pode ser feito pela expressão

$$\delta_e = \sum_{i=1}^{n} \overline{M}_i \, (\Delta \bar{\sigma}_i + \Delta u_i) \, d_i \qquad (2.9)$$

em que d_i é a espessura do estrato genérico i, $\overline{M}_i$ o módulo de deformabilidade de descarga do mesmo estrato, $\Delta \bar{\sigma}_i$ a variação média da tensão efectiva associada à retirada do peso do solo e da água e Δu_i a variação na tensão efectiva determinada pelo eventual fluxo da água para a escavação. O valor de

$\overline{M}_i$ pode ser determinado por ensaios edométricos ou triaxiais, $\Delta\bar{\sigma}_i$ é calculado na base de soluções elásticas (Poulos e Davis, 1974) e, finalmente, Δu_i é numericamente igual ao gradiente hidráulico médio no estrato i, sendo portanto conhecido através da rede de fluxo.

A adequação de métodos como o citado poderá ser precária em dois casos limites, mas nem por isso pouco frequentes: o das argilas moles e o das argilas fortemente sobreconsolidadas; no primeiro caso devido ao fenómeno da rotura progressiva, em que zonas cada vez mais amplas do maciço entram em cedência, quando o coeficiente de segurança é pouco superior à unidade (Terzaghi, 1943); no segundo caso, porque sendo as tensões horizontais muito altas, a redução das tensões verticais pela escavação pode gerar um estado de equilíbrio limite passivo no solo subjacente (Bjerrum, 1969).

Por outro lado, conforme Serota e Jennings (1959) evidenciaram com os resultados da observação de várias escavações, o rebaixamento do nível freático, ao acarretar um aumento da tensão efectiva no maciço, pode reduzir ou mesmo anular o levantamento elástico do fundo. O rebaixamento do nível freático é, por isso, a medida mais frequentemente adoptada para a redução daquele levantamento, muito em especial no caso da construção em terrenos altamente compressíveis ou fortemente expansivos.

No caso de as fundações da estrutura projectada serem profundas, medida alternativa ou complementar da citada pode ser a construção prévia daquelas a partir da superfície do terreno, antes portanto de iniciada a escavação; nesse caso, porém, haverá que dimensionar as fundações para os esforços de tração, que podem ser extremamente elevados, que o movimento ascensional do solo nelas pode mobilizar (Parkinson e Fenoux, 1976).

2.4.4 - NECESSIDADE DE RECALCE DAS FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS VIZINHAS

Proceder ou não ao recalce das fundações das estruturas vizinhas previamente à realização da escavação é uma opção delicada e difícil que ao projectista compete tomar.

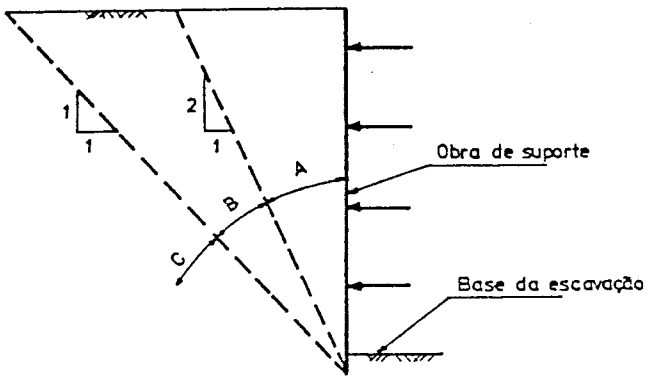
A dificuldade daquela opção reside em duas causas fundamentais.

Em primeiro lugar, é difícil calcular com boa aproximação os movimentos provocados por uma escavação, mesmo dispondo da poderosa ferramenta de cálculo que é o método dos elementos finitos.

Em segundo lugar, porque a prática tem mostrado que não é também fácil determinar teoricamente o valor do assentamento que causa danos em determinada estrutura. Por isso, é na base da experiência em casos semelhantes que se adoptam os valores dos assentamentos que não deverão ser ultrapassados. Skempton e MacDonald (1956) publicaram aprofundado estudo sobre o assunto em que demonstram que o assentamento permissível é, na prática, governado mais pelo aparecimento de fendas nos paineis de revestimento e nos acabamentos do que pelo sobreesforço dos elementos resistentes da estrutura; os autores apontam a distorção angular (isto é, a razão do assentamento diferencial entre dois pontos de apoio pela respectiva distância) da ordem de 1/300 como a que produzirá fissuração do revestimento. Bjerrum (1963), por seu turno, indica a distorção de 1/500 como o valor que não deve ser ultrapassado quando a fendilhação de um edifício não pode ser permitida. O mesmo autor aponta ainda que o intervalo de tempo em que o assentamento ocorre tem muito importância, verificando-se que quanto mais dilatado ele for, maior será o assentamento diferencial que a estrutura pode experimentar sem danificações. Outra observação de importância refere-se a que há que ter em conta os assentamentos já experimentados, a que os provocados pela escavação se vão somar; sendo assim, é o assentamento total que deve ser comparado com os limites acima referidos na avaliação da possibilidade da ocorrência de danos.

Devido às dificuldades apontadas, a decisão de proceder ao recalce é frequentemente tomada com o auxílio de regras ou simples recomendações de carácter genérico e semi-empírico (independentes do tipo de solo e de estrutura de suporte), como a incluida na Figura 2.22 (Canadian Manual, 1978), que, por isso mesmo, devem ser sempre complementadas com um julgamento criterioso.

Quando estejam envolvidas estruturas de importância excepcional, um esforço suplementar deve ser feito para, na ba-



ZONA A – Fundações de estruturas importantes devem ser recalçadas

ZONA B – Fundações não necessitam, em geral, de recalce excepto quando têm abaixo argilas brandas ou a estrutura é especialmente sensível.

ZONA C – Os elementos de recalce devem ser fundados nesta zona ou abaixo da base da escavação.

Fig. 2.22 - Prescrições quanto a obras de recalce (Canadian Manual, 1978)

se de uma adequada caracterização do maciço, calcular os movimentos, nomeadamente pela aplicação do método dos elementos finitos, que a obra a realizar induzirá; por outro lado, devem ser instalados os dispositivos necessários à sua observação e à das estruturas próximas, especialmente as de maior importância, de forma a, logo nos primeiros passos do processo construtivo, verificar se o seu comportamento se afasta do previsto. Caso tal aconteça, será sempre possível reformular os parâmetros de cálculo de modo a obter concordância com os movimentos das fases iniciais, podendo então, com os parâmetros que forneceram aquela concordância, prever com maior aproximação os movimentos das fases seguintes e, portanto, tomar as medidas que estes aconselharem. Esta interacção entre os cálculos e as observações deve manter-se, se necessário, isto é, se de novo o comportamento observado se distanciar do previsto, nas fases construtivas seguintes.

Caso se opte pelo recalce das fundações das estruturas vizinhas, é necessário ter em atenção que, de forma análoga às estruturas de suporte que vêm sendo tratadas, a qualidade da mão de obra é condição indispensável ao seu êxito. Se este facto não fôr tido em conta, o recalce pode mesmo ser mais pernicioso do que a sua não realização (Gould, 1972).

Por outro lado, o recalce, executado com perfeição, pode ser um meio eficaz de obstar a assentamentos das fundações, mas já o não é relativamente a deslocamentos segundo a horizontal, e é sabido que os deslocamentos do maciço suportado têm uma componente horizontal que pode até, nas argilas fortemente sobreconsolidadas, ser várias vezes superior à respecti

va componente vertical (Cole e Burland, 1972; LittleJohn e Mac Farlane, 1974; Sills et al, 1977). Já que, obviamente, as componentes horizontais dos deslocamentos da superfície variam de ponto para ponto, as estruturas vizinhas podem sofrer danos não só devidos a assentamentos diferenciais, mas também induzidos pelas diferentes grandezas das componentes horizontais dos deslocamentos dos seus vários pontos de apoio. Comentando este facto, Cole e Burland (1972) notam que não há qualquer razão para crer que as estruturas sejam mais sensíveis a movimentos das suas fundações segundo a vertical do que segundo a horizontal.

Estas considerações parecem sugerir que, na generalidade dos casos, será mais eficaz e económico investir numa estrutura de suporte adequadamente projectada para manter reduzidos os movimentos do maciço envolvente, dispensando o recalce das estruturas próximas, do que proceder a tal recalce, calculando a estrutura de suporte apenas na base da garantia da estabilidade da escavação sem olhar a critérios de deformação.

2.5 - CAPACIDADE DE CARGA DO SOLO ÀS FORÇAS VERTICAIS TRANSMITIDAS PELA CORTINA

2.5.1 - INTRODUÇÃO

Aspecto de capital importância no dimensionamento de uma estrutura de suporte flexível é a verificação de que a rotura não ocorrerá por falta de capacidade de carga do solo às forças verticais a ele transmitidas pela cortina. Tais forças são devidas essencialmente às componentes verticais dos esforços instalados nas ancoragens e ao peso próprio da cortina.

A Figura 2.23 ilustra o caso de uma parede ancorada a dois níveis (Hanna, 1968). Após a primeira fase de escavação é pré-esforçado o primeiro nível de ancoragens; a componente vertical do pré-esforço é equilibrada pelas tensões tangenciais desenvolvidas no contacto da cortina com o maciço e pela reacção oferecida pelo solo subjacente à ponta; o topo da parede experimenta um assentamento, Δ_1, e a ponta um outro, menor, δ_1, sendo a diferença igual à deformação elástica da cor

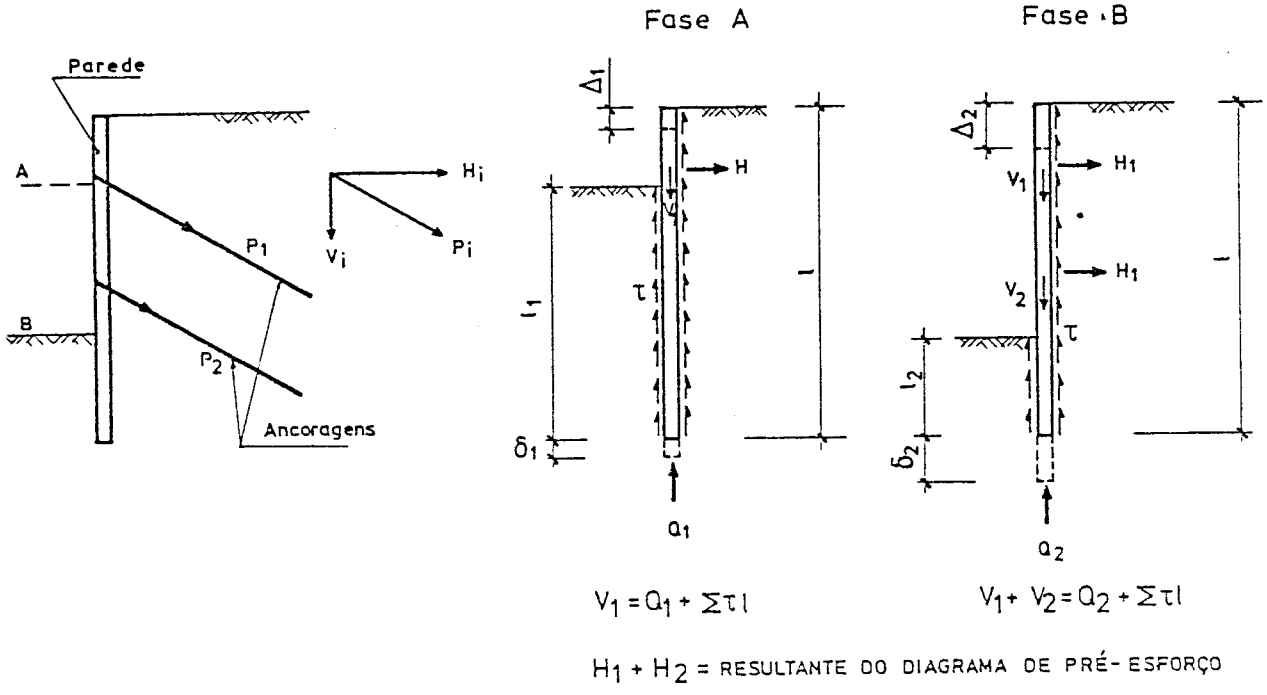


Fig. 2.23 - Forças transmitidas ao terreno por uma cortina ancorada (Hanna, 1968)

tina. Nas fases construtivas seguintes cresce a carga vertical aplicada enquanto que a superfície de contacto entre a parede e o solo diminui, o que faz com que a parcela da carga total transmitida pela ponta ao solo de fundação aumente, o mesmo acontecendo ao assentamento.

Esta análise qualitativa mostra que, tal como no caso das fundações profundas, para a capacidade de carga das estruturas de suporte flexíveis contribuem duas componentes: a resistência lateral e a resistência de ponta. Sendo assim, compreender-se-á que a abordagem ao problema seja feita tendo em conta a vasta experiência que existe no cálculo da carga de rotura em fundações por estacas, seja deitando mão das expressões para tal estabelecidas (Berezantsev et al, 1961; Vesić, 1970; Kézdi, 1975), seja adoptando os valores do ângulo de atrito solo-estrutura e da adesão que naquelas usualmente se admitem (Tomlinson, 1957, 1971; Potiondy, 1961).

Contudo, a análise da capacidade de carga nas estruturas de suporte é muito mais complexa do que nas fundações profundas pelas razões que em seguida se enunciam.

Em primeiro lugar, e embora este problema esteja igualmente presente nalguns casos nas estacas, é necessário determinar em que medida o processo construtivo inerente às pare-

des moldadas afecta os parâmetros que definem as resistências lateral e de ponta, em especial devido à presença da lama bentonítica na vala antes da betonagem dos painéis. Sobre esta questão, embora exista já razoável experiência, subsistem ainda dúvidas e discordâncias que no ponto seguinte e no Capítulo 7 serão abordadas.

Em segundo lugar, após a instalação da cortina no solo, durante a qual as condições não se afastam muito das prevalecentes na instalação das estacas, sobrevêm importantes alterações no estado de tensão-deformação no maciço envolvente que tornamo problema substancialmente diferente do caso das fundações profundas e consideravelmente mais complexo do que a análise qualitativa atrás esboçada. Sobre esta questão os conhecimentos actuais são limitados, sendo certamente por isso que é a insuficiente capacidade de carga do solo às forças verticais transmitidas pela cortina causa frequente de roturas registadas na bibliografia (Stille, 1976; Broms e Stille 1976). No Capítulo 10 deste trabalho procura fornecer-se um contributo para o entendimento desta questão através do seu estudo pelo método dos elementos finitos.

Sublinhe-se, por fim, que a questão em discussão apresenta aspectos bastante diferenciados nos diversos tipos de estruturas flexíveis de suporte. No caso das cortinas constituidas por perfis metálicos verticais e placas horizontais intermédias, o problema torna-se particularmente delicado, não só pela muito reduzida área da ponta mas também pela pequena superfície onde se podem mobilizar as forças de adesão e de atrito lateral. Por isso, é em regra indispensável que os perfis sejam instalados em furos realizados até ao firme preenchidos por betão na sua parte inferior (Liu e Dugan, 1972).

2.5.2 - QUESTÕES RELATIVAS À CAPACIDADE DE CARGA NO CASO DAS PAREDES MOLDADAS

Os problemas específicos da avaliação da capacidade de carga no caso em que a cortina é constituida por painéis de paredes moldadas relacionam-se com a influência da lama bentonítica nas resistências lateral e de ponta.

O efeito da bentonite na resistência de ponta é favorável, fundamentalmente por duas razões: i) por impedir fenómenos de rotura ou movimentos ascensionais significativos no fundo da vala, susceptíveis de ocorrer em areias abaixo do nível freático ou em argilas; ii) por atenuar a deposição no fundo de detritos resultantes da instabilidade das paredes ou deixados escapar pelo aparelho escavador.

Desta forma, a lama bentonítica impede, ou pelo menos atenua, a formação de uma camada mole e descomprimida no fundo da vala, que, a existir quando da solicitação da parede por esforços verticais, faria com que a resistência de ponta apenas fosse mobilizada para assentamentos muito importantes, eventualmente incomportáveis (Chadeisson, 1961;Kienberger,1974).

Na construção dos paineis de paredes moldadas em maciços argilosos, devido à muito baixa permeabilidade do solo, a lama bentonítica não penetra nas paredes da vala, mas forma, revestindo estas, uma película, vulgarmente designada por "cake", que é parcialmente eliminada pela acção posterior do betão líquido ascendendo na vala. A espessura do "cake" é essencialmente determinada pela densidade e resistência ao corte da lama e pelo tempo que ela permanece na vala (Nash,1974; Mascardi, 1976).

Nos maciços arenosos, pelo contrário, a calda penetra numa certa zona do solo envolvente cuja espessura depende, além dos factores já acima citados para o caso das argilas, da permeabilidade do solo e da diferença de pressões da lama,por um lado, e do solo e da água, por outro (Nash, 1974; Rattay e Welzien, 1976; Cernak, 1976).

Não sendo em qualquer dos casos completa a eliminação da bentonite pela betonagem, isso não impede que sejam numerosas as referências a ensaios de carga de paredes e estacas moldadas com o recurso a lama bentonítica, em solos de variada natureza, nos quais foi patente uma eficiente transferência de carga para o solo envolvente (Burland, 1963; Reese et al,1973; Corbett et al, 1974; Kienberger, 1974; Day et al, 1981; Prodinger e Veder, 1981). Deve ser notado, contudo, que o efeito da lama bentonítica pode ser, ao menos em certos casos,significativo, já que puderam constatar-se reduções de 10% a 25% na resistência lateral, relativamente a valores análogos sem a presença daquele material na interface solo-estrutura, nos

casos em que foi possível a realização de ensaios para as duas situações (Farmer et al, 1971; Eide et al, 1972; Muller-Kirchenbauer, 1972; Sliwinski e Fleming, 1974).

De qualquer forma, convém sublinhar a importância nas resistências lateral e de ponta de um adequado controle das propriedades da lama, de um intervalo de tempo reduzido entre a escavação e a betonagem, e de esta ser feita em boas condições de modo a incrementar o efeito de raspagem da massa ascendente nas paredes da vala, facilitando a remoção do "cake".

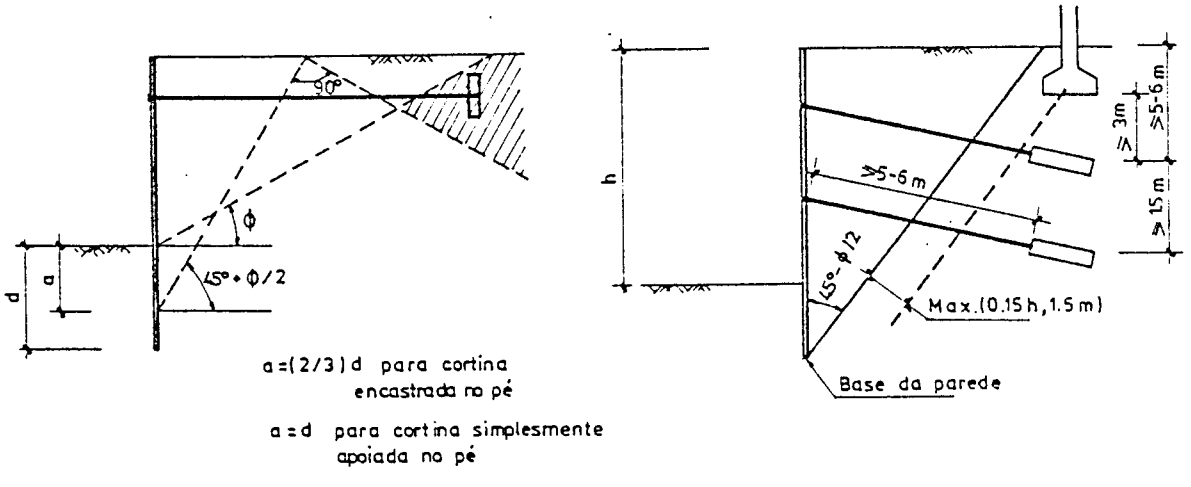
2.6 - ESTABILIDADE GLOBAL

2.6.1 - INTRODUÇÃO

Assegurada a resistência da estrutura de suporte aos esforços de serviço, garantidas a estabilidade do fundo da escavação e a capacidade de carga do solo aos esforços verticais, haverá ainda que estudar a estabilidade do conjunto formado pela estrutura de suporte e pelo maciço envolvente.

Quando a estrutura de suporte fôr uma cortina ancorada a estabilidade global é fortemente condicionada pelas posições das zonas de selagem das ancoragens.

Porém, previamente a qualquer cálculo de estabilidade, alguns requisitos devem ser contemplados, quer porque consti -



a) b)

Fig. 2.24 - Condicionalismos a respeitar na localização das ancoragens: a) ancoragens de placa; b) ancoragens pré-esforçadas

tuem condições em qualquer caso indispensáveis àquela estabilidade, quer porque se referem a medidas aconselháveis para que as ancoragens tenham a resistência apropriada e, em simultâneo, não danifiquem as estruturas vizinhas, nomeadamente as suas fundações. Os mais importantes dos requisitos citados resumem-se na Figura 2.24 (Terzaghi, 1943; LittleJohn, 1972; Larson et al, 1972; Ostermayer, 1976).

2.6.2- O MÉTODO DE KRANZ

O estudo da estabilidade global estabelecido por Kranz (1953) ilustra-se na Figura 2.25 e baseia-se na análise do equílibrio do bloco BEDC, o chamado maciço de ancoragem. Assegurado o equilíbrio deste maciço, está igualmente garantida a estabilidade de todo o conjunto.

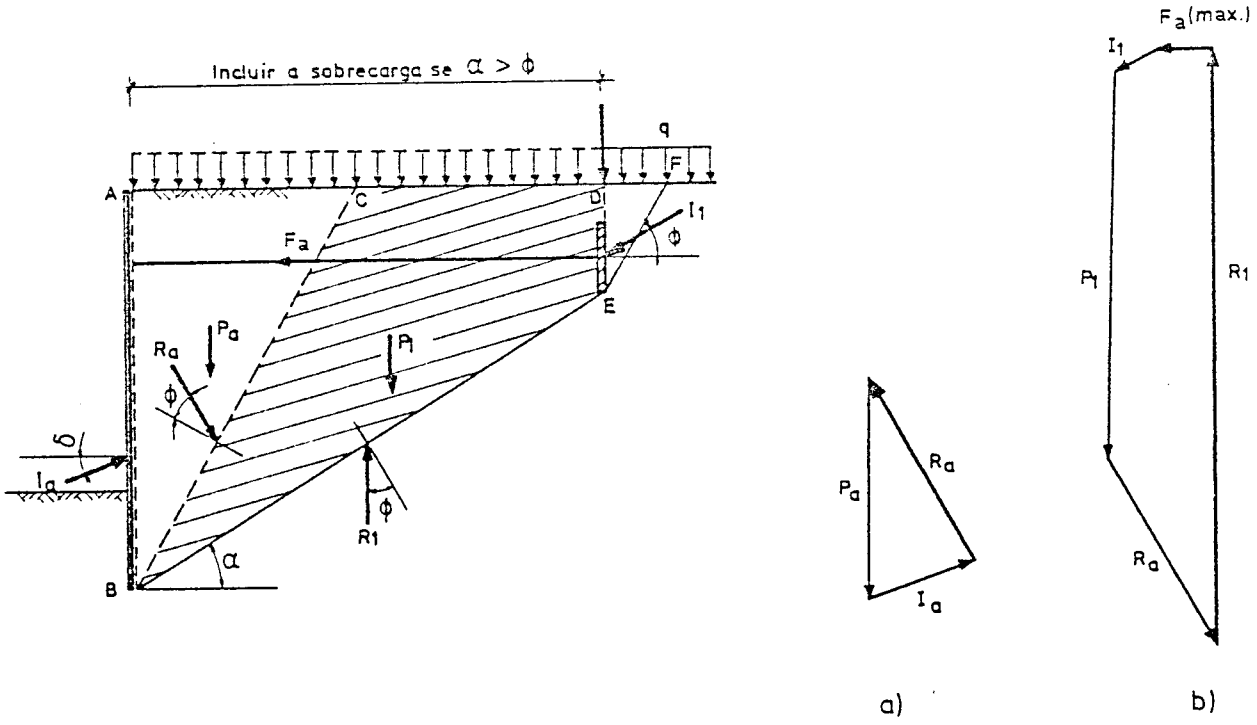


Fig. 2.25 - Análise de estabilidade pelo método de Kranz (1953)

O maciço de ancoragem é solicitado pelo seu peso próprio, P_1, pela força da ancoragem, F_a, pelo impulso activo, I_1, da cunha DEF formada atrás da placa de ancoragem, e pelas reacções R_1 e R_a mobilizadas ao longo dos planos de deslizamento BE e BC. Pela análise do equilíbrio da cunha activa ABC, atra-

vés do dinâmico a), pode determinar-se a reacção R_a. Passando para o maciço de ancoragem, conhecem-se completamente três forças que o solicitam, R_a, P_1 e I_1 e são igualmente conhecidas as direcções das duas restantes, R_1 e F_a. Novo dinâmico, b), permite encontrar o valor máximo de F_a compatível com o equilíbrio.

O coeficiente de segurança relativamente à estabilidade global definido por Kranz é a razão entre aquele valor e o esforço de serviço calculado para a ancoragem:

$$F = \frac{F_a \text{ (maximo)}}{F_a \text{ (serviço)}} \qquad (2.10)$$

o qual deve ser igual ou superior a 1,5.

A adopção da superfície de cedência BE como plana constitui uma simplificação que não está do lado da segurança. De facto, uma superfície curva, em particular uma espiral logarítmica, é também cinemáticamente possível, e, sendo considerada, resultam valores de F menores do que os correspondentes à superfície plana. A diferença, todavia, é muito pouco significativa (Schmitt, 1974).

Jelinek e Ostermayer (1966, 1967) e Ranke e Ostermayer (1968) generalizaram o método de Kranz às cortinas associadas a vários níveis de ancoragens pré-esforçadas.

2.6.3 - MÉTODOS MAIS RECENTES PARA A ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

Mais recentemente alguns autores têm vindo a propôr um outro tipo de análise de estabilidade, argumentando que o coeficiente de segurança deve ser definido não como uma razão de esforços mas como um quociente de parâmetros de resistência: os que o solo efectivamente possui e os estritamente necessários para assegurar o equilíbrio do conjunto solo-estrutura. Defendendo esta preferência, LittleJohn (1976) nota que o coeficiente de segurança tal como foi definido por Kranz pode levar à ideia errada de que ancoragens pouco esforçadas são pre

feríveis, já que o esforço de serviço e aquele coeficiente são inversamente proporcionais.

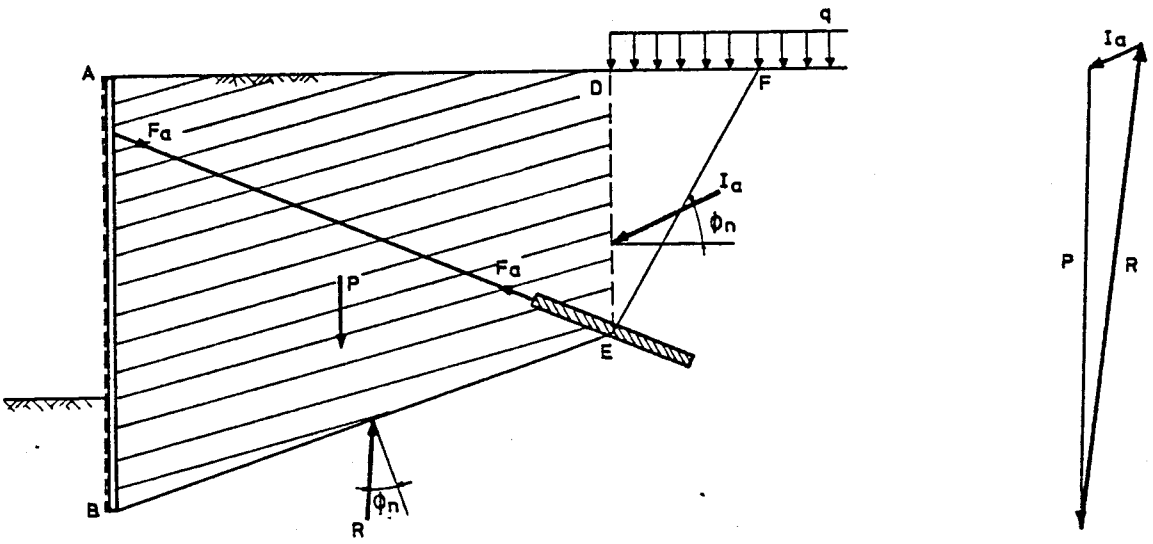


Fig. 2.26 - Análise de estabilidade segundo Locher (1969)

Na Figura 2.26 está exposto o procedimento adoptado por Locher (1969) em que é considerado o equilíbrio conjunto da parede e do solo, como se o pré-esforço das ancoragens criasse um grande muro gravidade, cuja segurança relativamente ao deslizamento pela base há que investigar. O impulso activo sobre o plano vertical ED é calculado na base de um ângulo de atrito reduzido, ϕ_n; a reacção R fará igualmente um ângulo ϕ_n com a normal a BE. Por simplificação despreza-se, pelo menos num primeiro cálculo, o impulso do solo em frente da parede, restando portanto três forças aplicadas ao bloco em estudo, sendo duas delas totalmente conhecidas, P e I_a.

Se o ângulo ϕ_n foi bem escolhido, o dinâmico das três forças será fechado; caso não o seja, escolhe-se para ele outro valor até que tal aconteça. O coeficiente de segurança é definido pela razão

$$F = \frac{t_g\ \phi}{t_g\ \phi_n} \qquad (2.11)$$

em que ϕ_n é o ângulo correspondente ao dinâmico fechado e ϕ o ângulo de atrito do solo. O valor de F assim definido deve ser igual ou superior a 1,2. Caso o valor encontrado não atinja

o mínimo exigido, deverá então tomar-se em conta a resistên - cia passiva do solo em frente da cortina, adoptando assim uma análise mais precisa.

2.6.4- ANÁLISES DE ESTABILIDADE CONVENCIONAIS

Na análise apresentada está implícita a hipótese de que os esforços nas ancoragens aumentam a resistência ao corte do solo situado entre a parede e as zonas de selagem, de forma que qualquer superfície de escorregamento só possa estar si - tuada para além daquelas zonas. Contudo, tal hipótese é ape - nas válida no caso em que a resistência do maciço é de nature za essencialmente friccional; caso o maciço seja constituido por uma argila rija, por exemplo, os esforços nas ancoragens só se traduzirão num aumento da resistência ao corte à medida que a consolidação ocorrer (LittliJohn, 1970).

Sendo assim, nos solos coesivos é necessário proceder a análises de estabilidade convencionais (Fellenius, 1927; Bishop, 1955; Janbu, 1954, 1957), devendo as zonas de sela - gem ser localizadas para além das superfícies potenciais de deslizamento de coeficiente de segurança inferior ao mínimo desejado, e proceder-se à verificação de que os pré-esforços das ancoragens asseguram que aquele valor é atingido nas su - perfícies compreendidas entre as zonas de selagem e a parede. Esta verificação refere-se à contribuição dos pré-esforços pa ra o equilíbrio das cunhas em análise como forças exteriores e não como responsáveis por um acréscimo da resistência ao corte do maciço.

Este tipo de análises, pela necessidade do estudo de nu merosas superfícies potenciais de deslizamento, tem toda a van tagem em ser automatizado; programa de cálculo automático par ticularmente adequado a este objectivo foi apresentado por Otta (1979).

Refira-se, por fim, que a necessidade de uma análise de estabilidade convencional não está apenas circunscrita ao ma- ciço adjacente à escavação. Pode esta realizar-se numa gran- de massa de solo cuja estabilidade seja já precária. A escava ção, conjugada ou não com qualquer outra causa, como uma subi

da anormal do nível freático, pode ocasionar um grande escorregamento. A avaliação desta eventualidade deve ser sempre tida em conta, qualquer que seja o tipo de solo em presença, mas deve notar-se que caso haja o risco de um problema como o citado ocorrer, ele não pode provavelmente ser conjurado com um simples aumento do comprimento e do pré-esforço das ancoragens que suportam a cortina na face da escavação. Podem ser necessárias obras de grande vulto, por exemplo, do tipo das que em Portugal foram realizadas para a consolidação da encosta das Portas do Sol em Santarém (LNEC, 1969).

CAPITULO 3

MODELO DE CÁLCULO BASEADO NO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

3.1 - GENERALIDADES

O guia de utilização do programa de cálculo automático correspondente ao modelo matemático implementado no âmbito do presente trabalho, acompanhado de uma descrição sumária das suas capacidades e de alguns exemplos de aplicação consta de trabalho recentemente publicado (Matos Fernandes, 1983).

O modelo admite a existência de um estado plano de deformação e utiliza três tipos diferentes de elementos finitos: elementos quadrangulares subparamétricos de quatro nós, para a representação do maciço e da cortina, elementos de junta de quatro nós e espessura nula, que se dispõem entre os representativos da parede e do solo para a simulação do deslizamento que tende a ocorrer nas interfaces entre materiais de características mecânicas contrastantes, e elementos unidimensionais, do tipo elemento-barra ou elemento-mola, para a representação das escoras e ancoragens.

Por meio do modelo é possível o estudo de duas situações distintas. A primeira é a que se designa correntemente como "não drenada", isto é, aquela em que as pressões neutras associadas às solicitações e fases construtivas necessárias para atingir a profundidade projectada para a escavação não se dissiparam ainda significativamente; neste caso as análises são efectuadas em tensões totais.

Na segunda situação susceptível de ser estudada pelo mesmo modelo, situação essa em que as análises são efectuadas em tensões efectivas, as pressões neutras são exclusiva-

mente associadas à eventual presença no maciço interessado pela escavação de uma toalha freática em regime estacionário, tendo-se já dissipado todas as pressões induzidas pelas alterações do estado de tensão determinadas pela construção.

Os apoios da estrutura discretizada em elementos finitos representativa da cortina e do maciço envolvente implicam a anulação dos deslocamentos, ou de determinadas componentes suas, ao longo de certas linhas, designadas por fronteiras da malha de elementos finitos. Estas correspondem a planos de simetria do problema a estudar ou a superfícies em que se supõe serem já muito reduzidas uma ou ambas as componentes dos deslocamentos (Figura 3.1).

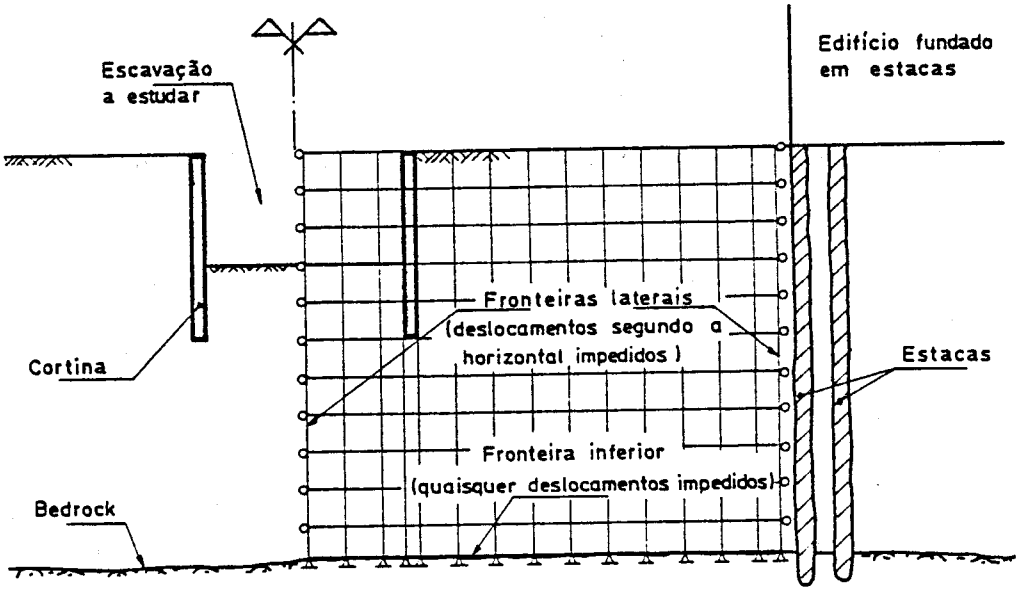


Fig. 3.1 - Secção de uma escavação genérica com indicação de hipotéticas condições fronteira para a malha de elementos finitos

As análises começam com o cálculo do estado de tensão inicial, caso este não seja introduzido como um dado, admitindo-se que a cortina está já construida e que a sua instalação não afectou aquele estado de tensão.

O cálculo citado envolve os seguintes passos:

i) atribuição a todos os elementos bidimensionais de um módulo de deformabilidade comum muito elevado e aos elementos de junta de uma rigidez tangencial nula;

ii) cálculo da resultante das forças gravíticas corres-

pondentes a cada elemento bidimensional e sua distribuição equitativa pelos quatro pontos nodais;

iii) cálculo dos deslocamentos e tensões associadas às forças citadas em ii);

iv) anulação dos deslocamentos e das tensões horizontais e de corte calculados;

v) estabelecimento das tensões horizontais em cada elemento bidimensional a partir do produto da tensão vertical calculada pelo coeficiente de impulso em repouso respectivo;

vi) atribuição às tensões normais dos elementos de junta de valores iguais aos das tensões horizontais nos elementos bidimensionais adjacentes.

Quando a totalidade ou parte do maciço representado na malha de elementos finitos está abaixo do nível freático, no cálculo do estado de tensão inicial, nos elementos submersos, a acção da água é considerada pela aplicação de forças nos pontos nodais respectivos equivalentes à impulsão, forças essas calculadas a partir dos valores (dados) da pressão da água nos mesmos pontos. Nas fronteiras impermeáveis são também aplicadas forças equivalentes às pressões hidrostáticas que nelas são exercidas (Figura 3.2).

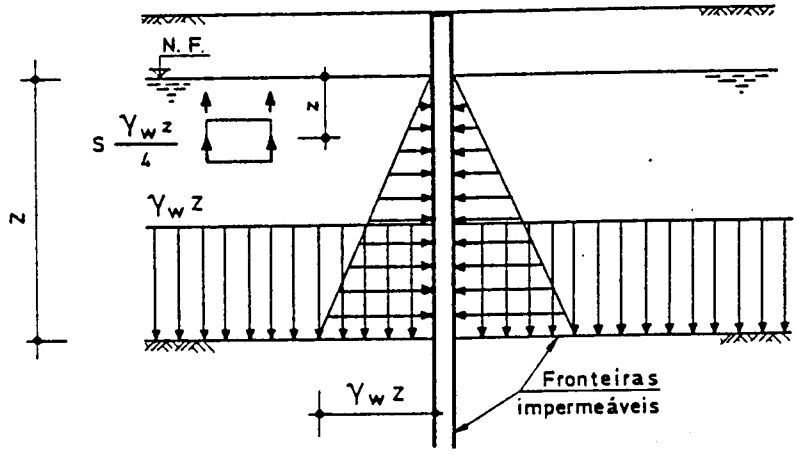


Fig. 3.2 - Consideração da água no estabelecimento do estado de tensão inicial

As análises são efectuadas por incrementos, correspondendo cada um deles a uma, ou, no máximo, duas fases construtivas ou solicitações. Vários tipos de fases construtivas e solicitações podem ser simulados: i) alterações na posição do nível freático; ii) escavação; iii) instalação e pré-esforço

QUADRO 3.I

RESULTADOS	PONTOS NODAIS	ELEM. REPR. DO SOLO	ELEM. REPR. DA CORTINA	ELEMENTOS DE JUNTA	ELEM. REPR. DAS ANCOR.	NATUREZA DO RESULTADO
DESLOCAMENTOS TOTAIS (*)	x				x	DESLOCAMENTOS
DESLOCAMENTOS INCREMENTAIS (*)	x				x	
DESLOCAMENTOS NORMAIS				x		
DESLOCAMENTOS TANGENCIAIS				x		
ESTADO DE TENSÃO (**)		x	x	x		TENSÕES E ESFORÇOS
PRESSÃO NEUTRA	x	x		x		
NÍVEL DE TENSÃO		x				
MOMENTOS FLECTORES			x			
MAX. TENSÃO DE CORTE JAMAIS OCORRIDA		x				
ESFORÇO AXIAL					x	
VARIAÇÃO NO ESFORÇO AXIAL					x	
MÓDULO DE DEFORMABILIDADE		x	x			CARACTERISTICAS MECÂNICAS
COEFICIENTE DE POISSON		x	x			
RIGÍDEZ NORMAL				x		
RIGÍDEZ TANGENCIAL				x		
RIGÍDEZ					x	

(*) — Estes deslocamentos, no que respeita às ancoragens, correspondem aos deslocamentos relativos da cabeça e da selagem projectados sobre a direcção das ancoragens.

(**) — O estado de tensão compreende, nos elementos bidimensionais, as tensões horizontal, vertical, máxima de corte e principais e ainda o ângulo da tensão principal máxima com a horizontal; nos elementos junta, o estado de tensão diz respeito às tensões normal e tangencial.

de escoras ou ancoragens; iv) acção de sobrecargas; v) retirada de escoras ou ancoragens e sua substituição pelas lajes dos pisos enterrados a construir no interior da escavação; vi) alteração nos tipos de materiais em presença; vii) variações de temperatura no escoramento.

Para a consideração do comportamento não linear do maciço, da interface solo-cortina e das ancoragens utiliza-se o método da elasticidade variável, ajustando-se em cada incremento as características mecânicas dos elementos finitos em função das tensões e esforços calculados. Os resultados fornecidos compreendem, por isso, além destas tensões e esforços, e dos deslocamentos, as características mecânicas citadas.

No Quadro 3.1 resumem-se as informações que podem ser obtidas para cada incremento a partir da aplicação do modelo em causa.

3.2 - A SIMULAÇÃO DA CORTINA SOLICITADA À FLEXÃO

O material constituinte da cortina é considerado com comportamento elástico linear, sendo aquela representada na malha de elementos finitos por duas fiadas de elementos bidimensionais.

O elemento adoptado para a representação da cortina e do solo é o elemento quadrangular subparamétrico desenvolvido por Doherty et al (1969), elemento particularmente apropriado para a simulação da flexão.

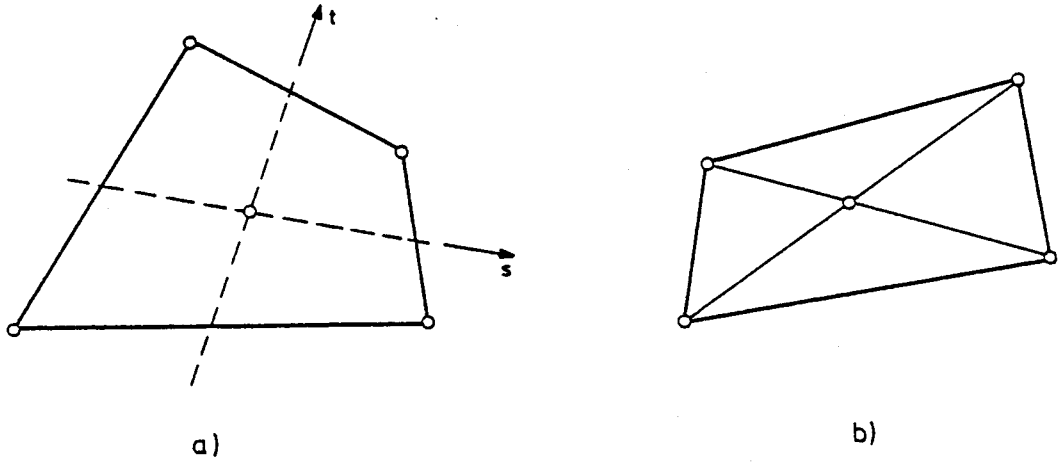
A sua geometria é definida pelos quatro nós exteriores, embora um quinto nó, central, seja considerado na formação da matriz de rigidez mas não entrando na resolução do sistema de equações, já que é eliminado por condensação estática. O elemento representa-se na Figura 3.3a juntamente com o sistema de eixos de coordenadas naturais. As funções definidoras do campo de deslocamentos no elemento são do tipo:

$$u(s,t) = a_o + a_1 s + a_2 t + a_3 s t + a_4 (1-s^2) (1-t^2)$$

$$v(s,t) = b_o + b_1 s + b_2 t + b_3 s t + b_4 (1-s^2) (1-t^2) \qquad (3.1)$$

permitindo variação linear das deformações no interior daquele; para aperfeiçoar a resposta à flexão, o valor da distorção calculado no nó central é atribuido a todo o elemento.

Na fase de elaboração do modelo de cálculo considerou-se a possibilidade da utilização de um outro tipo de elemento, também quadrangular, mas composto por quatro triângulos, no interior dos quais são constantes as deformações (Figura 3.3b). Verificou-se, porém, que este elemento não é adequado para o estudo dos problemas que constituem o âmbito do presente trabalho pela rigidez artificial que confere à estrutura quando solicitada à flexão.



a) b)

Fig. 3.3 - Elementos bidimensionais considerados: a) elemento subparamétrico (Doherty et al, 1969); elemento formado por quatro triângulos

Dois testes foram efectuados com o objectivo de investigar a resposta à flexão de uma laje de desenvolvimento infinito composta por duas fiadas de 19 elementos cada. Para cada teste realizaram-se dois cálculos, empregando-se num deles o elemento subparamétrico e no outro o elemento constituido por quatro triângulos.

A Figura 3.4 refere-se ao caso da laje em consola solicitada por uma carga linear vertical na sua extremidade, incluindo-se os deslocamentos, momentos flectores e esforços transversos calculados. Enquanto os resultados obtidos com o elemento subparamétrico são praticamente coincidentes com os valores teóricos (Massonet, 1962), os decorrentes do cálculo com o elemento referido em segundo lugar diferem acentuadamente destes, sendo de notar que a própria forma do diagrama de momentos flectores para este último caso nada tem

a ver com a teórica na zona próxima do encastramento.

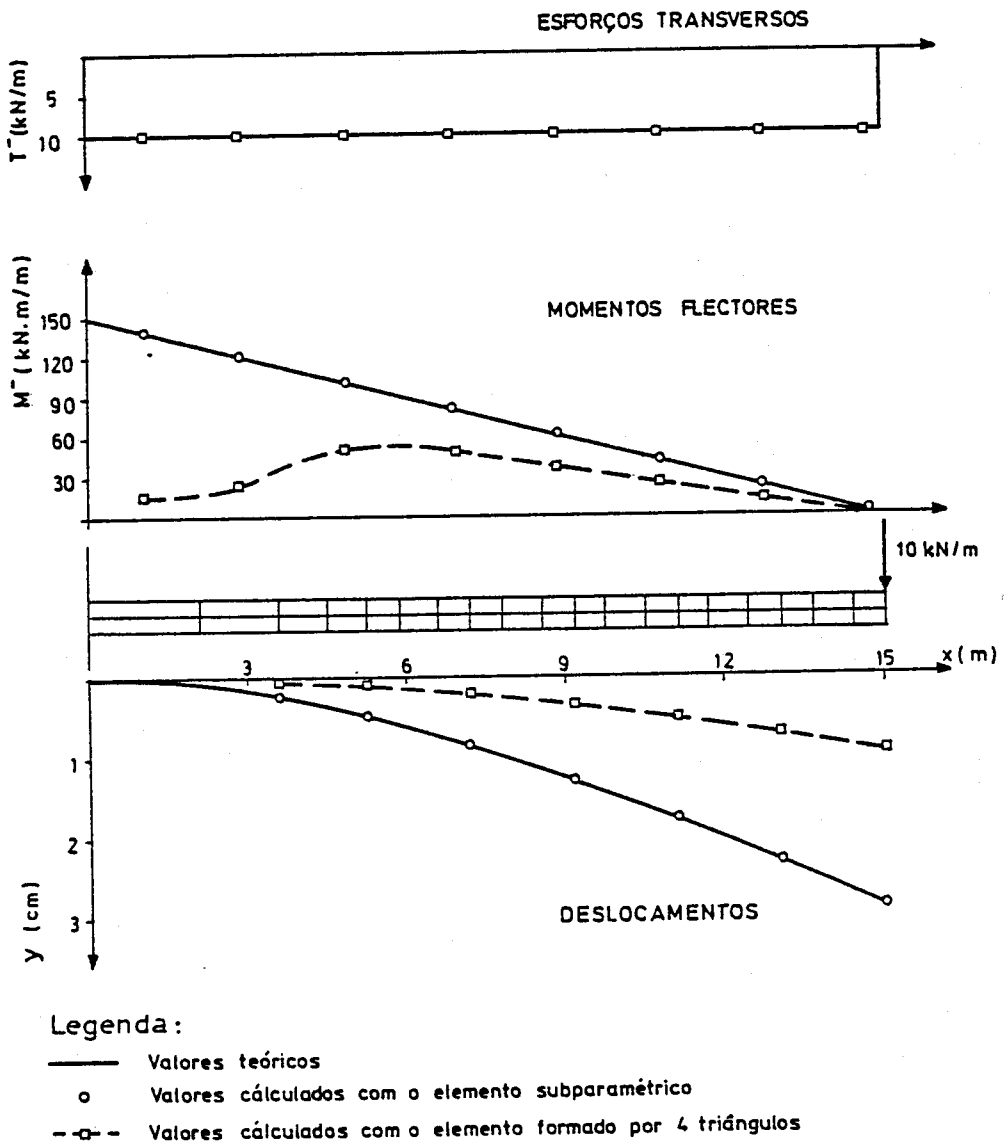
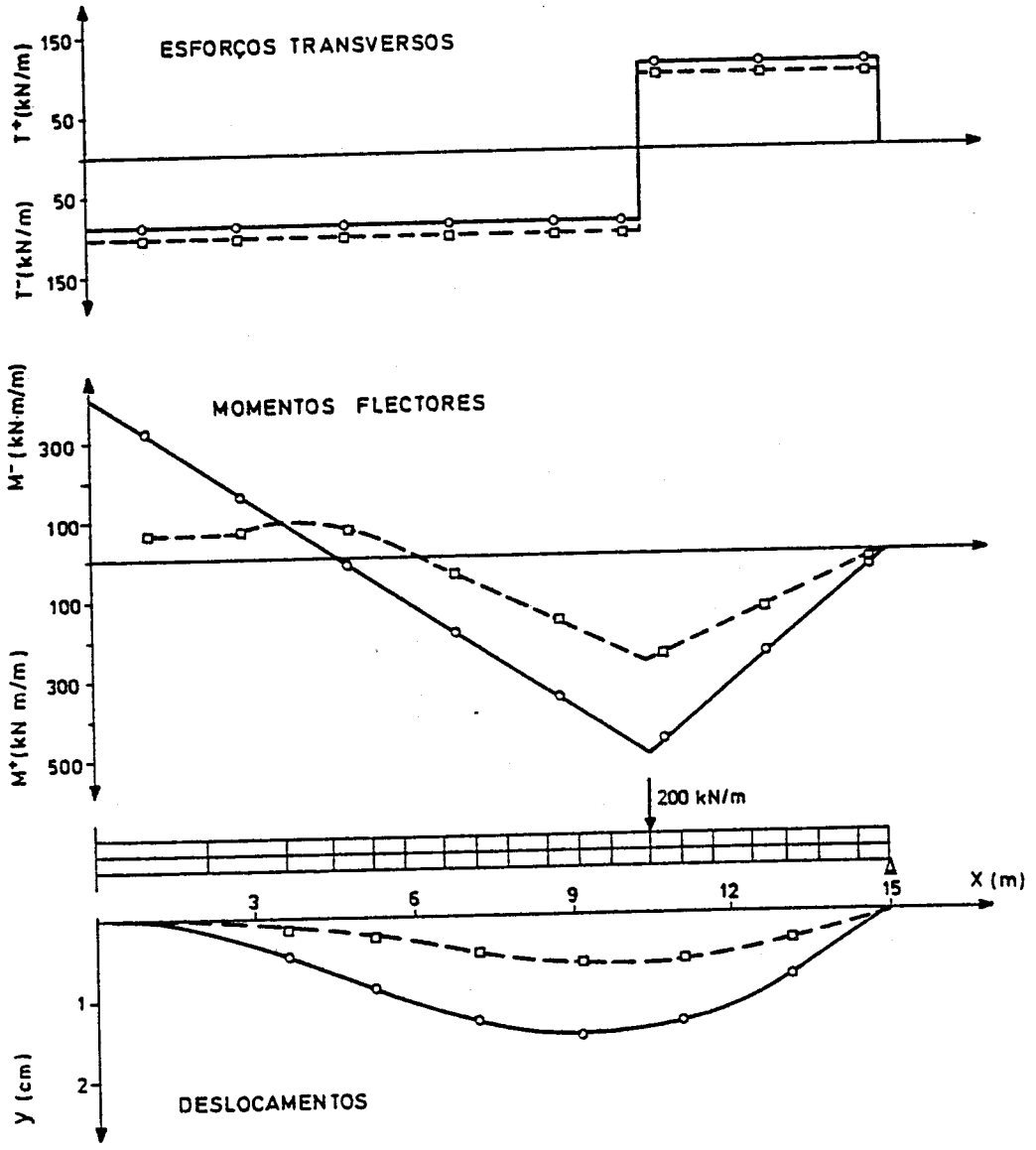


Fig. 3.4 - Resultados de um teste para o estudo da simulação da flexão

Os resultados expostos na Figura 3.5 dizem respeito ao cálculo da laje encastrada numa das extremidades, simplesmente apoiada noutra, e solicitada entre os apoios por uma carga linear vertical. Como se pode constatar, as diferenças nos deslocamentos e momentos flectores calculados a partir dos dois tipos de elementos citados são ainda muito importantes e estendem-se agora também aos esforços transversos. A concordância dos resultados obtidos com o elemento subparamétrico com os valores teóricos é também neste caso excelente.



Legenda:

——— Valores teóricos

o Valores cálculados com o elemento subparamétrico

--o-- Valores cálculados com o elemento formado por 4 triângulos

Fig. 3.5 - Resultados de um teste para o estudo da simulação da flexão

A título de curiosidade incluem-se na Figura 3.6 os deslocamentos da cortina e os assentamentos do terrapleno no fim da escavação para um problema estudado por meio do modelo de cálculo (ver 3.4); os resultados representados foram obtidos em dois cálculos diferindo no tipo de elemento bidimensional utilizado para a representação da parede moldada e do maciço: o elemento subparamétrico e o formado por quatro tri

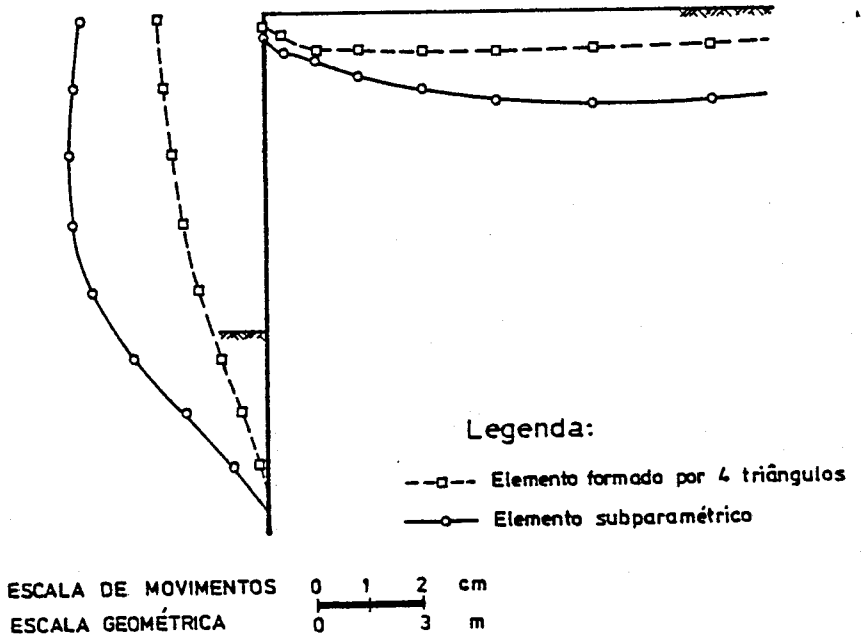


Fig. 3.6 - Resultados em termos de deslocamentos de uma escavação suportada por uma estrutura flexível empregando dois tipos de elementos para a representação da cortina e do maciço

ângulos. As diferenças notáveis comprovam a importância fundamental que no estudo por elementos finitos de escavações suportadas por estruturas flexíveis assume a adopção de um tipo de elemento capaz de simular adequadamente a flexão.

3.3 - SIMULAÇÃO DE VÁRIAS SOLICITAÇÕES E FASES CONSTRUTIVAS

3.3.1 - INTRODUÇÃO

As diversas solicitações e fases construtivas típicas nas obras geotécnicas em estudo implicam na sua simulação pelo método dos elementos finitos, essencialmente, um ou mais dos três seguintes tipos de procedimentos:

a) a aplicação de forças nos pontos nodais da malha na qual a estrutura a estudar foi discretizada;

b) a modificação da geometria do problema, isto é, da

malha representativa da estrutura;

c) a alteração nas propriedades de um ou mais elemen - tos (alteração que, como se verá, pode substituir em alguns casos vantajosamente o procedimento citado em b).

Uma solicitação implica sempre, pelo menos, a aplica - ção de forças nos pontos nodais, enquanto que uma fase construtiva pode acarretar apenas procedimentos do tipo b) ou c), como seja, por exemplo, a instalação sem pré-esforço de uma escora ou ancoragem.

No que respeita às solicitações e fases construtivas que implicam forças nos pontos nodais, a sua simulação pode envolver graus de dificuldade muito diversos. Se se trata,por exemplo, de uma sobrecarga concentrada na superfície do terreno, a sua consideração é extremamente simples; se, por outro lado, se tratar da retirada de parte do maciço pela escavação ou do rebaixamento do nível freático, são já necessá - rios processos com alguma complexidade para a determinação das forças nodais equivalentes com as quais aquelas opera - ções são simuladas.

De algumas das fases construtivas e solicitações relacionadas com as ancoragens e escoras tratar-se-á num dos capítulos seguintes (Capítulo 6) juntamente com o que será exposto àcerca da forma de considerar aquelas componentes da estrutura de suporte nas análises por elementos finitos. Por outro lado, a simulação da acção de sobrecargas ou a alteração nas propriedades de um ou mais elementos, representando partes da estrutura ou do maciço, pela simplicidade que en - volve, não justifica considerações especiais.

3.3.2 - ESCAVAÇÃO

3.3.2.1 - INTRODUÇÃO

A simulação da escavação de uma dada massa de solo pelo método dos elementos finitos é feita basicamente da forma i-

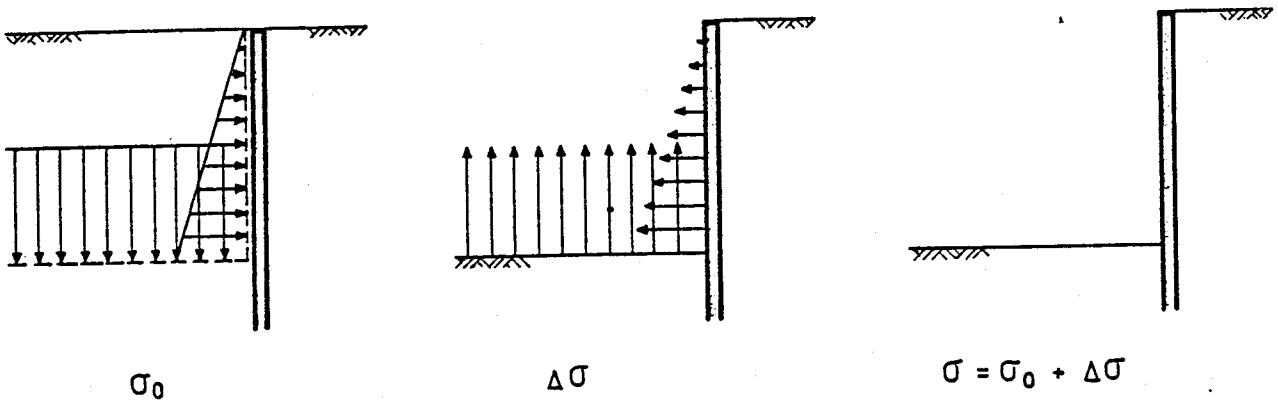


Fig. 3.7 - Simulação de uma escavação pelo método dos elementos finitos

lustrada na Figura 3.7:

a) começa-se por determinar as tensões existentes na superfície que separa a massa a ser escavada do resto do maciço e, nas escavações suportadas, da cortina;

b) calculam-se as forças nodais equivalentes nos pontos nodais existentes naquela superfície;

c) aplicam-se as forças calculadas em b), com sinal contrário, nos mesmos pontos nodais, atribuindo aos elementos a escavar uma rigidez insignificante;

d) as tensões e deslocamentos calculados são somados às tensões e deslocamentos iniciais para se obter as tensões e deslocamentos resultantes.

Vários autores adoptaram esta filosofia, inicialmente no estudo de escavações em talude e, mais tarde, de escavações suportadas por estruturas flexíveis (Goodman e Brown, 1963; Brown e King, 1966; Duncan e Dunlop, 1969; Clough e Duncan, 1969; Wong, 1971; Mana, 1978; Naylor et al, 1981).

A maior dificuldade na aplicação do processo exposto consiste na determinação das tensões ao longo da fronteira da escavação, já que aquela é composta por contornos de elementos e as tensões são conhecidas em pontos do interior, no caso do elemento utilizado no modelo de cálculo, no centro

dos elementos. É, portanto, necessário proceder a uma interpolação ou extrapolação das tensões conhecidas nos elementos vizinhos da fronteira da escavação para se avaliarem as tensões nela instaladas. Nas escavações de face vertical, devido aos elevados gradientes de tensões que ocorrem nos elementos adjacentes à face do corte, são indispensáveis processos que envolvem alguma complexidade para a concretização da avaliação referida.

Em alternativa, as tensões podem ser calculadas a partir dos deslocamentos dos próprios pontos nodais das superfícies definidoras das fases de escavação a simular (Chandrasekaran e King, 1974; Desai, 1977). Isso exige que no início da análise incremental uma matriz das forças nodais equivalentes seja definida para cada uma daquelas superfícies, as forças calculadas a partir do estado de tensão em repouso, e ajustadas em cada incremento a partir dos deslocamentos dos pontos nodais respectivos até serem aplicadas com sinal trocado na fase apropriada.

Dentre os processos utilizados para a determinação das tensões nos contornos a partir das tensões nos elementos vizinhos destaca-se o desenvolvido por Clough e Duncan (1969) que, ao contrário de outros conhecidos, é aplicável a escavações limitadas por fronteiras de forma arbitrária, inclusivamente a túneis (Kulhawy, 1973). Foi esse o processo incluído no modelo de cálculo utilizado no presente trabalho e que passará em seguida a expôr-se.

3.3.2.2 - O PROCESSO ADOPTADO NO MODELO DE CÁLCULO

Para exprimir a relação entre as tensões conhecidas no centro dos elementos e as que se pretendem conhecer nos pontos nodais, é usada uma fórmula de interpolação polinomial do tipo.

$$\sigma = a_1 + a_2 x + a_3 y + a_4 xy \qquad (3.2)$$

na qual σ é a tensão (conhecida) no elemento, x e y as coordenadas do centro deste, e a_1, a_2, a_3 e a_4 os coeficientes de interpolação.

Para usar a equação (3.2) na determinação das tensões nos pontos nodais determinam-se os valores dos coeficientes de interpolação para cada componente da tensão usando as tensões conhecidas nos centros dos quatro elementos adjacentes a um dado ponto nodal, sendo um desses elementos o elemento a escavar.

Para uma dada componente da tensão, ter-se-á:

$$\begin{Bmatrix} \sigma(1) \\ \sigma(2) \\ \sigma(3) \\ \sigma(4) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 & x_1y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 & x_2y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 & x_3y_3 \\ 1 & x_4 & y_4 & x_4y_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \\ a_4 \end{Bmatrix} \qquad (3.3)$$

em que $\sigma(i)$ será o valor da componente da tensão e x_i e y_i as coordenadas do centro do elemento genérico i. A expressão (3.2) pode ser expressa sob forma matricial:

$$\{\sigma_e\} = [m]\{a\} \qquad (3.4)$$

A equação (3.4) pode ser resolvida em ordem à matriz $\{a\}$:

$$\{a\} = [m]^{-1}\{\sigma_e\} \qquad (3.5)$$

Os coeficientes de interpolação podem então ser usados para avaliar a mesma componente da tensão nos pontos nodais do elemento a ser escavado:

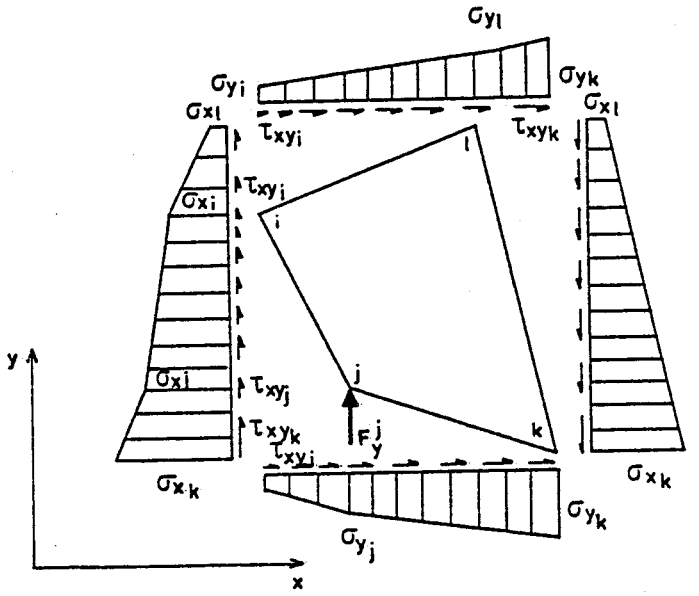
$$\{\sigma_n\} = [n]\{a\} \qquad (3.6)$$

ou

$$\{\sigma_n\} = [n][m]^{-1}\{\sigma_e\} \qquad (3.7)$$

em que $[n]$ é a matriz, conhecida, das coordenadas dos pontos nodais i, j, k, l do elemento (Figura 3.8).

Por aplicação do princípio dos trabalhos virtuais e admitindo uma variação linear das tensões entre os pontos no-



$$XJI = x_j - x_i \qquad YIJ = y_i - y_j$$

$$XKJ = x_k - x_j \qquad YJK = y_j - y_k$$

$$XLK = x_l - x_k \qquad YKL = y_k - y_l$$

$$XIL = x_i - x_l \qquad YLI = y_l - y_i$$

$$F_y^j = \frac{1}{6}\left[(XJI)\,\sigma_{yi} + 2(XJI + XKJ)\,\sigma_{yk} + (YIJ)\,\tau_{xyi} + 2(YIJ + YJK)\,\tau_{xyi} + (YJK)\,\tau_{xyk}\right]$$

Fig. 3.8 - Distribuição linear de tensões na fronteira de um elemento quadrangular e cálculo da componente vertical da força equivalente a essa distribuição no nó j (Kulhawy, 1977)

dais, ficam determinadas as distribuições das três componentes das tensões ao longo da fronteira do elemento a escavar. Dessa forma, por exemplo, no nó j, a componente vertical da força nodal equivalente, F_y^j, será a indicada na Figura 3.8, ou, dum modo mais geral:

$$\{F_n\} = [H]\{\sigma_n\} = [H][n][m]^{-1}\{\sigma_e\} = [Q]\{\sigma_e\} \qquad (3.8)$$

sendo $\{F_n\}$ uma matriz coluna com oito linhas, representando as componentes horizontais e verticais das forças nodais equivalentes, $[H]$ uma matriz de oito linhas e doze colunas, que representa a geometria da fronteira do elemento, e $\{\sigma_n\}$ uma matriz coluna com doze linhas, correspondente às três componentes da tensão em cada um dos quatro pontos nodais da fronteira do elemento.

A forma de concretizar este processo no modelo matemático consiste em especificar os elementos a escavar adjacentes ao contorno que define a fase de escavação em estudo, e, para cada elemento nessa situação, indicar os pontos nodais pertencentes àquele contorno, pontos onde vai ser avaliado o estado de tensão e calculadas as forças nodais equivalentes,

e os três elementos restantes que vão servir como elemen - tos de interpolação.

A Figura 3.9 (Tsui, 1974) refere três situações que ocorrem nas escavações suportadas por estruturas flexíveis quanto à situação do elemento a retirar adjacente à fronteira da escavação, nela indicando-se para cada caso os elementos de interpolação e a ordem respectiva.

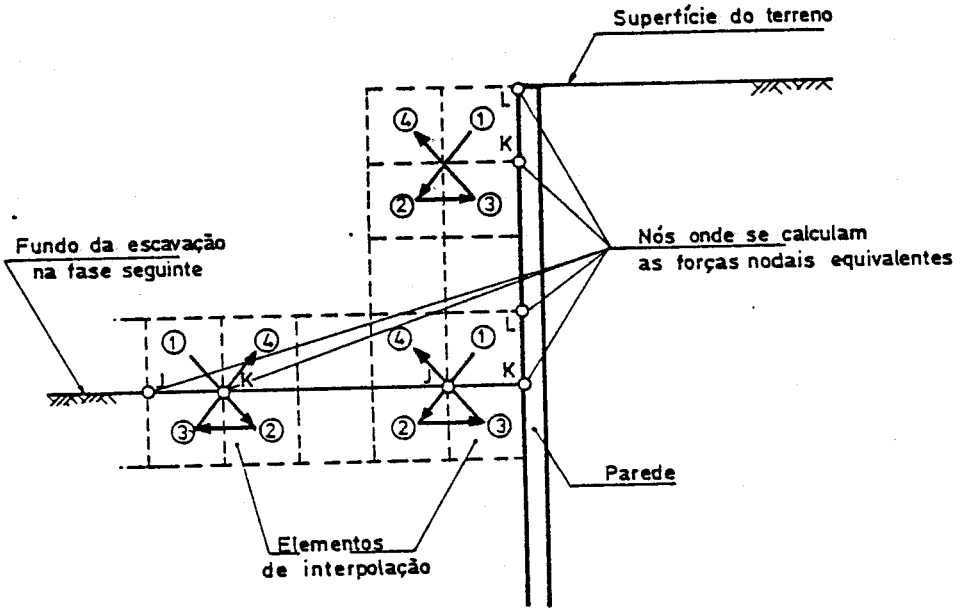


Fig. 3.9 - Elementos em situações diferentes no que respeita ao cálculo das tensões na fronteira da escavação (Tsui, 1974)

3.3.3 - ALTERAÇÕES NA POSIÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO

O procedimento, já atrás sucintamente referido, programado no modelo para a consideração da acção da água no estado de repouso envolve os seguintes passos:

i) estabelecimento das pressões nas fronteiras de cada elemento submerso a partir dos valores (dados) da pressão da água nos pontos nodais respectivos e admitindo uma variação linear daquela pressão ao longo de cada lado do elemento;

ii) passagem das pressões nas fronteiras para as forças nodais equivalentes por uma equação matricial do

tipo da equação (3.8);

iii) determinação das componentes vertical e horizontal da resultante das forças referidas;

iv) distribuição equitativa dessas duas componentes pelos quatro pontos nodais.

Na Figura 3.10 indicam-se três elementos em situações diferentes: um deles (elemento A) pertencente a um estrato permeável abaixo do nível freático, um outro (elemento B) pertencente a um estrato impermeável mas adjacente à fronteira desse estrato com o acima referido, e, finalmente, um terceiro, elemento de junta (elemento C), disposto entre o estrato referido em primeiro lugar e a cortina impermeável. Na

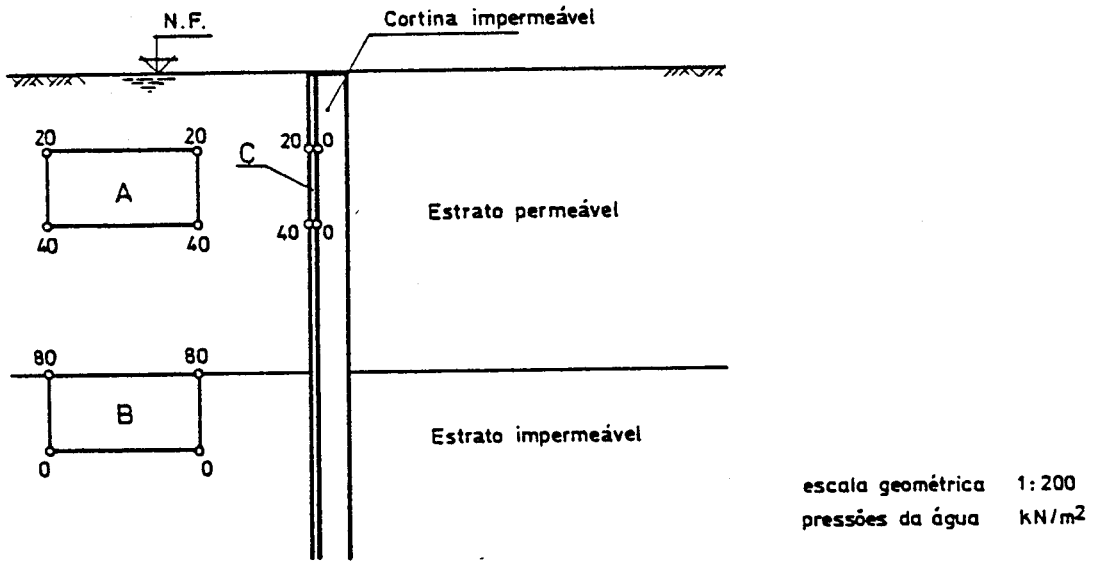
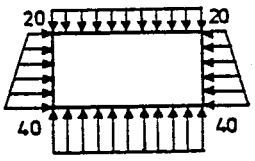
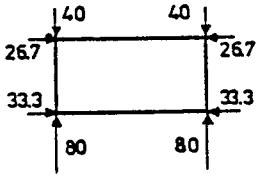
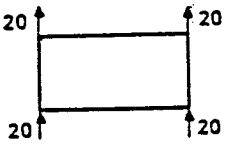
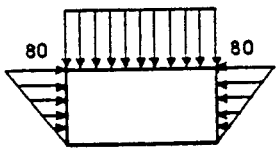
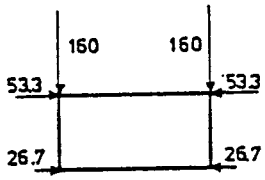
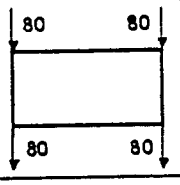
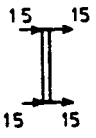


Fig. 3.10 - Elementos em situações diferentes no que respeita à consideração da água no estabelecimento do estado de tensão inicial

mesma figura indicam-se as pressões hidrostáticas nos pontos nodais dos elementos em causa. As pressões nas fronteiras daqueles, as forças nodais equivalentes e as forças aplicadas aos pontos nodais, resultantes do procedimento citado, indicam-se no Quadro 3.11.

Em resumo, a acção da água implica a aplicação, nos elementos submersos, de forças nodais equivalentes à impulsão, e, nas fronteiras impermeáveis, de forças equivalentes às pressões hidrostáticas, tal como na Figura 3.2 é sugerido.

QUADRO 3.II

ELEMENTO	PRESSÕES HIDROSTÁTICAS	FORÇAS NODAIS EQUIVALENTES	FORÇAS APLICADAS
A			
B			
C			

O rebaixamento do nível freático é simulado por meio de um procedimento em tudo análogo ao anteriormente descrito, com a única diferença residindo no sentido das forças que agora é oposto ao das inicialmente aplicadas. A grandeza de tais forças é calculada a partir da variação da pressão da água em cada ponto nodal, introduzida como um dado para cada fase construtiva envolvendo o rebaixamento do nível freático.

Da Figura 3.11 constam dois casos estudados para testar a simulação do rebaixamento do nível freático por meio do modelo de cálculo. Trata-se do caso de um maciço homogéneo de areia de 22,0 metros de possança sobrejacente ao bedrock impermeável até onde é levada a cortina, também impermeável; o nível freático considera-se à superfície do terreno.

O primeiro caso estudado (Figura 3.11a) refere-se ao rebaixamento simultâneo do nível da água até à profundidade de 13,0 m de ambos os lados da cortina, enquanto que no segundo caso (Figura 3.11b) o rebaixamento, até à mesma profundidade, foi efectuado apenas do lado da escavação projectada. No Anexo A incluem-se os resultados dos dois problemas citados, em termos de deslocamentos e de tensões efectivas principais no maciço.

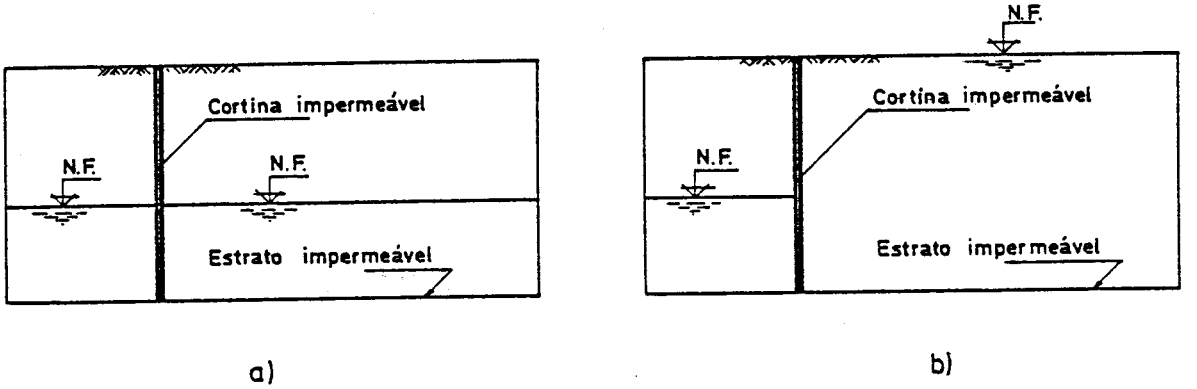


Fig. 3.11 - Testes para o estudo do rebaixamento do nível freático: a) rebaixamento simultâneo de ambos os lados da cortina; b) rebaixamento apenas do lado esquerdo da cortina

Quando se verifique a existência de uma rede de fluxo interessando a zona do maciço adjacente à obra a estudar, torna-se indispensável a consideração das forças de percolação. Essa consideração não envolve procedimento essencialmente diferente do seguido nos casos anteriores. É necessário, contudo, o conhecimento da rede de fluxo para determinar as variações da pressão da água nos pontos nodais da malha de elementos finitos na qual a zona a estudar foi discretizada.

Na Figura 3.12 representa-se um caso estudado envolvendo percolação, sendo a geometria do problema idêntica à dos dois casos anteriormente abordados. Do lado esquerdo considerou-se o rebaixamento até aos 13,0 m, variando no lado oposto o nível da água entre aquela profundidade, junto à corti-

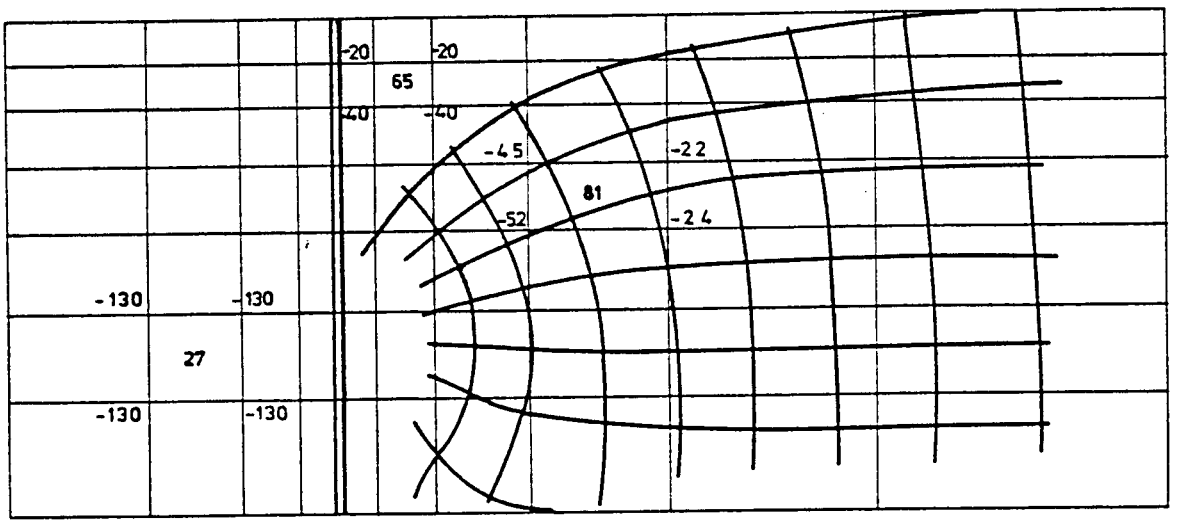
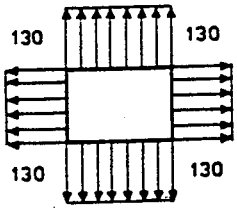
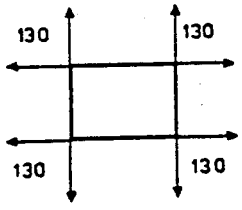
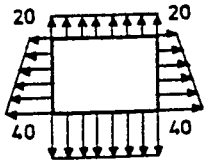
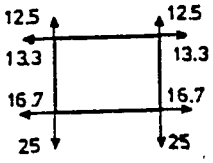
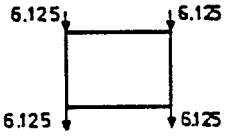
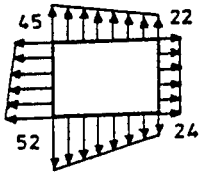
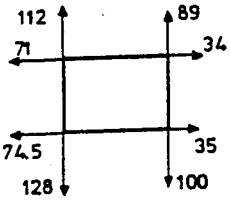
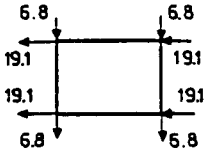


Fig. 3.12 - Teste para o estudo de um caso em que uma rede de fluxo correspondente a um regime estacionário abrange o maciço adjacente à cortina

na, e a superfície do terreno, a cerca de 30,0 m para trás daquela; tal situação poderá corresponder à manutenção de uma bombagem permanente por meio de uma fila de poços adjacente à cortina.

Na mesma figura inclui-se um esboço da rede de fluxo, sendo certo que num problema concreto a utilização de métodos mais potentes e rigorosos para a sua determinação será aconselhável. Três elementos em situações diferentes destacam-se na figura, indicando-se para cada um deles no Quadro 3.III as forças aplicadas nos pontos nodais em consequência das alterações das condições da água no solo. Pelo facto de estar situado na zona abrangida pela rede de fluxo as variações na pressão da água nos pontos nodais do elemento 81 diferem entre si, ocasionando a aplicação de forças nesses pontos, correspondentes às forças de percolação que se exercem na massa de solo representada pelo elemento. A resultante das forças nodais tem, por isso, a direcção das linhas de fluxo naquela massa de solo e uma grandeza que é igual ao produ-

QUADRO 3.III

ELEMENTO	PRESSÕES HIDROSTÁTICAS	FORÇAS NODAIS EQUIVALENTES	FORÇAS APLICADAS
27			
65			
81			

to do gradiente hidráulico médio na mesma massa pelo respectivo volume.

Os resultados relativos ao problema exposto incluem-se igualmente no Anexo A.

Como é óbvio, a simulação de uma subida do nível freático é efectuada de forma inteiramente análoga ao rebaixamento, sendo agora positivo o sinal das variações da pressão da água nos pontos nodais, que são introduzidas como dados na fase apropriada.

3.3.4 - VARIAÇÕES DE TEMPERATURA NO ESCORAMENTO

Considere-se a escavação escorada simétrica representada na Figura 3.13a e suponha-se que ocorre um dado acréscimo de temperatura, Δt, no escoramento. Sejam E, A, 2L e α, respectivamente, o módulo de elasticidade, a área da secção, o comprimento total e o coeficiente de dilatação térmica linear da escora.

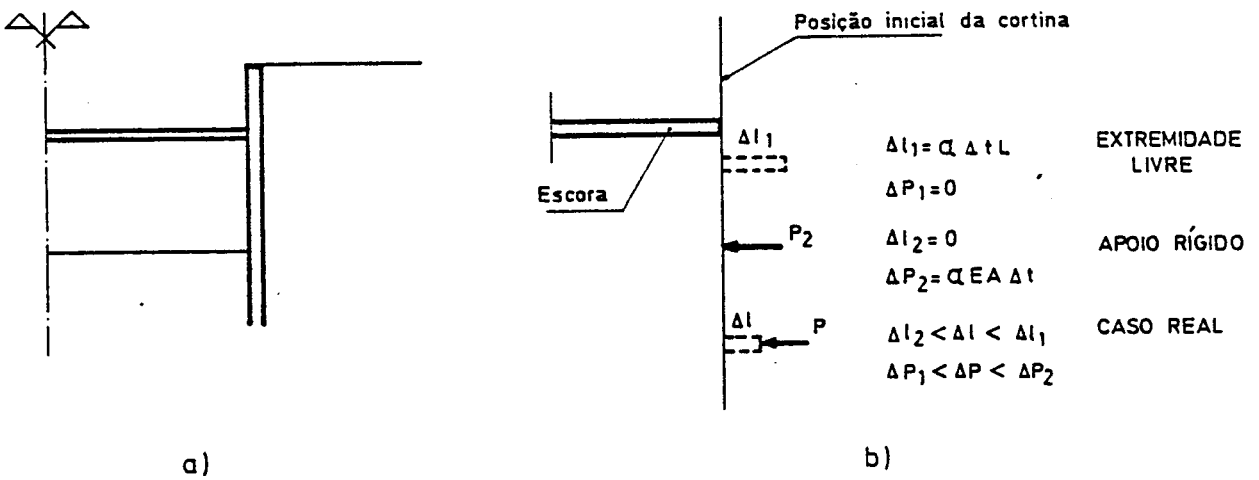


Fig. 3.13 - Variações de temperatura no escoramento:
a) corte tipo de uma escavação escorada;
b) variações do comprimento e do esforço de compressão associadas a um acréscimo de temperatura Δt.

Caso a cortina e o maciço suportado não oferecessem qualquer oposição à dilatação da escora, o aumento de comprimento por ela experimentado seria (Figura 3.13b)

$$\Delta l_1 = \alpha \Delta t \, L \qquad (3.9)$$

não variando, nessa hipótese, o esforço de compressão ($\Delta P_1 = 0$).

Pelo contrário, se a cortina e o maciço materializassem um apoio rígido, o aumento de comprimento seria nulo ($\Delta l_2 = 0$), crescendo o esforço de compressão de

$$\Delta P_2 = A \, E \alpha \Delta t \qquad (3.10)$$

Na realidade, o que se verifica é uma situação intermédia entre as duas citadas, estando os acréscimos no comprimento, Δl, e no esforço, ΔP, compreendidos entre, respectivamente, Δl_1 e Δl_2, por um lado, e ΔP_1 e ΔP_2, por outro.

O acréscimo ΔP no esforço de compressão pode ser considerado como gerado em duas fases: i) numa primeira o apoio na extremidade da escora mantém-se rígido, mobilizando-se, devido ao aumento de temperatura Δt, um acréscimo de valor ΔP_2; ii) numa segunda fase os apoios passam a exibir a rigidez que efectivamente possuem e, sob a acção de ΔP_2, o ponto de ligação da escora à cortina experimenta um deslocamento Δl de encontro ao maciço suportado, deslocamento que por sua vez acarreta um decréscimo no esforço instalado na escora.

Desta forma, o efeito da variação de temperatura é simulado no modelo matemático aplicando no ponto nodal representativo da extremidade da escora uma força dirigida para o maciço suportado de grandeza ΔP_2, calculando-se o acréscimo no esforço de compressão pela expressão

$$\Delta P = \Delta P_2 - \frac{EA}{L} \Delta l = A \, E \alpha \Delta t - \frac{EA}{L} \Delta l \qquad (3.11)$$

em que Δl é o deslocamento do mesmo ponto segundo a direcção da própria escora.

3.4 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO . PROBLEMA BASE

3.4.1 - INTRODUÇÃO

Entendeu-se que uma forma conveniente de orientar a exposição seria a inclusão, a finalizar o presente capítulo, da aplicação do modelo de cálculo à resolução de determinado problema, que nos capítulos seguintes se designará genericamente por Problema Base. Em alguns dos capítulos seguintes (ver 4.2.1 , 4.2.5, 5.4 e 7.1), tal exemplo, que propositadamente se escolheu muito simples mas em simultâneo correspondente a condições bastante usuais, tornar-se-á particularmente útil para ilustrar diversas considerações relacionadas com o modelo, as hipóteses e os parâmetros de cálculo, de forma semelhante, aliás, ao que já aconteceu neste mesmo capítulo a propósito do elemento mais indicado para a representação da cortina (ver 3.2).

3.4.2 - HIPÓTESES DE CÁLCULO

O problema citado diz respeito a uma escavação de 9,3 metros de profundidade e 12,0 metros de largura num estrato de argila mole a média com 15,0 metros de possança e o nível freático à superfície.

A estrutura de suporte é constituída por uma parede moldada de 0,60 metros de espessura, encastrada no bedrock, e ancorada às profundidades de 2,0, 4,6 e 7,3 metros. As ancoragens, inclinadas a 45^{o} e seladas no bedrock, têm comprimentos livres oscilando entre 18,8 e 11,2 metros, nos primeiro e terceiro níveis, respectivamente, e um afastamento segundo a horizontal de 2,7 metros; a sua armadura corresponde a uma secção de aço de 3,42 cm^2 por metro de desenvolvimento da escavação.

A malha de elementos finitos consta da Figura 3.14, compreendendo 400 pontos nodais e 361 elementos, dos quais 38 são elementos finitos de junta. A fronteira lateral esquerda da malha, onde são impedidos os deslocamentos segundo a horizontal, corresponde ao plano de simetria da escavação; a fronteira lateral direita, onde são nulos os mesmos desloca-

mentos, foi situada cerca de 30,0 metros para trás da parede moldada. A fronteira inferior foi, por seu turno, considerada no tecto do estrato rijo subjacente àquele em que se efectua a escavação, sendo nela impedidos quaisquer deslocamentos. A parede moldada, representada por duas fiadas de 19 elementos cada, foi prolongada, para simular o seu encastramento no bedrock, até à fronteira inferior.

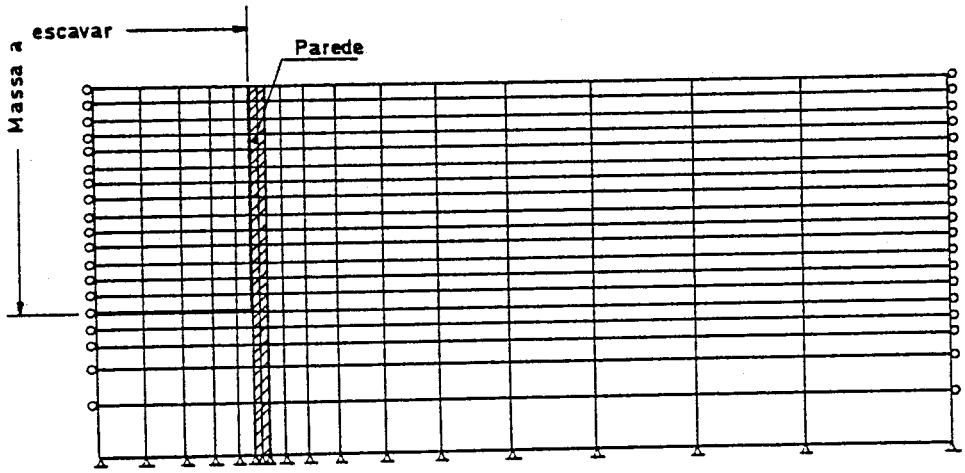


Fig. 3.14 - Malha de elementos finitos (Problema Base)

Para o solo admitiu-se um comportamento não drenado, com uma resistência, crescendo linearmente em profundidade, de:

$$c_u = 18 + 0{,}21\ \sigma'_v \ \text{(kPa)} \qquad (3.12)$$

variação que é considerada através de oito camadas de diferentes resistências, como ilustra a Figura 3.15.

A curva tensões de corte-deformações axiais de cada elemento representativo do maciço foi definida por uma lei hiperbólica (ver 5.2) para todas as trajectórias de tensões que implicassem acréscimos nas tensões de corte para valores ainda não atingidos; o módulo tangente à curva hiperbólica no seu início, E_i, foi tomado igual a trezentas vezes a resistência não drenada do elemento. Para trajectórias de tensão que se traduzissem por decréscimos nas tensões de corte, ou por acréscimos para valores inferiores ou iguais a outros já antes assumidos, ao mesmo elemento era atribuído um comportamento linear definido por um módulo de deformabilidade, E_{dr},

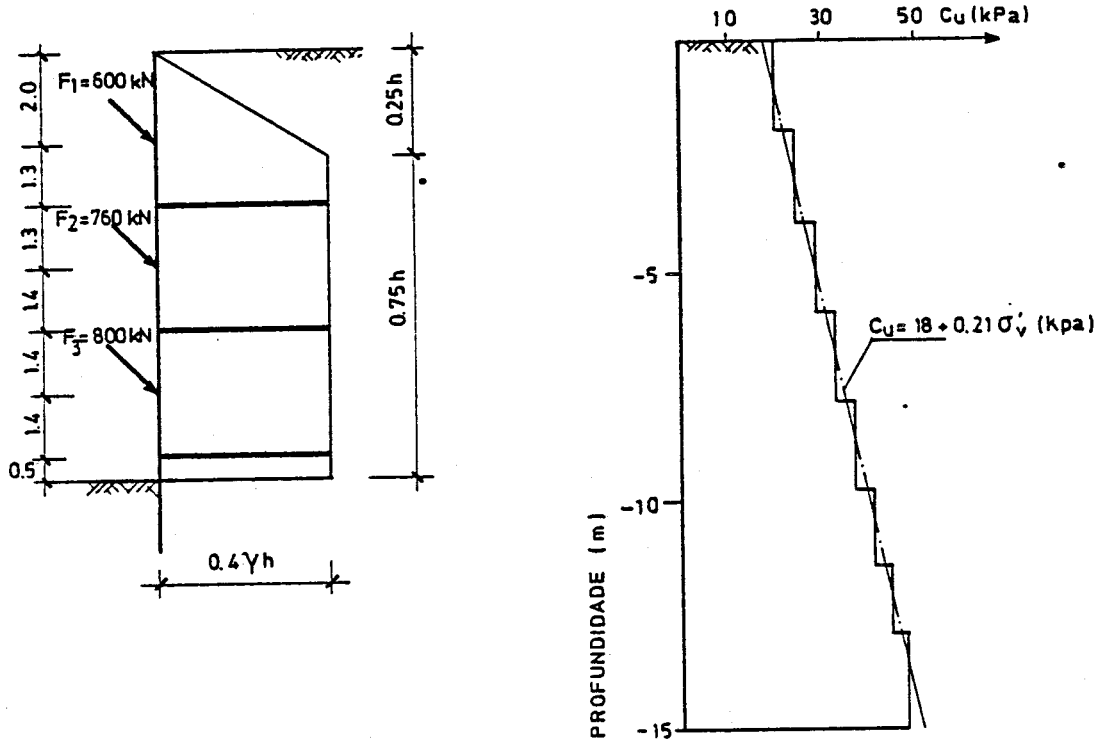


Fig. 3.15 - Variação em profundidade da resistência não drenada do maciço e estabelecimento dos pré-esforços das ancoragens

igual a E_i.

O coeficiente de impulso em repouso do maciço foi tomado igual a 0,7, o que corresponde a uma razão da tensão horizontal pela vertical em cada ponto igual a 0,85, já que o nível freático se admite à superfície do terreno.

Aos elementos finitos de junta foi atribuido um comportamento bilinear definido por uma rigidez tangencial constante até à rotura e equivalente à mobilização da resistência para um deslocamento tangencial de 2 mm; a resistência foi considerada como decorrente apenas da adesão, sendo para esta tomado um valor igual ao da resistência não drenada do solo ao mesmo nível.

O cálculo foi efectuado em sete incrementos correspondendo a outras tantas fases construtivas. Quatro dessas fases (1, 3, 5 e 7) dizem respeito às escavações até às profundidades de, respectivamente, 2,6, 5,3, 7,9 e 9,3 metros; nas fases restantes (2,4 e 6) simula-se o pré-esforço dos três níveis de ancoragens.

As ancoragens são representadas por elementos-mola ligando os pontos nodais representativos das respectivas cabe-

ças a pontos da fronteira inferior da malha; a esses elementos, introduzidos na malha de elementos finitos na fase de escavação seguinte ao pré-esforço do nível de ancoragens que representam, é atribuída uma rigidez constante igual à rigidez teórica do mesmo nível. O pré-esforço das ancoragens foi calculado na base do diagrama representado na Figura 3.15, o qual, admitindo uma resistência não drenada média, acima da profundidade projectada para a escavação, de 28 kPa, corresponderá à aplicação ao caso em estudo dos diagramas de Terzaghi e Peck (1967).

Pelo facto de ser admitido um estado plano de deformação, o pré-esforço e a rigidez das ancoragens considerados no cálculo correspondem aos valores daquelas grandezas por metro de desenvolvimento da escavação.

O cálculo cujos parâmetros e hipóteses foram resumidamente citados será designado por cálculo 1, já que adiante outros cálculos relativos ao mesmo problema, nos quais se consideraram algumas alterações naqueles parâmetros e hipóteses, serão igualmente analisados.

3.4.3 - BREVE DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

As Figuras 3.16 e 3.17 ilustram a evolução dos deslocamentos da parede e dos assentamentos na superfície do terreno ao longo das sete fases construtivas já referidas. Os movimentos respeitantes a cada fase representam-se juntamente com as fases imediatamente anterior e seguinte para melhor evidenciar a evolução dos mesmos. Note-se que as escalas geométrica e de deslocamentos são diferentes nas duas figuras.

A figura respeitante ao movimento da cortina põe em evidência a capacidade de as ancoragens recuperarem importantes parcelas dos deslocamentos para a escavação já verificados em fases anteriores. Por outro lado, devido à sua reduzida rigidez, a instalação de determinada ancoragem não impede que a parede a esse nível possa experimentar ainda significativos deslocamentos nas fases seguintes.

A Figura 3.17, relativa aos assentamentos, mostra a sua directa dependência relativamente aos deslocamentos da pare-

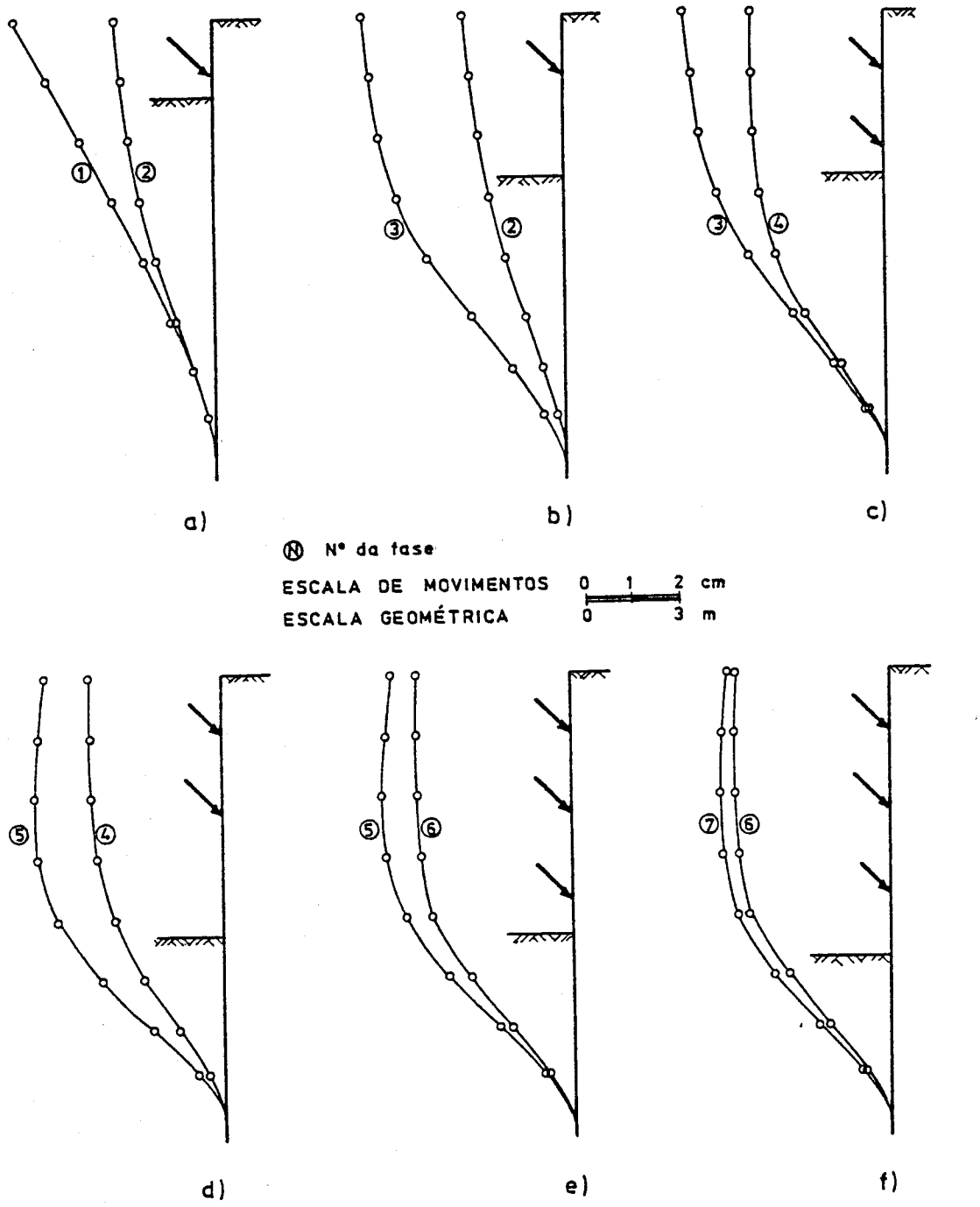


Fig. 3.16 - Evolução dos deslocamentos da cortina (cálculo 1): a) fases 1 e 2; b) fases 2 e 3; c) fases 3 e 4; d) fases 4 e 5; e) fases 5 e 6; f) fases 6 e 7

de. O valor máximo é atingido a cerca de 10,0 metros da face do corte mas os assentamentos assumem valores significativos até à fronteira lateral direita da malha.

As variações percentuais nos pré-esforços das ancoragens ao longo da construção indicam-se na Figura 3.18. Os esforços aumentam nas fases de escavação e decrescem quando algum nível inferior é pré-esforçado; o valor máximo do esfor-

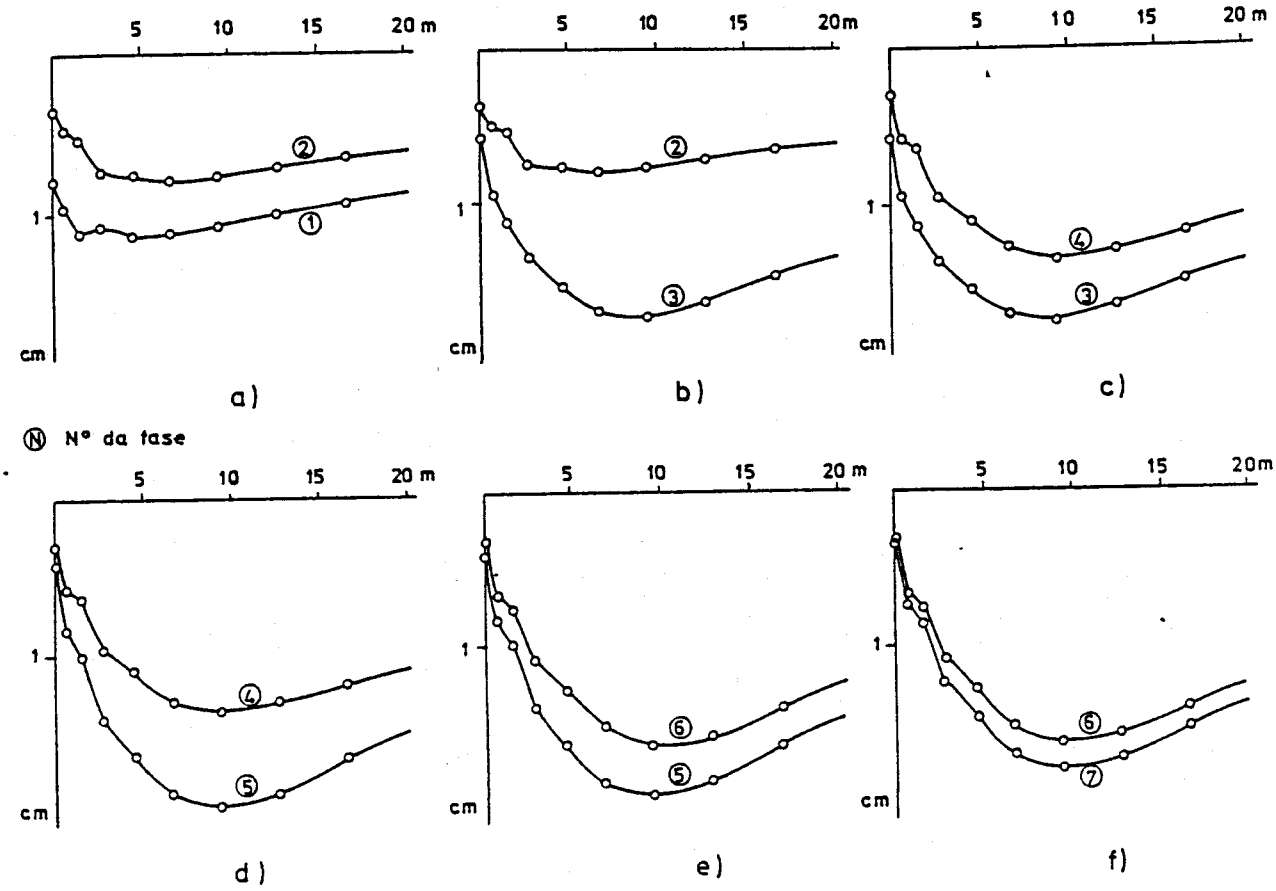


Fig. 3.17 - Evolução dos assentamentos na superfície do terreno (cálculo 1): a) fases 1 e 2; b) fases 2 e 3; c) fases 3 e 4; d) fases 4 e 5); e) fases 5 e 6; f) fases 6 e 7

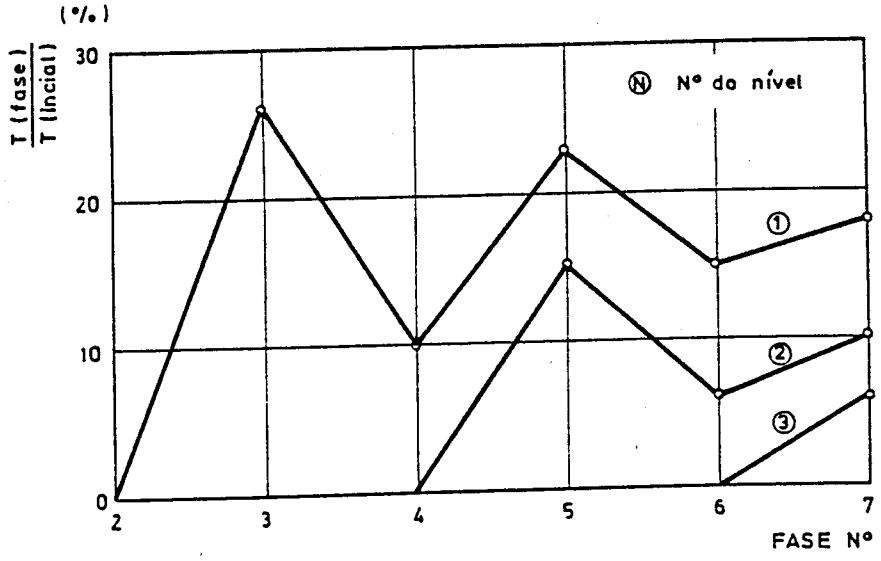


Fig. 3.18 - Variações percentuais nos pré-esforços das ancoragens (cálculo 1)

ço em cada nível de ancoragens é atingido na fase de escavação seguinte à respectiva instalação. Os esforços finais são,

em todos os níveis, superiores (em média em cerca de 10%) aos instalados inicialmente. Por outro lado, a variação máxima, cerca de 27%, que ocorre no primeiro nível, pode considerar-se importante, embora, como se verá adiante (Capítulo 9), factores não considerados no cálculo em discussão contribuam para uma atenuação muito significativa dos acréscimos nos esforços de tracção nas ancoragens.

As pressões de terras sobre a parede concluída a escavação, assim com os diagramas de impulso activo e de repouso, o diagrama de projecto dos pré-esforços e o diagrama de pressões aparentes constam da Figura 3.19.

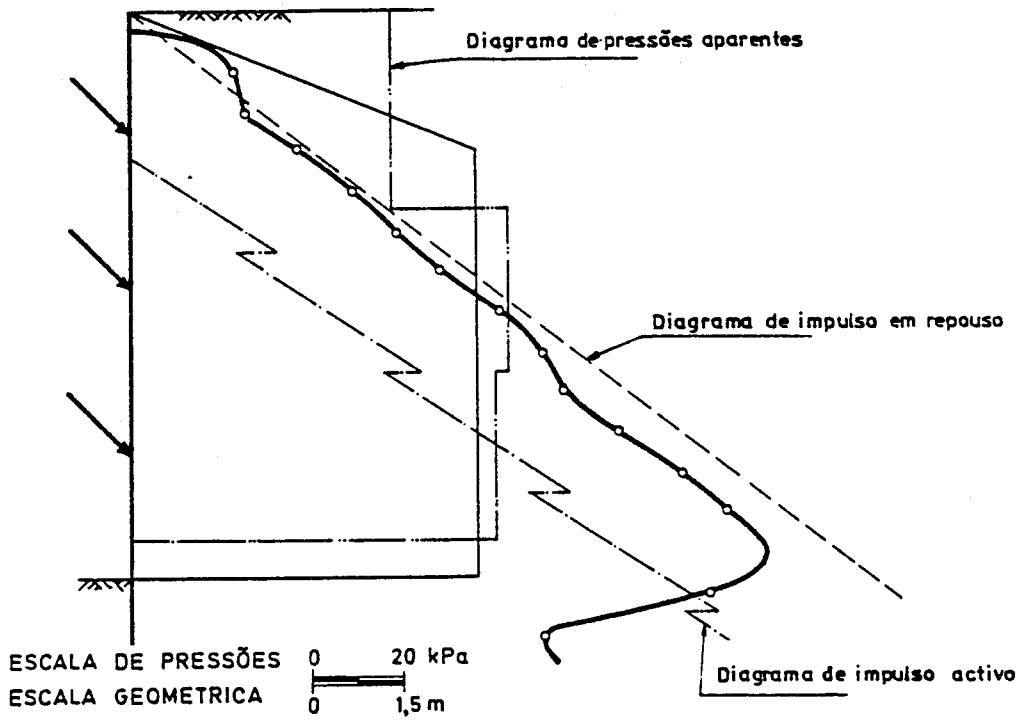


Fig. 3.19 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculo 1)

O diagrama de pressões de terras é aproximadamente triangular e bastante próximo de representativo das pressões em repouso. Na zona mais próxima do topo da cortina as pressões no fim da escavação são mesmo superiores às iniciais; na parte restante, estas passam a ser maiores, aumentando a diferença entre os dois diagramas em profundidade. Deve ainda notar-se que o diagrama de pressões aparentes, tal como o de projecto, com o qual, aliás, se parece muito, está longe de traduzir o das pressões efectivamente actuantes sobre a estrutura de suporte.

Finalmente, a evolução dos diagramas de momentos flectores na parede pode ser examinada na Figura 3.20. Com excepção do que se passa na parte inferior, em que ocorrem elevados momentos negativos fruto do encastramento perfeito imposto ao pé da cortina, predominam os momentos positivos, cujos valores máximos ocorrem em pontos situados a profundidade crescente de fase para fase. É nítido, por outro lado, o efeito do pré-esforço das ancoragens na redução dos momentos.

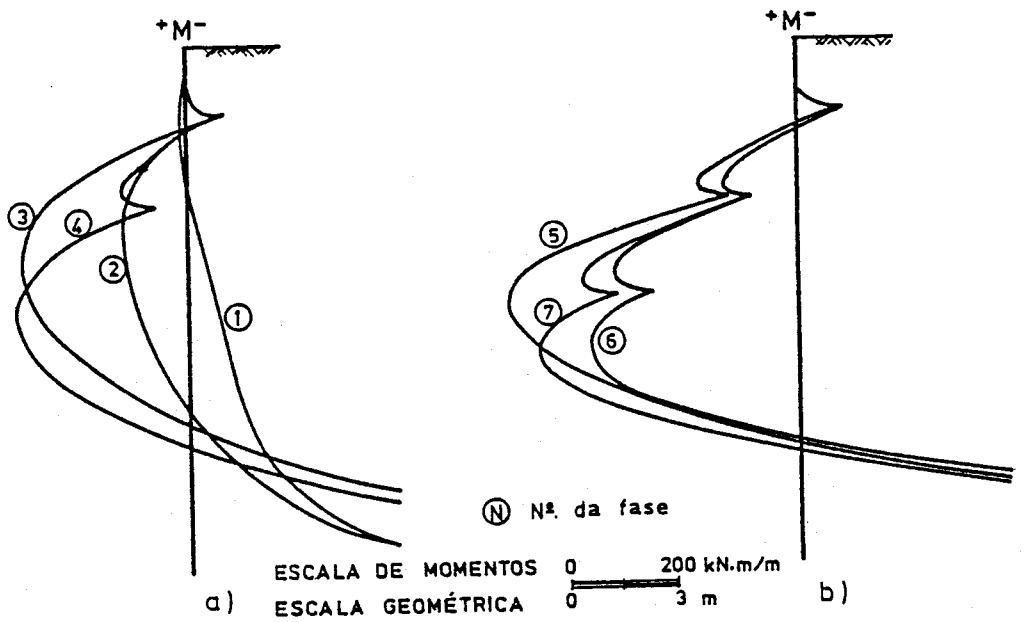


Fig. 3.20 - Momentos flectores na cortina (cálculo 1): a) fases 1 a 4; b) fases 5 a 7

Em vários dos capítulos seguintes estes e outros aspectos dos resultados serão aprofundados.

CAPITULO 4

A CARACTERIZAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO INICIAL E DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MACIÇO INTERESSADO PELA ESCAVAÇÃO.

4.1 - INTRODUÇÃO

A possibilidade de, aplicando o método dos elementos finitos, reproduzir com fidelidade o comportamento das obras geotécnicas em estudo, depende da representatividade dos parâmetros, da legitimidade das hipóteses e da adequação dos modelos com que o estado de tensão inicial e o comportamento mecânico do maciço interessado pela escavação são traduzi - dos e simulados. Acontece, porém, que a determinação de parâmetros representativos enfrenta,não raro, dificuldades consideráveis e até inultrapassáveis; a complexidade dos fenóme - nos envolvidos, por outro lado, obriga a formular hipóteses simplificativas que permitem eliminar algumas variáveis do problema que, no entanto, assumem por vezes uma importância que não é de forma alguma desprezável; a representatividade dos parâmetros que em cada caso é possível obter, bem como as hipóteses formuladas, condicionam o modelo a adoptar e, atra - vés deste, a aproximação com que o comportamento real é re - produzido.

Sem pretensão de esgotar a questão, que é, efectivamente, além de complexa, muito vasta, procurar-se-á neste e no capítulo seguinte abordá-la, salientando os seus aspec - tos mais importantes e particulares nos problemas em estudo, já que no seu aspecto global ela é comum ao estudo pelo método dos elementos finitos de qualquer obra geotécnica.

4.2 - SOLOS COESIVOS

4.2.1 - A HIPÓTESE DE COMPORTAMENTO NÃO DRENADO DO SOLO

Dum modo geral, no dimensionamento das estruturas de suporte de escavações em solos argilosos não fissurados é admitido o comportamento não drenado do solo. Interessará, pois, ainda que abreviadamente, discutir a legitimidade de tal hipótese para os problemas em questão em confronto com problemas doutra natureza, como os da construção de aterros ou escavações em taludes no mesmo tipo de solos (Bishop e Bjerrum, 1960).

No caso dos aterros sobre maciços argilosos (Figura 4.1), a construção acarreta o crescimento das tensões de corte e normal octaédrica no maciço subjacente; em consequência,

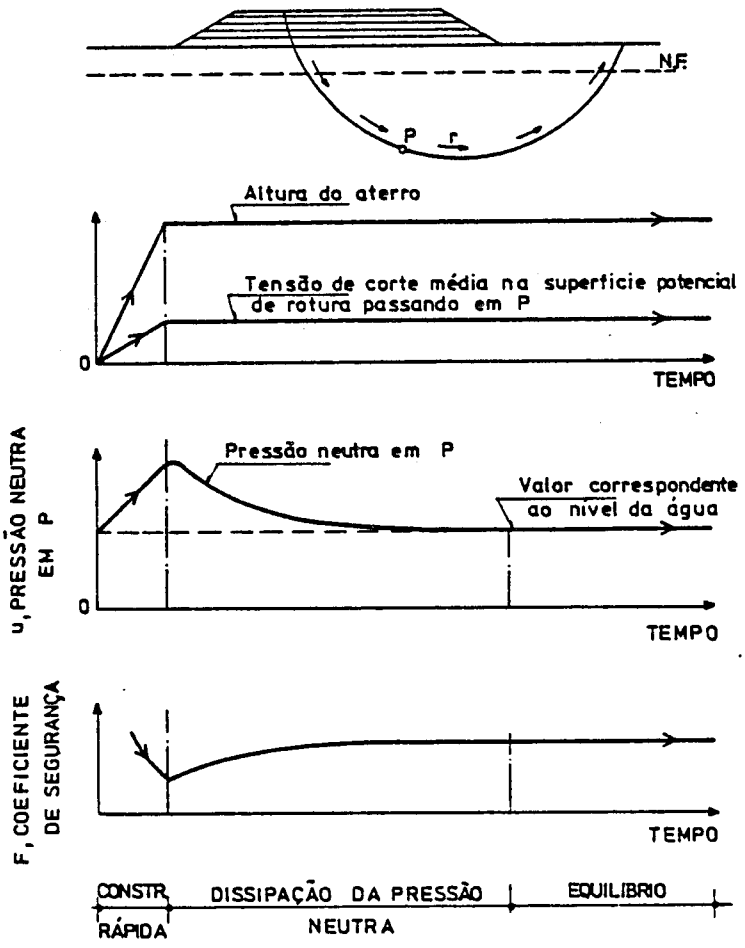


Fig. 4.1 - Alterações nas tensões de corte, pressões neutras e coeficiente de segurança durante e após a construção de um aterro sobre um maciço argiloso (Bishop e Bjerrum, 1960)

as pressões neutras experimentam um acréscimo, que é mais acentuado nas argilas normalmente consolidadas, e que atinge o seu máximo, em regra, pouco após o fim da construção. Em seguida, durante um período que pode ser muito variável, consoante a grandeza do acréscimo e as condições de drenagem presentes, ocorre a dissipação das pressões neutras, o solo consolida, diminui o seu teor em água, aumenta no maciço a tensão efectiva, logo a sua resistência, aumentando em consequência o coeficiente de segurança. Este é mínimo, portanto,no fim da construção, donde resulta que as análises não drenadas, neste tipo de problemas, são não só legítimas mas indispensáveis para a avaliação da estabilidade da obra geotécnica. Encontram-se já desenvolvidos modelos de cálculo baseados no método dos elementos finitos (Correia, 1982) em que é possível estudar além do carregamento não drenado, o processo de consolidação do maciço, que assume grande importância no que respeita à evolução no tempo dos assentamentos.

Analise-se agora, ainda em termos qualitativos, o que se passa no caso de uma escavação em talude (Figura 7.2). Es

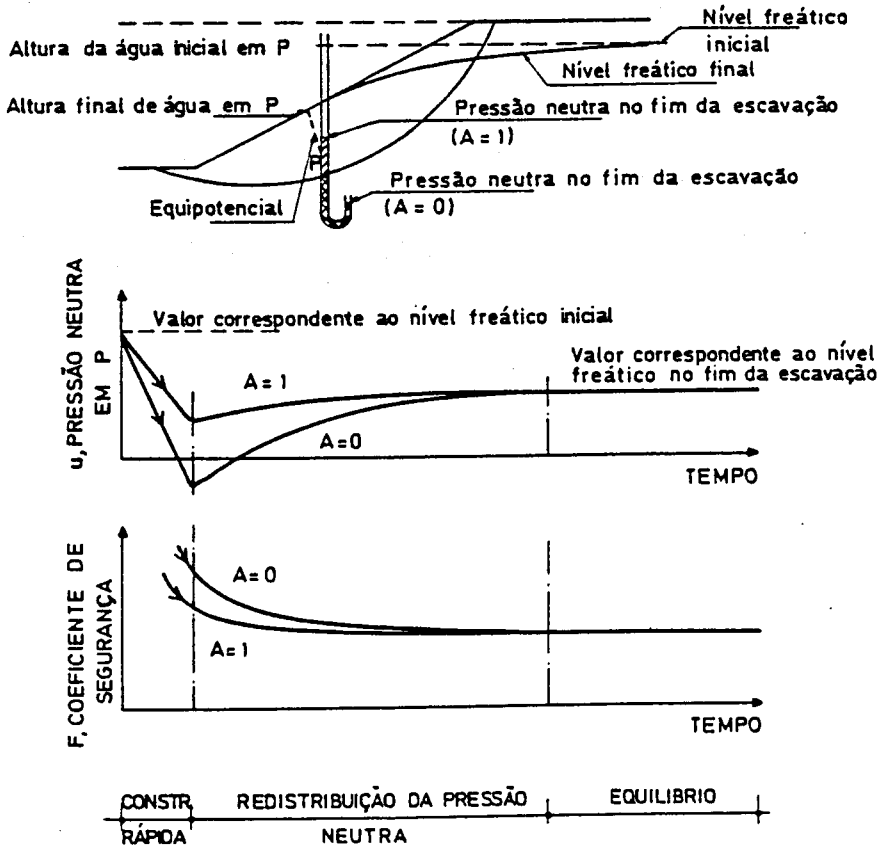


Fig. 4.2 - Alterações nas pressões neutras e coeficiente de segurança durante e após a realização de uma escavação não suportada num maciço argiloso (Bishop e Bjerrum, 1960)

ta é responsável, em simultâneo, pela diminuição da tensão normal octaédrica e pelo aumento da tensão de corte no solo. Em associação com aquelas variações ocorrem decréscimos nas pressões neutras, que são mais acentuados nas argilas sobreconsolidadas. Concluída a escavação, durante um período cuja duração pode oscilar entre poucos dias, no caso das argilas fissuradas (DiBiagio e Bjerrum, 1957; Bjerrum e Kirkedam,1958), e várias décadas, nalgumas argilas fortemente sobreconsolidadas (Vaughan e Walbancke, 1973), as pressões neutras negativas dissipam-se, o solo sofre uma expansão, aumenta o seu teor em água, a tensão efectiva e a resistência diminuem, decrescendo o coeficiente de segurança. Significa isto que as análises não drenadas, em casos como este, informam àcerca da estabilidade no fim da construção, mas não são, em regra, indicadas para avaliar a segurança durante a vida da obra.

Passando ao caso, mais complexo, de uma escavação suportada por uma cortina impermeável ancorada, deve notar-se, antes de mais, que nele a questão da estabilidade não é, em geral, determinante, já que basta que as ancoragens possam equilibrar o impulso activo do solo após a dissipação das pressões neutras associadas à construção, isto é, calculado na base do ângulo de atrito ϕ', e o impulso hidrostático para que aquela estabilidade esteja assegurada.

Embora, tal como no caso anterior, a tensão normal octaédrica diminua, em simultâneo com o crescimento das tensões de corte, nas fases de escavação, a aplicação dos pré-esforços das ancoragens tende a restaurar no maciço suporta-

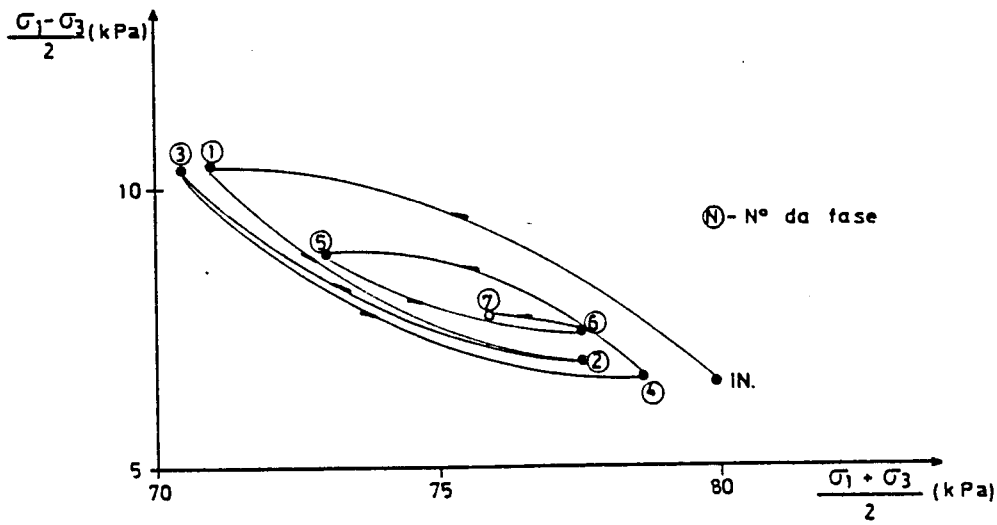


Fig. 4.3 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço suportado (elemento 197, cálculo 1)

do a acção da massa de solo retirada. A Figura 4.3 ilustra a trajectória de tensões de um elemento do maciço suportado no Problema Base (ver 3.4) em que é notório o efeito dos pré-esforços na reposição do estado de tensão modificado no sentido atrás citado pelas fases de escavação anteriores (as linhas que unem os pontos correspondentes ao estado de tensão nas diversas fases construtivas não pretendem representar o lugar geométrico dos pontos respeitantes a todos os estados de tensão intermédios mas apenas facilitar o exame da figura); concluída a escavação, a tensão normal octaédrica no elemento é 90% da inicial e a percentagem da resistência ao corte mobilizada é superior em apenas 5% em relação ao estado de repouso (28% e 23%, respectivamente). As Figuras 4.4 e 4.5, extensivas a todo o maciço suportado, mostram que no fim da escavação a percentagem mobilizada da resistência ao corte (para além da já mobilizada no estado de repouso), assim como as variações percentuais na tensão normal octaédrica são bastante modestas, atingindo valores máximos da ordem dos 15% em zonas muito limitadas.

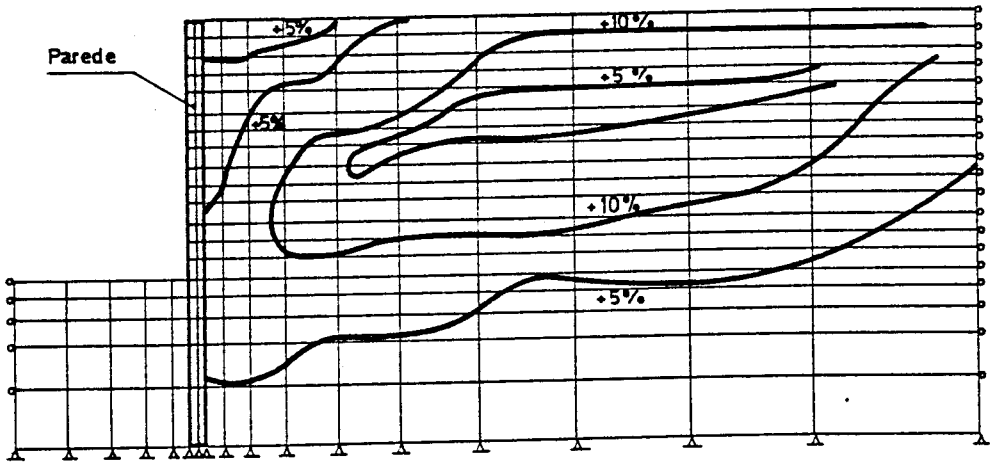


Fig. 4.4 - Variações na tensão de corte no maciço suportado concluída a escavação (cálculo 1)

Em resumo, por acção da estrutura de suporte, e em particular dos pré-esforços das ancoragens, as alterações no estado de tensão total no maciço suportado são consideravelmente atenuadas, muito em especial se, como no caso analisado acontece, a resultante dos pré-esforços fôr próxima do impulso em repouso correspondente à profundidade da escavação. Em consequência, parece legítimo supor-se que a formação de

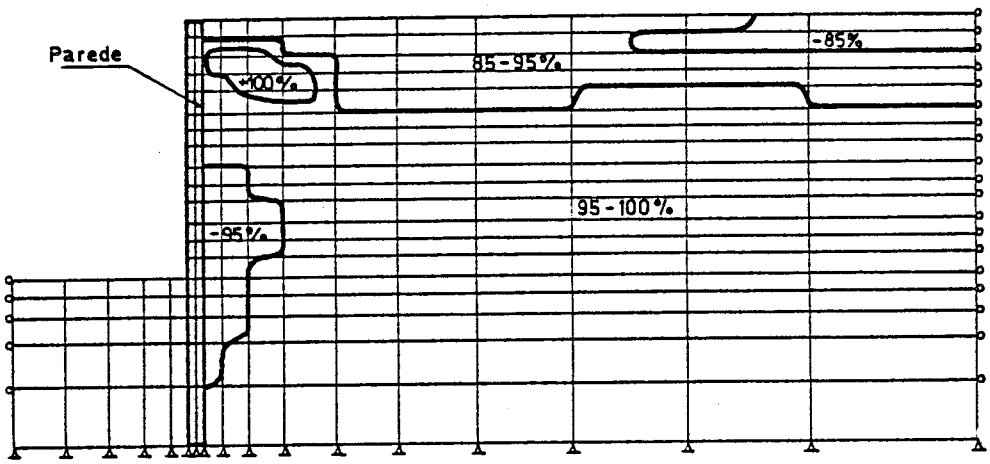


Fig. 4.5 - Tensão normal octaédrica expressa em percentagem do valor inicial no maciço suportado após a conclusão da escavação (cálculo 1)

pressões neutras negativas será muito mais reduzida do que numa escavação não suportada. Por outro lado, a presença da parede impermeável na face do corte retarda consideravelmente a dissipação daquelas pressões (Osaimi, 1977; Osaimi e Clough, 1979). Significa isto que nos casos em análise a situação não drenada e a correspondente à completa dissipação das pressões neutras estão, por um lado, mais próximas, em termos das tensões efectivas no maciço, e, por outro lado, mais afastadas, em termos do período de tempo que medeia entre uma e outra. Se se acrescentar que grande parte das estruturas de suporte flexíveis é de carácter provisório, tendo um período de serviço de, habitualmente, apenas alguns meses, poderá concluir-se que as análises não drenadas constituirão, em geral, uma aproximação razoável, não só para o estudo da sua estabilidade, mas também para a previsão do comportamento em termos de deformações.

Duas excepções, contudo, devem ser referidas.

Em primeiro lugar, nas argilas fortemente sobreconsolidadas, com muito altas tensões iniciais horizontais, os pré-esforços correspondem a uma parcela relativamente reduzida do impulso em repouso, não conseguindo, por isso, obstar a que uma acentuada descida das pressões neutras no maciço possa ocorrer (Sills et al, 1977). Assim, embora as análises não drenadas possam prever com razoável aproximação o comportamento durante e pouco após a realização da escavação (Simpson

et al, 1979; Simpson, 1981), a dissipação das pressões referidas provoca, a prazo, a expansão do solo, com a subida do terrapleno, que pode mesmo ultrapassar a grandeza do assentamento inicialmente verificado em consonância com o movimento da cortina de encontro à escavação. Ward (1969) e Burland et al (1979) registam comportamentos deste tipo em escavações nas argilas de Londres, assinalando os últimos autores que o levantamento do solo adjacente a uma dessas escavações prosseguia ainda 17 anos após a sua realização.

Uma segunda excepção corresponde a situações em que, acompanhando a escavação, se procede à bombagem da água em algum estrato permeável subjacente ao maciço argiloso. Observações de obras indicam que nessas circunstâncias uma parcela significativa da consolidação pode ocorrer com relativa rapidez acarretando o crescimento dos assentamentos da superfície do terreno muito para além da grandeza dos determinados pelo movimento da parede para o corte (DiBiagio e Roti, 1972; Lambe et al, 1972; Karlsrud e Myrvoll, 1976; Wong, 1980).

Embora se registem progressos nesse sentido (Osaimi, 1977), devido à grande complexidade do problema, não estão ainda desenvolvidos modelos de cálculo que permitam proceder satisfatoriamente ao estudo do processo de dissipação das pressões neutras no maciço envolvente de uma escavação.

Não sendo para já possível tal estudo, os resultados das análises não drenadas, em circunstâncias semelhantes às duas atrás citadas, devem ser olhados como primeira aproximação, eventualmente precária, muito em especial no que respeita à grandeza dos assentamentos.

4.2.2 - A RESISTÊNCIA E O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE NÃO DRENADOS

A caracterização do comportamento mecânico dos solos coesivos pode ser feita por meio de ensaios "in situ" ou, utilizando amostras indeformadas, em laboratório.

O ensaio "in situ" mais amplamente utilizado no estudo dos solos coesivos moles é o ensaio de corte rotativo que, contudo, fornece apenas a resistência não drenada e necessi

ta de correcção para ter em conta o efeito da taxa de aplicação do corte. Embora Bjerrum (1972) tenha proposto com esse objectivo a aplicação aos resultados do ensaio de um coeficiente minorativo função do índice de plasticidade, subsistem ainda dúvidas quanto à correcção mais indicada (Ladd et al, 1977).

É sabido, por outro lado, que os resultados do ensaio referido dependem das dimensões relativas do diâmetro e da altura da superfície cilíndrica de rotura e não estão isentos dos efeitos da perturbação do solo, crescendo, em particular, a resistência caso se espere algum tempo, antes da aplicação do momento torsor, para a dissipação das pressões neutras associadas à cravação do aparelho (Aas, 1965; Perlow e Richards, 1977).

Os ensaios pressiométricos, embora, em princípio, possam fornecer além da resistência não drenada, o estado de tensão inicial e o módulo de deformabilidade do maciço, continuam a ser alvo de diversas objecções, em especial relacionadas com a forma de interpretar os respectivos resultados, já que com a versão autoperfuradora do aparelho se conseguiram nítidos progressos no que respeita à perturbação introduzida no maciço pela sua instalação à profundidade desejada. Avanços recentes no que respeita ao primeiro aspecto citado, reforçam a ideia de que os ensaios pressiométricos constituem uma via extraordinariamente promissora para a caracterização "in situ" dos solos coesivos (Denby e Clough, 1980).

A determinação da curva tensões-deformações é, no entanto, ainda efectuada na grande maioria dos casos em laboratório por meio de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas. A consolidação das amostras sob o estado de tensão "in situ" é apontada como uma medida de grande importância para atenuar as perturbações associadas à amostragem (Mineiro, 1969; Donaghe e Townsend, 1978; Atkinson e Kuba, 1981).

Correlação largamente consagrada entre os dois parâmetros que vêm sendo tratados é a traduzida pela equação

$$E_u = M\, c_u \qquad (4.1)$$

na qual M representa um coeficiente adimensional.

Esta correlação permite, em primeiro lugar, ter uma i-

deia da ordem de grandeza da deformabilidade dos solos coesivos, em regra classificados na base da sua resistência não drenada; por outro lado, por intermédio dela, a deformabilidade pode ser estimada em casos em que a caracterização de tais solos seja feita a partir de ensaios de corte rotativo ou de ensaios triaxiais sobre amostras cuja qualidade não permita considerar representativos os valores determinados para a deformabilidade do solo.

A simplicidade da equação(4.1)encobre, no entanto, uma grande dificuldade, pois o coeficiente M pode assumir valores dentro de um intervalo muito largo. Simons (1974), por exemplo, reporta valores deduzidos de assentamentos imediatos de aterros e fundações superficiais entre 40 e 3000. O intervalo de variação mais corrente é, todavia, bastante mais restrito, além de que, como mostra a Figura 4.6 (Duncan e Buchignani , 1976), o coeficiente em causa depende do índice de plasticidade e da razão de sobreconsolidação do solo.

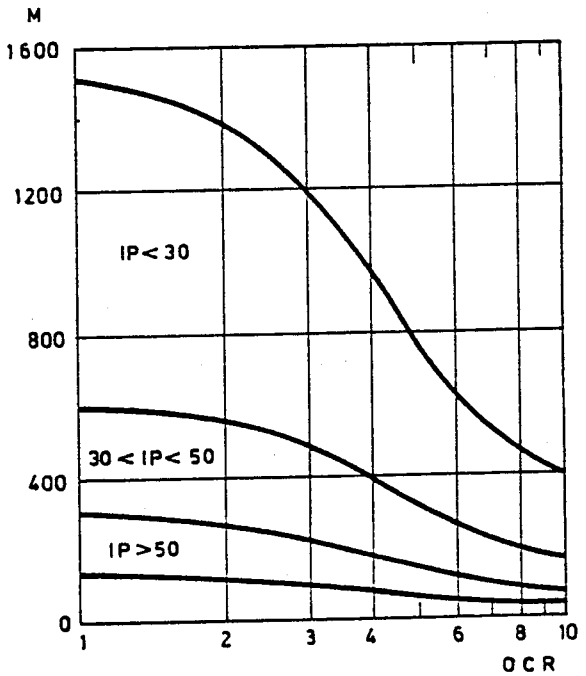


Fig. 4.6 - Relação entre o coeficiente M e o índice de plasticidade e o grau de sobreconsolidação do solo (Duncan e Buchignani, 1976)

A influência de E_u e c_u nos movimentos associados à realização de escavações suportadas por estruturas flexíveis é ilustrada por alguns interessantes resultados publicados na bibliografia. Um deles diz respeito a uma escavação escorada

nas argilas moles de San Francisco que Clough e Mana (1976) estudaram pelo método dos elementos finitos. Para isso adoptaram duas hipóteses para a resistência do solo correspondentes aos valores extremos obtidos em numerosas campanhas de caracterização do solo da cidade; para cada uma das hipóteses citadas consideraram ainda, para a determinação de E_u, três valores de M igualmente plausíveis: 200, 600 e 1200.

Os deslocamentos da cortina resultantes dos seis cálculos efectuados e ainda os medidos na obra em questão mostram-se na Figura 4.7. A importância do módulo de deformabilidade é posta em destaque pelos movimentos relativos a cada um dos valores da resistência: os deslocamentos máximos variam na proporção de 1 para 7 empregando para M os valores de 1200 e 200,

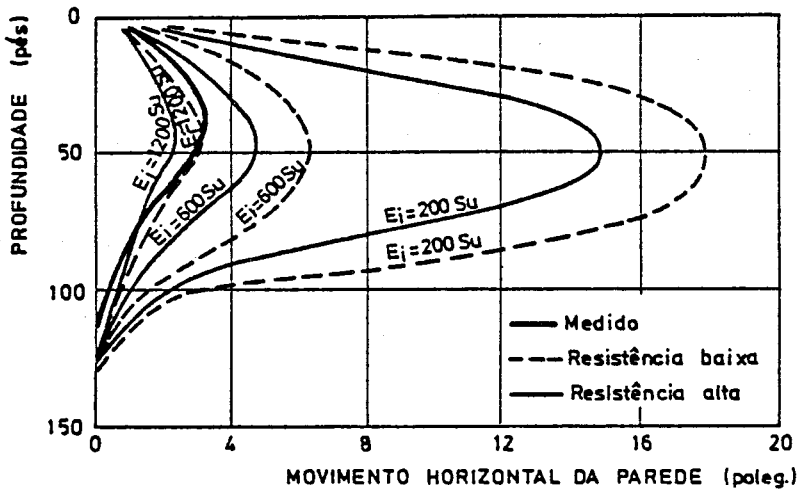


Fig. 4.7 - Deslocamentos calculados e medidos de uma cortina escorada suportando uma escavação nas argilas moles de San Francisco (Clough e Mana, 1976)

respectivamente. Curiosamente, os deslocamentos medidos aproximam-se dos calculados com o máximo valor de M.

A questão da influência de E_u nos movimentos é retomada por Clough et al (1979) que estudaram o caso de uma cortina de estacas-pranchas escorada para suporte de uma escavação em argila média. Adoptando uma única hipótese para a resistência do solo, os autores procederam à realização de vários cálculos fazendo variar o coeficiente M, logo E_u. Considerando os deslocamentos correspondentes ao valor de M igual a 300 como referência, concluíram da possibilidade de deduzir directamente os deslocamentos para os outros valores daquele coeficiente (Figura 4.8). Contudo, a relação entre os

deslocamentos de referência e os relativos a um qualquer valor de M diferente de 300 não é unívoca, dependendo do coeficiente de segurança à rotura do fundo. Curiosamente, aliás, para o coeficiente de segurança mais baixo nota-se uma menor sensibilidade dos deslocamentos relativamente a E_u. Isto acontece porque para os valores do coeficiente de segurança próximos da unidade, a resposta do solo é sobretudo determinada pelos elementos em cedência. Todavia, como os deslocamentos finais englobam também os verificados nas primeiras fases, em que o comportamento do maciço é ainda essencialmente elástico, a grandeza de E_u assume, ainda assim, nestes casos, certa importância.

De igual forma, os mesmos autores provam que variações no valor de c_u não afectam sempre no mesmo grau o comportamento da estrutura. Na Figura 4.9 representam resultados de observações de obras e de análises de elementos finitos que mostram a dependência entre os deslocamentos laterais máximos da cortina e o coeficiente de segurança à rotura do fundo (recorda-se que este é directamente proporcional à resistência não drenada do solo). Os resultados dizem respeito a cortinas de estacas-pranchas escoradas suportando escavações em argilas moles e médias. Verifica-se agora, ao contrário do que acontecia com E_u, que quando cresce o coeficiente de segurança, diminui a sensibilidade a eventuais variações da resistência: para coeficientes superiores a 2,5 os deslocamen-

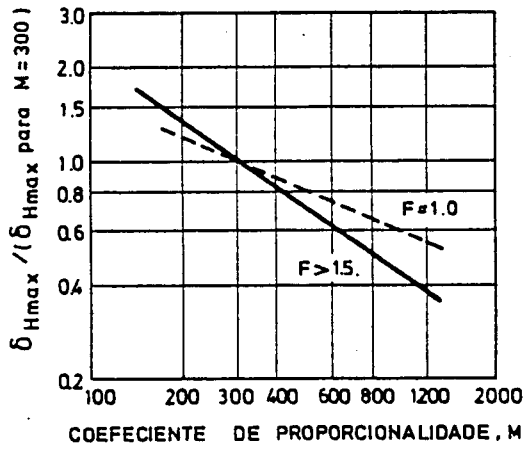


Fig. 4.8 - Relação entre M e os deslocamentos da cortina (Clough et al, 1979)

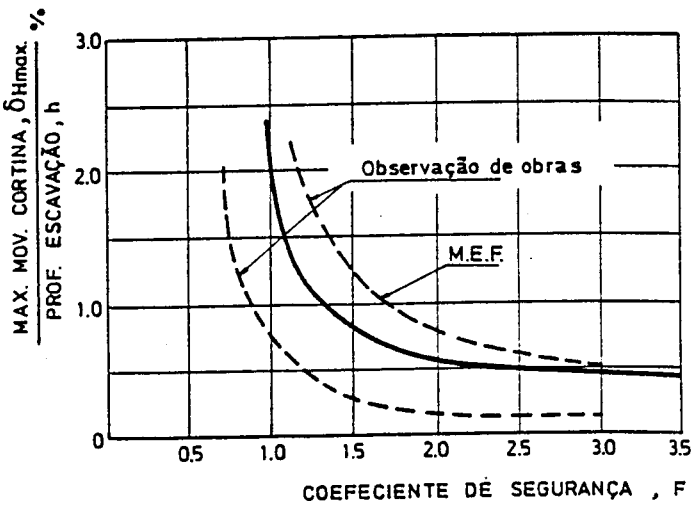


Fig. 4.9 - Relação entre F e os deslocamentos da cortina (Clough et al, 1979)

tos máximos são praticamente independentes de c_u, o que significa que em tais casos o comportamento é essencialmente elástico. Por outro lado, para valores de F menores do que 1,5, e sobretudo para valores muito próximos da unidade, nota-se então uma extremamente acentuada dependência dos movimentos relativamente à grandeza de c_u, o que sugere a dificuldade em proceder à sua previsão, em tais circunstâncias.

As Figuras 4.8 e 4.9 denotam, portanto, as trajectórias de sentido oposto das influências de E_u e c_u nos movimentos: para altos valores de F, E_u assume importância determinante, já que o comportamento é controlado pelos elementos em equilíbrio elástico; pelo contrário, para baixos valores de F, o comportamento passa a ser essencialmente comandado pelos elementos em rotura, crescendo rapidamente a importância de c_u e evanescendo a de E_u.

4.2.3 - A DISCORDÂNCIA ENTRE AS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DO SOLO NO CAMPO E EM LABORATÓRIO

São ainda praticamente inexistentes os estudos publicados em que o comportamento observado em estruturas flexíveis para suporte de escavações em maciços essencialmente argilosos é comparado com os resultados de cálculos de elementos finitos efectuados quer previamente à execução das obras, quer após a sua conclusão, mas, em qualquer caso, em que os parâmetros de cálculo foram adoptados mediante uma adequada caracterização do maciço e não em simples hipóteses sem sólida fundamentação experimental ou em meras tentativas para acertar os resultados dos cálculos com os das observações.

Os estudos efectuados no Reino Unido (Cole e Burland, 1972; Burland et al, 1979; Simpson et al, 1979; Creed et al, 1980; Simpson, 1981) têm sido essencialmente baseados em análises "a posteriori" de escavações efectuadas em Londres com o objectivo de deduzir, a partir do comportamento observado, as características mecânicas do maciço para uso em futuros estudos em situações semelhantes. Os módulos de deformabilidade dessa forma deduzidos ultrapassam, em regra, de

forma considerável os determinados em laboratório e nem sempre a sua aplicação a outros casos se tem mostrado totalmente satisfatória.

Por outro lado, os autores que nos EUA se têm dedicado ao estudo dos mesmos problemas (Murphy et al, 1976; Clough e Tsui, 1977; Clough e Mana, 1976; Mana, 1978; Clough e Schmidt, 1981), baseiam habitualmente a avaliação da deformabilidade do solo por meio da correlação expressa pela equação (4.1), adoptando M também a partir de análises "a posteriori", de que aquela a que a Figura 4.7 diz respeito é exemplo. Tais análises sugerem também que as características mecânicas no campo, em especial o módulo de deformabilidade, são, em geral, bastante mais elevadas do que em laboratório.

Deve notar-se, antes de mais, de acordo com Lerouiel e Tavenas (1981), que a validade das análises "a posteriori" é muito discutível quando se pretende deduzir parâmetros definidores do comportamento do solo a partir apenas da concordância entre um dos aspectos dos resultados do cálculo e da observação. Por exemplo, no caso ilustrado pela Figura 4.7, os respectivos autores debruçam-se apenas sobre o binómio características do solo-deslocamentos da parede, não fazendo referência à rigidez do escoramento, parâmetro que tendo influência determinante no comportamento do sistema, pode variar dentro de largos limites.

De qualquer das formas, parece indiscutível existirem as diferenças apontadas entre as características mecânicas do solo nas duas situações citadas, diferenças que são, habitualmente, interpretadas como resultado da perturbação do solo pela amostragem. Existem, contudo, outras razões, relacionadas, por exemplo, com o facto de os ensaios triaxiais com simetria axial de tensões subestimarem a resistência não drenada do solo relativamente aos ensaios em estado plano de deformação, sem dúvida os mais apropriados, na maior parte dos casos, aos problemas em estudo (Ladd et al, 1977).

Nos últimos anos, vários autores têm atribuido muita importância à longa permanência do solo no estado de repouso sob tensão constante, a qual parece conferir-lhe uma rigidez muito elevada perante pequenas variações subsequentes no estado de tensão.

Bjerrum (1973), por exemplo, atribui tal comportamento

à consolidação secundária, referindo:

"Se uma argila recente é mantida sob tensão efectiva constante durante centenas ou milhares de anos, continuará a sofrer assentamentos. O resultado desta consolidação secundária é uma mais estável configuração do arranjo estrutural das partículas, o que significa maior resistência e menor deformabilidade. Com o tempo, a argila desenvolve uma reserva de resistência relativamente a qualquer compressão posterior. Poderá ser solicitada por uma carga maior do que a tensão efectiva "overburden" sem deformação significativa. A sua curva e-log p (Figura 4.10) mostrará um abrupto acréscimo de compressibilidade a uma pressão p_c maior do que p_o".

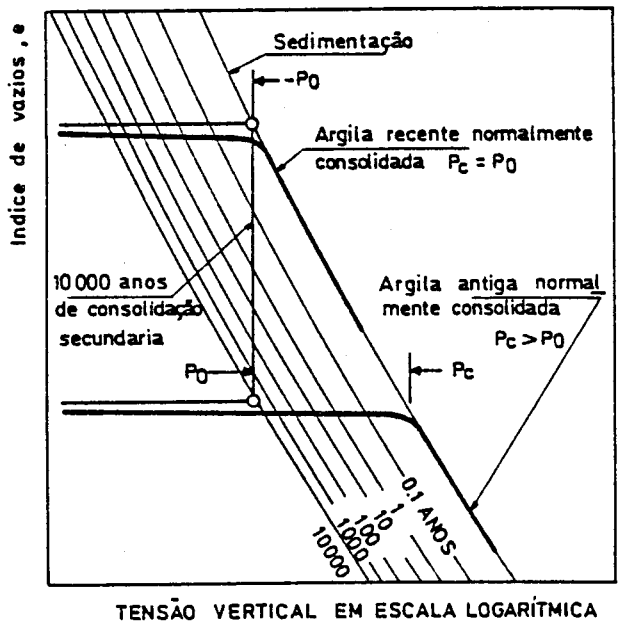


Fig. 4.10 - Efeito da consolidação secundária na compressibilidade das argilas normalmente consolidadas (Bjerrum, 1973)

Sobre a mesma questão, Atkinson (1973) refere-se a um limiar de tensões próximo do estado de tensão sob o qual o solo permaneceu durante um período dilatado, limiar esse que não sendo excedido pelo incremento associado à solicitação da obra geotécnica, permite que o solo exiba uma deformabilidade muito reduzida, que não exibiria caso o incremento

fosse maior ou mais curto o período sob tensão constante. O autor conclui afirmando que o ciclo de tensões associado à amostragem e à reconsolidação na máquina de corte reduz o efeito limiar, donde, para pequenos incrementos no campo onde o limiar não seja excedido, os parâmetros determinados em laboratório sobreestimam as verdadeiras deformações.

Virá a propósito citar os resultados de análises de elementos finitos (Simpson et al, 1979) que mostram que para um movimento lateral de uma cortina da ordem de 0,2% da profundidade da escavação, movimento que se pode considerar corrente no caso de escavações suportadas por paredes moldadas ancoradas, as deformações por corte no maciço só muito localmente ultrapassam o,1%. Significa isto, portanto, que nesses problemas a solicitação associada à escavação poderá não chegar a exceder o limiar de tensões de que fala Atkinson ou a diferença entre as tensões p_c e p_o referida por Bjerrum, comportando-se,em consequência, o maciço com uma deformabilidade muito pequena.

Os estudos de Costa-Filho (1980) sobre a deformabilidade das argilas de Londres vieram mostrar, entretanto, que, desde que sejam usadas técnicas de grande precisão para a medição de muito pequenas deformações, é possível detectar em laboratório o efeito limiar. Como ilustra a Figura 4.11, os diagramas de ensaio deduzidos a partir do comportamento glo-

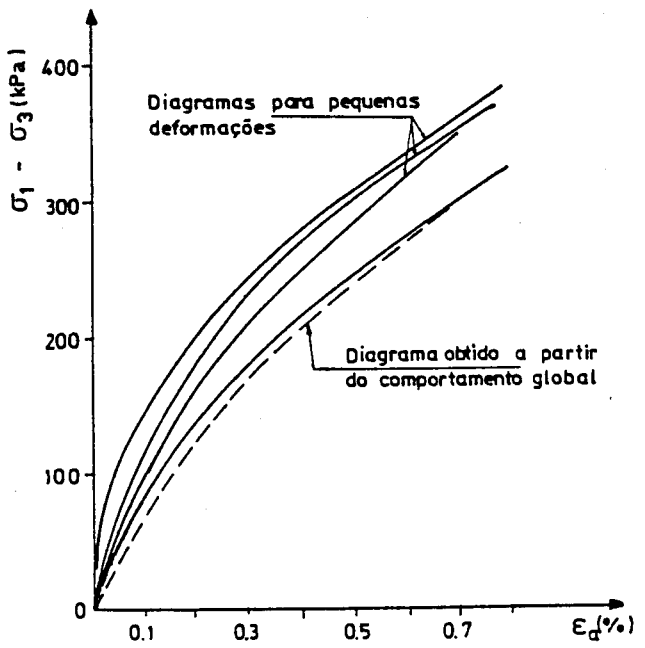


Fig. 4.11 - Diagramas tensões-deformações deduzidos a partir de diferentes gamas de deformações (Costa-Filho,1980)

bal, isto é, até às deformações correspondentes à rotura, subreestimam muito significativamente a deformabilidade do solo para a gama de deformações que atrás foi apontada como corrente. As diferenças entre os dois diagramas, o global e o correspondente às pequenas deformações, tornavam-se mais importantes quando as amostras eram consolidadas à tensão "in situ", implicando, pelo facto de K_o ser superior à unidade, que os ensaios se iniciassem com a anulação da tensão de corte, antes de novo aumento, em sentido contrário ao da tensão instalada durante a consolidação, até à rotura. Os resultados citados indicam, portanto, que o efeito limiar não é totalmente destruido pela amostragem e que ele se torna mais pronunciado quando a solicitação implica uma inversão na trajectória de tensões (e os problemas em estudo são, pode dizer-se, um caso paradigmático em que tal acontece).

As considerações expostas, ainda que breves, permitem admitir que o afastamento entre os parâmetros exibidos no campo e os determinados em laboratório não residirá exclusivamente na perturbação das amostras na base das quais estes foram determinados. Com efeito, pode acrescentar-se que na avaliação das características mecânicas dos solos coesivos em laboratório deve ser tido em consideração, sempre que possível: i) que os ensaios realizados sejam efectuados para as condições de deformação prevalecentes no problema a estudar, na maior parte dos casos, portanto, em estado plano de deformação; ii) que as amostras sejam previamente consolidadas à tensão "in situ"; iii) que o módulo de deformabilidade seja determinado para os níveis e a trajectória de tensões que são previsíveis no problema em estudo.

4.2.4 - A ANISOTROPIA DOS SOLOS COESIVOS

4.2.4.1 - OS DOIS TIPOS DE ANISOTROPIA

Podem distinguir-se dois tipos de anisotropia nos solos coesivos. Um primeiro tipo de anisotropia é o que se designa correntemente por inerente , e é resultante do arranjo adquirido pelo esqueleto sólido sob a acção da história

de tensões do solo. A anisotropia inerente é, assim, semelhante à anisotropia das rochas. Pode avaliar-se, tal como esta (Rocha, 1981), colhendo amostras diversamente orientadas, consolidando-as isotropicamente numa câmara triaxial à mesma tensão, e aplicando em seguida a tensão de corte até à rotura. Em regra, a resistência é superior quando a direcção da carga coincide com a maior tensão principal "in situ".

Um segundo tipo de anisotropia é a que se designa por induzida, ou seja associada à solicitação da obra geotécnica. Considere-se, por exemplo, o caso de uma escavação (Figura 4.12) e atente-se no que se passa nos elementos A e B, situados à mesma profundidade, o primeiro pertencente ao maciço suportado e o segundo localizado do lado da escavação abaixo da profundidade que esta atinge na primeira fase. Admitindo-se que K_o é inferior à unidade, de início as maior e menor tensões principais, são, respectivamente, as tensões vertical e horizontal.

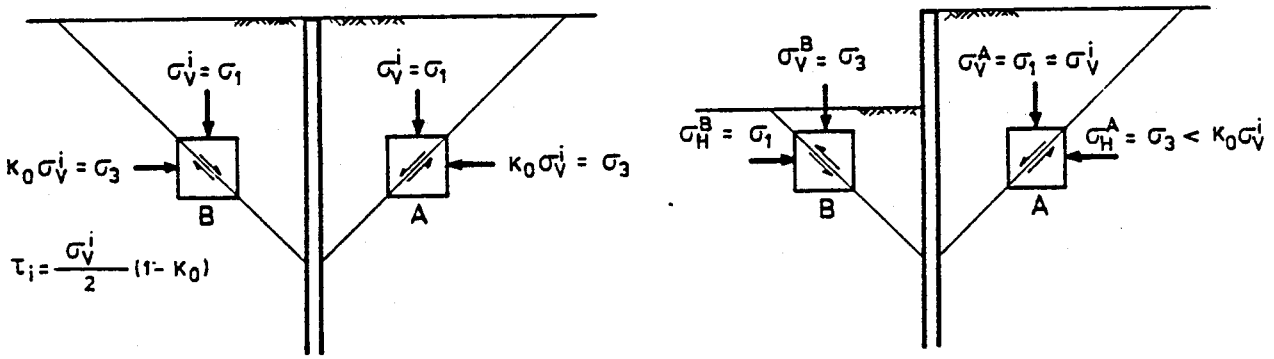


Fig. 4.12 - Diferentes trajectórias de tensões no maciço interessado pela escavação

Quando se procede à primeira fase de escavação, as trajectórias de tensões naqueles elementos são muito diferentes, embora em ambos vá aumentar a tensão de corte. No elemento A, enquanto a tensão vertical se mantém sensivelmente constante, a tensão horizontal decresce, aumentando em consequência a tensão de corte e evoluindo o elemento no sentido do estado de equilíbrio limite activo; as maior e menor tensões principais mantêm-se muito próximas das respectivas posições iniciais. No elemento B, por seu turno, a tensão vertical diminui, em simultâneo com o aumento da tensão horizontal; assim, a tensão de corte começa por decrescer, o elemen

to passa por um estado de tensão hidrostático, para de novo aumentar aquela tensão, agora em sentido contrário ao inicial, quando a tensão horizontal passa a ser superior à vertical. O elemento B evolui no sentido do estado passivo, através de uma reorientação das tensões principais, que rodam aproximadamente de 90^{o}: a maior tensão principal passa a ser próxima da horizontal e a menor próxima da vertical.

A existência de anisotropia induzida no maciço em causa faz com que não seja comum o comportamento exibido pelos dois elementos em causa perante a solicitação associada à escavação, sendo, em regra, menor a resistência não drenada dos elementos solicitados nas condições de B.

Os ensaios indicados para avaliar o comportamento do solo que vai ser solicitado nestas condições são ensaios de extensão triaxial sobre amostras indeformadas consolidadas à tensão "in situ". Por seu turno, os ensaios apropriados para a determinação do comportamento do solo solicitado nas condições de A são os ensaios de compressão triaxial, igualmente partindo do estado de tensão instalado na amostra no estado de repouso. Obviamente, as amostras para ambos os ensaios citados são colhidas com eixo vertical e os seus resultados englobam os efeitos dos dois tipos de anisotropia, isto é, a inerente e a induzida.

A razão

$$K_s = \frac{c_u\ (h)}{c_u\ (v)} \qquad (4.2)$$

entre as resistências determinadas por meio dos ensaios de extensão e compressão é correntemente usada como indicador da anisotropia do solo. Aquela razão é mais reduzida nas argilas normalmente consolidadas de baixa plasticidade, atingindo valores tão baixos como 0,30 em algumas argilas da Escandinávia (Berre e Bjerrum, 1973). Nas argilas plásticas o valor de K_s aproxima-se da unidade, podendo ser superior a 1,0 nas argilas fortemente sobreconsolidadas, devido à grande importância que nestas assume a anisotropia inerente. Dum modo geral, a resistência determinada por meio do ensaio de corte rotativo é intermédia em relação à obtida dos ensaios de extensão e compressão triaxial (Bjerrum, 1973).

A Figura 4.13 (Law e Holtz, 1978) ilustra as trajectórias de tensões totais e efectivas respeitantes a duas amostras de argila mole submetidas a ensaios de extensão e compressão. Como se pode comprovar, o afastamento das trajectórias de tensões totais e efectivas é maior no primeiro ensaio, fruto do maior desenvolvimento de pressões neutras. Dessa forma, a envolvente de Mohr-Coulomb em termos de tensões efectivas, não representada na figura, é atingida nesse ensaio para uma menor tensão de corte. Law e Holtz demonstram, teórica e experimentalmente, que o maior desenvolvimento de pressões neutras nos ensaios de extensão se deve ao facto de neles a tensão principal intermédia incremental, $\Delta\sigma_2$, coincidir com a maior tensão principal incremental, $\Delta\sigma_1$ acontecendo o oposto nos ensaios de compressão.

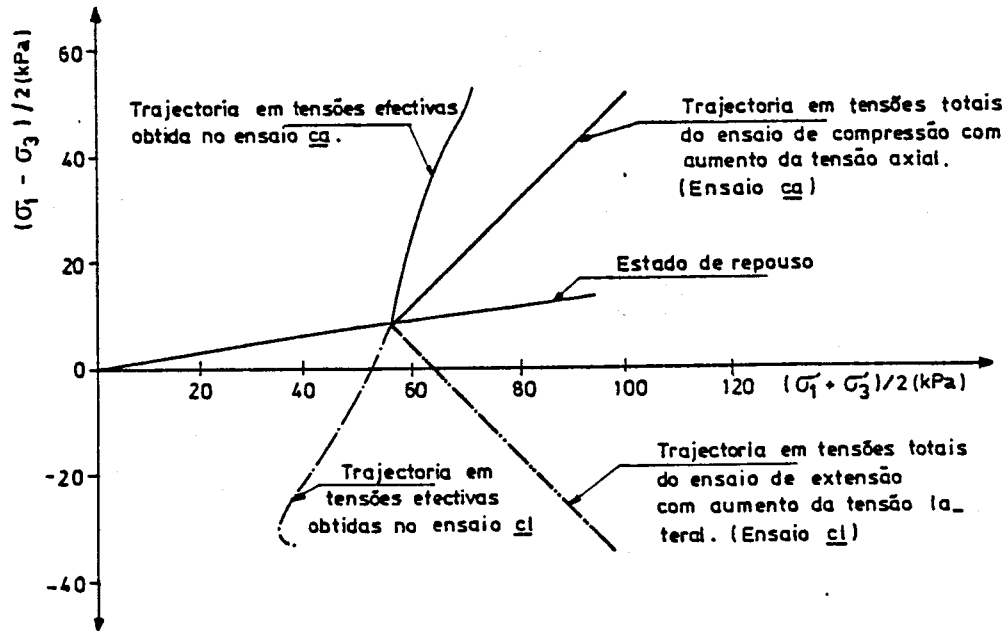


Fig. 4.13 - Trajectórias de tensões totais e efectivas de amostras de argila mole submetidas a ensaios de compressão e extensão triaxial (Law e Holtz, 1978)

Por isso, os autores alertam para o facto de ser errado, em problemas em que as condições se aproximam de um estado plano de deformação, o uso de valores de c_u obtidos a partir de ensaios de extensão com simetria axial de tensões, porque nesse caso se estará a sobreestimar a anisotropia do solo. Aliás, este erro vem juntar-se a um outro, também por defei-

to, já que é sabido que a resistência não drenada é, em re - gra, maior em estado plano de deformação do que num estado de equilíbrio axissimétrico (Henkel e Wade, 1966; Ladd et al, 1977).

4.2.4.2 - A IMPORTÂNCIA DA ANISOTROPIA NOS PROBLEMAS EM ESTUDO

Algumas roturas do fundo de escavações em argilas mo - les e anisotrópicas estão registadas na bibliografia (Bjerrum, 1973; Schwab e Broms, 1976).

Baseado no trabalho de David e Christian (1971) àcerca da capacidade de carga de sapatas em argilas anisotrópi - cas, Hansen (1980) estabeleceu a redução no coeficiente de segurança definido por Terzaghi (1943) associada à anisotropia do maciço, traduzida pelo parâmetro K_s (Figura 4.14). Como é óbvio, quanto menor fôr K_s, menor é a razão do coeficiente de segurança tomando em conta a anisotropia pelo derivado da expressão clássica, em que c_u é tomado como proveniente de ensaios de compressão triaxial.

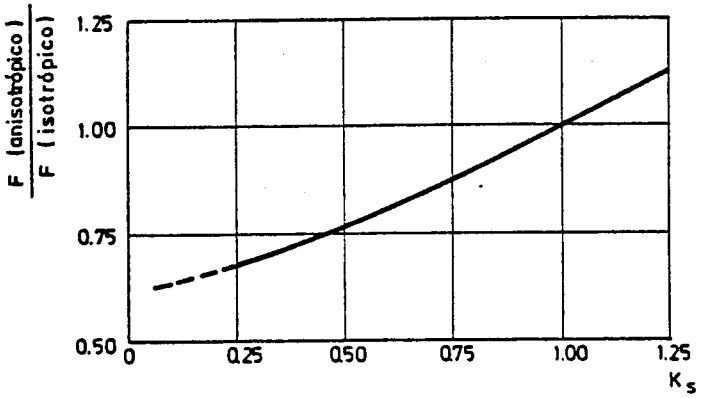


Fig. 4.14 - Redução no coeficiente de segurança à rotura do fundo associado à anisotropia (Hansen, 1980)

Estudos baseados no método dos elementos finitos àcerca da influência da anisotropia das argilas no comportamento de escavações suportadas por estruturas flexíveis foram levados a cabo por Hansen e Clough (1981) e Clough e Hansen (1981).

Os primeiros autores debruçaram-se sobre o caso de uma escavação de 15 metros de profundidade num estrato homogéneo

de argila de 30 metros de possança suportada por uma cortina de estacas-pranchas escorada a três níveis. Dois cálculos foram realizados: um deles admitindo a isotropia do maciço e o outro entrando em conta com a anisotropia, definida por um valor de K_s igual a 0,5.

Na Figura 4.15 incluem-se os movimentos da cortina e os assentamentos do terrapleno resultantes dos dois cálculos para as profundidades da escavação de 9 e 15 metros. Para a primeira daquelas profundidades, a que correspondem coeficientes de segurança à rotura do fundo de 2,3 e 1,7 para os cálculos isotrópico e anisotrópico, respectivamente, os deslocamentos são bastante semelhantes. Passam, contudo, a ser contrastantes para a profundidade de 15 metros, em que os valores do mesmo coeficiente descem para 1,7 e 1,3.

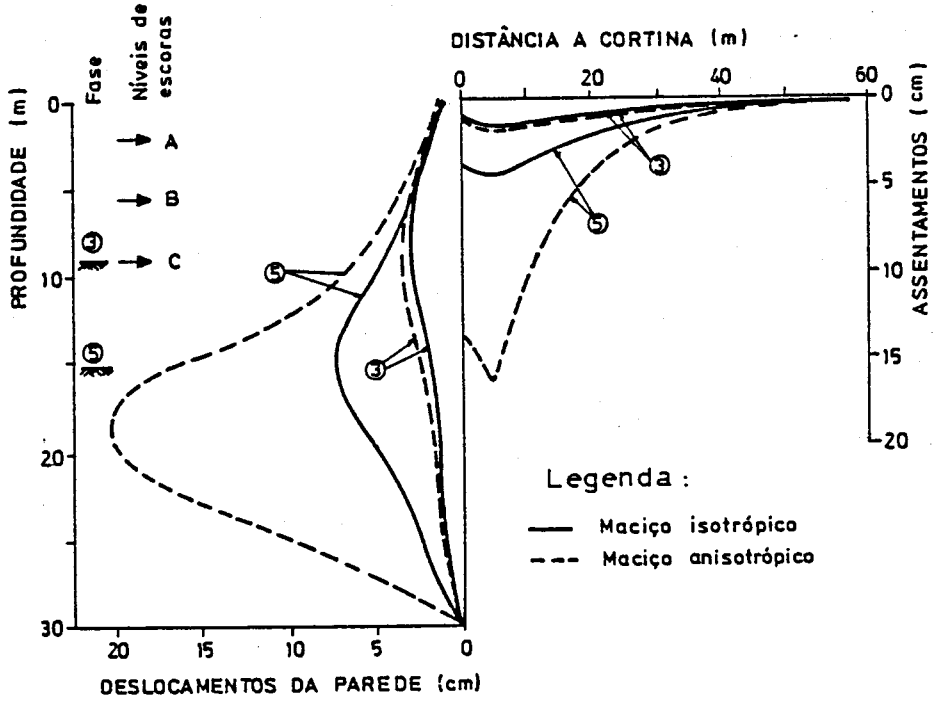


Fig. 4.15 - Deslocamentos associados a uma escavação em argilas moles entrando ou não em conta com a anisotropia do solo (Hansen e Clough, 1981)

Este resultado é compreensível, já que no cálculo anisotrópico a menor resistência do solo do lado da escavação faz com que, para a profundidade de 15 metros, tenham já grande desenvolvimento as zonas em cedência, com o consequente crescimento dos deslocamentos; no cálculo em que a anisotropia não é considerada, pelo contrário, são ainda bastante limitadas as zonas em rotura. Verifica-se, pois, que é nos casos

em que o coeficiente de segurança à rotura do fundo é reduzido que se torna importante a consideração da anisotropia.

No mesmo trabalho que vem sendo citado, Hansen e Clough provam que o efeito da anisotropia pode ser satisfatòriamente tido em conta admitindo um comportamento isotrópico para o maciço, mas atribuindo-lhe uma resistência de valor tal que o coeficiente de segurança à rotura do fundo seja igual ao obtido da Figura 4.14 considerando o verdadeiro grau de anisotropia do solo. Isso implica, portanto, que o solo seja considerado com uma resistência menor do que a determinada por meio dos ensaios de compressão triaxial.

Repare-se, contudo, que, conforme já foi atrás referido, devido a factores vários, daqueles ensaios resultam, em regra, valores das características mecânicas inferiores àqueles que o solo exibe quando solicitado pela obra geotécnica. Este factor sugere que, implicitamente, o efeito da anisotropia vem sendo de certa forma tido em conta por meio de dois erros que, pelo menos parcialmente, se compensam.

Por outro lado, deve também salientar-se que o coeficiente de segurança à rotura do fundo tem um significado limitado. Clough e os seus colaboradores utilizam aquele coeficiente como forma de exprimir o nível de tensão atingido pelo maciço subjacente à escavação. Isso poderá ser aceitável para escavações em que a cortina seja muito flexível, mas quando se tratar de uma parede moldada encastrada numa formação rija inferior àquela em que a escavação se efectua, já tal parece muito discutível. Daqui resulta que o cálculo isotrópico "equivalente", baseado no valor do coeficiente de segurança determinado pela Figura 4.14, só poderá dar resultados aproximados nos casos em que a cortina tenha efeito desprezável nos níveis de tensão do solo subjacente à escavação.

Atendendo aos dois argumentos expostos, e ainda a que a anisotropia é sobreestimada através de ensaios com simetria axial de tensões, deverá concluir-se que a adopção de uma redução na resistência do solo obtida por ensaios de corte rotativo ou por ensaios de compressão triaxial para ter em conta o comportamento anisotrópico do solo necessita de ponderação.

4.2.5 - NOTA SOBRE O COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

O coeficiente de impulso em repouso, K_o, é um dos parâmetros essenciais à aplicação do método dos elementos finitos aos problemas em estudo. Com efeito, as tensões e deslocamentos calculados como decorrentes da realização da escavação, dependem, mais do que na generalidade dos problemas geotécnicos, do estado de tensão inicial admitido, já que este vai determinar as forças a aplicar nos contornos da escavação para simular a retirada do solo.

Nas Figuras 4.16 e 4.17 e no Quadro 4.I incluem-se alguns dos ábacos e expressões mais conhecidos que permitem a determinação de K_o a partir de outros parâmetros do solo.

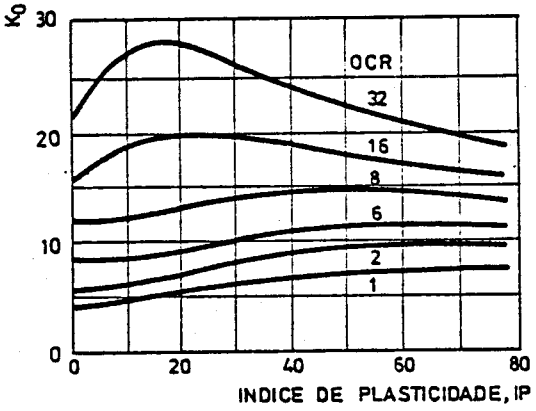


Fig. 4.16 - Relação entre K_o e IP e OCR (Brooker e Ireland, 1965)

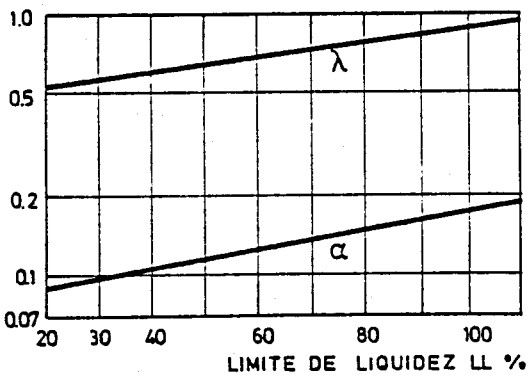


Fig. 4.17 - Relação entre α e λ (ver Quadro 4.I) e LL (Sherif e Ishibashi, 1981)

QUADRO 4.I

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO DE K_0	OBSERVAÇÕES
JAKI (1944)	$K_0 = 1. - \text{sen } \phi'$	———
BROOKER E IRELAND (1965)	$K_0 = K_0(IP, OCR)$	ver Fig. 4.16
SCHMIDT (1966)	$K_0(OC) / K_0(NC) = (OCR)^m$	$K_0(OC)$ valor de K_0 para o solo sobreconsodidado $K_0(NC)$ " " " " " " normal. consolidado $m \simeq 0.4$ para a generalidade dos solos coesivos
ALPAN (1967)	$K_0 = 0.19 + 0.233 \log IP$	———
SHERIF E ISHIBASHI (1981)	$K_0 = \lambda + \alpha (OCR - 1)$	α e λ dependem do limite de liquidez do solo da forma ilustrada na Fig. 4.17

Nas argilas sobreconsolidadas as incertezas àcerca do estado de tensão inicial são consideráveis porque está longe de existir uma relação única, para um dado solo, entre os parâmetros K_o e OCR como aquelas que se admitem na Figura 4.16 (Brooker e Ireland, 1965) e na expressão clássica de Schmidt (1966). Aquela figura e esta expressão são susceptíveis de fornecer resultados aproximados para situações de simples descarga; caso contrário, a sua adequação passa a ser precária, sobreestimando o coeficiente de impulso em repouso caso o solo esteja numa fase em que as tensões retiradas foram total ou parcialmente reaplicadas (Campanella e Vaid, 1972; Wroth, 1975). Em tais casos o recurso a ensaios "in situ", nomeadamente aos ensaios pressiométricos, poderá garantir resultados mais satisfatórios. Outro tipo de ensaio "in situ", mas aplicável só a solos moles, baseado na fracturação hidráulica do solo (Bjerrum e Andersen, 1972), tem vindo recentemente a ser posto em causa, em particular quanto à hipótese de que a fracturação ocorre segundo planos verticais (Massarsch e Broms, 1978; Lefebvre et al, 1981), sendo portanto discutível a sua vantagem em relação à aplicação de uma das expressões ou ábacos referidos.

Para avaliar o efeito do valor adoptado para o coeficiente de impulso em repouso nos resultados das análises por elementos finitos de escavações suportadas por cortinas, novo cálculo do Problema Base foi efectuado procedendo à alteração de K_o de 0,7 para 0,5, valores cuja diferença se pode

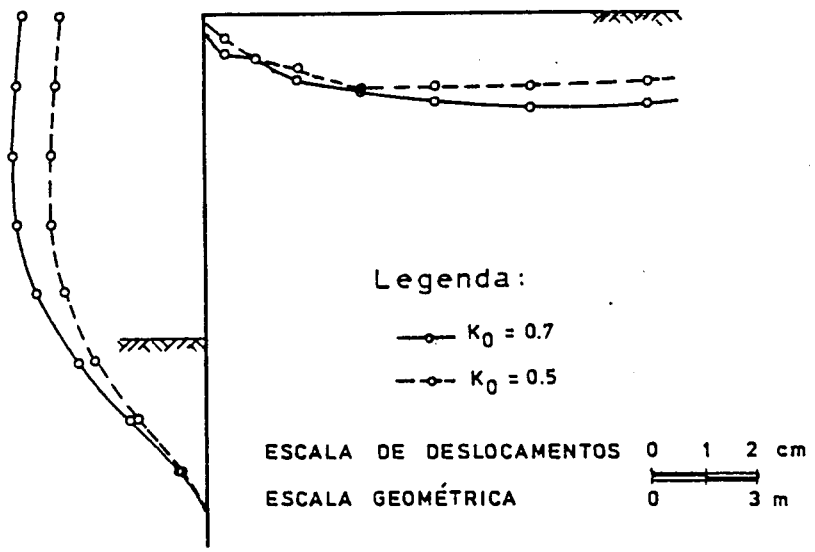


Fig. 4.18 - Influência do coeficiente de impulso em repouso nos movimentos finais calculados (Problema Base)

considerar da ordem de grandeza da existente entre os resultados da aplicação às argilas normalmente consolidadas das correlações mais conhecidas desse parâmetro com outros parâmetros do solo (ver 11.3.2.2).

A alteração citada, que corresponde a um decréscimo em cerca de 12% nas tensões totais retiradas na face do corte, reduziu os deslocamentos finais da cortina, como ilustra a Figura 4.18, em cerca de 20%, o que comprova a importância que representa para uma previsão aproximada a determinação tão correcta quanto possível do estado de tensão inicial no maciço.

4.2.6 - CONCLUSÕES

De tudo o que foi exposto pode concluir-se que os ensaios em laboratório e "in situ" têm ambos nos solos coesivos vantagens e inconvenientes, sendo simultâneamente úteis mas insuficientes para a caracterização do maciço.

Os ensaios "in situ", normalmente os de corte rotativo, poderão dar uma informação rápida do zonamento do maciço, permitindo estabelecer as várias formações que exigem caracterização diferenciada. Estando menos sujeitos mas não isentos de problemas relacionados com a perturbação do solo, não fornecem indicação directa da deformabilidade e são altamente influenciados pela taxa de aplicação do corte.

Os ensaios em laboratório, sendo inevitavelmente afectados pela perturbação associada à amostragem, podem reduzi-la através da reconsolidação das amostras sob a tensão "in situ". Dão informação sobre o módulo de deformabilidade e a sua dependência com o nível de tensão, mas aquele é extremamente sensível às perturbações. Permitem obter uma ideia da anisotropia do solo, mas apenas os ensaios em estado plano de deformação podem avaliá-la correctamente.

Em resumo, o estudo dos solos coesivos não é fácil, por todas as razões apontadas. A sua caracterização deve ser feita quer na base de ensaios "in situ", quer em laboratório, tendo sempre em conta as dificuldades do problema, as vantagens e limitações de cada ensaio, e adoptando, se necessário,

uma interacção entre o comportamento previsto e observado que permita, em última análise, detectar os erros cometidos na caracterização, afinando os parâmetros de cálculo para as fases mais avançadas da obra projectada ou para obras futuras em condições geotécnicas semelhantes.

4.3 - SOLOS NÃO COESIVOS

4.3.1 - INTRODUÇÃO

Num trabalho muito recente, Seed et al (1982) afirmavam ser "a determinação das propriedades fundamentais de um depósito natural de areia, um dos maiores problemas que permanecem insolúveis na engenharia geotécnica". A razão fundamental deste facto pode ser encontrada num outro trabalho, igualmente recente, onde Broms (1980) escreve:"(...) parece não ser possível, com as técnicas hoje disponíveis, obter amostras de solos não coesivos com suficiente qualidade de forma que o módulo de deformabilidade, o coeficiente de Poisson, ou a possibilidade de liquefação possam ser determinados".

Durante longo tempo, aceitando esta impossibilidade, foi tido como ponto assente que o factor que determina quase exclusivamente os parâmetros de deformabilidade e resistência das areias é a sua densidade relativa. Daí que se pensasse que a reconstituição de amostras integrais à densidade "in situ" poderia permitir a determinação das características mecânicas do solo em laboratório.

Problemas de diversa índole, porém, fazem com que esta via esteja hoje praticamente abandonada.

Em primeiro lugar, a determinação da densidade relativa apresenta apreciáveis dificuldades relacionadas não só com a avaliação da densidade "in situ" mas também com as densidades máxima e mínima em laboratório. Tais dificuldades têm levado alguns autores a defender que aquele parâmetro não pode ser usado eficientemente para, na prática, basear relações definidoras do comportamento do solo (Tavenas et al, 1972; Griffin, 1972).

A questão é posta noutros termos por outros autores que

salientam que os maciços aluviais de areia são formados por sucessões de finíssimas camadas de partículas monogranulares cujas dimensões foram determinadas pelas condições prevalecentes quando a respectiva sedimentação ocorreu. A densidade "in situ" terá, assim, um significado muito limitado, já que corresponde a uma média dos valores das densidades nas camadas englobadas pela amostragem (Mineiro, 1975). De notar, a este propósito, que ensaios com amostras reconstituidas à mesma densidade relativa média, sendo umas homogéneas e outras englobando camadas de diferentes densidades, demonstram que as primeiras não reproduzem com aproximação, em regra, o comportamento mecânico das últimas (Arthur e Philips, 1975; Oda, 1981).

Um segundo aspecto que inviabiliza a caracterização das areias da forma citada, relaciona-se com a importância, hoje relativamente bem conhecida, do arranjo estrutural das partículas e da história de tensões do solo (Oda, 1972 ab; Ricceri e Soranzo, 1981; Ishihara, 1977). A importância do arranjo estrutural manifesta-se até nos comportamentos contrastantes exibidos por amostras de um mesmo solo preparadas em laboratório à mesma densidade relativa por diferentes processos. A estrutura do solo traduz-se, entre outros aspectos, no alinhamento das normais interpartículas próximo da direcção em que a sedimentação se verificou, facto que acarreta que seja menor a deformabilidade quando a solicitação coincide com aquela direcção.

Pelas razões resumidamente expostas, últimamente novos esforços têm sido dedicados ao desenvolvimento de técnicas que permitam uma amostragem indeformada destes solos (Singh et al, 1982). Contudo, é ainda, e tudo leva a crer que assim continue ainda por algum tempo, através de ensaios "in situ" que se podem mais eficientemente caracterizar os maciços arenosos naturais.

4.3.2 - OS ENSAIOS "IN SITU"

Dentre os vários ensaios "in situ" existentes para a caracterização das areias os ensaios de penetração dinâmica

(SPT) e estática (CPT) são os mais amplamente utilizados. Os ensaios de carga em placa (Melo, 1982), embora forneçam resultados razoáveis, estão limitados a pequenas profundidades.

Dos resultados dos ensaios de penetração (número de pancadas, N, para que o amostrador avance 30 cm, no SPT, e a resistência à penetração da ponteira cónica, R_p, no CPT) podem obter-se, por aplicação de correlações empíricas baseadas no tratamento de grande número de ensaios, os valores do módulo de deformabilidade e do ângulo de atrito do maciço. As correlações mais fiáveis são as que relacionam estes parâmetros com R_p. Em consequência, é usual, quando se dispõe de resultados do SPT, passar destes para os valores de R_p, igualmente através de uma correlação empírica de expressão

$$R_p(kg/cm^2) = n.N(SPT) \qquad (4.3)$$

em que o valor de n oscila entre 3,5 para areias finas e 5,5 para areias grossas (Folque, 1976).

Por outro lado, actualmente é considerado em muitos casos indispensável proceder à correcção dos resultados dos ensaios de penetração para ter em conta os efeitos da profundidade. Correcções bem fundamentadas com este objectivo foram propostas por Folque (1973) para os resultados do CPT e por Sutherland (1974) para o SPT.

Folque (1976) procedeu à recolha das várias correlações respeitantes aos ensaios em questão, representando-se na Figura 4.19 aquelas que relacionam R_p com o módulo de defor-

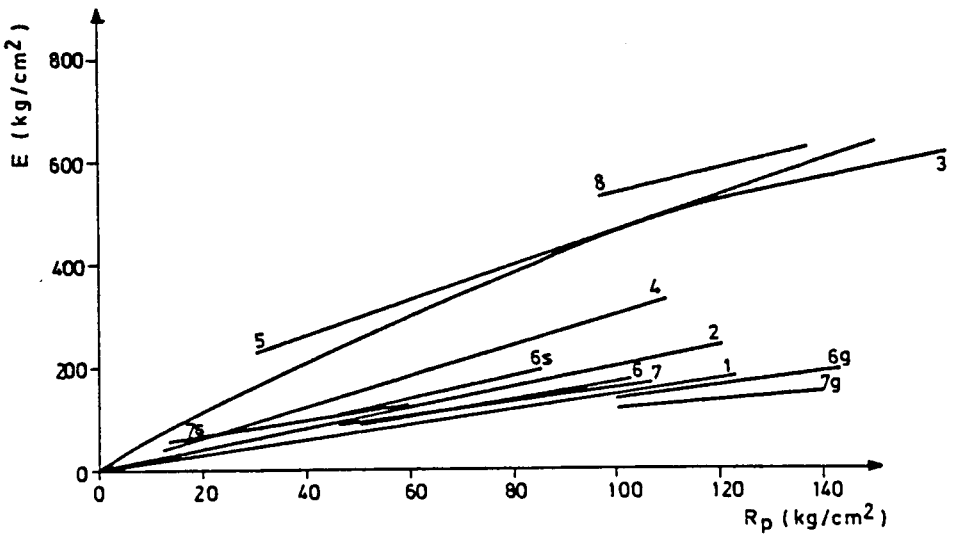


Fig. 4.19 - Correlações entre a resistência de ponta e o módulo de deformabilidade das areias (Folque, 1976)

mabilidade do maciço. O exame da figura sugere que a avaliação de E por este processo é extremamente difícil, sendo possíveis valores na proporção de 1 para 6 por aplicação das várias correlações nela incluídas. Além disso, deve notar-se que, caso tenham sido realizados ensaios SPT, para a adopção de qualquer daquelas correlações, é necessário aplicar previamente duas outras, respeitantes ao efeito da profundidade e à conversão de N para R_p.

A acentuada discrepância entre as correlações representadas na Figura 4.19 não decorrerá apenas de diferenças relativas a técnicas de ensaio ou ao tratamento dos respectivos resultados.

Em primeiro lugar, há que lembrar que o comportamento dos solos é não linear, o que se traduz na inexistência de um único módulo de deformabilidade para um dado tipo de solicitação, decrescendo aquele módulo com o nível de tensão. É, portanto, compreensível, que correlações deduzidas predominantemente de casos em que elevados níveis de tensão se verificaram sejam mais pessimistas do que outras obtidas na base de problemas em que modestos níveis de tensão ocorreram em maior número.

A dependência dos resultados dos ensaios de penetração relativamente à parcela da resistência ao corte mobilizada pode ser comprovada através de alguns casos em que tais ensaios foram efectuados num mesmo maciço, à mesma profundidade, referida esta ao nível inicial do terreno, antes e depois de naquele ser realizada uma escavação (Zolkov e Wiseman, 1965; Lacroix e Horn, 1973, Begeman, 1976). Em todos os casos constatou-se um muito significativo decréscimo dos valores de N e R_p, que não deve ser exclusivamente atribuido ao efeito da alteração da tensão "overburden", mas também ao facto de a escavação implicar um aumento das tensões de corte no solo subjacente, com a consequente diminuição do respectivo módulo de deformabilidade.

Mostra-se, pois, aconselhável que a correlação a adoptar para a determinação daquele parâmetro tenha em conta os níveis de tensão previsíveis na obra em estudo.

Outra questão que deve ser considerada é que, como já foi referido, o módulo de deformabilidade depende do tipo de solicitação, o que implica, igualmente, que correlações ba -

seadas em casos em que a solicitação coincida com a direcção do processo de sedimentação que originou o maciço forneçam, em princípio, valores de E mais elevados do que outras em que solicitações de outro tipo, implicando uma reorientação das tensões principais, estejam incluidas em maior número.

4.3.3 - NOTA SOBRE OS COEFICIENTES DE POISSON E DE IMPULSO EM REPOUSO

Se os ensaios "in situ" permitem a avaliação, embora com uma aproximação eventualmente precária, do módulo de deformabilidade das areias, eles não fornecem, por outro lado, informações àcerca do coeficiente de Poisson do solo.

Vários autores, porém, têm chamado a atenção para a grande importância deste coeficiente no comportamento do solo, referindo, por outro lado, a necessidade de incluir nos cálculos de elementos finitos a sua dependência com o estado de tensão (Kulhawy et al, 1969; Duncan e Chang, 1970; Desai 1974).

Os conhecimentos à cerca dos valores assumidos por aquele coeficiente, nomeadamente àcerca da sua variação com o nível de tensão, resultam fundamentalmente de estudos realizados em amostras reconstituidas em laboratório submetidas a ensaios triaxiais (Wong e Duncan, 1974).

O coeficiente de impulso em repouso, K_o, é outro parâmetro que assume, como já foi sublinhado, particular importância nos problemas em estudo.

A já citada expressão clássica de Jaky (1944)

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi' \qquad (4.4)$$

permite determinar com excelente aproximação o valor de K_o de maciços normalmente consolidados de areias, caso seja conhecido o seu ângulo de atrito (Ladd et al, 1977).

Para areias sobreconsolidadas, analogamente ao que foi referido para as argilas, vários autores (Schmidt, 1966; Alpan, 1967; Ghionna et al, 1981) têm proposto expressões do tipo

$$\frac{K_o\ (OC)}{K_o\ (NC)} = (OCR)^m \qquad (4.5)$$

variando m, neste caso, usualmente, entre 0,4 e 0,6. Estudos experimentais de Al-Hussaini e Townsend (1975) indicam que para uma mesma areia o valor de m cresce com a densidade relativa e, para a mesma densidade relativa, é maior para os casos em que o solo está numa fase de descompressão do que numa fase de recompressão. Estes resultados mostram que também nas areias é difícil a avaliação aproximada do coeficiente de impulso em repouso quando não é conhecida a respectiva história de tensões.

4.3.4 - CONCLUSÕES

Do que foi resumidamente exposto se pode concluir que é grande a dificuldade que existe na determinação das características mecânicas dos maciços arenosos naturais, dificuldade essencialmente decorrente da impossibilidade prática da obtenção de amostras indeformadas para ensaios em laboratório, da não representatividade das amostras reconstituídas à densidade relativa "in situ" (admitindo que aquela é susceptível de ser determinada de forma precisa) e do facto de os ensaios de campo enfermarem de grandes limitações, fornecendo aquelas características mediante vários factores correctivos e correlativos de natureza empírica.

Desta forma, a aplicação do método dos elementos finitos a problemas envolvendo fundamentalmente maciços arenosos naturais depara com dificuldades consideráveis, já que não existe, em regra, conhecimento suficiente àcerca do comportamento do solo de modo a poder ser tida em conta a dependência do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson com o estado de tensão. A adopção de um valor constante para o primeiro daqueles parâmetros, por outro lado, torna-se extremamente difícil, já que da aplicação das diversas correlações conhecidas ele pode variar dentro de limites muito afastados.

Em problemas envolvendo médios ou altos níveis de tensão, como pode ser o caso de escavações suportadas por cortinas escoradas ou ancoradas com baixos ou nulos pré-esforços, será conveniente basear o cálculo do módulo de deformabilida

de nas correlações intermédias ou menos optimistas, atendendo dessa forma, ainda que extremamente grosseira, à não linearidade do solo. Pelo contrário, as correlações mais optimistas deverão ser empregues nos casos em que sejam de prever níveis de tensão mais modestos, como no caso, por exemplo, do cálculo de fundações superficiais ou de escavações suportadas por estruturas flexíveis ancoradas com altos pré-esforços instalados nas ancoragens.

CAPITULO 5

O MODELO HIPERBÓLICO PARA A REPRESENTAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MACIÇO. SUA IMPORTANCIA NOS PROBLEMAS EM ESTUDO.

5.1 - INTRODUÇÃO

Um modelo apropriado para nas análises por elementos finitos dos problemas em estudo, representar o comportamento do solo deve entrar em conta com dois aspectos fundamentais.

Em primeiro lugar, nos problemas referidos, frequentemente, vastas zonas do maciço são solicitadas por tensões de corte que mobilizam percentagens médias ou altas da sua resistência. Daí a necessidade de modelos não lineares, entendidos não só como integrando os parâmetros de resistência do solo, mas também, sempre que possível, envolvendo a consideração da dependência do módulo de deformabilidade com a parcela da resistência mobilizada em cada incremento.

Em segundo lugar, como aliás no capítulo anterior foi já sublinhado, as fases construtivas e solicitações típicas neste tipo de obras, implicam sucessivos ciclos de carga e descarga (isto é, aumentos e decréscimos nas tensões de corte) no solo (ver Figura 4.3). Por isso, além de não linear, o modelo deverá representar o mais fielmente possível, o comportamento do solo não só em primeira carga, como também nas situações de descarga e nova carga.

No modelo de cálculo foi adoptado para a representação do comportamento do solo o modelo hiperbólico, desenvolvido por Duncan e Chang (1970) especialmente para as análises não lineares por elementos finitos, o qual contempla as duas exigências acima referidas. Tal modelo, baseado nos estudos experimentais de Kondner (1963) e Kondner e Zelasko (1963), tem

a vantagem de se aplicar a solos dos mais variados tipos, definindo o seu comportamento por seis parâmetros determinados por meio de ensaios triaxiais convencionais. Tem sido intensivamente aplicado ao longo da última década para o estudo de uma ampla gama de problemas geotécnicos, como escavações não suportadas (Chang e Duncan, 1970), muros-gravidade (Clough e Duncan, 1971), aterros sobre solos moles (Mitchell e Gardner, 1971), barragens de aterro (Sêco Pinto, 1982; Veiga Pinto, 1983), escavações suportadas por estruturas flexíveis (Tsui, 1974; Osaimi, 1977; Hansen, 1980), túneis e cavernas (Kulhawy, 1973), terra-armada (Al-Hussaini e Johnson, 1977) e assentamentos de fundações superficiais (Stille et al, 1976).

5.2 - O MODELO HIPERBÓLICO

Kondner (1963) e Kondner e Zelasko (1963) mostraram que a curva que relaciona as tensões de corte com as deformações axiais de uma amostra de argila ou areia submetida a um ensaio de compressão triaxial, pode ser representada com boa aproximação por uma curva hiperbólica, sendo, em consequência, traduzida por uma equação do tipo

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \qquad (5.1)$$

em que σ_1 e σ_3 são as maior e menor tensões principais, respectivamente, ε_a é a deformação axial do provete e a e b constantes a serem determinadas a partir dos resultados dos ensaios. A equação (5.1) pode ser escrita da forma:

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3} = a + b\varepsilon_a \qquad (5.2)$$

Assim, a e b podem ser determinados marcando os pontos correspondentes aos resultados de um dado ensaio num sistema de eixos como o da Figura 5.1a e traçando a recta que melhor os aproxima.

Como se verifica, o parâmetro a representa a razão $\varepsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3)$ quando a deformação tende para zero, o que significa que

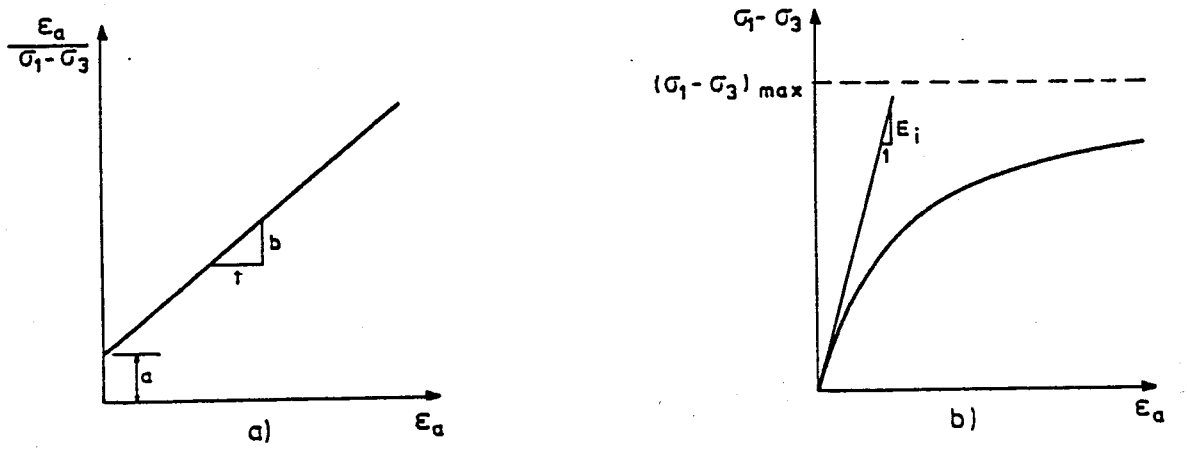


Fig. 5.1 - Modelo hiperbólico: a) determinação dos parâmetros a e b ; b) hipérbole representativa do diagrama tensões-deformações

o inverso de a é o módulo de deformabilidade tangente no início do diagrama (Figura 5.1b):

$$E_i = \frac{1}{a} \tag{5.3}$$

Por outro lado, a expressão (5.1) pode ainda escrever-se:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{1}{\frac{a}{\varepsilon_a} + b} \tag{5.4}$$

o que significa que o inverso de b é a diferença entre as tensões principais quando a deformação tende para infinito, ou seja, a ordenada correspondente à assímptota (Figura 5.1b):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} = \frac{1}{b} \tag{5.5}$$

O inverso de b, determinado da forma ilustrada na Figura 5.1a), é, em regra, superior à diferença entre as tensões principais correspondentes à rotura. Isso é resultado de os

pontos da hipérbole aproximativa ficarem abaixo da assíntota para qualquer valor finito da deformação. Estabelece-se, assim, uma relação entre aquelas duas diferenças definida pela equação

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rot} = R_f \, (\sigma_1 - \sigma_3)_{max} \qquad (5.6)$$

em que R_f é um parâmetro adimensional cujos valores são inferiores à unidade, embora, em regra, não muito distantes desta.

Substituindo as equações (5.3), (5.5) e (5.6) na equação (5.1), obtém-se

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \, \varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rot}}} \qquad (5.7)$$

Foi esta a relação desenvolvida por Kondner (1963) para a representação da hipérbole que aproxima a curva tensões-deformações do solo.

Duncan e Chang (1970), partindo desta equação, calcularam o módulo de deformabilidade tangente em qualquer ponto da curva para utilização nas análises incrementais de elementos finitos pelo método da elasticidade variável.

Se se considerar constante a tensão de confinamento, aquele módulo pode ser determinado pela derivação da equação (5.7) em ordem a ε_a:

$$E_t = \frac{\partial (\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_a} = \frac{\frac{1}{E_i}}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{R_f \, \varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rot}}\right]^2} \qquad (5.8)$$

Tirando o valor de ε_a da equação (5.7) e substituindo na equação (5.8) virá:

$$E_t = (1 - R_f \, S)^2 \, E_i \qquad (5.9)$$

em que

$$s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rot}} \qquad (5.10)$$

é o chamado nível de tensão, ou seja, a fracção da resistência ao corte mobilizada.

Se se admitir que a rotura ocorrerá sem variação da tensão σ_3 pode obter-se o valor de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rot}$ a partir da envolvente de Mohr-Coulomb

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rot} = \frac{2\ c \cos \phi + 2\ \sigma_3 \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} \qquad (5.11)$$

em que c e ϕ são a coesão e o ângulo de atrito do solo.

Por outro lado, pode utilizar-se a expressão proposta por Janbu (1963) que exprime o módulo tangente inicial em função da tensão de confinamento

$$E_i = k\ p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (5.12)$$

em que p_a é a pressão atmosférica, expressa nas mesmas unidades que E_i, e k e n são parâmetros adimensionais. A determinação destes parâmetros é feita representando os valores de E_i obtidos de ensaios com diferentes tensões de confinamento num sistema de eixos com escalas logarítmicas (Figura 5.2) e traçando a recta que melhor se ajustar aos pontos marcados.

Substituindo as equações(5.10),(5.11)e (5.12) na equação (5.9),obtém-se, finalmente:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f\ (1 - \operatorname{sen} \phi)\ \ (\sigma_1 - \sigma_3)}{2\ c \cos \phi + 2\ \sigma_3 \operatorname{sen} \phi}\right]^2 k\ p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (5.13)$$

É esta a expressão fundamental do modelo proposto por Duncan e Chang (1970), que pode ser usada em análises em tensões totais ou em tensões efectivas.

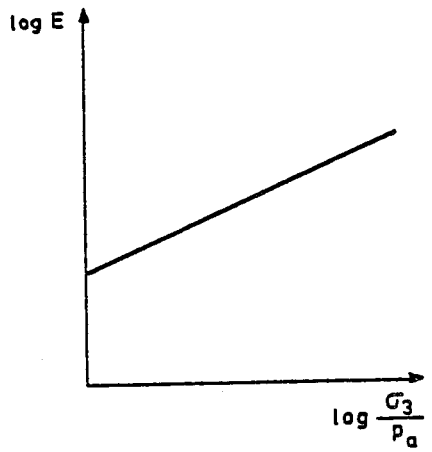


Fig. 5.2 - Determinação dos parâmetros k e n

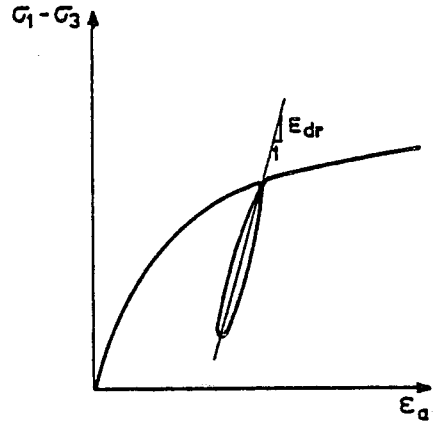


Fig. 5.3 - Determinação do módulo de deformabilidade de descarga-recarga

No caso de ensaios triaxiais que não partam de um estado de tensão hidrostático, isto é, quando se proceda à consolidação anisotrópica das amostras, algumas das expressões enunciadas carecem de adaptação, já que a hipérbole passa a ter como ponto inicial o ponto do eixo das ordenadas correspondente à diferença entre as tensões principais durante a consolidação, $(\sigma_1 - \sigma_3)_i$.

A equação (5.10) passará, em consequência, a escrever-se:

$$E_t = (1 - R_f \frac{S - S_i}{1 - S_i})^2 E_i \qquad (5.14)$$

sendo S_i o nível de tensão durante a consolidação:

$$S_i = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_i}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rot}} \qquad (5.15)$$

A expressão geral do módulo tangente incluindo os cinco parâmetros do modelo hiperbólico, análoga à expressão (5.13) para o caso presente, obter-se-á agora substituindo as equações (5.11), (5.12) e (5.15) na expressão (5.14).

De acordo com o que já havia sido demonstrado por vários autores, tais como Ko e Scott (1967), Duncan e Chang puseram em destaque nos seus estudos o carácter elastoplástico

dos solos, no sentido de que as deformações sofridas são apenas parcialmente recuperáveis quando se anula a solicitação que lhes deu origem; mostraram ainda, os mesmos autores, que o comportamento dos solos quando submetidos a ciclos de descarga e recarga é muito aproximadamente linear, sendo o módulo de deformabilidade correspondente, E_{dr}, praticamente independente do nível de tensão a que se verifiquem aqueles ciclos, dependendo apenas da tensão de confinamento (Figura 5.3). Esta dependência pode ser expressa por uma expressão semelhante à equação (5.12):

$$E_{dr} = k_{dr}\, p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (5.16)$$

em que k_{dr} e n se determinam ainda como mostra a Figura 5.2. O parâmetro n presente nesta equação pode ser tomado igual ao da expressão (5.12), enquanto que o valor de k_{dr} é frequentemente superior a k sendo maior a diferença nos solos menos resistentes.

Aos cinco parâmetros da equação (5.13) junta-se assim um sexto, k_{dr}, que completa a definição do comportamento do solo pelo modelo hiperbólico.

No modelo de cálculo utilizado nos estudos efectuados no âmbito desta tese é possível a consideração de modelos mais simples para o comportamento do solo, como o elástico linear e o bilinear, aquele em que o módulo de deformabilidade é constante até à rotura. Neste último caso, assim como no hiperbólico, considera-se que o solo não possui resistência à tracção.

No que respeita ao coeficiente de Poisson, nas análises não drenadas de solos saturados, já que são nulas as variações de volume, aquele coeficiente vale 0,5. Contudo, já que a adopção daquele valor acarretaria uma divisão por zero na matriz de elasticidade, toma-se, em regra, o valor constante de 0,49.

Para as análises drenadas, em que são possíveis variações de volume, é conhecida uma formulação semelhante à atrás exposta para o módulo de deformabilidade, também contemplada no modelo de cálculo, que permite a consideração da dependência do coeficiente de Poisson em relação ao nível de tensão e à tensão de confinamento e é traduzida pela equação (Kulhawy et al,

1969):

$$\nu_t = \frac{G - F \log \left(\frac{\sigma_3}{pa}\right)}{(1 - d\,\varepsilon_a)^2} \qquad (5.17)$$

em função de três parâmetros, G, F e d, cuja determinação é também facilmente efectuada a partir dos resultados de ensaios triaxiais, agora com medição das variações volumétricas ou da deformação radial durante o corte.

5.3 - MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE VOLUMÉTRICO E DISTORCIONAL CONJUGADOS COM O MODELO HIPERBÓLICO

É sabido que qualquer estado de tensão se pode sempre decompôr em dois outros estados de tensão, um deles hidrostático e o outro puramente distorcional. Na Figura 5.4, σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima, respectivamente, a que correspondem as extensões ε_1 e ε_3.

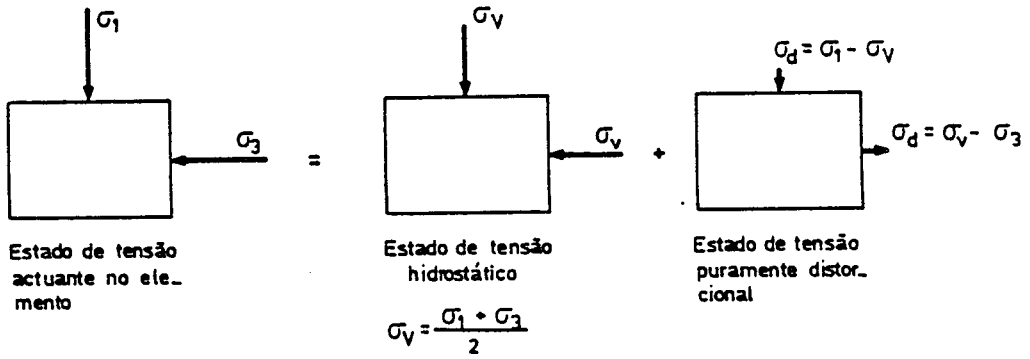


Fig. 5.4 - Decomposição do estado de tensão actuante no elemento

O estado de tensão hidrostático é responsável pelas deformações volumétricas:

$$\sigma_v = M_v \, (\varepsilon_1 + \varepsilon_3) \qquad (5.18)$$

sendo M_v o chamado módulo de deformabilidade volumétrico. Por seu turno, o estado de tensão puramente distorcional é respon sável pelas deformações por corte:

$$\sigma_d = M_d \ (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \qquad (5.19)$$

sendo M_d o módulo de deformabilidade distorcional.

Clough e Woodward (1967) salientaram a conveniência da consideração destes módulos nas análises por elementos fini - tos, apontando que o módulo de deformabilidade, E, e o coefi- ciente de Poisson, ν, não são necessariamente os parâmetros mais convenientes para nos problemas de Mecânica dos Solos se exprimirem as propriedades dos materiais. Os parâmetros M_d e M_v apresentam a vantagem de cada um deles se relacionar direc tamente com uma única das componentes físicas do comportamen- to do solo.

Num estado de deformação plana, as tensões principais e a máxima tensão de corte estão relacionadas com as deforma- ções correspondentes através da seguinte equação matricial:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \\ \tau_M \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)\ (1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_M \end{Bmatrix} \qquad (5.20)$$

Introduzindo as equações (5.18) e (5.19) em (5.20), ob- tém-se:

$$M_v = \frac{E}{2(1+\nu)\ (1-2\nu)} \qquad (5.21)$$

e

$$M_d = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad (5.22)$$

Sendo assim, a equação (5.20) pode ser escrita da forma seguinte:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_3 \\ \tau_M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M_v+M_d & M_v-M_d & 0 \\ M_v-M_d & M_v+M_d & 0 \\ 0 & 0 & M_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_M \end{Bmatrix} \qquad (5.23)$$

Chough e Duncan (1971), no estudo pelo método dos elementos finitos de um muro-gravidade, empregaram o processo descrito conjugado com o modelo hiperbólico para a representação da curva tensões-deformações do solo. Assim, o módulo de deformabilidade distorcional é calculado em cada incremento entrando em conta com o valor do módulo de deformabilidade tangente, E_t, obtido pela equação (5.13). Por outro lado, o módulo de deformabilidade volumétrico é considerado constante parauma dada tensão de confinamento, dado que o comportamento dos solos é praticamente linear quando submetido a estados de tensão hidrostáticos; M_v é, assim, calculado substituindo na equação (5.21) o valor de E pelo de E_i dado pela equação (5.12) ou pelo de E_{dr} dado pela equação (5.16).

Quando o nível de tensão num dado elemento atinge ou ultrapassa a unidade, isso significa que a sua resistência a tensões distorcionais se esgotou. Este facto é tido em conta atribuindo a M_d um valor muito pequeno. Por outro lado, no entanto, os solos conservam a sua resistência às tensões normais octaédricas exibindo até uma rigidez volumétrica muito elevada na rotura por corte. Por isso, a M_v é, em simultâneo, atribuido um valor muito alto ao ser substituido o coeficiente de Poisson por um valor muito próximo de 0,5 (isto no caso das análises drenadas, pois nas análises não drenadas o coeficiente de Poisson é em qualquer caso próximo daquele valor), enquanto que o valor de E na base do qual é calculado continua a ser obtido pelas equações (5.12) ou (5.16).

Análises não lineares em que o procedimento exposto foi aplicado têm sido realizadas recentemente por vários autores, como Stille et al (1976), Osaimi (1977) e Hansen (1980). No modelo de cálculo adoptado neste trabalho foi igualmente tida em consideração tal forma de proceder.

5.4 - A IMPORTÂNCIA DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE APROPRIADO À TRAJECTÓRIA DE TENSÕES

Ao estabelecer a dependência do módulo de deformabilidade com o nível de tensão em primeira carga, e um comportamento linear quando a tensão de corte decresce ou, aumentando, não excede determinado valor máximo já antes atingido, o modelo hiperbólico permite que o módulo de deformabilidade dependa não só do nível mas também da trajectória de tensões de cada elemento em particular.

Acerca deste último aspecto, isto é, da dependência do comportamento mecânico do solo em relação à trajectória de tensões, justificar-se-ão mais algumas considerações que serão ilustradas com resultados relativos ao Problema Base que no Capítulo 3 foi apresentado.

Na Figura 5.5 representa-se a trajectória de tensões de um elemento situado do lado da escavação (elemento 55), abaixo da profundidade que esta atinge na última fase e próximo do seu plano de simetria, isto é, da fronteira lateral esquerda da malha de elementos finitos. A trajectória representada diz respeito ao cálculo cujos resultados foram já em parte discutidos no Capítulo 3 e que se designou por cálculo 1. Junto

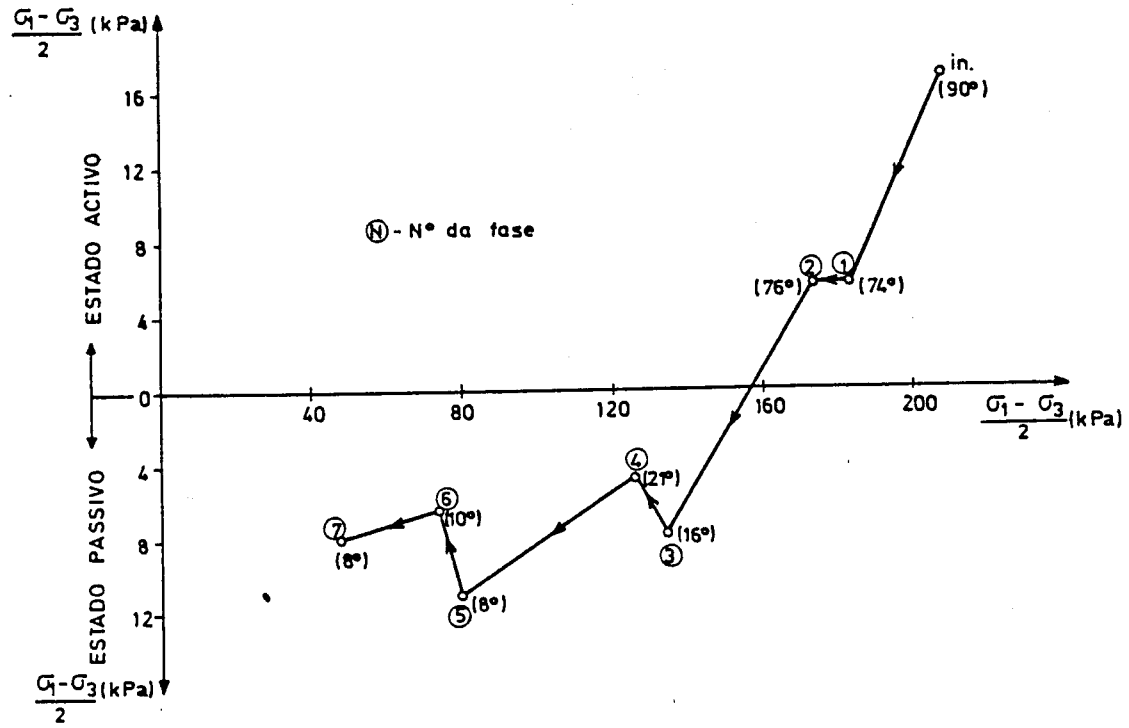


Fig. 5.5 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço subjacente à escavação (cálculo 1, elemento 55)

de cada ponto, correspondente a uma dada fase construtiva, indica-se entre parêntesis o ângulo da maior tensão principal com a horizontal. Um rápido exame da figura torna evidente a diferença entre esta trajctória e a representada na Figura 4.3 relativa a um elemento do maciço suportado. Com efeito, neste caso a tensão normal octaédrica diminui da primeira à última fases enquanto que, por outro lado, se verifica que numa das fases de escavação, precisamente a primeira, a tensão de corte decresce.

Analise-se mais em detalhe aquilo que se passa nesta fase.

As fases de escavação têm sobre a tensão normal octaédrica nos elementos do lado do corte dois efeitos contraditórios: por um lado, a retirada do peso do solo escavado implica uma redução naquela tensão, a qual, todavia, é parcialmente compensada com o acréscimo associado ao movimento da cortina de encontro à escavação. Na primeira fase de escavação esta compensação é,no elemento em causa, quase total, sendo, em consequência,muito pepequena a redução verificada. Esse fenómeno implica que, embora a tensão principal máxima no elemento continue próxima da vertical e a menor próxima da horizontal, estas tensões evoluem de tal forma que a respectiva diferença, logo a tensão máxima de corte, diminui muito substancialmente em relação ao valor que existia no estado de repouso.

Noutros elementos do lado da escavação, mas mais próximos da cortina, na mesma fase, embora se verifique já uma reorientação das tensões principais, passando a ser a tensão principal máxima próxima da horizontal, as variações naquelas tensões não são suficientes para que a sua diferença aumente relativamente ao valor inicial, diminuindo pois, da mesma forma, a tensão de corte.

Significa isto que uma importante zona do solo do lado da escavação, assinalada na Figura 5.6, se encontra na primeira fase de escavação em descarga. Pelo contrário, na mesma fase, praticamente todos os elementos do lado do maciço suportado vêm aumentada a sua tensão de corte ocorrendo ligeiríssimas reduções apenas num número muito limitado de elementos.

Pode pois concluir-se que as trajectórias de tensões nos problemas em estudo são tais que não se verifica apenas alteração na natureza da solicitação sobre os elementos de fase

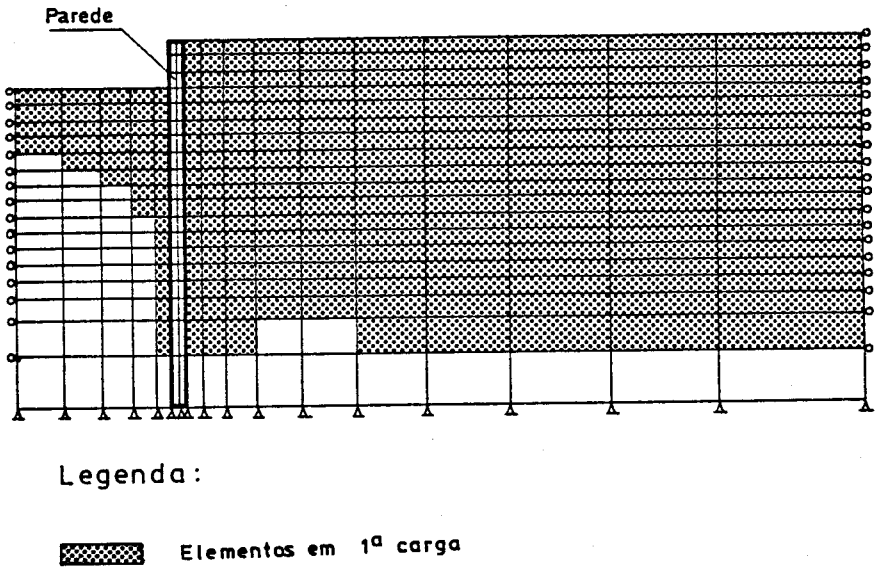


Fig. 5.6 - Elementos em primeira carga e em descarga na primeira fase de escavação (cálculo 1)

para fase mas, inclusivamente, numa mesma fase existem elementos em que a tensão de corte aumenta ("carga") e noutros em que ela diminui ("descarga").

Sendo assim, e dado que o comportamento mecânico dos solos é altamente dependente da trajectória de tensões, pode concluir-se ser fundamental conseguir que nos cálculos, em cada fase, sejam atribuidas as características mecânicas apropriadas à trajectória de tensões percorrida por cada elemento em particular. Tal é concretizado, no modelo de cálculo desenvolvido, comparando em cada incremento o valor da tensão de corte em cada elemento com o valor máximo dessa tensão nele jamais instalado, para averiguar se tal elemento está na situação de "carga" ou de "descarga-recarga". Posto isto, é calculado o módulo de deformabilidade adequado à trajectória de tensões (e, também, caso aquela seja de "carga", ao nível de tensões) no elemento. Este processo exige, evidentemente, que um certo número de iterações seja realizado para cada fase, número esse que, em regra, não é necessário que ultrapasse três.

Para se avaliar a importância da consideração no modelo de cálculo do que foi referido, comparam-se na Figura 5.7 os deslocamentos da cortina associados à primeira fase de escavação calculados por três formas diferentes: i) pelo processo (Tsui, 1974) que impõe a todos os elementos nas fases de escavação o módulo de carga; ii) pelo processo acima delineado, em

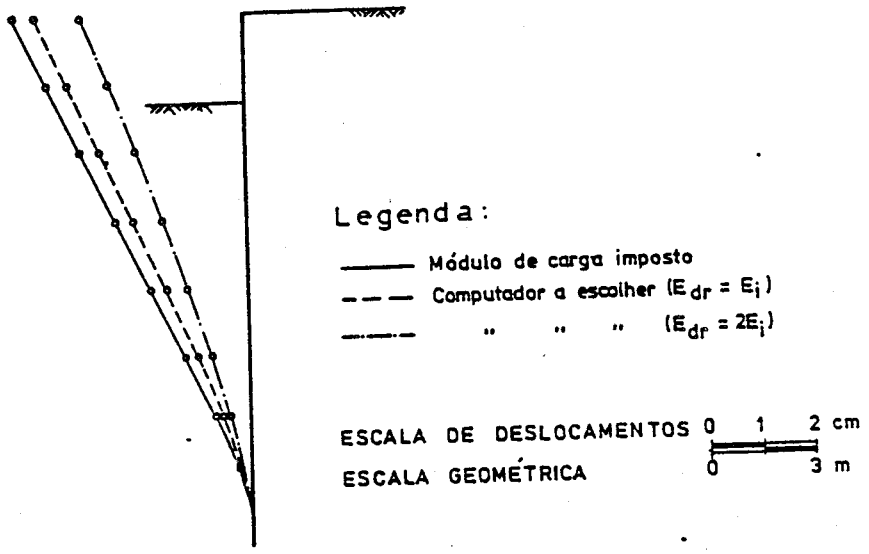


Fig. 5.7 - Deslocamentos da cortina na primeira fase de escavação

que o módulo de deformabilidade é automaticamente escolhido em função da trajectória e do nível de tensões em cada elemento, sendo E_{dr} igual a E_i; iii) finalmente, pelo mesmo processo da alínea anterior, mas admitindo que E_{dr} é duplo de E_i.

Naturalmente, são menores os deslocamentos referentes aos dois últimos cálculos, em que o facto de ser tida em conta a zona de elementos em descarga em frente da cortina, confere ao solo aí situado uma menor deformabilidade. É também compreensível que, sendo assim, seja o cálculo em que o módulo E_{dr} é maior aquele em que os deslocamentos são mais reduzidos, sendo, por outro lado, assinaláveis as diferenças entre este caso e aquele em que o módulo de carga foi imposto a todos os elementos.

Sublinhe-se ainda que em solos argilosos moles Wong e Duncan (1974) referem poder o módulo E_{dr} ser triplo de E_i, donde a hipótese considerada não ser de forma alguma irrealista.

Retomando a análise da trajectória de tensões do elemento 55 (Figura 5.5) pode constatar-se que as fases de escavação posteriores se traduzem já por acréscimos na tensão de corte, ocorrendo, na segunda fase de escavação, uma rotação dos eixos principais de tensão que faz com que a partir daí a maior tensão principal seja a que está mais próxima da horizontal. Note-se, contudo, que, devido à posição do elemento, mas muito em especial, como evidencia a figura, aos pré-esforços ins

talados nas ancoragens, a resistência ao corte mobilizada nas fases seguintes nunca chega a ultrapassar a inicial. Já que no modelo de cálculo se admite a isotropia do maciço, a este elemento é atribuido em todas as fases o módulo E_{dr}, pois nos elementos em que ocorre a reorientação das tensões principais só quando, após a passagem pelo estado de tensão hidrostáti - co, a tensão de corte ultrapassa em valor absoluto a inicialmente instalada, o módulo de deformabilidade passa a ser calculada pela expressão (5.13), isto é, em função do nível de tensão, como ilustra a Figura 5.8. Este procedimento pretende, aliás, ter em consideração resultados de ensaios de extensão triaxial (Ladd e Foot, 1974; Clough e Hansen, 1981) que indicam que, ao contrário do que se passa com a resistência não drenada, o módulo de deformabilidade do solo, para valores reduzidos da deformação, é superior ou igual ao módulo correspondente aos ensaios de compressão.

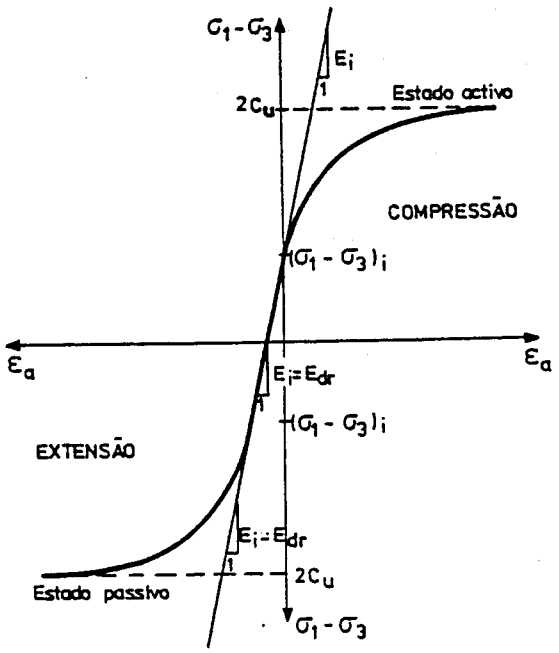


Fig. 5.8 - Determinação do módulo de deformabilidade quando se verifica a reorientação das tensões principais

Repare-se agora nas trajectórias de tensões de dois elementos do maciço suportado: o elemento 193 (Figura 5.9), situado à profundidade do primeiro nível de ancoragens, e o elemento 179 (Figura 5.10), localizado mais abaixo, entre os segundo e terceiro níveis. Em ambas as trajectórias se manifestam com nitidez os ciclos de carga e descarga associados às

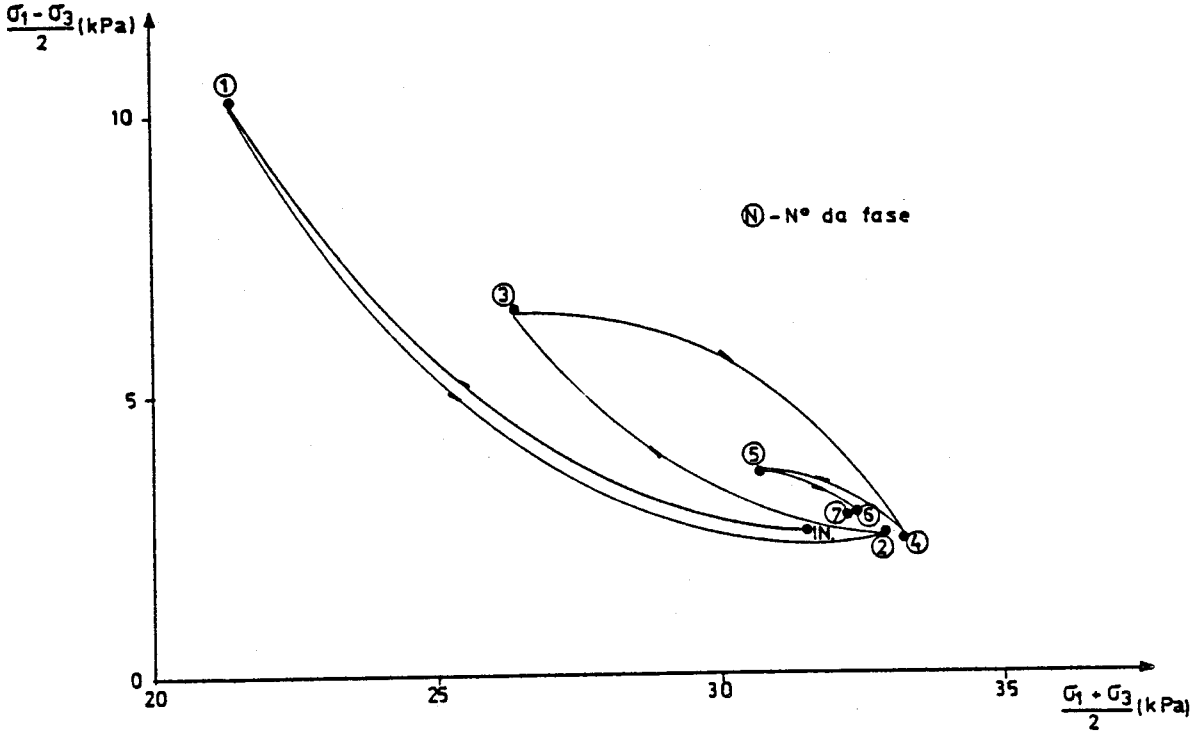


Fig. 5.9 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço suportado (cálculo 1, elemento 193)

fases alternadas de escavação e pré-esforço. Contudo, devido às diferentes posições dos elementos, as mais profundas variações nos estados de tensão não ocorrem simultaneamente: o ciclo de maior amplitude no elemento situado a menor profundidade (elemento 193) é o correspondente às duas primeiras fases construtivas, enquanto que para o elemento localizado mais abaixo (179) tal se verifica apenas entre as terceira e quinta fases. Em consequência, a máxima tensão de corte é atingida na primeira fase no elemento 193 e na terceira no elemento 179.

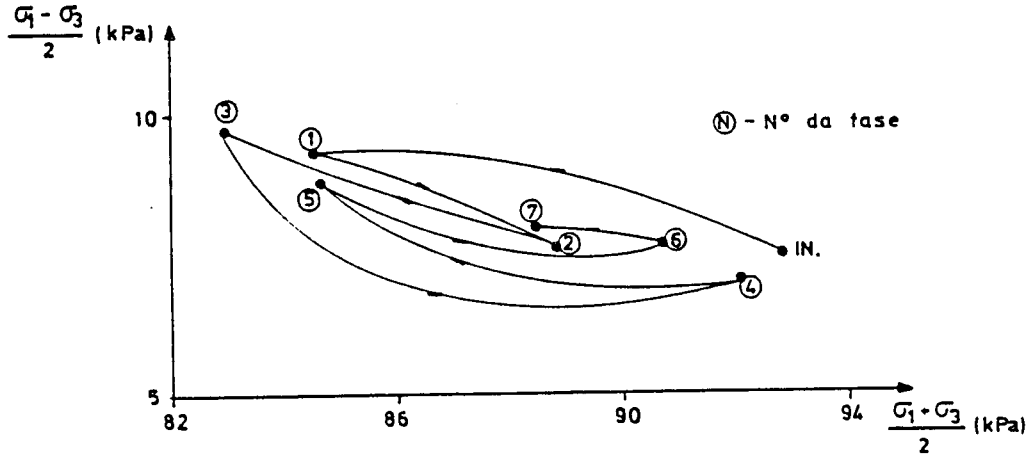
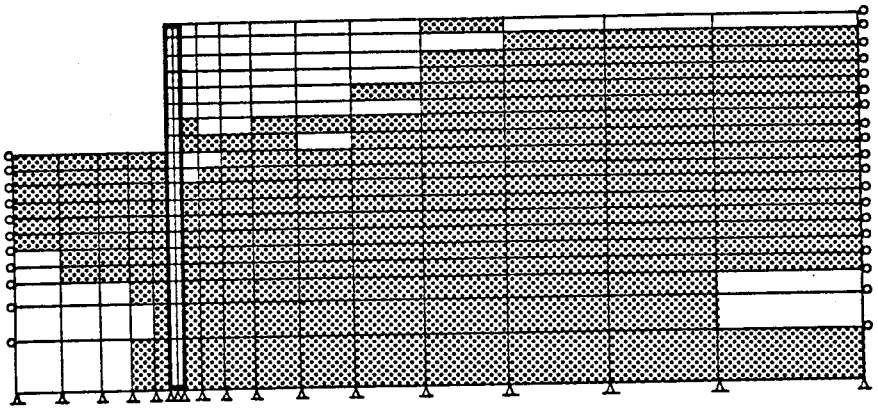
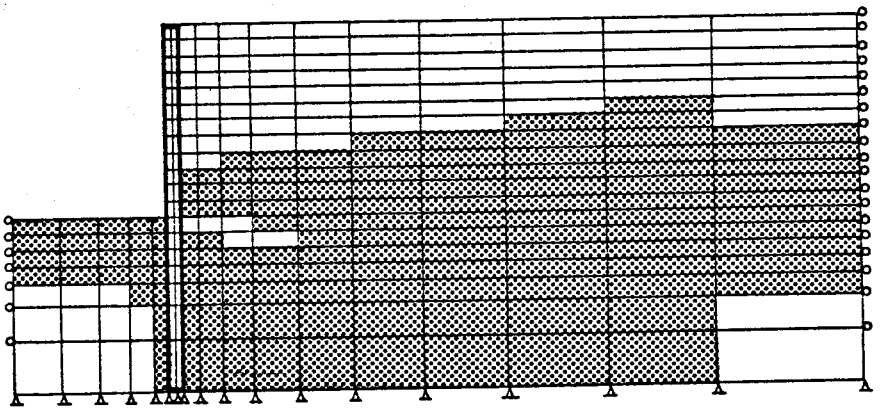


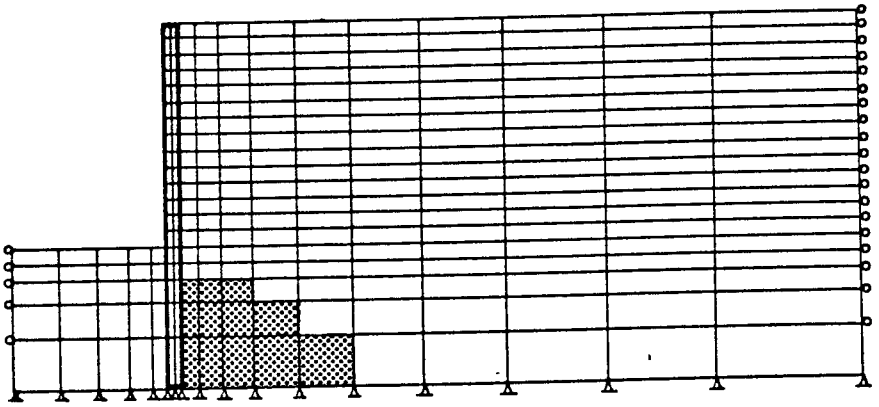
Fig. 5.10 - Trajectória de tensões de um elemento do maciço suportado (cálculo 1, elemento 179)



a)



b)



c)

Legenda:

Elementos em 1ª carga

Fig. 5.11 - Elementos em primeira carga e em descarga-recarga (cálculo 1): a) segunda fase de escavação; b) terceira fase de escavação; c) quarta fase de escavação

Na Figura 5.11 indicam-se na globalidade os elementos que nas fases de escavação posteriores à primeira estão em primeira carga e em descarga-recarga, notando-se que à medida que a escavação progride e os níveis de ancoragens vão sendo instalados, numa zona superficial, cada vez mais extensa, os elementos mantêm-se com tensões de corte inferiores às já atingidas em fases anteriores.

Com estas considerações pretende-se salientar que impôr nas fases de escavação o módulo de primeira carga a todos os elementos não é apenas menos correcto na primeira fase mas em todas as fases de escavação, porque a tensão de corte, em vastas zonas do solo envolvido, pode nessas fases diminuir, ou, sobretudo, não atingir valores já assumidos em qualquer fase anterior, ou mesmo no estado de repouso.

A importância das considerações explanadas pode ser comprovada através dos resultados expressos na Figura 5.12.A parte esquerda desta (Figura 5.12a) diz respeito aos deslocamentos da parede no fim da escavação para as duas hipóteses seguintes, sendo E_{dr} igual a E_i: i) módulo de carga imposto nas fases de escavação e módulo de descarga-recarga nas de pré-esforço; ii) computador a escolher o módulo apropriado em fun -

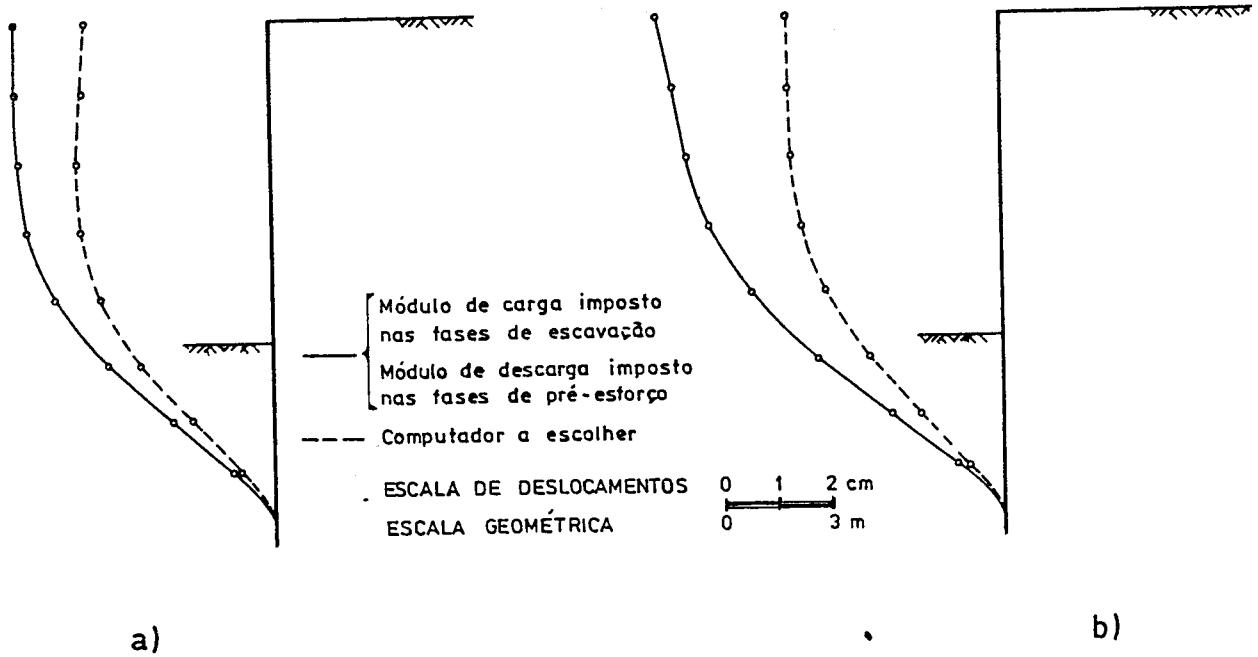


Fig. 5.12 - Deslocamentos finais da cortina com o módulo de deformabilidade imposto ou escolhido automaticamente: a) $E_{dr} = E_i$; b) $E_{dr} = 2E_i$

ção da trajectória e do nível de tensões de cada elemento. Repare-se que o cálculo correspondente a esta segunda hipótese é precisamente o cálculo 1.

A diferença entre os deslocamentos resultantes dos dois cálculos é,como se verifica, apreciável, sendo logicamente menores os deslocamentos correspondentes ao caso em que o módulo é escolhido elemento a elemento e não imposto a todos eles fase a fase.

A Figura 5.12b, por sua vez, mostra os movimentos resultantes de dois cálculos análogos aos anteriores mas em que E_{dr} é tomado igual ao dobro de E_i. Como é compreensível, os movimentos resultantes são ainda mais contrastantes do que no caso anterior.

Terá interesse comparar agora os resultados dos dois cálculos em que os módulos de deformabilidade foram impostos. É isso que se faz na Figura 5.13 onde se pode ver que os maiores deslocamentos correspondem, curiosamente, ao maior valor de E_{dr}. Para se compreender a razão deste facto atente-se na

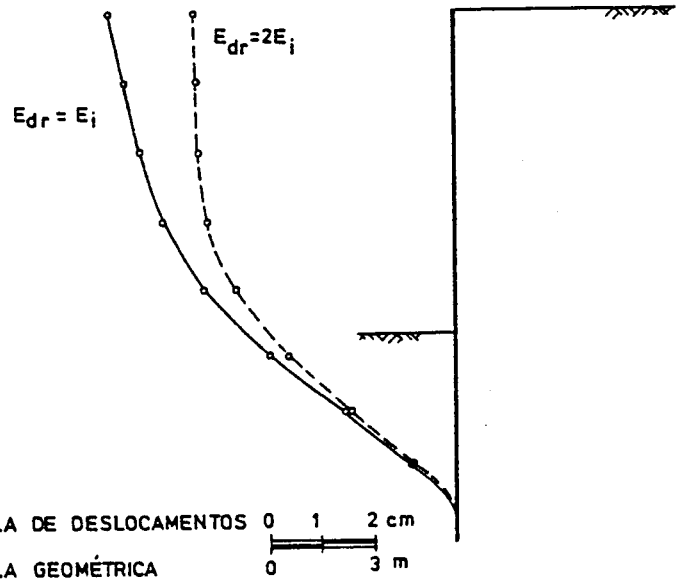


Fig. 5.13 - Deslocamentos finais da cortina com o módulo de deformabilidade imposto

Figura 5.14 que ilustra a evolução ao longo das várias fases construtivas dos deslocamentos do ponto nodal 128, representativo da cabeça do segundo nível de ancoragens, resultantes dos cálculos referidos. Os deslocamentos na primeira fase são coincidentes, já que nesta são impostos a todos os elementos os módulos de primeira carga, iguais em ambos os cál

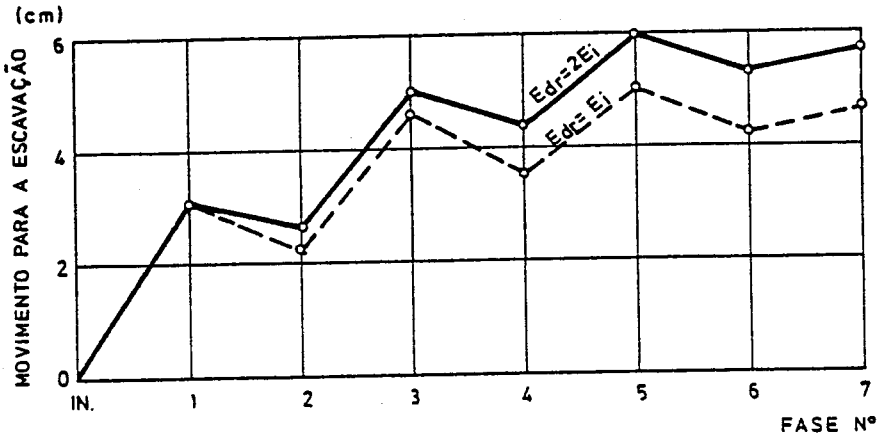


Fig. 5.14 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 nos cálculos com o módulo de deformabilidade imposto

culos, porque em ambos cada elemento parte do mesmo nível de tensão; a partir da segunda fase, porém, os movimentos passam a ser diferentes, sendo evidente, pela análise da figura, que tal se deve quase exclusivamente aos diferentes deslocamentos associados às fases de pré-esforço. De facto, quando se toma E_{dr} duplo de E_i, nestas fases os deslocamentos da cortina de encontro ao maciço suportado são, compreensivelmente, menores, resultando pois mais elevados os deslocamentos finais de encontro à escavação.

É ainda curioso verificar que, por outro lado, os movimentos decorrentes dos dois cálculos em que os módulos de deformabilidade foram escolhidos automaticamente em função do nível e da trajectória de tensões são muito próximos, embora sejam também mais reduzidos os correspondentes ao cálculo em que E_{dr} e E_i foram tomados iguais (Figura 5.15). Ainda para este resultado se encontra facilmente explicação analisando a evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128, expressa na Figura 5.16 . Com efeito, no fim da primeira fase constata-se que, pelas razões já atrás referidas, os movimentos correspondentes ao maior valor de E_{dr} são os mais reduzidos (Figura 5.7); nas seis fases seguintes, porém, a situação inverte-se. Tal como no caso anterior, o crescimento de E_{dr} para o dobro implica igual acrescento no módulo de deformabilidade do maciço suportado nas fases de pré-esforço e, em consequência, um de -

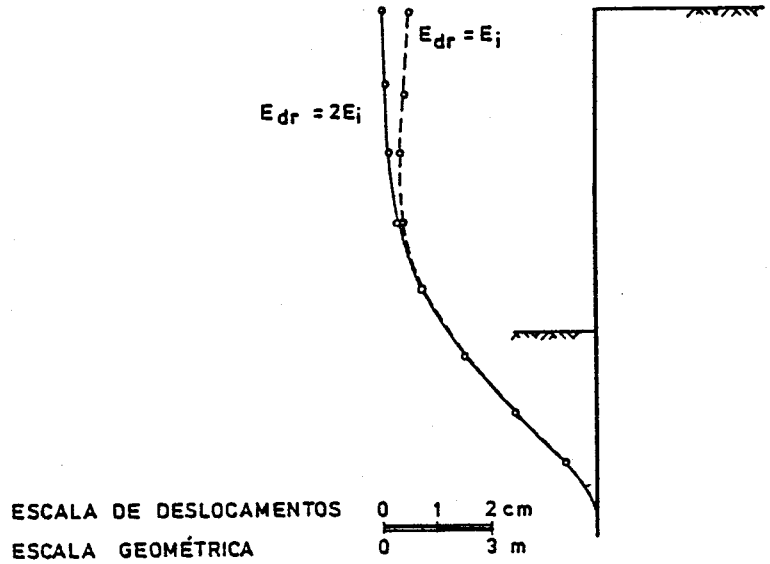


Fig. 5.15 - Deslocamentos finais da cortina com o módulo de deformabilidade escolhido automaticamente

crêscimo dos movimentos da cortina de encontro àquele maciço. Mas, duplicar E_{dr} tem, nas fases de escavação, efeito contrário, favorável à redução dos deslocamentos de encontro à escavação, devido não só à acção da zona em descarga em frente da cortina, que na primeira fase assume grande importância, mas também aos elementos que no maciço suportado estão em segunda carga. Os dois efeitos citados, para o caso analisado, compensam-se particularmente bem, resultando no fim da escavação movimentos praticamente coincidentes.

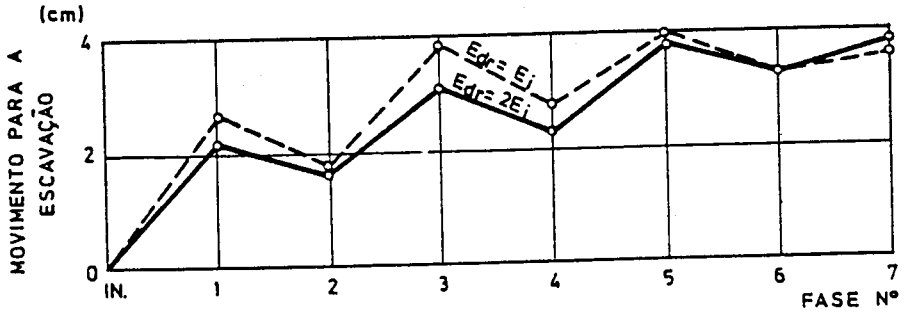


Fig. 5.16 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 nos cálculos com o módulo de deformabilidade escolhido automaticamente

Em resumo, do estudo efectuado pode concluir-se da grande importância que nos problemas em análise assume a atribuição do módulo de deformabilidade adequado à trajectória de tensões que cada elemento percorre em cada fase. Isso exige não

só a adopção de um modelo, como o hiperbólico, apropriado para a representação do comportamento do solo mas também a programação do modelo de cálculo da forma atrás equacionada. É possível que este aspecto, que nos estudos conhecidos não tem merecido a atenção que a sua importância justifica, constitua um dos factores, para além dos já oportunamente apontados, que contribuem para que habitualmente os movimentos previstos nas análises por elementos finitos destes problemas sejam superiores aos medidos durante a construção.

CAPITULO 6

O COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ANCORAGENS E A SUA CONSIDERAÇÃO NO MODELO DE CÁLCULO.

6.1 - INTRODUÇÃO

A representação-consideração das ancoragens nas análises por elementos finitos de escavações suportadas por cortinas ancoradas tem sido realizada por dois métodos diferentes, correspondendo a dois tipos de problemas distintos.

Quando os bolbos de selagem, pela sua localização e pelas características mecânicas do maciço em que estão alojados, são susceptíveis de sofrer movimentos associados à realização da escavação, acompanhando o movimento da massa de solo situada atrás da cortina em direcção àquela, tal como pode ser o caso esboçado na Figura 6.1a, na malha de elementos finitos correspondente (Figura 6.1b) representam-se as zonas livre e de selagem das ancoragens, embora inicialmente a todos os elementos, com excepção dos representativos da parede, sejam atribuídas as características mecânicas do solo (Egger, 1972; Clough et al, 1972; Clough e Tsui, 1974;Stroh, 1974; Stroh e Breth, 1976; Simpson et al, 1979).

As fases de pré-esforço das ancoragens são simuladas da forma seguinte;

i) alteração das características mecânicas dos elementos correspondentes à zona de selagem das do maciço para as do ligante;

ii) aplicação no ponto nodal representativo da cabeça da ancoragem de uma força concentrada, dirigida para o maciço suportado, correspondente ao pré-esfor-

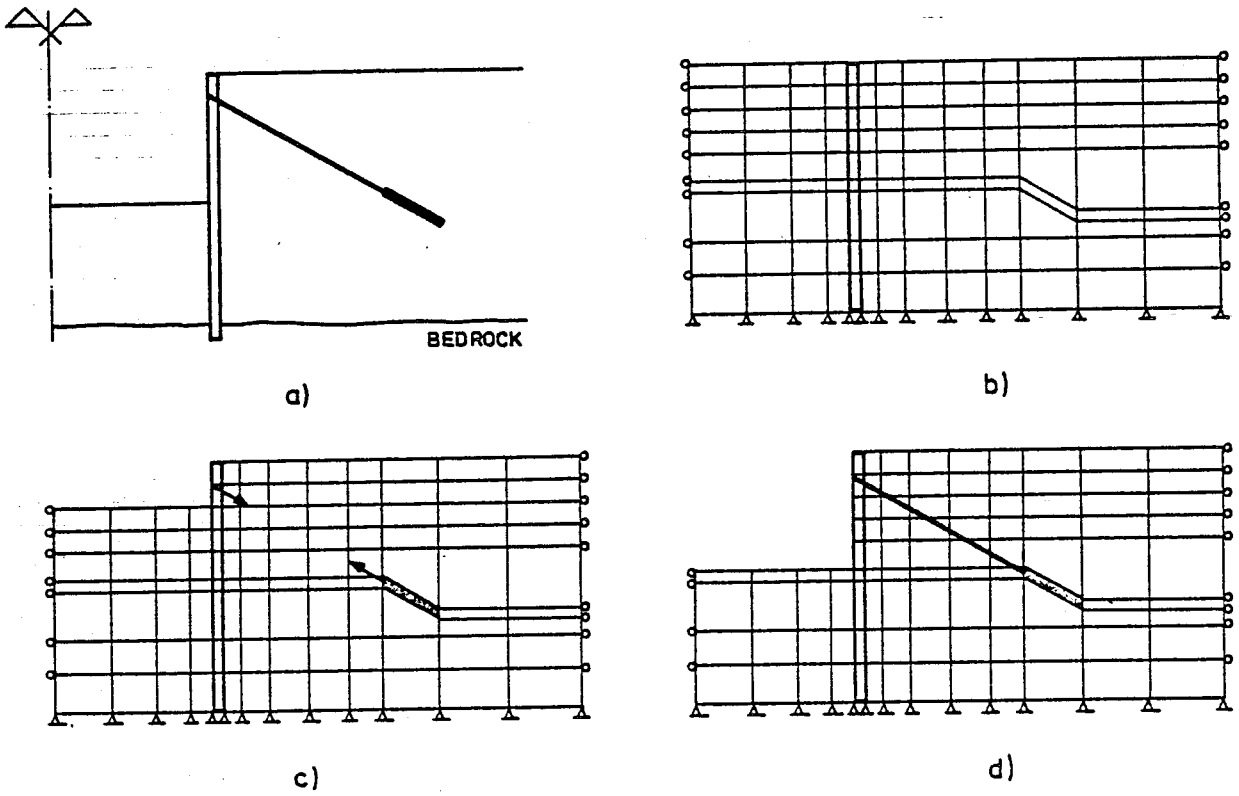


Fig. 6.1 - Escavação suportada por uma cortina ancorada em que são móveis as zonas de selagem das ancoragens: a) corte tipo; b) tipo de malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) blocagem da ancoragem

ço; aplicação no ponto nodal representativo da ligação das zonas livre e de selagem de uma força igual e directamente oposta àquela (Figura 6.1c);

iii) cálculo das tensões e deslocamentos resultantes;

iv) finalmente, e antes de passar ao incremento seguinte, os pontos nodais referidos em ii) são ligados por elementos barra, com as características geométricas e mecânicas da armadura da ancoragem, representando o comprimento livre; este passo corresponde à operação de blocagem da ancoragem (Figura 6.1d).

Para atender ao facto de as análises admitirem um estado plano de deformação, os valores do pré-esforço e da rigidez dos elementos representativos das zonas livre e de selagem são divididos pelo espaçamento das ancoragens na horizontal.

Duas objecções são correntemente colocadas a propósito do método citado:

i) a considerável complicação da malha, que torna morosa a preparação dos dados e qualquer alteração que nela se pretenda fazer (exemplo de malha deste tipo inclui-se na Figura 6.2);

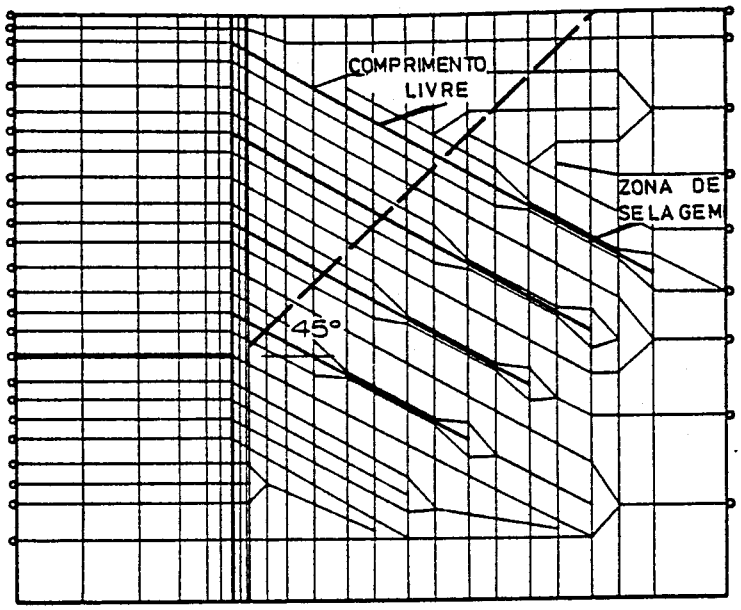


Fig. 6.2 - Malha de elementos finitos para o estudo de uma parede moldada ancorada a quatro níveis (Clough e Tsui, 1974)

ii) a obstrução irrealista aos deslocamentos dos pontos nodais dos elementos representativos do maciço envolvente das selagens, já que nas análises em estado plano de deformação as ancoragens dessa forma simuladas funcionam como elementos contínuos e planos, paralelos ao desenvolvimento da cortina (Tsui, 1974).

Quando, ao contrário do caso anterior, se pode considerar que os bolbos de selagem estão localizados numa zona onde são desprezáveis os movimentos associados à escavação, como será o caso representado na Figura 6.3a, as zonas de selagem são omitidas na malha de elementos finitos (Figura 6.3b) através da consideração da fronteira inferior daquela no tecto da formação rígida em que as ancoragens estão seladas (Clough e Tsui, 1974).

As fases de pré-esforço são agora simuladas da forma seguinte:

i) aplicação no ponto nodal representativo da cabeça de uma força concentrada, dirigida para o maciço suportado (Figura 6.3c);

ii) cálculo das tensões e deslocamentos resultantes;

iii) ligação do ponto representativo da cabeça à fronteira inferior da malha por um elemento mola, concretizando a blocagem (Figura 6.3d); àquele elemento, que equivale, em suma, a um apoio de Winkler introduzido no ponto de ligação da ancoragem à cortina, é atribuida a rigidez teórica da ancoragem que se pretende simular.

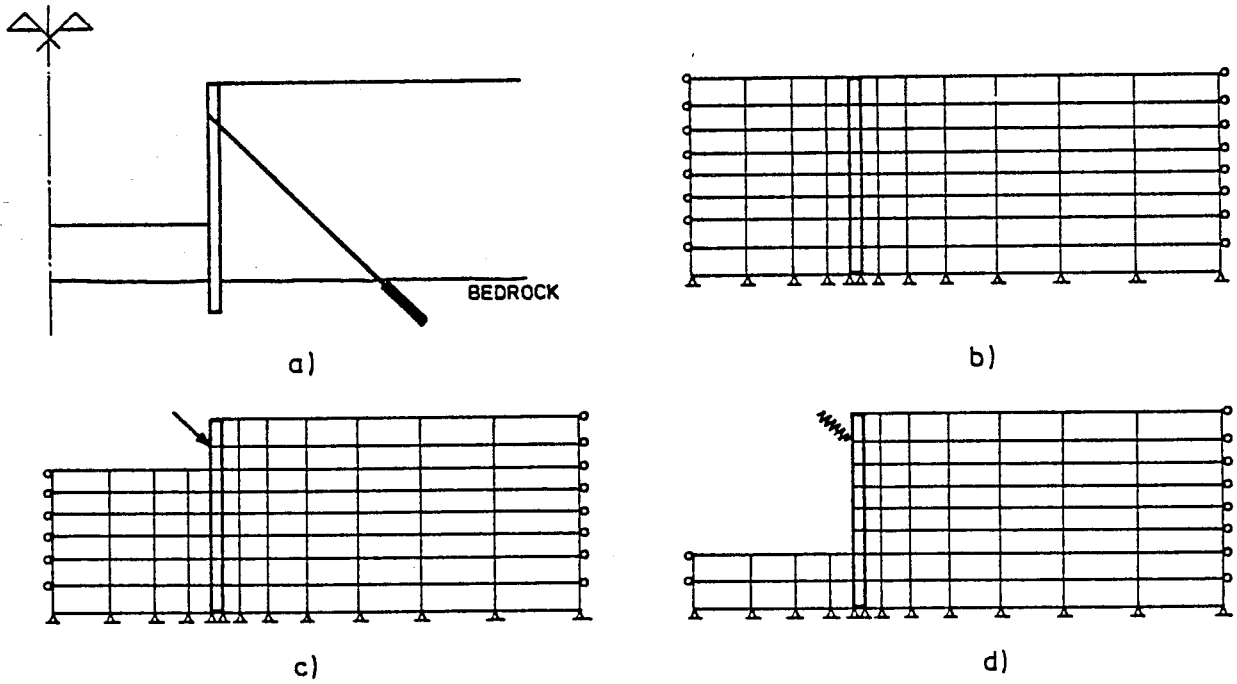


Fig. 6.3 - Escavação suportada por uma cortina ancorada em que são fixas as zonas de selagem das ancoragens: a) corte tipo; b) tipo de malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) blocagem da ancoragem

Da mesma forma que no método citado em primeiro lugar, o pré-esforço e a rigidez das ancoragens são divididos pelo espaçamento destas na horizontal.

A aplicação do método exposto torna possível uma gran-

de simplificação da malha, deixando, por outro lado, de a representação das zonas de selagem acarretar uma obstrução aos deslocamentos do maciço sem correspondência com a realidade.

Foi este o procedimento adoptado para a consideração das ancoragens nos cálculos relativos ao Problema Base que até aqui foram analisados.

6.2 - O COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ANCORAGENS DETERMINADO POR MEIO DE ENSAIOS DE TRACÇÃO

6.2.1 - INTRODUÇÃO

O estudo a seguir apresentado (Matos Fernandes, 1981b) refere-se à análise dos resultados dos ensaios de ancoragens já realizados pelo LNEC. Na base desse estudo procurarão enunciar-se algumas conclusões gerais acerca do comportamento mecânico das ancoragens, que fundamentam, por um lado, críticas aos métodos anteriormente citados para a sua consideração nas análises por elementos finitos, e, por outro, o modelo desenvolvido no presente trabalho com a mesma finalidade.

6.2.2 - METODOLOGIA ADOPTADA

No capítulo anterior foi referido que uma forma particularmente simples e adequada de representar o comportamento não linear dos solos é através da aproximação hiperbólica do seu diagrama tensões-deformações. Por aquele processo conseguem-se representar comportamentos cujo grau de não linearidade pode ser extremamente variável, inclusivamente diagramas que apresentam curvatura muito pequena.

Já que os diagramas tracções-deslocamentos dos ensaios de ancoragens referidos acima exibiam uma nítida, embora variável, curvatura, manifestando um afastamento, por vezes muito acentuado, da recta teórica, averiguou-se em que medida o seu comportamento mecânico pode ser traduzido igualmente por

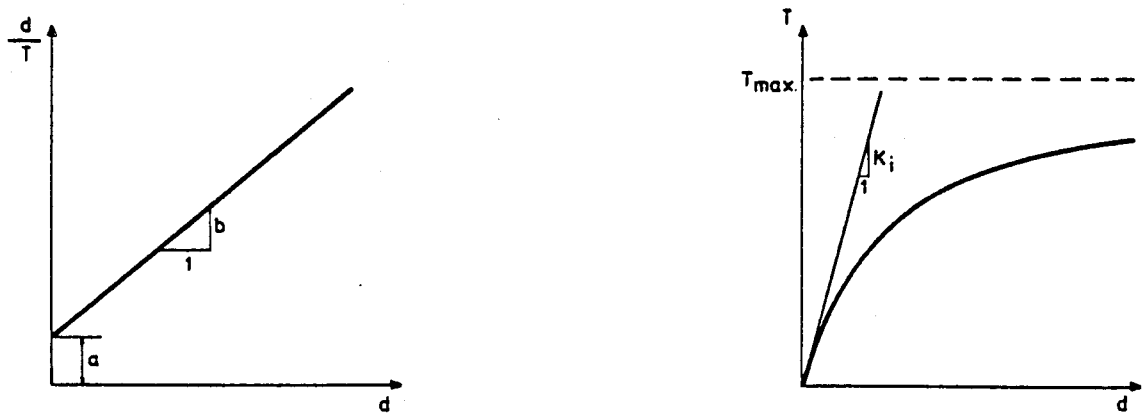
uma lei hiperbólica.

Para isso, dispondo-se do registo de determinado ensaio, representam-se em abcissas os valores dos deslocamentos e em ordenadas a razão dos deslocamentos pelas tracções correspondentes (Figura 6.4a), determinando-se em seguida, pelo método dos mínimos quadrados, a recta que melhor se aproxima dos pontos marcados e cuja equação é:

$$\frac{d}{T} = a + bd \qquad (6.1)$$

Determinados os parâmetros a e b fica conhecida a expressão analítica da hipérbole aproximativa do diagrama de ensaio (Figura 6.4b) exprimindo T em função de d:

$$T = \frac{d}{a + bd} \qquad (6.2)$$



a) b)

Fig. 6.4 - Aproximação hiperbólica: a) determinação dos parâmetros a e b ; b) hipérbole representativa do diagrama tracções-deslocamentos

Em analogia ao que em 5.2 foi referido, o parâmetro a representa o inverso da rigidez tangente no início do diagrama

$$K_i = \frac{1}{a} \qquad (6.3)$$

enquanto o inverso de b corresponde ao valor da tracção para deslocamento infinito, isto é, à assímptota da hipérbole

$$T_{máx} = \frac{1}{b} \qquad (6.4)$$

Caso b seja nulo a equação (6.2) escrever-se-á da forma:

$$T = \frac{1}{a} \cdot d \qquad (6.5)$$

o que significa que as tracções são proporcionais aos deslocamentos, degenerando a hipérbole numa recta.

O inverso do parâmetro a, definindo o declive da tangente à curva no seu ponto inicial, será, em princípio, bastante próximo da rigidez teórica da ancoragem, K_t, de expressão:

$$K_t = \frac{EA}{L} \qquad (6.6)$$

dependendo assim fundamentalmente da área da secção da armadura, A, do comprimento livre teórico, L, e do módulo de elasticidade do aço, E.

Pelo contrário, o parâmetro b representará a qualidade da selagem, sendo um indicador da resistência e deformabilidade do maciço envolvente, dos contactos ligante-maciço e ligante-armadura, e também de factores como a perturbação introduzida pelo processo de furação, a pressão de injecção, a quantidade de ligante injectado, sua composição, etc. Quanto maior fôr b, piores serão as condições de fixação oferecidas pela selagem, maior será a curvatura do diagrama, logo, maior o afastamento do comportamento real relativamente ao teórico.

Diferenciando a equação (6.2) virá:

$$K_{tg} = \frac{\partial T}{\partial d} = \frac{a}{(a + b.d)^2} \qquad (6.7)$$

Tirando o valor de d da equação(6.2)e substituindo em (6.7), obtém-se, atendendo à equação (6.3):

$$K_{tg} = (1 - bT)^2 K_i \qquad (6.8)$$

expressão da rigidez tangente em cada ponto do diagrama.

6.2.3 - RESULTADOS OBTIDOS

A metodologia exposta foi aplicada aos ensaios de cujos resultados se dispunha num total de 62 ensaios prévios e de recepção realizados em oito locais diferentes.

Foram considerados em conjunto os ensaios efectuados no mesmo local, em ancoragens de iguais comprimentos livre e de selagem, armadura e tracção inicial de ensaio , T_o (esta refere-se à tracção para esticar a armadura antes do início do ensaio propriamente dito). As figuras em que se representam os resultados dos ensaios em confronto com as curvas determinadas da forma citada incluem-se no Anexo B.

Com a expressão da hipérbole correspondente a cada uma das figuras referidas, foram determinados, por aplicação da expressão (6.8), os valores da rigidez tangente para as tracções de serviço adoptadas nas obras para que os ensaios foram realizados (K_s). Já que nessas obras as ancoragens são de carácter definitivo, com excepção das instaladas na Rua Castilho, e dado que as tracções de serviço para ancoragens provisórias são em geral 30% a 50% superiores, foram igualmente determinados os valores da rigidez tangente para tracções 30% maiores do que as acima referidas (K'_s).

O estudo incluiu também o comportamento das ancoragens em descarga e recarga. Para estas trajectórias de tracções,e analogamente aos solos, as ancoragens manifestam comportamen

to praticamente linear. Optou-se, por isso, pela caracterização desse comportamento por um único valor da rigidez (K_{dr}) determinado da forma indicada na Figura 6.5. Embora o valor de K_{dr} não seja rigorosamente independente do nível de tracção, determinou-se para cada ensaio ou grupo de ensaios analisados em conjunto o valor médio dos valores de K_{dr} de todos os ciclos de descarga e recarga.

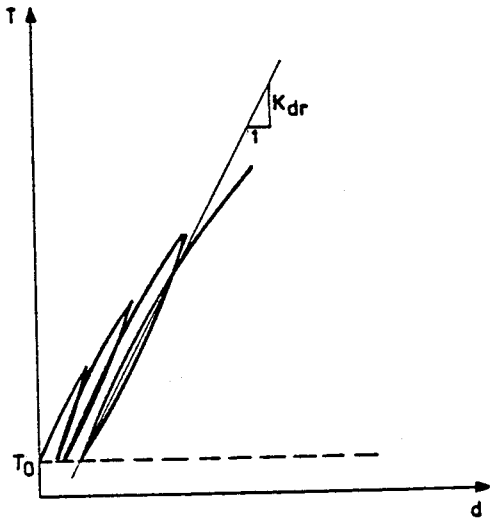


Fig. 6.5 - Determinação da rigidez das ancoragens para ciclos de descarga-recarga

No Quadro 6.1 indicam-se, além das características fundamentais referentes às ancoragens e aos maciços em que foram seladas, os resultados do estudo efectuado. Cada linha do quadro corresponde a uma das figuras em que se comparam os pontos representativos dos diagramas de ensaio com as hipérboles aproximativas (Anexo B), tendo-se adoptado a mesma ordem na sucessão destas figuras e daquelas linhas. As colunas do quadro dizem sucessivamente respeito aos seguintes aspectos:

1) maciço onde a selagem foi realizada;

2) armadura e comprimentos livre e de selagem;

3) rigidez teórica (K_t);

4) tracção que introduz na armadura o limite de proporcionalidade a 0,1% (T_L);

5) tracção de serviço (T_s);

6) parâmetros a e b definidores da curva hiperbólica correspondente;

7) rigidez inicial (K_i) e sua comparação com K_t;

8) rigidez tangente para a tracção de serviço (K_s) e sua comparação com K_i e K_t;

9) rigidez tangente para uma tracção 30% superior a T_s (K'_s) e sua comparação com K_i e K_t;

10) rigidez de descarga-recarga (K_{dr}) e sua comparação com K_i.

Antes de proceder a um comentário conclusivo àcerca dos resultados expressos impõem-se algumas breves observações.

As ancoragens 1, 2 e 15 relativas a ensaios prévios realizados em Almada numa doca da Lisnave foram analisados em conjunto apesar de não terem igual comprimento de selagem, comprimento que com os próprios ensaios se pretendia fixar. Os resultados muito semelhantes neles obtidos corroboram conclusões de Ostermayer e Scheele (1977) e de Pinelo (1980) segundo as quais em solos incoerentes compactos um aumento do comprimento de selagem para além dos 8,0 metros pouco ou nada afecta o comportamento das ancoragens.

Deve notar-se que a aproximação conseguida com as hipérboles é dum modo geral muito boa. Nos casos em que tal não acontece, isso é devido fundamentalmente à dispersão dos resultados dos próprios ensaios. Não se justifica, portanto, um maior refinamento na tentativa de aproximação das curvas de ensaio através de processos mais potentes envolvendo funções polinominais de grau elevado. A aproximação hiperbólica, além de ser de muito mais simples determinação, tem a vantagem complementar de ser expressa em função de parâmetros de significado físico concreto.

Os poucos ensaios, dentre os analisados, em que foi atingida a rotura indicam que ela se manifesta sem que o diagrama de ensaio evolua suavemente até ficar praticamente pa-

QUADRO 6.I

ANCORAGENS	MACIÇO DE SELAGEM	ARMADURA	COMPRIMENTO LIVRE (m)	COMPRIMENTO DE SELAGEM (m)	RIGIDEZ TEÓRICA K_t (KN/mm)	TRACÇÃO LIMITE DE PROPORCIONALIDADE DA ARMADURA (KN)	TRACÇÃO DE SERVIÇO (KN)	a(mm/KN) b(KN^{-1})	RIGIDEZ INICIAL K_i (KN/mm)	K_i / K_t	K_s / K_i	K_s / K_t	K_s / K_i	K_s / K_t	K_{dr} / K_i
1º nível (8 ancor.)	Margas e argilas margosas acinzentadas do Cenomaniano	12 ϕ 7 mm	17.8	6	5.2	690	300	0.174 0.408×10^{-3}	5.7	1.10	0.77	0.84	0.71	0.78	0.90
2º nível (anc. 20 e 25)	idem	18 ϕ 7 mm	14	6	9.9	1040	600	0.105 0.317×10^{-3}	9.5	0.96	0.66	0.63	0.57	0.55	0.99
3º nível (23 ancor)	Calcários amarelos do cenomaniano.	24 ϕ 7 mm	15	9	12.3	1390	850	0.099 0.154×10^{-3}	10.1	0.82	0.75	0.62	0.69	0.56	1.01
Anc. E1	Calcários margosos amarelados duros, por vezes fracturados do Cenomaniano	16 ϕ 7 mm	7	4	17.6	920	550	0.059 0.765×10^{-3}	17.1	0.97	0.34	0.33	0.21	0.20	0.98
Anc. E2	idem	16 ϕ 7 mm	5	6	24.6	920	550	0.058 0.531×10^{-3}	17.3	0.70	0.50	0.35	0.38	0.27	1.14
Anc. G26, G31 e G36	idem	16 ϕ 7 mm	5	6	24.6	920	550	0.064 0.246×10^{-3}	15.6	0.64	0.73	0.46	0.66	0.42	1.00
Anc. 1, 2 e 15	Areia silt. amarelada e grés calcário amarelado e alternado. Estratos finos e alternados	44 ϕ 7 mm	23	12 ; 8 ; 10	14.7	2540	1780	0.062 0.073×10^{-3}	16.1	1.09	0.76	0.83	0.69	0.76	0.99
Anc. 27, 37 e 49	idem	44 ϕ 7 mm	16	10	20.5	2540	1780	0.048 0.084×10^{-3}	20.8	1.01	0.72	0.74	0.65	0.66	0.94
Anc. 69, 77 e 80	idem	44 ϕ 7 mm	20	10	16.9	2540	1780	0.060 0.073×10^{-3}	16.6	0.98	0.76	0.75	0.69	0.68	0.99
Anc. 27	Margas argilosas cinzentas do Miocénico	6 ϕ 1/2 pol.	12	8	9.9	940	600	0.115 0.236×10^{-3}	8.7	0.87	0.74	0.65	0.67	0.59	0.99
Anc. 5, 5A e 18A	Basalto do Eocénico, decomposto, muito argiloso, castanho esverdeado	6 ϕ 1/2 pol.	8	6	14.1	940	720	0.067 0.305×10^{-3}	14.9	1.06	0.61	0.64	0.51	0.54	1.11
Anc. 12 e 22	idem	6 ϕ 1/2 pol.	8	8	14.1	940	720	0.072 0.300×10^{-3}	14.0	0.99	0.61	0.61	0.52	0.51	1.13
Anc. E1	Silte argiloso acinzentado rijo com intercalações de areia siltosa do Miocénico inferior.	24 ϕ 7 mm	16.5	6	11.2	1390	420	0.071 0.690×10^{-3}	14.2	1.27	0.50	0.64	0.39	0.49	0.84
Anc. E2	idem	24 ϕ 7 mm	16.2	6	11.4	1390	790	0.082 0.242×10^{-3}	12.2	1.07	0.65	0.70	0.56	0.60	0.87
Anc. T1 e T2	idem	34. ϕ 7 mm	16	6	16.4	1960	670	0.059 0.135×10^{-3}	17.0	10.4	0.83	0.86	0.78	0.81	0.98
Anc. E1	Areia grossa a média compacta.	18 ϕ 7 mm	9	9	15.4	1040	550	0.074 0.213×10^{-3}	13.5	0.88	0.78	0.68	0.72	0.63	0.96
Anc. S1	Argilito margoso acinzentado do Miocénico (resistencia à compr. uniaxial = 13 Mpa)	7 ϕ 1/2 pol.	17	9	7.7	1090	600	0.131 0.137×10^{-3}	7.6	0.98	0.84	0.83	0.80	0.78	1.06
Anc. S2	idem	7 ϕ 1/2 pol.	18	9	7.3	1090	600	0.142 0.460×10^{-3}	7.0	0.96	0.52	0.50	0.41	0.39	1.11
Anc. S3 e S4	idem	7 ϕ 1/2 pol.	16.5	9	8.0	1090	600	0.133 0.319×10^{-3}	7.5	0.94	0.65	0.62	0.56	0.53	1.06

ralelo ao eixo das abcissas, como é característico nos solos brandos ou pouco compactos. A Figura 6.6 ilustra os dois tipos de comportamentos: o das ancoragens ensaiadas, em que a tracção de rotura está bastante aquém da assímptota da curva hiperbólica que traduz com boa aproximação o seu comportamento até à rotura, e o dos solos citados, em que a tensão de rotura é pouco inferior à ordenada correspondente àquela recta. Evidentemente que nos casos em que esta ordenada é superior à da tracção que introduz na armadura a tensão limite de proporcionalidade (T_L), seria impossível que o diagrama de ensaio da ancoragem se não afastasse duma lei hiperbólica, apresentando uma brusca interrupção logo que a tracção atingisse aquele valor. Mas não é esta a razão do comportamento constatado, já que nos ensaios de ancoragens nunca se instalam, por razões óbvias, tracções superiores a 0,9 T_L.

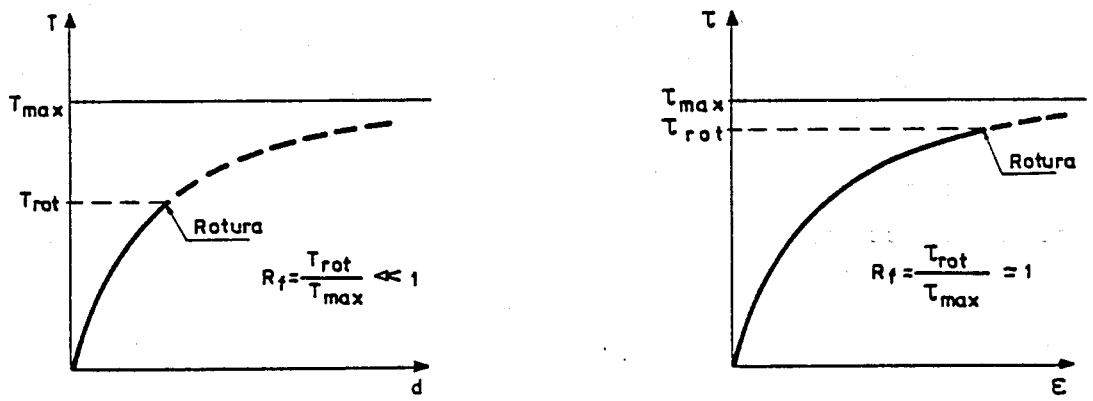


Fig. 6.6 - Aproximação hiperbólica: a) ancoragens; b) solos brandos ou pouco compactos

Tal tipo de comportamento pode justificar-se fundamentalmente pelo facto de os próprios maciços em que as ancoragens foram seladas exibirem comportamento semelhante, isto é, frágil, que como é sabido é característico dos solos rijos ou compactos e dos maciços rochosos. Para tal poderá ainda contribuir a possibilidade de a rotura ocorrer também pelo contacto armadura-ligante, como aconteceu no ensaio da ancoragem E_1 realizada na Trafaria, em que parte dos fios se desligou da calda de selagem. Este tipo de rotura é devido à dificuldade de, ao montar a cabeça, esticar uniformemente todos os cordões de modo que durante o ensaio todos eles sejam sub

metidos ao mesmo esforço de tracção.

De qualquer das formas, a aproximação do modelo hiperbólico até níveis de tracção relativamente altos é evidente, permitindo assim, por meio de expressões analíticas muito simples e de fácil determinação, definir o comportamento não linear das ancoragens.

6.2.4 - CONCLUSÕES

No Quadro 6.II incluem-se os valores médios e extremos das diversas razões entre rigidezes que constam do Quadro 6.I. São indicados dois tipos de valores médios: o dos 62 ensaios analisados e o dos oito locais diferentes em que aqueles foram efectuados. Por não estarem afectados pelo diferente número de ensaios em cada local, os últimos valores médios citados serão, em princípio, mais representativos, traduzindo mais apropriadamente a influência no comportamento das ancoragens das características dos diferentes maciços em que as ancoragens foram seladas e das diversas técnicas de execução e qualidades da mão de obra para tal empregues.

QUADRO 6.IV

	K_i/K_t	K_s/K_i	K_s/K_t	K'_s/K_i	K'_s/K_t	K_{dr}/K_i
MÉDIA DOS 62 ENSAIOS	0.93	0.72	0.67	0.64	0.60	1.00
MÉDIA DOS VALORES MÉDIOS DOS 8 LOCAIS	0.94	0.70	0.65	0.62	0.58	1.00
MÁXIMO	1.27	0.84	0.86	0.80	0.81	1.14
MÍNIMO	0.64	0.34	033	0.21	0.20	0.84

O exame dos Quadros 6.I e 6.II sugere alguns importantes comentários conclusivos, tanto mais que neles está englobado um elevado número de ensaios efectuados num apreciável número de locais diferentes.

Em primeiro lugar, nota-se que a rigidez tangente inicial pode diferir substancialmente da rigidez teórica, num e noutro sentido. Isso é devido, por um lado, ao afastamento

do comprimento livre real relativamente ao teórico, associado ao facto de ser difícil controlar rigorosamente a extensão ao longo da qual a armadura é selada sob pressão ao maciço. Por outro lado, porém, não é por acaso que se verifica um afastamento por defeito, embora pequeno, do valor médio de K_i/K_t em relação à unidade.

Com efeito, note-se que os deslocamentos teóricos correspondem à hipótese de a zona de selagem estar fixa, o que em nenhum caso é rigorosamente verdadeiro. Na Figura 6.7 representam-se três diagramas tracções-deslocamentos de uma ancoragem analisada por meio de um modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos, desenvolvido para o estudo de equilíbrio axissimétricos (Pinelo, 1980; Pinelo e Matos Fernandes, 1981). Além do diagrama teórico incluem-se mais dois,

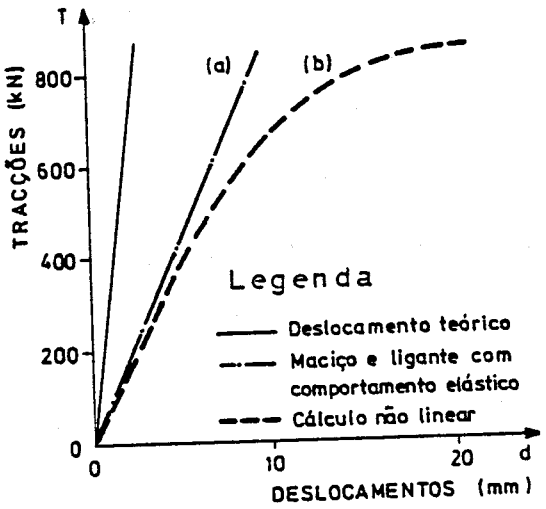


Fig. 6.7 - Diagramas tracções-deslocamentos teóricos e calculados em regime linear e não linear

resultantes de outros tantos cálculos, um em regime linear (a) e outro em regime não linear (b). Como se pode constatar, a tangente na origem ao diagrama (b) não é a recta teórica mas o diagrama (a), também rectilíneo, mas com um declive inferior à rigidez teórica. Conclui-se, assim, que o afastamento do diagrama tracções-deslocamentos de uma ancoragem em relação ao teórico é resultado de deslocamentos de dois tipos:

i) dos deslocamentos elásticos do maciço, da calda e dos respectivos contactos; ii) dos deslocamentos decorrentes das roturas e da não linearidade física daqueles materiais.

Os primeiros são proporcionais às tracções aplicadas, enquanto os segundos crescem, para um dado incremento de carga, com o nível de tracção.

Desta forma, o facto de, em média, a rigidez tangente inicial ser, nos ensaios analisados, cerca de 6% inferior à teórica, representará a contribuição, aliás bastante reduzida, para os deslocamentos totais, dos deslocamentos do tipo referido em primeiro lugar.

A validade desta conclusão é reforçada com o facto de o valor médio determinado para a razão K_{dr}/K_i ser rigorosamente igual a 1,0. De facto, se, por definição, só são recuperáveis os deslocamentos elásticos, e a rigidez de descarga é igual à rigidez inicial, isso prova que a recta tangente ao diagrama de ensaio no seu início corresponde à parcela elástica dos deslocamentos medidos com o crescimento do esforço de tracção.

Prosseguindo no comentário aos resultados do estudo efectuado, não se pode deixar de chamar particularmente a atenção para os muito baixos valores que pode assumir a razão K_s/K_i, como 0,34 na ancoragem E1 realizada para a consolidação da escarpa do Casal Ventoso em Lisboa, sendo o respectivo valor médio igual a 0,70.

Pelo facto, já referido, de as ancoragens em questão serem de carácter definitivo, os valores de K'_s/K_i podem fornecer uma ideia de quanto, para as tracções de serviço correntes nas ancoragens provisórias, o caso mais usual nos problemas em estudo, a rigidez se afasta da inicial. Conclui-se, por exemplo, que a rigidez tangente para aquela tracção de serviço pode atingir valores cerca de cinco vezes menores que os iniciais, descendo a média para 0,62 K_i.

Repare-se ainda que, como K_i é, em média, um pouco inferior a K_t, a razão entre a rigidez tangente para a tracção de serviço e a rigidez teórica desce, em média, para 0,65 e 0,58, para o caso das ancoragens definitivas e provisórias, respectivamente; o valor mínimo de K'_s/K_t é de 0,20 na já referida ancoragem E1 realizada no Casal Ventoso.

Se se atender a que foram apenas estudadas ancoragens seladas em formações muito rijas, os valores citados atestam a importância que a não linearidade assume no comportamento mecânico das ancoragens.

O estudo exposto, e as conclusões que foram enunciadas a respeito dos ensaios analisados, permitem fundamentar três outras conclusões, estas de carácter geral, àcerca do comportamento mecânico das ancoragens. Assim:

i) o comportamento mecânico das ancoragens é acentuadamente não linear, ainda que a selagem se realize em maciços rochosos ou em solos de excelentes características mecânicas;

ii) em consequência, o dimensionamento de uma ancoragem, tradicionalmente entendido como a determinação das tracções limites para a adopção da tracção admissível, deve ser entendido, em sentido mais lato, como a determinação do diagrama tracções-deslocamentos; tal ganha particular importância quando se pretenda utilizar métodos, como o método dos elementos finitos, para o cálculo das deformações das obras em que as ancoragens estão envolvidas, os quais, naturalmente, exigem a introdução de valores realistas da rigidez dos apoios que aquelas constituem;

iii) o comportamento não linear das ancoragens em primeira carga pode ser representado até às proximidades da rotura por uma lei hiperbólica; em descarga e segunda carga as ancoragens exibem um comportamento aproximadamente linear definido por uma rigidez igual à rigidez tangente inicial; esta será, em termos médios, um pouco inferior à teórica.

6.3 - CRÍTICA AOS MÉTODOS CONHECIDOS PARA A CONSIDERAÇÃO DAS ANCORAGENS NAS ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS

As conclusões enunciadas permitem formular sérias objecções relativamente à forma como os métodos conhecidos, descritos em 6.1, procuram integrar nos cálculos o comportamento das ancoragens.

Assim,no primeiro daqueles métodos, ao serem representadas as zonas livre e de selagem na malha de elementos finitos:

i) em regra não se dispõem elementos de junta entre os bolbos e o maciço envolvente, sem os quais o deslizamento da selagem não pode ser convenientemente simulado;

ii) não raro, igualmente, se desrespeita na malha a verdadeira geometria do bolbo, atribuindo-lhe espessuras tais que não podem deixar de conferir à ancoragem uma importante parcela de resistência de ponta que ela efectivamente não possui;

iii) pretende-se simular em estado plano de deformação aquilo que envolve um equilíbrio tipicamente tridimensional;

iv) (mais importante ainda) os factores dependentes do processo construtivo não podem ser tidos em conta,e é sabido que eles afectam de modo determinante o comportamento das ancoragens.

Em suma, no método em causa é ignorado o diagrama tracções-deslocamentos das ancoragens, ainda que ensaios prévios tenham sido efectuados, e no próprio cálculo onde aquele deveria constituir um dado, é obtido um outro como resultado, que com toda a probabilidade se afastará mais ou menos drasticamente do real.

As objecções a fazer ao segundo método descrito são de natureza diferente. Tal método baseia-se em duas hipóteses fundamentais.

Segundo a primeira, devido às características mecânicas do bedrock, os movimentos no seu interior associados à realização da excavação são desprezáveis. Esta hipótese parece aceitável, e adiante isso mesmo será verificado no estudo de um caso concreto (Capítulo 11).

Por outro lado, o método postula que pelo facto de as ancoragens estarem seladas em formações "rijas" e "imóveis", o seu diagrama tracções-deslocamentos coincide com a recta cu

jo declive é a rigidez teórica da ancoragem. O estudo apresentado em 6.2 mostra que tal simplificação raramente poderá ser considerada aceitável. Quer isto dizer que aquelas formações, sendo globalmente imóveis, não conseguem garantir, quando se tracciona uma ancoragem nelas selada, a completa fixação do bolbo de selagem, devido aos altíssimos níveis de tensão que se desenvolvem no contacto ligante-maciço.

Em resumo: os métodos conhecidos para a consideração do comportamento das ancoragens nas análises por elementos finitos não podem considerar-se satisfatórios porque ignoram a curva experimental tracções-deslocamentos da ancoragem. Ora, deve ser sublinhado, por tudo quanto atrás ficou expresso, que, em geral, a aproximação dos resultados dos cálculos por elementos finitos de estruturas ancoradas estará dependente não apenas da representatividade dos parâmetros definidores do comportamento mecânico do maciço mas também dos que traduzem o comportamento das ancoragens, todos eles exigindo determinação experimental.

O problema em questão é, com efeito, complexo mas em simultâneo extremamente interessante. Trata-se, por assim dizer, de dois tipos de estruturas, a cortina e as ancoragens, em que o segundo serve de apoio ao primeiro; no estudo de um deles, a cortina, pelo método dos elementos finitos, é necessário introduzir como um dado o comportamento do outro, as ancoragens, determinado experimentalmente. Não se trata apenas, portanto, de um caso de interacção solo-estrutura, mas também de um problema de interacção entre estruturas.

6.4 - MÉTODO PROPOSTO PARA A CONSIDERAÇÃO DAS ANCORAGENS NAS ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS

6.4.1 - ANCORAGENS SELADAS NUMA FORMAÇÃO IMÓVEL

O facto de se poder representar o comportamento não linear das ancoragens por uma lei hiperbólica não se reveste de grande interesse apenas para a comparação da rigidez em cada pon

to da curva de ensaio com a rigidez teórica. Ele é sobretudo importante porque permite a fácil consideração do comportamento não linear das ancoragens nos modelos de cálculo baseados no método dos elementos finitos.

Com efeito, como sublinharam Pinelo e Matos Fernandes (1981), a rigidez dos elementos mola por meio dos quais são simuladas as ancoragens, quando seladas numa formação rija e praticamente imóvel, deve ser ajustada no cálculo de modo a ter em consideração o afastamento do seu comportamento mecânico relativamente ao teórico, que a generalidade dos ensaios de tracção evidencia. Nos cálculos efectuados para o estudo dessa questão, na fase seguinte à da instalação de cada ancoragem, os autores atribuem ao elemento dela representativo uma rigidez de valor igual a 90% e a 60% da teórica.

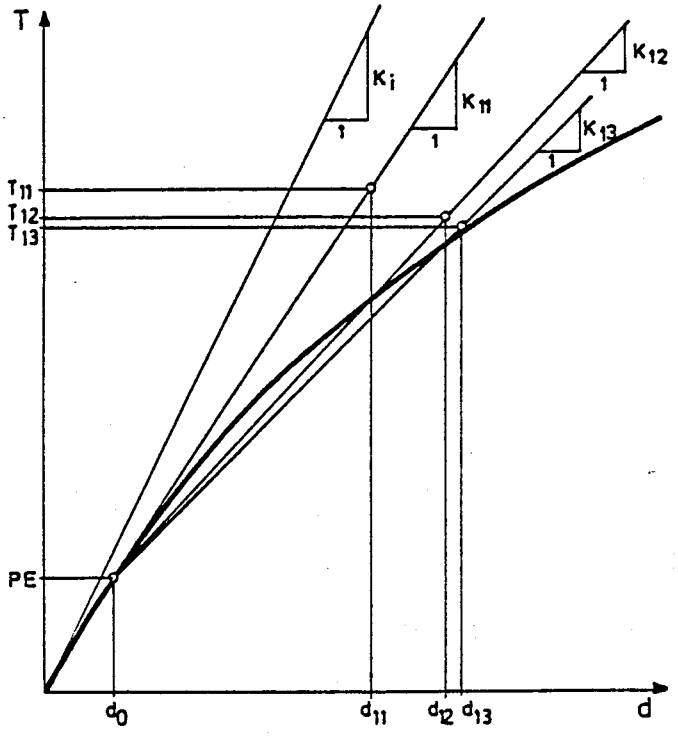
Deve notar-se, todavia, para além do facto de o afastamento relativamente ao comportamento teórico poder ser consideravelmente maior do que o correspondente àqueles valores, ter o estudo referido ficado limitado pelo modelo representativo do comportamento das ancoragens que, nomeadamente: i)restringe a situação de primeira carga à fase de escavação seguinte à da respectiva instalação; ii) impõe determinada rigidez em primeira carga, quando os resultados experimentais mostram que aquela varia com o nível de tracção, o qual, obviamente, é "a priori" desconhecido.

Como se compreenderá, o facto de o comportamento das ancoragens se poder exprimir por meio de um modelo como o hiperbólico facilita extraordinariamente a concretização do procedimento sugerido, ou seja, que o ponto cuja abcissa é, em cada fase, igual ao deslocamento do ponto nodal representativo da cabeça projectado na direcção da ancoragem, e cuja ordenada é o esforço nela instalado, percorra, não a recta teórica mas a curva de ensaio adoptada. Este processo exige o uso de determinado número de iterações em cada incremento.Contudo, tal não acarreta aumentos sensíveis nos tempos de computação já que as iterações são igualmente necessárias para a consideração do comportamento não linear do solo e da interface solo-cortina.

Existem quatro tipos de solicitação, ou quatro trajectórias de tracção, que precisam de ser consideradas no processo de determinação da rigidez das ancoragens quando se pre

tende simular no modelo de cálculo o seu comportamento não linear representado pelo modelo hiperbólico.

A Figura 6.8 respeita ao primeiro tipo de solicitação que se pode designar como primeira carga, ocorrendo, habitualmente, na fase de escavação seguinte ao pré-esforço res-



Legenda:

PE	— Pré-esforço
d_0	— Deslocamento correspondente ao pré-esforço
K_i	— Rigidez inicial
d_{ij}	— Deslocamento da cabeça na iteração j da fase i
T_{ij}	— Esforço de tracção na iteração j da fase i
K_{ij}	— Rigidez na iteração j na fase i

Fig. 6.8 - Processo iterativo para o ajuste da rigidez para trajectórias de tracções em primeira carga

pectivo. A este corresponde na curva de ensaio um deslocamento d_o que passa a ser, no processo iterativo, a origem do eixo das abcissas. Na primeira iteração é atribuida ao elemento representativo da ancoragem a rigidez tangente no ponto cuja ordenada é a grandeza do pré-esforço; nas iterações seguintes a ancoragem passa a funcionar com uma rigidez secante determinada da forma indicada, sendo a convergência atingida, em geral, ao fim de três iterações.

Uma segunda trajectória de tracções é a descarga da ancoragem, que se pode verificar, por exemplo, quando um outro nível inferior é pré-esforçado. Para essa situação,no modelo de cálculo é atribuida à ancoragem a rigidez de descarga-recarga, igual à rigidez tangente inicial. Note-se que esta, por sua vez, não tem que ser necessariamente igual à teórica, antes sendo introduzido com um dado o valor determinado nos ensaios.

O terceiro tipo de solicitação é aquele em que um aumento no esforço de tracção se segue a um decréscimo, mas sem que aquele esforço atinja o máximo valor já alcançado em fases anteriores. Esta situação, a recarga, é corrente quando os pré-esforços são elevados e se realiza a fase de escavação não imediatamente abaixo do nível de ancoragens em causa. No modelo de cálculo é atribuída à ancoragem representativa desse nível a rigidez de descarga-recarga em todas as iterações.

Finalmente, na última trajectória de tracções possível, após um decréscimo no esforço de determinada ancoragem, ele na fase seguinte aumenta para além do máximo jamais atingido. Esta situação, que corresponde em parte a uma recarga e em parte também a uma primeira carga, pode verificar-se, por exemplo, quando se utilizam baixos pré-esforços e se realiza uma fase de escavação não imediatamente abaixo do nível em causa. Na realidade, a ancoragem comporta-se de forma aproximadamente linear até ao valor da tracção máxima antes atingida, percorrendo a partir daí os pontos da curva correspondente à primeira carga. A Figura 6.9 espelha o processo

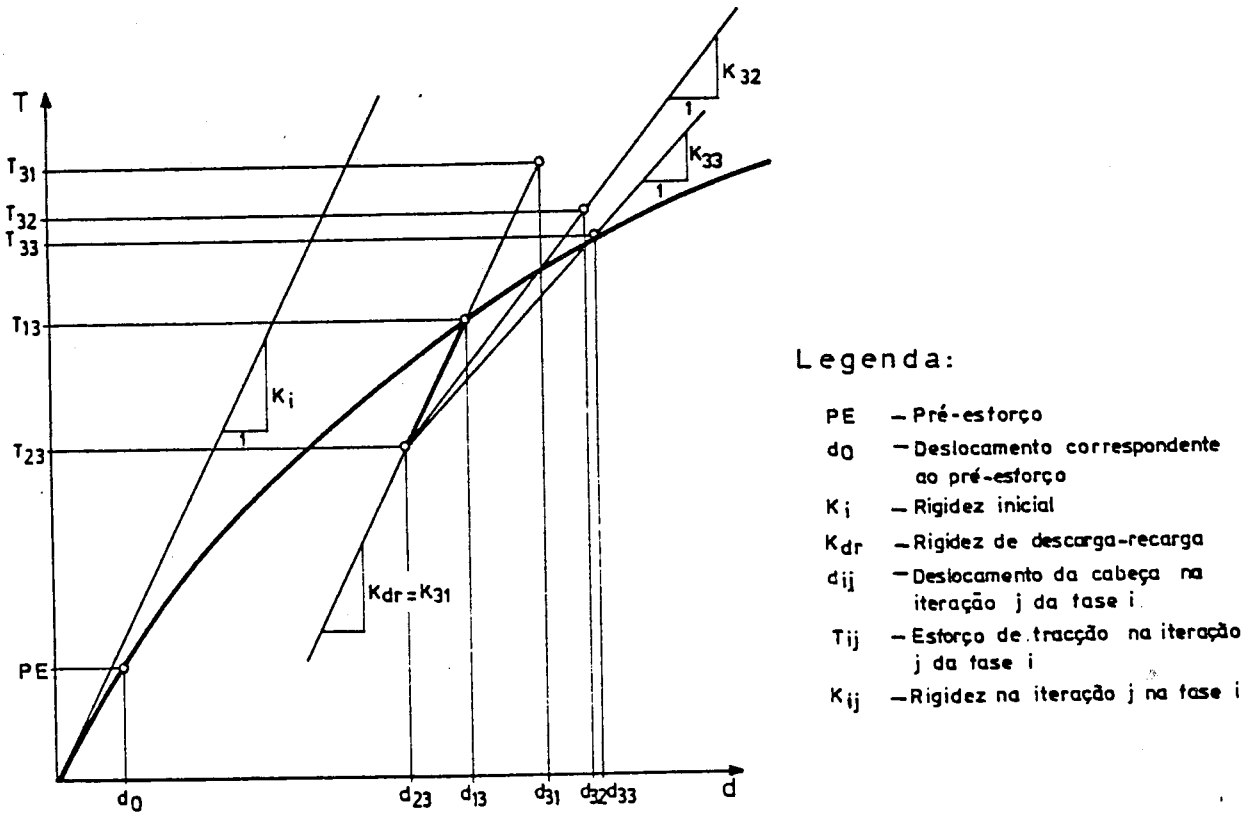


Fig. 6.9 - Processo iterativo para o ajuste da rigidez para trajectórias de tracções do tipo recarga-primeira carga

programado no modelo de cálculo para este tipo de solicitação. Na primeira iteração, à ancoragem é atribuida a rigidez de descarga-recarga; nas iterações seguintes, a ancoragem passa a funcionar com uma rigidez determinada da forma indicada na figura referida.

No capítulo 9 apresentar-se-ão alguns exemplos de cálculos em que o método exposto foi aplicado, evidenciando-se a forma como é reproduzido o comportamento não linear adoptado para as ancoragens e as consequências que ele acarreta nos movimentos do sistema e nos esforços na estrutura de suporte, relativamente a cálculos análogos em que se consideraram as ancoragens com comportamento linear, coincidente com o teórico.

6.4.2 - ANCORAGENS SELADAS NUMA ZONA EM QUE NÃO SÃO DESPREZÁVEIS OS MOVIMENTOS ASSOCIADOS À ESCAVAÇÃO

6.4.2.1 - ANCORAGENS COM COMPORTAMENTO LINEAR

Já atrás foi demonstrado que a representação das zonas livre e de selagem das ancoragens na malha de elementos finitos não constitui o processo mais adequado para a correcta consideração do comportamento mecânico das ancoragens mesmo quando os bolbos de selagem, pela sua localização e pelas características da formação em que estão alojados, podem experimentar movimentos significativos associados à realização da escavação. Ou seja, aquela representação pode servir para ter em conta estes movimentos, mas não para garantir que os deslocamentos relativos da cabeça e da selagem ocasionam as mesmas tracções na ancoragem, que as determinadas por meio de ensaios prévios. Por isso, em qualquer dos casos, a correcta consideração das ancoragens no modelo de cálculo exige que a curva tracções-deslocamentos resultante daqueles ensaios seja introduzida como um dado e não obtida como um resultado.

Quando a zona envolvente das selagens pode experimentar movimentos associados à escavação (referem-se estes não como resultantes dos esforços transmitidos pelos bolbos quan

do as ancoragens são postas em serviço, mas unicamente induzidos pelo movimento de conjunto do maciço remanescente para a escavação) o problema torna-se mais complexo do que no caso anteriormente tratado, já que no diagrama de ensaio aqueles movimentos não vêm, obviamente, incluídos.

Considere-se (Figura 6.10a) que no problema a resolver a escavação será suportada por uma cortina ancorada a um nível, sendo P o ponto em que a ancoragem se amarra à parede em que se efectua a escavação. Admita-se, por simplificação, que a ancoragem tem um comportamento linear definido por uma rigidez K.

Passar-se-á a expôr como no modelo de cálculo desenvolvido é simulada a ancoragem.

Na malha de elementos finitos (Figura 6.10b) não se representam os comprimentos livre e de selagem.

O pré-esforço envolve (Figura 6.10c) a aplicação de duas forças iguais e directamente opostas nos pontos nodais representativos da cabeça da ancoragem e do ponto médio da selagem, Q; a força aplicada na zona de selagem poderá, eventual

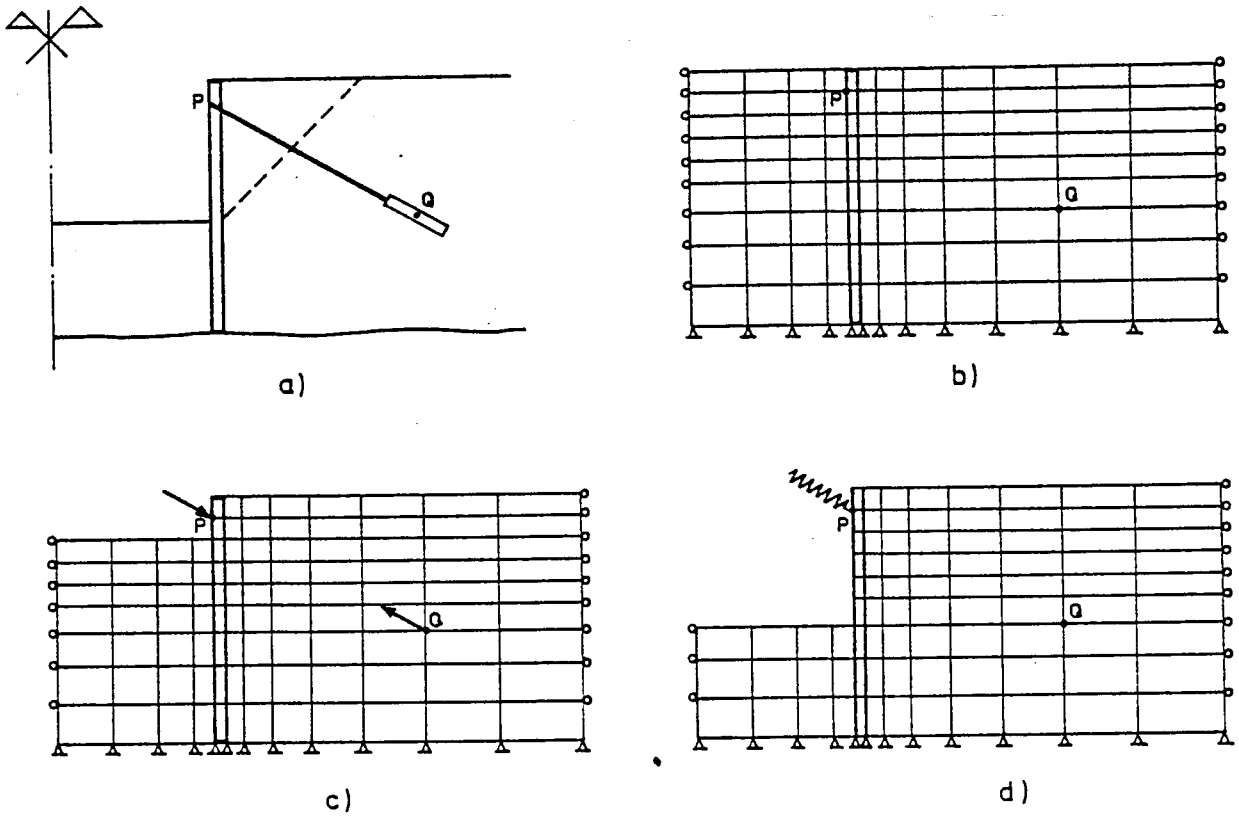


Fig. 6.10 - Consideração das ancoragens quando não estão seladas numa formação imóvel: a) corte tipo; b) malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) blocagem da ancoragem

mente, ser distribuida por dois ou mais pontos vizinhos de Q para obstar a uma concentração de tensões que não tem correspondência com a realidade.

Tal como no procedimento exposto anteriormente para o caso da selagem se poder considerar fixa, a blocagem da ancoragem é materializada também pela introdução de um elemento mola (Figura 6.10d) ligando P à fronteira inferior da malha, elemento cuja rigidez, porém, é calculada na base das características geométricas e mecânicas da ancoragem real.

Sendo assim, na fase de escavação seguinte à colocação em serviço da ancoragem, ou em qualquer outra que acarrete naquela um aumento no esforço de tracção, na primeira iteração os deslocamentos da parede e do maciço vêm calculados por defeito, já que nessa iteração a ancoragem funcionou como tendo a selagem fixa, opondo uma reacção, aplicada em P, de valor proporcional ao deslocamento absoluto desse ponto projectado sobre a direcção da ancoragem:

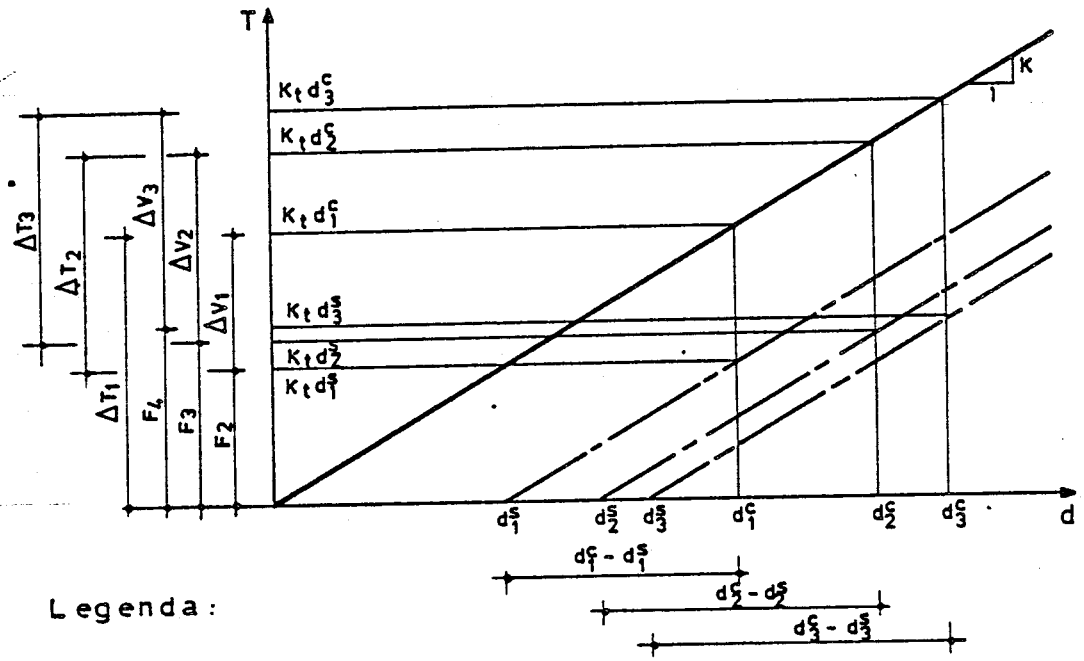
$$\Delta T_1 = K \quad d_1^c \qquad (6.9)$$

Em consequência, ΔT_1, que representa o acréscimo no esforço de tracção na primeira iteração, vem dado por excesso, pois para os deslocamentos de P e Q calculados, a variação que de facto pode verificar-se no esforço é

$$\Delta V_1 = K \quad (d_1^c - d_1^s) \qquad (6.10)$$

ou seja, proporcional ao deslocamento de P relativamente a Q .

A Figura 6.11 ajuda a compreender o processo seguido nas iterações seguintes para estabelecer a compatibilidade da força aplicada em P dirigida para o maciço suportado, ΔT_i, com o deslocamento relativo do mesmo ponto relativamente a Q, $d_i^c - d_i^s$, ponto este através do qual se tem em conta o movimento da selagem associado à escavação.



Legenda:

d_i^c — Deslocamento absoluto da cabeça na iteração i

d_i^s — " " " " selagem " " "

F_i — Força introduzida em P na iteração i

Fig. 6.11 - Processo iterativo para a compatibilização da força total aplicada na cabeça da ancoragem com o deslocamento relativo da cabeça e da selagem

Na segunda iteração é introduzida em P uma força, F_2, com a direcção da ancoragem, dirigida para a escavação, de grandeza

$$F_2 = \Delta T_1 - \Delta V_1 = K \; d_1^c - K \; (d_1^c - d_1^s) = \\ = K \; d_1^s \qquad (6.11)$$

ou seja, proporcional ao deslocamento de Q na iteração anterior, força através da qual se pretende compensar o facto de o elemento representativo da ancoragem oferecer uma reacção ao deslocamento da parede que não tem em conta o deslocamento da selagem.

Isto tem como consequência que na segunda iteração os deslocamentos da cortina e do maciço, logo da própria selagem também, são superiores aos calculados na primeira, pois às forças nodais equivalentes que se aplicam na fronteira da

respectiva fase de escavação para simular a retirada do solo, se soma uma outra força, dirigida para a escavação, representativa do movimento da selagem de encontro àquela. Nesta iteração, a segunda, excluindo as forças associadas à escavação, a força aplicada em P com a direcção da ancoragem, soma vectorial de F_2 com a reacção no apoio elástico, é

$$\Delta T_2 = K \; d_2^c - F_2 = K \; (d_2^c - d_1^s) \qquad (6.12)$$

quando a força que de facto deveria ser exercida no mesmo ponto vale

$$\Delta V_2 = K \; (d_2^c - d_2^s) \qquad (6.13)$$

Quer dizer, portanto, que nesta iteração os deslocamentos vêm ainda dados por defeito e a variação no esforço por excesso já que d_2^s é maior do que d_1^s, como já foi referido.

Na iteração n a força introduzida em P pelo processo iterativo é

$$F_n = K \; d_{n-1}^s \qquad (6.14)$$

vindo a força aplicada nesse ponto igual a

$$\Delta T_n = K \; d_n^c - F_n = K \; (d_n^c - d_{n-1}^s) \qquad (6.15)$$

Como d_{n-1}^s é praticamente igual a d_n^s, devido à conver - gência do processo iterativo, então

$$\Delta T_n \simeq \Delta V_n = K \; (d_n^c - d_n^s) \qquad (6.16)$$

o que significa que nessa iteração a força aplicada à parede no ponto P, resultante da força introduzida pelo processo iterativo e da reacção oferecida ao deslocamento da cortina pelo elemento representativo da ancoragem (Figura 6.12), é igual à força mobilizável na ancoragem real para o deslocamento relativo da cabeça e da selagem calculados nesta iteração. A força ΔT_n será, portanto, a variação no esforço associado à fase em estudo.

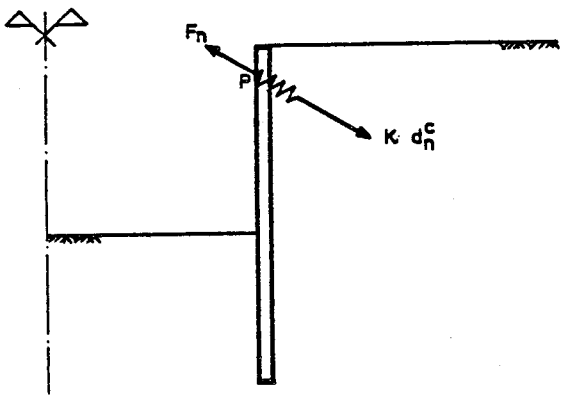


Fig. 6.12 - Forças aplicadas na cabeça da ancoragem no fim do processo iterativo de n iterações

Nas fases que implicam reduções no esforço de tracção, esta variação é também calculada na base do deslocamento relativo da cabeça e da selagem; contudo, no processo programado não é em P introduzida qualquer força já que a ancoragem não exerce qualquer oposição ao deslocamento da parede de encontro ao maciço suportado.

Antes de passar ao tratamento do caso em que o comportamento das ancoragens é não linear, impõe-se uma observação àcerca da exclusão das selagens da malha de elementos finitos no método que acaba de ser proposto. É evidente que não sendo os bolbos de selagem representados não é reproduzido com aproximação o estado de tensão na zona do maciço que os envolve.

Antes de mais, deve ser notado que nos métodos em que se procede a essa representação aquele estado de tensão não é também reproduzido com fidelidade porque nos cálculos se admite a existência de um estado plano de deformação.

A hipótese subjacente ao método desenvolvido será legítima se não se verificar interacção significativa entre as

zonas cujo estado de tensão é sensivelmente afectado pela presença dos bolbos de selagem e a zona mais próxima da cortina, responsável pelas pressões de terras que a solicitam. Felizmente as dimensões das zonas primeiramente citadas parecem ser muito reduzidas.

Por exemplo, Ostermayer (1976) propõe que o espaçamento mínimo entre selagens para impedir que a respectiva interacção acarrete decréscimos na tracção de rotura seja de 1,5 metros; a Norma Alemã DIN 4125(1972) exige um metro apenas. Estudos por elementos finitos (Pinelo, 1980) e analíticos (Salvedurai, 1981) apontam no mesmo sentido. Por exemplo,os resultados obtidos por Pinelo (1980) mostram que para além de uma distância igual a seis vezes o diâmetro do bolbo o estado de tensão permanece praticamente inalterado; como só excepcionalmente aquele diâmetro ultrapassará 0,25 m, pode concluir-se que a alteração do estado de tensão no maciço associada à presença das selagens é muito localizada.

Se se atender, por outro lado, às exigências àcerca da localização dos bolbos de selagem relativamente à cortina (ver 2.6), concluir-se-á que não é provável que a zona afectada se possa estender às vizinhanças da escavação, não se tornando portanto necessária a sua consideração aproximada no modelo de cálculo.

6.4.2.2 - ANCORAGENS COM COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

Quando as zonas de selagem são susceptíveis de experimentar movimentos associados à escavação e o comportamento das ancoragens é não linear, o processo descrito em 6.4.2.1 é complementado com a modificação da respectiva rigidez em cada iteração. Na Figura 6.13 ilustra-se o processo seguido para a fase de escavação seguinte ao pré-esforço. Naquela figura a origem do sistema de eixos é o ponto do diagrama hiperbólico correspondente ao pré-esforço; na primeira iteração a ancoragem funciona com a rigidez tangente ao diagrama nesse ponto. Nas iterações seguintes, a rigidez secante é calculada na base dos deslocamentos relativos da cabeça e da selagem (pontos P e Q, respectivamente). Por sua vez, a força in-

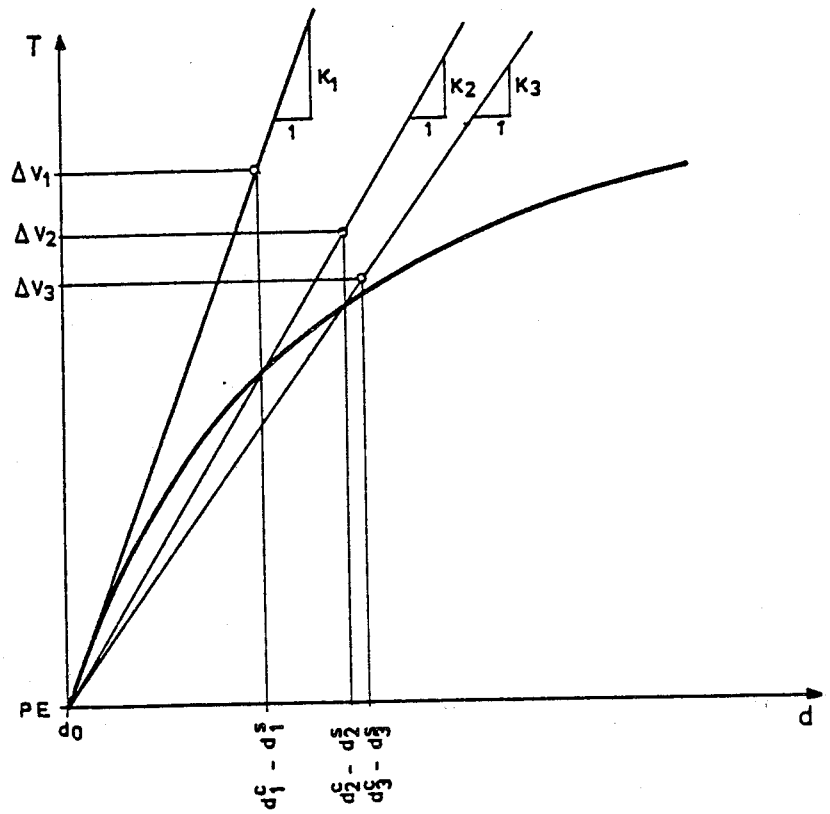


Fig. 6.13 - Processo iterativo para o ajuste da rigidez para trajectórias de tracções em primeira carga e tendo em conta o deslocamento da selagem

troduzida em P resulta, em cada iteração, do produto dos valores, relativos à iteração anterior, da rigidez da ancora - gem e do deslocamento do ponto nodal representativo da selagem:

$$F_i = K_{i-1}\ d^s_{i-1} \qquad (6.17)$$

No fim do processo iterativo de n iterações, o ponto cuja abcissa é igual ao deslocamento de P relativamente a Q, $d^c_n - d^s_n$, e cuja ordenada é a grandeza da resultante das forças aplicadas em P, soma vectorial da reacção no apoio elástico e da força F_n introduzida,

$$\Delta T_n = K_n \, d_n^c - K_{n-1} \, d_{n-1}^s \qquad (6.18)$$

deve estar muito próximo do diagrama hiperbólico representativo do comportamento mecânico da ancoragem.

Nas fases que impliquem situações de descarga ou recarga da ancoragem, a rigidez mantém-se constantemente igual à tangente inicial, não havendo portanto diferenças no procedimento programado no modelo de cálculo para tais casos relativamente ao que atrás foi já exposto (6.4.1).

Quando a solicitação associada a determinada fase construtiva implica uma trajectória de tracções do tipo recarga-primeira carga, em cada iteração verifica-se, além da introdução em P da força correspondente ao movimento de Q, um ajuste na rigidez da ancoragem em função do deslocamento relativo daqueles pontos, ajuste esse efectuado da forma já atrás descrita para a hipótese da selagem ser fixa (ver Figura 6.9).

No Capítulo 9, para um problema em que as zonas de selagem experimentam significativos movimentos associados à escavação, são analisados os resultados de diversos cálculos pondo em destaque a forma como o modelo proposto tem adequadamente em conta aqueles movimentos, em complemento ou não com o comportamento não linear das ancoragens, e também a respectiva influência nos deslocamentos do conjunto e nos esforços na estrutura.

6.4.3 - CONCLUSÃO

Em resumo, através do modelo de cálculo desenvolvido é possível o estudo de quatro tipos de comportamento das ancoragens, a saber:

- comportamento linear sem mobilidade da selagem,
- comportamento não linear sem mobilidade da selagem,
- comportamento linear com mobilidade da selagem, e
- comportamento não linear com mobilidade da selagem.

O comportamento não linear é definido por um diagrama hiperbólico para situações de primeira carga e por uma recta

de declive igual ao da tangente no início do diagrama, para situações de descarga-recarga. A mobilidade da selagem, por seu turno, é representada pelos deslocamentos do ponto nodal correspondente à posição do seu ponto médio.

6.5 - CONSIDERAÇÃO DAS ESCORAS NO MODELO DE CÁLCULO

Ao longo do presente capítulo tem-se referido exclusivamente a consideração das ancoragens no modelo de cálculo. Contudo, em muitos casos não são ancoragens mas escoras que juntamente com a cortina constituem a estrutura de suporte.

Com as escoras deixam, nas condições habituais, de existir problemas relacionados com os movimentos dos pontos de apoio (que nas ancoragens são os bolbos de selagem) associados à escavação. Com efeito, elas em regra são colocadas entre as faces opostas da escavação, o que tem como consequência que o seu ponto médio tem um deslocamento praticamente nulo (Figura 6.14a). Desta forma, a sua consideração no modelo não difere do caso de uma ancoragem com selagem fixa (Figura 6.14bcd). O pré-esforço é simulado pela aplicação de uma força concentrada no ponto P em que a escora se liga à cortina. Nas fases seguintes a escora é representada por um elemento mola onde, para cada deslocamento de P segundo a horizontal, se mobiliza determinada reacção dependente das grandezas daquele deslocamento e da rigidez da própria escora.

No que respeita a este parâmetro, a observação de diversas escavações escoradas tem mostrado que ele se pode afastar do seu valor teórico (ver 2.4) num grau bastante mais elevado até do que aquele que para as ancoragens foi posto em evidência. Tal afastamento é, porém, mais difícil de ter em conta nas escoras porque é resultante da existência de folgas ou de elementos de reduzida rigidez no sistema de ligação daquelas à cortina, factores acentuadamente dependentes da mão de obra.

O aumento do esforço de compressão, quando devido a fases de escavação subsequentes as escoras são colocadas em serviço, tende a eliminar as folgas, aproximando-se então a ri-

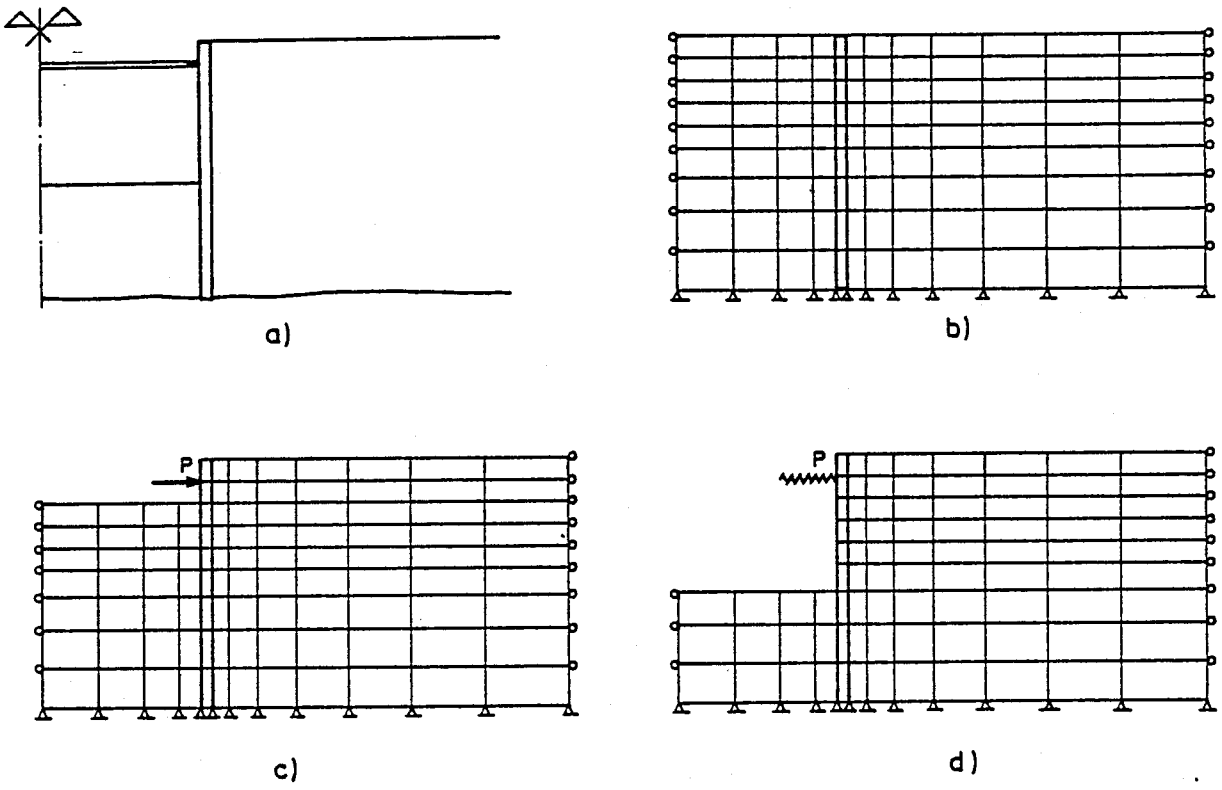


Fig. 6.14 - Escavação suportada por uma cortina escorada a) corte tipo; b) malha de elementos finitos; c) simulação do pré-esforço; d) escora em serviço

gidez efectiva da rigidez teórica. Ou seja, o comportamento mecânico das escoras, embora sendo, tal como nas ancoragens, não linear, é definido por uma curva de tipo completamente diferente, pois enquanto nestas a rigidez decresce com o aumento do esforço, naquelas passa-se precisamente o contrário (Figura 6.15); isto, evidentemente, até valores do esforço que não ocasionem a rotura da própria escora.

Dada a natureza da não linearidade do comportamento dos apoios materializados pelo escoramento, ela não é determinável por meio de ensaios prévios, e, mesmo numa dada obra, pode ser extremamente variável o afastamento da rigidez efectiva relativamente à teórica. Não se justifica, portanto, a tentativa de integrar no modelo de cálculo tal tipo de não linearidade mas tão só basear os cálculos de previsão num valor conservativo da rigidez efectiva. Sendo esta um dos parâmetros determinantes no comportamento das cortinas escoradas (Palmer e Kenney, 1972; Mana, 1978) compreender-se-á a difi-

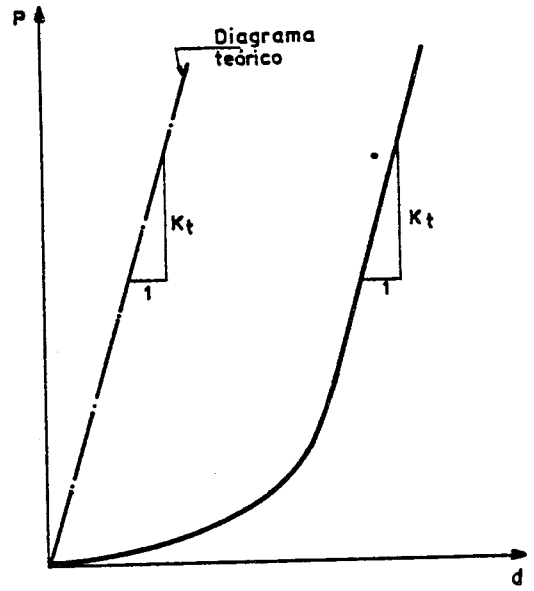


Fig. 6.15 - Hipotético diagrama compressões-deslocamentos de uma escora

culdade em formular previsões aproximadas para este tipo de estrutura flexível de suporte. Aliás, o caso a ser relatado no Capítulo 12 é a este propósito paradigmático.

Quando é atingida a profundidade projectada para a escavação, no método construtivo mais usualmente seguido, inicia-se a construção das lages dos pisos enterrados a partir do fundo, sendo gradualmente retirados de serviço os diversos níveis do escoramento, também de baixo para cima.

Pode justificar-se prosseguir o estudo do problema até esta fase da construção, pois ela pode acarretar movimentos adicionais, bem como uma distribuição de esforços na estrutura diferente daquela que existia no fim da escavação, dependendo tal eventualidade da geometria do problema e da sucessão adoptada para as operações de construção das lajes e retirada do escoramento.

Para o estudo destas fases construtivas é necessária a simulação no modelo da retirada de serviço das escoras, já que a da construção das lajes se faz de forma idêntica à da instalação daquelas.

A retirada de serviço de determinado nível de escoras compreende, no modelo de cálculo, os dois seguintes passos:

a) atribuição ao elemento representativo do nível a re

tirar de uma rigidez insignificante;

b) aplicação no ponto nodal em que aquele nível se liga à cortina de uma força concentrada de grandeza igual à do esforço no mesmo nível instalado no fim da fase anterior, e de sentido dirigido para a escavação.

No capítulo 12 será estudado um caso envolvendo a substituição de escoras por lajes numa obra cuja observação foi efectuada no âmbito dos trabalhos desta tese.

CAPITULO 7

O COMPORTAMENTO MECÂNICO DA INTERFACE SOLO-CORTINA

7.1 - INTRODUÇÃO

No estudo por elementos finitos de problemas envolvendo materiais com drásticas diferenças de resistência e deformabilidade é necessário considerar entre elementos vizinhos que representem materiais de características mecânicas contrastantes, outros elementos, designados por elementos finitos de junta, para a simulação do deslizamento que na superfície de contacto tende a verificar-se sob a acção da solicitação. Nos problemas em estudo os elementos finitos de junta são necessários nas interfaces entre a cortina e o maciço envolvente.

No modelo de cálculo foi utilizado o elemento junta de quatro nós e espessura nula proposto por Goodman et al(1968) que admite variação linear dos deslocamentos ao longo do seu comprimento, o que garante total compatibilidade com os deslocamentos nas fronteiras dos elementos bidimensionais adjacentes, igualmente lineares.

A matriz de rigidez do elemento é definida em função dos parâmetros K_n e K_t que relacionam as tensões normal e tangencial com, respectivamente, o deslocamento médio normal através do elemento e o deslocamento médio tangencial ao longo do elemento. A K_n é, em geral, atribuido um valor muito alto para impedir que haja, em compressão, uma interpenetração significativa do elemento de junta com os elementos bidimensionais vizinhos. Quanto ao valor de K_t, a sua determinação pode fazer-se, assim como a dos parâmetros de resistência da junta, através de ensaios de corte directo sobre amostras cons

tituídas, neste caso, pelo material da cortina e pelo solo, coincidindo o plano de corte com o do contacto entre os dois materiais.

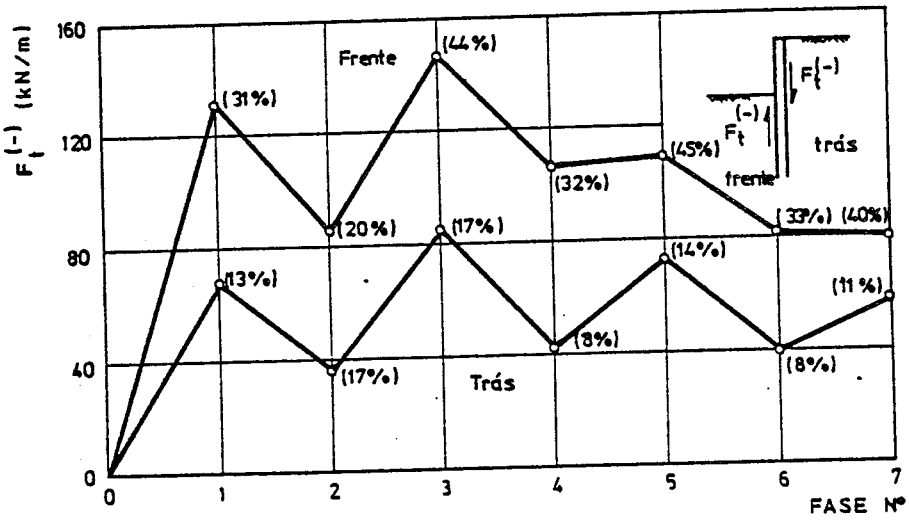


Fig. 7.1 - Evolução das forças tangenciais desenvolvidas nas interfaces solo-parede moldada (cálculo 1)

A Figura 7.1 ilustra a evolução das forças tangenciais que se desenvolvem nas interfaces da cortina com o solo no cálculo relativo ao Problema Base (Capítulo 3). Incluem-se para cada fase, entre parêntesis, as percentagens da resistência ao corte das respectivas interfaces que tais forças representam; os sentidos das forças referidas mantêm-se ao longo das várias fases construtivas, sendo indicados no canto superior direito da figura.

De notar que a área da interface da parede com o solo do lado da escavação (designada por interface da "frente") diminui com a retirada do solo, diminuindo em consequência a sua resistência total. Apesar de os deslocamentos da cortina segundo a vertical serem praticamente nulos, chegam a mobilizar-se, na face referida, 44% da respectiva resistência. Verifica-se, por outro lado, que as fases de escavação e pré-esforço têm efeitos opostos sobre as grandezas das forças desenvolvidas nas duas interfaces.

Dois outros cálculos relativos ao mesmo problema foram efectuados considerando num deles nulas a resistência e a rigidez tangencial dos elementos de junta e noutro praticamente infinitas aquelas características. Os deslocamentos da parede e os assentamentos da superfície no fim da escavação

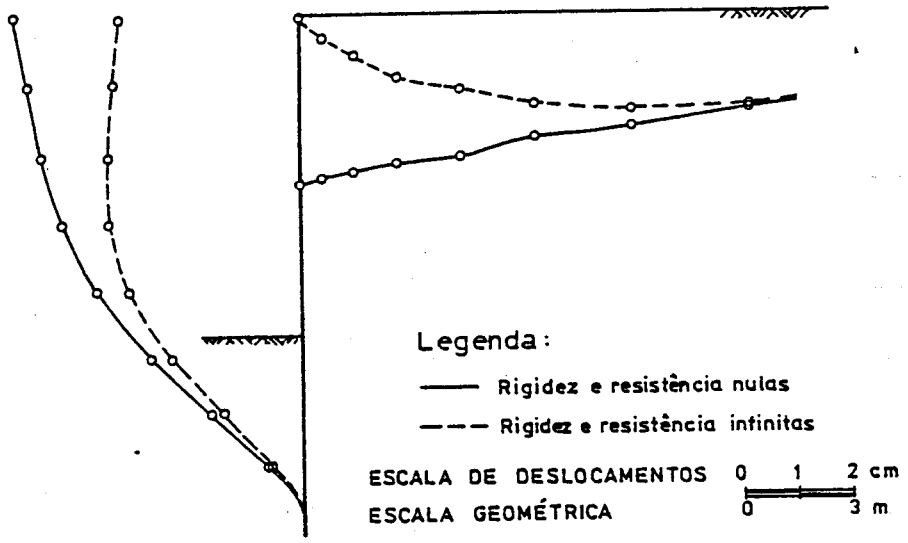


Fig. 7.2 - Influência das características dos elementos de junta nos movimentos associados à escavação

resultantes dos dois cálculos citados constam da Figura 7.2. As diferenças notáveis entre os deslocamentos correspondentes aos dois cálculos atestam o efeito altamente favorável das forças tangenciais desenvolvidas nas duas interfaces. É interessante notar, por outro lado, que os deslocamentos do cálculo em que a rigidez tangencial e a resistência foram tomadas praticamente infinitas coincidem quase integralmente com os do cálculo 1 (ver Figuras 3.16f e 3.17f). Este resultado significa que no problema analisado a atribuição aos elementos de junta de características de resistência e de deformabilidade superiores às admitidas nesse cálculo não é susceptível de alterar sensivelmente os movimentos da parede e do maciço relativamente aos dele resultantes.

7.2 - CARACTERIZAÇÃO DA INTERFACE SOLO-ESTRUTURA

7.2.1 - INTRODUÇÃO

Os ensaios de corte directo para a caracterização completa do comportamento mecânico do contacto solo-estrutura publicados na bibliografia da especialidade são raros.

Clough e Duncan (1971) relatam ensaios da superfície de

contacto entre betão e areia para o estudo pelo método dos elementos finitos de muros-gravidade. Para a preparação das amostras a areia foi compactada na parte superior da caixa de corte, enquanto que a parte inferior continha betão semelhante ao do muro a estudar.

A caracterização das interfaces no caso das estruturas flexíveis de suporte apresenta maiores dificuldades porque o maciço com que a estrutura contacta não é, em regra, um aterro artificial. Isso limita a representatividade dos parâmetros obtidos com amostras preparadas em laboratório, muito em especial caso se trate de um maciço argiloso. Por outro lado, quando a cortina é formada por painéis de paredes moldadas, as amostras para serem representativas terão que reflectir os efeitos do processo construtivo sobre a interface, nomeadamente as irregularidades associadas ao processo de escavação e o "cake" resultante da presença de lama bentonítica na vala antes da betonagem dos painéis.

7.2.2 - OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS

Tendo isso em consideração, entendeu-se que seria do maior interesse a realização de ensaios de corte directo sobre amostras provenientes de uma parede moldada e do solo adjacente, de forma que os efeitos citados pudessem ser estudados.

Para isso aproveitaram-se as obras em curso relativas à construção de um edifício na Avenida da Liberdade em Lisboa, para requerer à empresa encarregada da realização da parede moldada incluida na obra, que num dado local da massa a ser escavada, mas antes do início da escavação, fosse construído, utilizando tanto quanto possível o mesmo processo construtivo seguido para a cortina periférica, um bloco de parede moldada, não armada, a partir do qual pudessem ser obtidas amostras para ensaio do contacto parede-solo em laboratório.

No local, abaixo da camada superficial de aterro e sobrejacente ao bedrock Miocénico, ocorre um estrato de argila siltosa média que foi escolhido como a formação cujo contac-

QUADRO 7.I

G(kN/m3)	γ(kN/m3)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	S (%)	OCR
2.76	20.2	34	19	15	20	87	2

to com a parede moldada se deveria estudar. Algumas das suas características incluem-se no Quadro 7.I e na Figura 7.3.

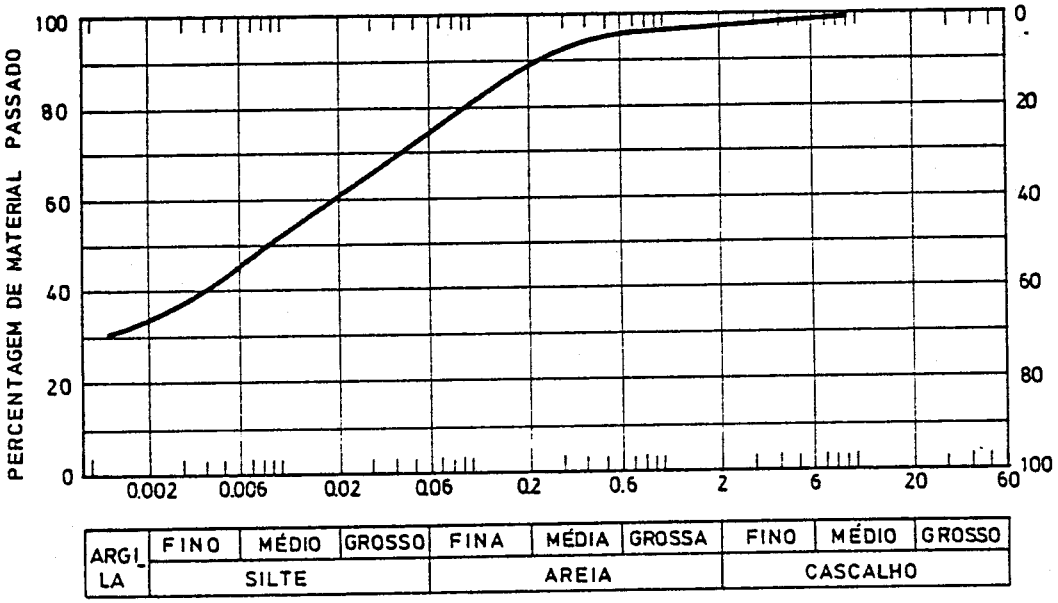


Fig. 7.3 - Curva granulométrica do solo cujo contacto com a parede moldada foi estudado

A construção do bloco referido e a obtenção das amostras foram realizadas da forma que seguidamente se descreve:

a) com o balde de maxilas de 0,60 metros de espessura foi escavada uma vala de cerca de 4 metros de profundidade, penetrando, na sua parte inferior, cerca de um metro no estrato de argila;

b) terminada a escavação, foram descidas na vala duas cofragens, cujas forma e dimensões se indicam nas Figuras 7.4 e 7.5, que foram colocadas contra as paredes opostas e contraventadas;

c) logo de seguida a vala foi preenchida por lama bentonítica de densidade aproximada de 10,4 kN/m^3;

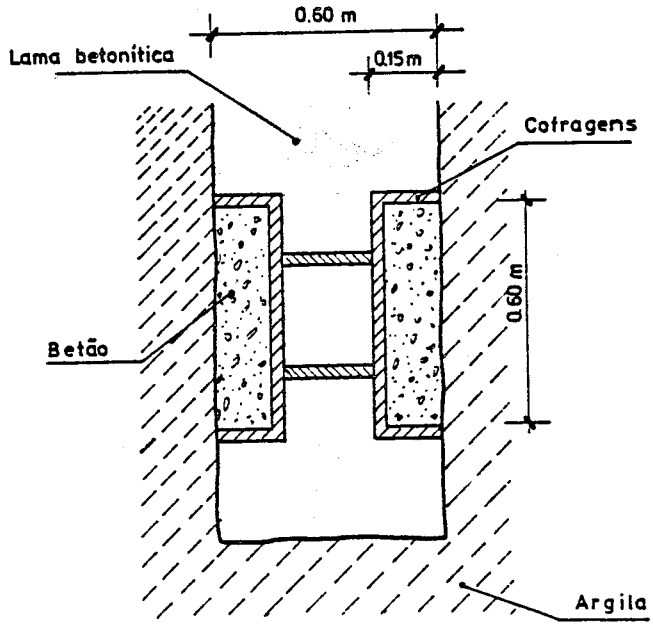


Fig. 7.4 - Construção dos blocos de parede moldada

d) vinte e quatro horas depois, a lama bentonítica foi bombada até serem visíveis os topos das cofragens, após o que se procedeu à betonagem do espaço compreendido entre aquelas e as paredes da vala; o betão foi introduzido a partir do fundo, tal como na betonagem de um verdadeiro painel, com o auxílio de um tubo de plástico de 0,10 m de diâmetro;

e) uma semana depois procedeu-se à escavação em torno da vala, como se indica na Figura 7.5, para reti -

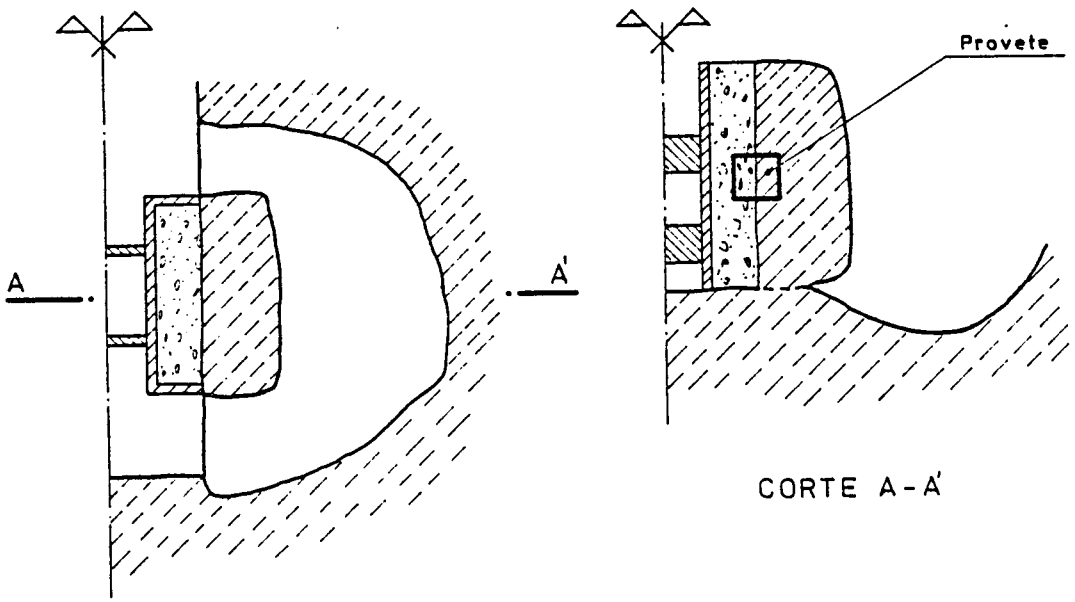


Fig. 7.5 - Retirada dos blocos construidos e do solo adjacente

rar os blocos de betão e as massas de solo adjacentes;

f) no laboratório, a partir de tais amostras de grandes dimensões, foram talhados com discos diamantados 12 provetes cúbicos de 0,15 metros de aresta constituidos por betão e argila em proporções aproximadamente iguais; talhados os provetes, foram imediatamente parafinados e guardados numa câmara saturada até serem ensaiados.

7.2.3 - A MONTAGEM DAS AMOSTRAS NA CAIXA DE CORTE. O APARELHO DE CORTE

Para a realização dos ensaios da interface os provetes eram instalados numa caixa de corte formada por dois moldes de aço iguais, que sobrepostos formam uma cavidade cúbica de aresta um pouco superior à aresta dos provetes. Entre os moldes garantiu-se em todos os ensaios um afastamento de 14 milímetros, procurando-se, por outro lado, que a montagem das amostras fosse efectuada de maneira que o plano do contacto ficasse na totalidade localizado dentro da zona livre correspondente àquele espaçamento.

Antes da instalação das amostras nos moldes era nestes introduzida uma certa quantidade de pasta de cimento, destinada a fixar as amostras na posição desejada, preenchendo o espaço entre elas e as paredes interiores da caixa.

A primeira operação relativa à moldagem consistia em introduzir a amostra com a parte de betão para baixo numa das metades da caixa de corte, fazendo em seguida uma ligeira pressão para que a pasta de cimento em excesso fosse expulsa, e até que o plano do contacto ficasse a cerca de 7 milímetros para cima relativamente ao topo das faces laterais do molde respectivo. Logo que a pasta de cimento ganhava presa, o molde era invertido e introduzida a parte restante da amostra (argila), ainda não envolvida, na outra metade da caixa de corte. O molde superior, envolvente da parte de betão, era então cuidadosamente baixado, expulsando a pasta de cimento

na metade inferior até que o espaçamento de 14 milímetros, garantido por espaçadores, fosse conseguido entre os dois moldes. Os espaçadores eram retirados logo que a pasta de cimento envolvente da parte terrosa da amostra ganhava presa.

As Figuras 7.6 e 7.7 ilustram três fases distintas das operações preparatórias dos ensaios. Na primeira pode ver-se um provete com a parte terrosa parafinada mas em que está marcado o contacto entre os dois materiais. A Figura 7.7 mostra, ao centro, uma amostra cuja parte de betão foi já introduzida numa das metades da caixa de corte, vendo-se à es-

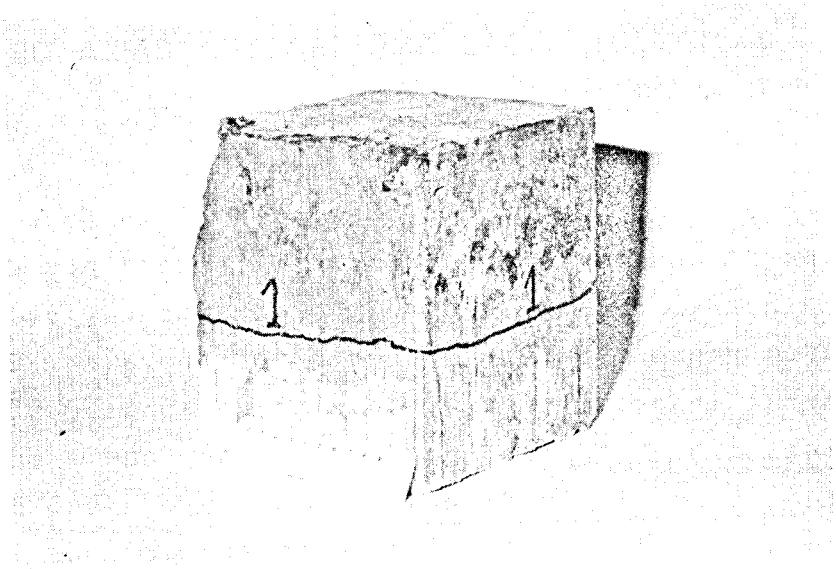


Fig. 7.6 - Provete para ensaio do contacto

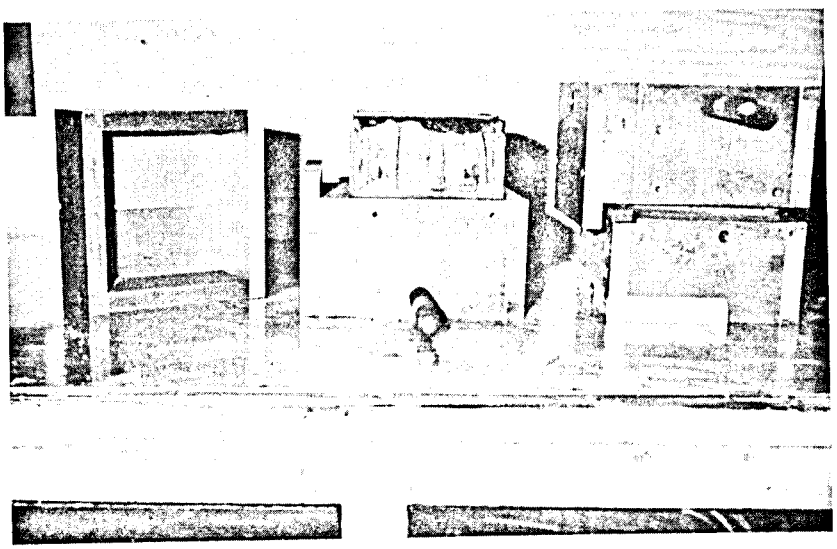


Fig. 7.7 - Aspectos da caixa de corte

querda a metade restante, destinada a englobar a parte de argila; à direita, na mesma figura, está uma caixa de corte completa, contendo uma amostra pronta a ser ensaiada.

A operação descrita revestia-se de certa delicadeza, quer pela grande susceptibilidade do contacto, quer pela semelhança das secções dos provetes com a secção interior dos moldes, quer ainda pelo elevado peso destes, que tornava difícil a certeza de movimentos de quem os manuseava. Duas amostras foram, assim, inutilizadas durante a moldagem (amostras 5 e 1A), separando-se a parte terrosa da parte de betão.

Uma fotografia do aparelho utilizado para os ensaios da superfície de contacto inclui-se na Figura 7.8.

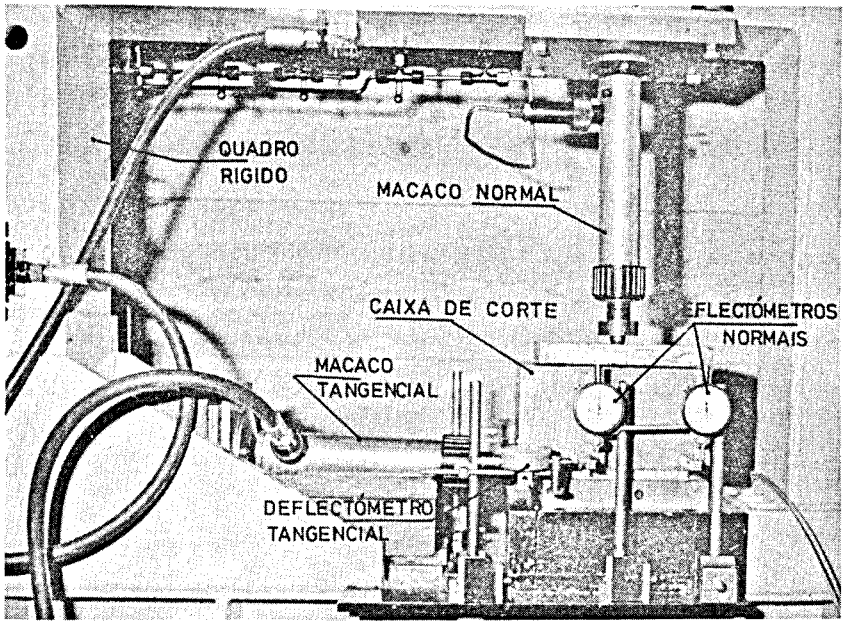


Fig. 7.8 - Aparelho utilizado para os ensaios de corte da junta

No essencial, o aparelho é constituido por um quadro metálico rígido com dois macacos hidráulicos, que aplicam as forças normal e tangencial, e ainda um sistema para fixação da metade inferior da caixa de corte. A força tangencial é aplicada ao nível do plano do contacto numa das paredes da metade superior da caixa, que para isso tem uma altura ligeiramente maior do que as restantes, como se pode verificar pelo exame da parte direita da Figura 7.7.

O macaco normal é montado em circuito com uma garrafa

acumuladora, contendo óleo e azoto sob alta pressão, que permite manter constante a tensão normal durante o ensaio. Este dispositivo é essencial, já que a aplicação da tensão tangencial é sempre acompanhada por deslocamentos normais ao plano de corte. Esses deslocamentos tendem, como é evidente, a alterar o valor da tensão normal. Através do sistema referido aquelas variações são rapidamente anuladas, garantindo-se que o ensaio se efectua sob tensão normal constante. Entre o macaco normal e o quadro rígido existe uma articulação que permite a rotação do macaco de forma a que este se não oponha ao deslocamento tangencial da parte superior do provete, ocasionando um erro por excesso na avaliação da resistência ao corte. A verticalidade da força exercida pelo mesmo macaco é assegurada por uma rótula interposta entre este e a metade superior da caixa de corte.

Os deslocamentos foram medidos por seis deflectómetros montados em dois grupos de três, de cada lado do macaco que aplica a força tangencial. Dos três deflectómetros de cada grupo, dois destinam-se a medir os deslocamentos normais ao plano de corte enquanto o terceiro regista os deslocamentos tangenciais.

7.2.4 - ENSAIOS DE CORTE DIRECTO DA INTERFACE SOLO-PAREDE MOLDADA

Os ensaios de corte directo da interface começavam com a aplicação da tensão normal, aguardando-se a estabilização dos deslocamentos normais ao plano de corte, determinados pela média dos valores medidos nos quatro deflectómetros correspondentes. Considerava-se que os deslocamentos tinham estabilizado quando a diferença entre duas leituras intervaladas de 5 minutos era inferior a 0,02 mm; em média, cerca de vinte minutos bastavam para que isso se verificasse. Passava-se então à aplicação, por escalões, da tensão tangencial até à rotura.

Incluem-se no Anexo C as figuras relativas aos diagramas representativos da variação dos deslocamentos normais e tangenciais com a tensão tangencial para cada ensaio. Em ca-

da figura indicam-se a tensão normal constante sob a qual o ensaio foi efectuado e o deslocamento normal associado à aplicação dessa tensão. O espaçamento entre os dois moldes permitia que estes deslocamentos atingissem valores significativos. Quando, no ensaio da amostra 4, devido à aplicação da tensão normal de 111 kPa, se verificou um deslocamento de quase 2 mm, entendeu-se não adoptar tensões mais elevadas para minimizar aqueles deslocamentos e a ocorrência de importantes distorções na zona próxima do contacto.

Já que a aplicação da tensão tangencial era feita por escalões, em certos ensaios não foi possível determinar o valor exacto da resistência de pico, que foi ultrapassada na passagem de um dado escalão ao seguinte; isso traduzia-se na impossibilidade em manter o valor da tensão tangencial, que baixava imediatamente (parte a ponteado nos diagramas de ensaio). Os valores adoptados para a resistência da junta em cada ensaio, que se incluem no Quadro 7.II, são, por isso, os

QUADRO 7.II

AMOSTRA Nº	σ_n (kPa)	ENSAIOS DA INTERFACE		ENSAIOS DO SOLO			
		τ_r (kPa)	Presença de bentonite	τ_r (kPa)	VARIAÇÃO EM TORNO DA MÉDIA - (%)	VARIAÇÃO EM TORNO DA MÉDIA + (%)	Velocidade (mm/min)
1	36	25	ALTA	31	11	14	0.1
2	61	59	BAIXA	49	5	5	0.1
3	86	87	BAIXA	53	4	4	0.1
4	111	69	MÉDIA	75	9	7	0.1
5	—	AMOSTRA INUTILIZADA		—	—	—	—
6	21	33	BAIXA	20	5	6	0.1
7	81	43	MÉDIA	56	6	4	0.1
8	45	42	MÉDIA	40	7	4	0.1
1-A	21	AMOSTRA INUTILIZADA		38	1	1	0.4
2-A	46	69	BAIXA	54	3	3	0.4
3-A	71	55	ALTA	62	4	8	0.4
4-A	91	92	BAIXA	76	10	12	0.4

da resistência residual. No entanto, os diagramas mostram que, com excepção da amostra 6, as diferenças entre as resistências de pico e residual, embora aquela não seja nalguns casos conhecida no seu exacto valor, são muito pequenas.

A resistência do contacto era mobilizada, para um deslocamento tangencial próximo, em média, de dois milímetros.

Em dois ensaios (1 e 4A), após a rotura, anulou-se por escalões a tensão tangencial, rodaram-se os provetes de 180° em torno do macaco normal, reaplicando-se em seguida a tensão tangencial até se atingir de novo a rotura, agora em sentido contrário ao do movimento experimentado pelas duas metades da amostra na primeira parte do ensaio. As Figuras 1.C e 10.C mostram que as grandezas da resistência e da rigidez tangencial determinadas nas duas fases dos ensaios são bastante próximas.

Dum modo geral, até ser atingida a rotura, os deslocamentos normais ao plano de corte associados à tensão tangencial foram relativamente pequenos, com excepção de três ensaios (amostras 4, 7 e 8), mantendo-se embora bastante inferiores aos deslocamentos tangenciais correspondentes. Apenas uma das amostras (amostra 6), precisamente aquela em que a rotura de pico foi mais pronunciada, manifestou dilatância positiva.

Concluido cada ensaio, procedia-se à separação das duas metades da amostra para exame da interface, nomeadamente para observar a sua contaminação por bentonite, que se constatou, aliás, ser muito variável.

Em metade das amostras a presença de bentonite no contacto foi baixa ou mesmo praticamente imperceptível.

Na metade restante, pelo contrário, o contacto entre os dois materiais estava em grau médio ou elevado contaminado por uma película esbranquiçada e untuosa de bentonite, que na amostra 1 (Figura 7.9), aquela em que a quantidade era maior, atingia entre 1 e 2 mm de espessura.

Na Figura 7.10 marcaram-se os valores da resistência do contacto em função da tensão normal correspondente para o traçado da envolvente de Mohr-Coulomb. Os pontos manifestam elevada dispersão relativamente a uma recta única mas tal parece ser devido, pelo menos em parte, à também grande variação da presença de bentonite no contacto. Com efeito, se forem

considerados separadamente os pontos relativos aos ensàios em que na interface não foi detectada bentonite dos restantes,

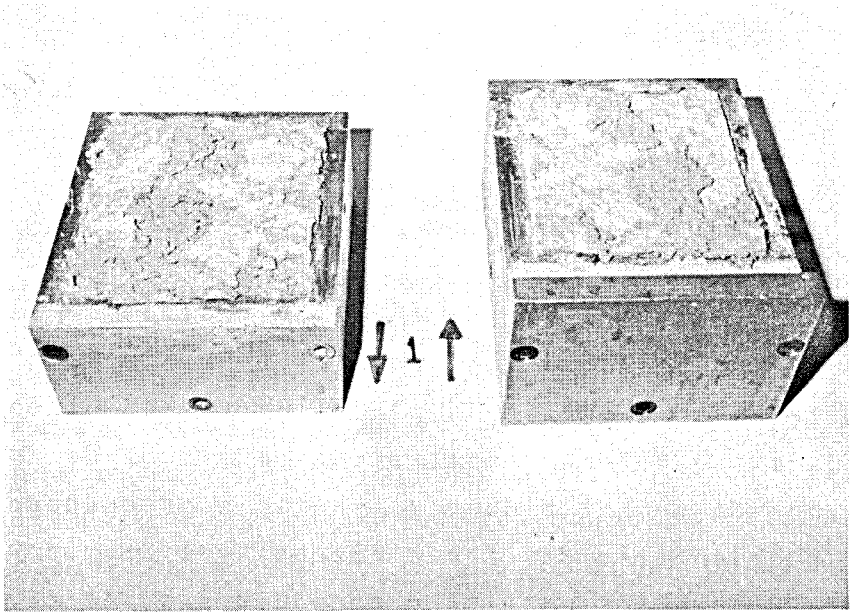


Fig. 7.9 - Aspecto de uma interface altamente contaminada por bentonite

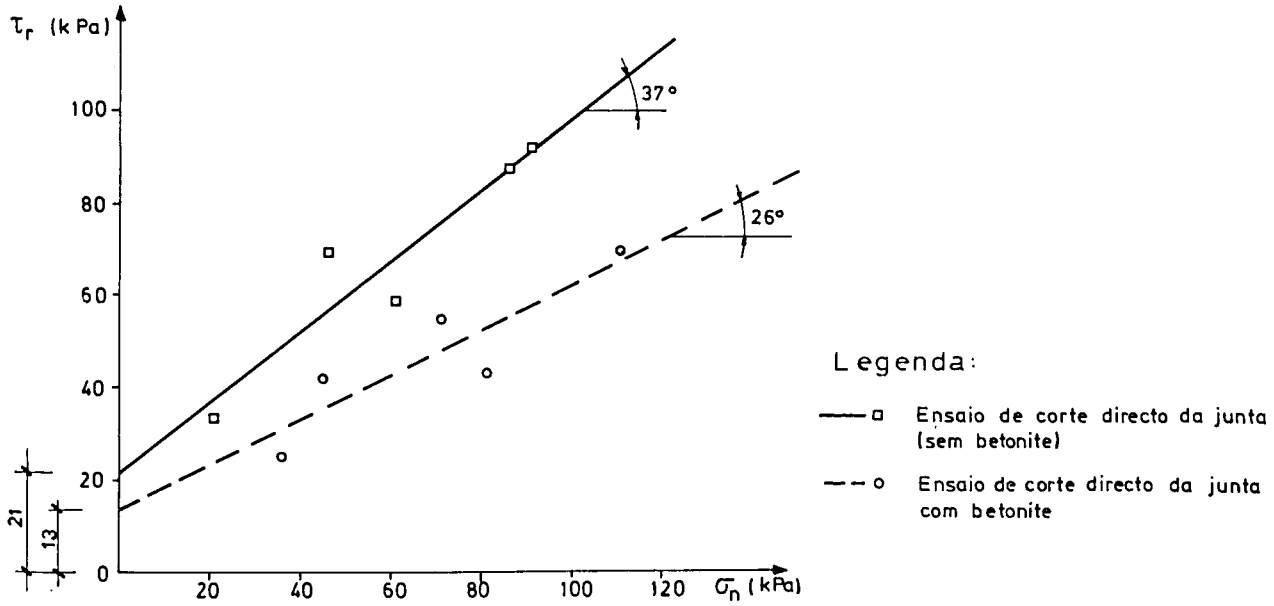


Fig. 7.10 - Envolventes de Morh-Coulomb do contacto solo-parede moldada

podem obter-se duas rectas, representadas na mesma figura,em relação às quais os pontos correspondentes mostram razoável concordância. As diferenças nos valores da adesão e do ângulo de atrito relativos às duas rectas mostram que a presença de bentonite acarreta um acentuado decréscimo na resistência da interface solo-parede moldada.

7.2.5 - ENSAIO DE CORTE DIRECTO DO SOLO

Paralelamente ao estudo do contacto realizaram-se ensaios de corte directo do solo, sendo as amostras para estes ensaios talhadas a partir de alguns blocos colhidos à mesma profundidade a que foram construidos os blocos de parede moldada. Quando da colheita daqueles houve a preocupação de referenciar a orientação das faces respectivas de modo que a superfície de rotura nos ensaios correspondesse, no campo,tal como a interface, a um plano vertical. Os ensaios foram efectuados às mesmas tensões normais que os da junta, sendo, na maioria dos casos, realizados três para cada valor daquela tensão.

É sabido que a resistência ao corte dos solos argilosos é dependente do tipo de ensaio empregue para a sua determinação e,para o mesmo tipo de ensaio, da velocidade de aplicação do corte. Já que os ensaios de corte directo do solo são efectuados com velocidade de deformação imposta e não através da aplicação da tensão tangencial por escalões, como os de corte do contacto, a comparação dos respectivos resultados torna-se discutível. Dividindo o deslocamento tangencial na rotura pelo tempo decorrido desde a aplicação do primeiro escalão da tensão tangencial até à aplicação do escalão correspondente à rotura, determinou-se a velocidade média dos ensaios de corte do contacto de modo a realizar os ensaios do solo com velocidade de avanço do êmbolo que aplica a tensão tangencial igual àquela.

A média das velocidades médias nos dez ensaios da junta é próxima de 0,05 milímetros por minuto, facto que acarretou uma dificuldade adicional porque a máquina para ensaios de corte directo do solo de que se dispunha permitia apenas

a adopção de velocidades iguais ou superiores a 0,1 mm/min.

Optou-se então pela realização de parte dos ensaios com esta velocidade, ensaiando a parte restante com uma velocidade de quatro vezes superior para dessa forma avaliar a influência da taxa de aplicação do corte nos resultados.

No Quadro 7.11 indicam-se os valores médios da resistência ao corte do solo, para cada grupo de três ensaios à mesma tensão normal, assim como as variações em torno daqueles valores, que são aliás bastante reduzidas; no mesmo quadro referem-se também as velocidades dos ensaios.

Os valores da resistência do solo incluidos no Quadro 7.11 representam-se na Figura 7.11 em função da tensão normal respectiva, juntamente com as envolventes de Mohr-Coulomb correspondentes às duas velocidades de corte. Apesar de ser pequena a plasticidade do solo, verifica-se que aquela velocidade tem uma notável influência na componente coesiva da resistência. Para o grau de saturação do solo, os valores do ângulo de atrito são, em ambos os casos, apreciáveis. Note-se, todavia, que as tensões normais consideradas se restringiram a valores relativamente baixos, para os quais é corrente que as envolventes de Mohr-Coulomb tenham maior inclinação (Wong e Duncan, 1974).

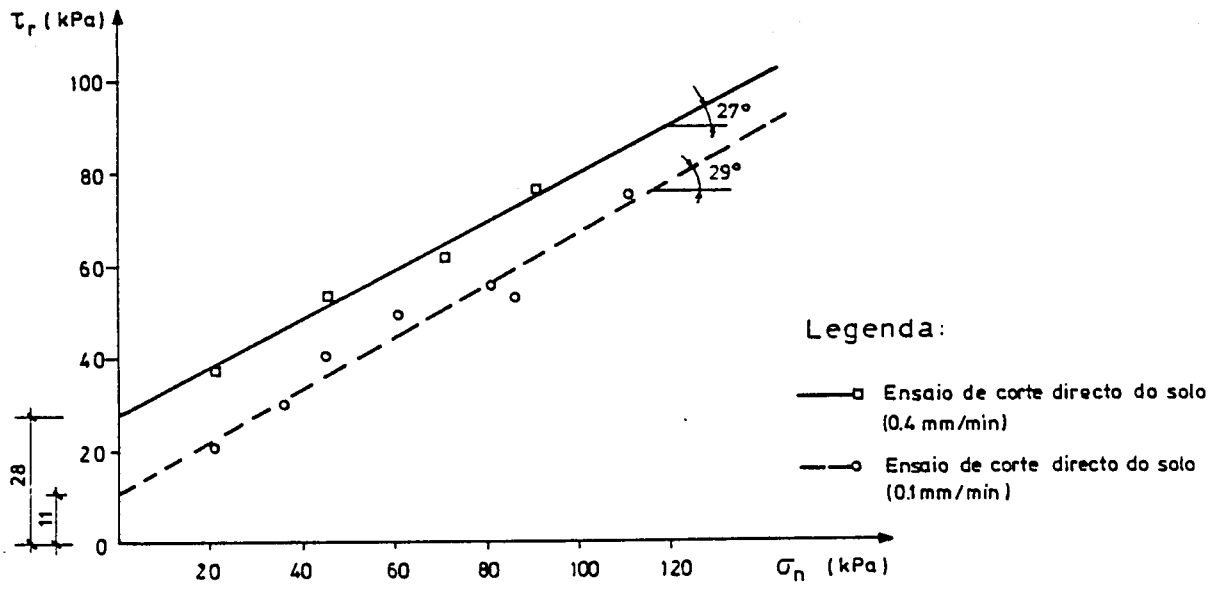


Fig. 7.11 - Envolventes de Morh-Coulomb do solo para duas velocidades de corte

7.2.6- COMPARAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS DO CONTACTO E DO SOLO

Para comparação entre as resistências da interface e do solo, representam-se em conjunto na Figura 7.12 as rectas de Mohr-Coulomb das duas figuras anteriores. As rectas relativas aos ensaios do contacto ocupam as posições extremas, embora a correspondente àqueles em que se detectou presença significativa de bentonite na interface esteja muito próxima da determinada a partir dos ensaios do solo à mais baixa velocidade, que é, mesmo assim, dupla da velocidade média dos ensaios da junta.

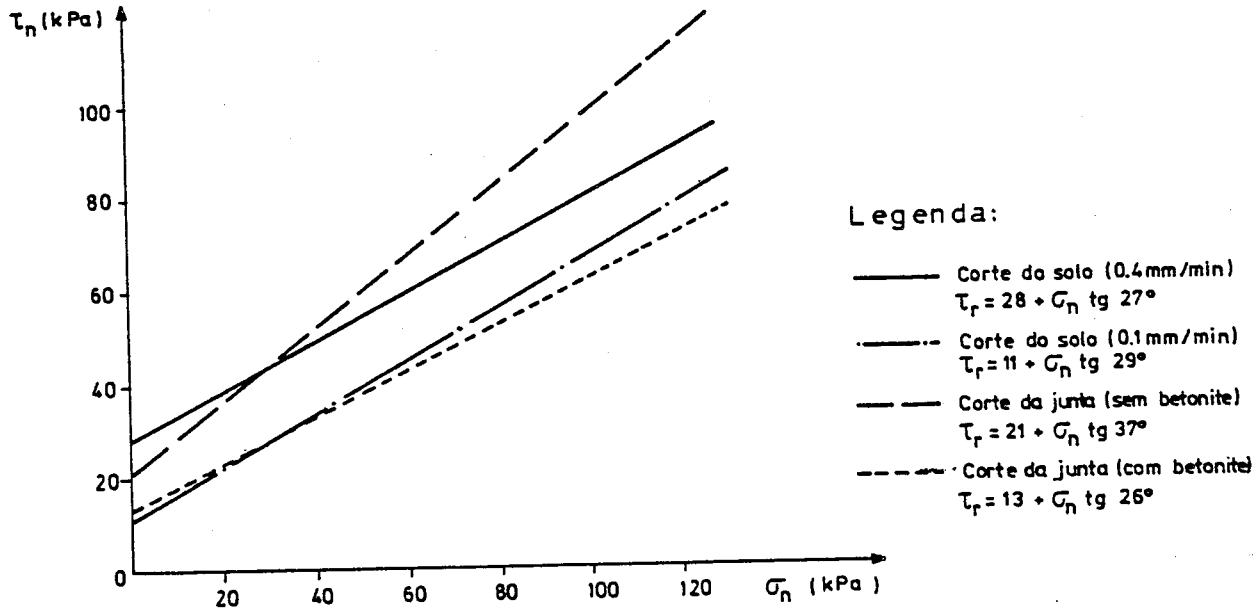


Fig. 7.12 - Comparação entre as resistências do contacto e do solo

Na Figura 7.13 comparam-se as duas envolventes determinadas para o solo com a calculada a partir da totalidade dos ensaios do contacto. Esta última situa-se entre as duas outras, mas está mais próxima da representativa dos ensaios do solo à velocidade mais elevada, apesar desta ser oito vezes superior à velocidade média dos ensaios da junta. Já que a presença de bentonite se traduz numa redução da resistência da interface, o resultado obtido poderá ser devido ao efeito positivo das rugosidades desta interface nos respectivos parâmetros de resistência. De notar, porém, que os declives das

três rectas representadas na Figura 7.13 são praticamente coincidentes, sendo, portanto, possível que as diferenças nas componentes coesivas das resistências do contacto e do solo se devam às diferentes formas e velocidades com que a tensão de corte foi aplicada. De qualquer forma, parece poder concluir-se que a resistência da interface solo-parede moldada será, no caso estudado, superior, ou quanto muito igual, à resistência do solo.

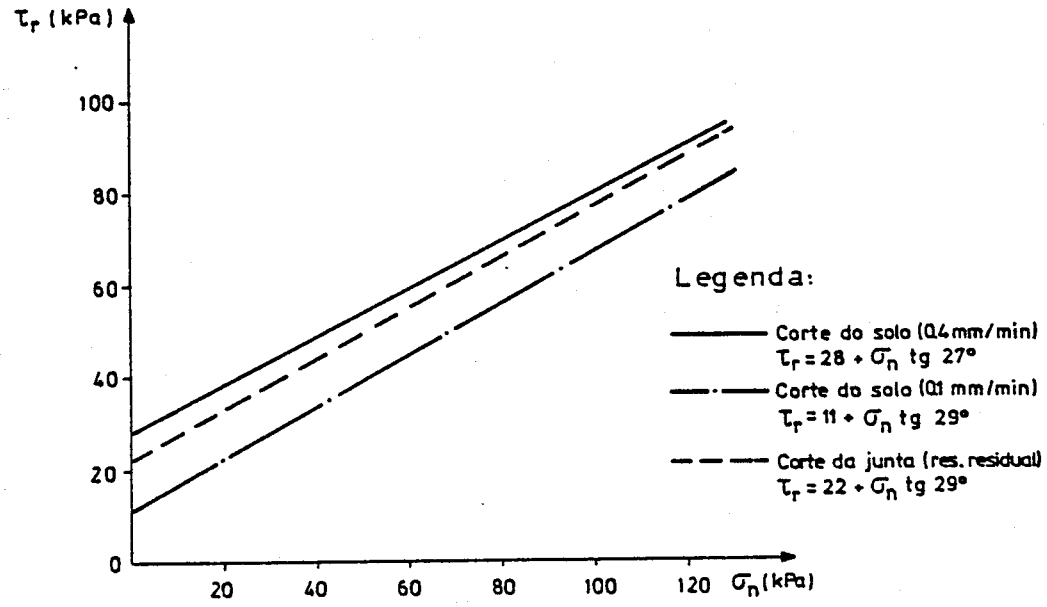


Fig. 7.13 - Comparação entre as resistência do contacto e do solo

7.2.7 - CONCLUSÕES DOS ENSAIOS REALIZADOS

Os resultados dos ensaios apresentados permitem formular as seguintes conclusões fundamentais:

a) pela observação da interface no fim dos ensaios de corte sobre as amostras mistas de betão e argila, foi possível verificar a existência naquela de uma acentuada variação da presença de bentonite; quando esta ocorria, o seu aspecto era esbranquiçado e o seu tacto untuoso, atingindo no máximo entre um e dois milímetros de espessura;

b) a presença de bentonite acarreta uma significativa

redução da resistência ao corte da interface solo-parede moldada, relativamente a ensaios do contacto entre aqueles dois materiais, à mesma tensão normal, em que tal presença se não verifique;

c) apesar da baixa plasticidade do solo ensaiado, a componente coesiva da sua resistência ao corte é altamente dependente da velocidade de corte;

d) a resistência do contacto é, em média, superior, ou quanto muito igual, à resistência do solo para a mesma velocidade de corte;

d) os diagramas experimentais mostram que, em média, se pode considerar que a resistência foi mobilizada para um deslocamento tangencial próximo de 2 mm;

f) após a rotura, o contacto parece manter praticamente inalteradas a rigidez tangencial e a resistência caso seja solicitado por tensões tangenciais de sentido inverso ao das tensões responsáveis pela rotura referida.

7.3 - COMPORTAMENTO MECÂNICO DA INTERFACE CONSIDERADO NO MODELO DE CÁLCULO

No modelo de cálculo, aos elementos finitos de junta foi atribuido um comportamento bilinear (Figura 7.14), definido por um único valor da rigidez tangencial até à rotura. Por outro lado, a resistência ao corte pode ser mobilizada para deslocamentos tangenciais em dois sentidos opostos, como evidencia a Figura 7.14, e como efectivamente se passa nos problemas em estudo. Considerou-se, igualmente, e de acordo com os resultados experimentais, que após a rotura o elemento pode ser reactivado, caso seja solicitado por tensões tangenciais de sentido oposto àquele em que a rotura se verificou. Quando ocorrem tracções a rigidez tangencial é anulada como se o elemento de junta tivesse sofrido rotura por corte.

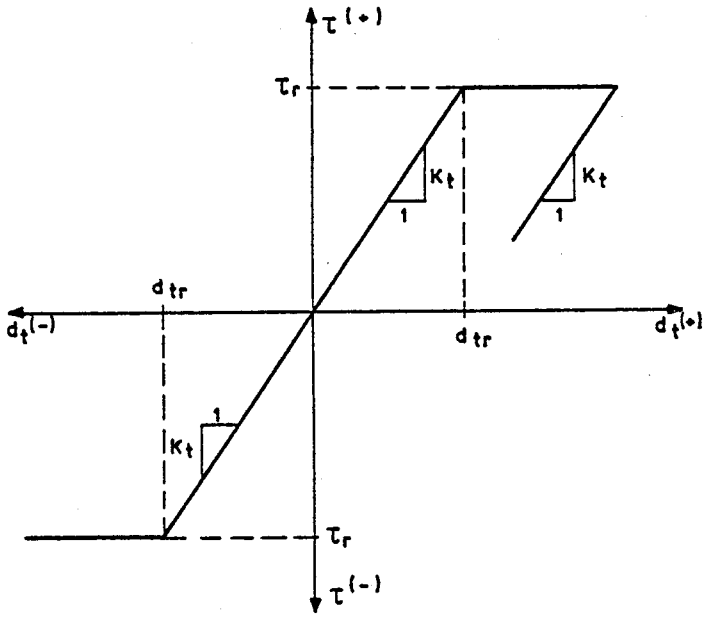


Fig. 7.14 - Comportamento mecânico dos elementos de junta considerado no modelo de cálculo

Na generalidade dos cálculos efectuados envolvendo maciços de solos coesivos, aos elementos de junta foi atribuida uma resistência igual à resistência do solo com que estavam em contacto, calculando-se a rigidez tangencial de forma que aquela resistência fosse mobilizada para um deslocamento tangencial de 2 mm. A rigidez normal foi mantida constante, e com valor muito elevado, pelas razões já referidas em 7.1.

CAPITULO 8

ALGUMAS ANÁLISES EXPLORATÓRIAS DO MODELO DE CÁLCULO

8.1 - O PRÉ-ESFORÇO DAS ANCORAGENS E A SUA IMPORTÂNCIA

8.1.1 - INTRODUÇÃO

No Capítulo 3 aplicou-se o modelo de cálculo então a - presentado à resolução de um problema que se designou por Problema Base. Além do cálculo cujos resultados foram no fundamental discutidos no mesmo capítulo (ver 3.4), outros relativos ao problema citado foram analisados com o fim de esclarecer a importância de certos aspectos do comportamento mecânico do solo e da interface solo-cortina.

Neste capítulo o Problema Base será retomado, mas agora intervindo fundamentalmente em alguns parâmetros que compete ao projectista estabelecer, muito em especial o pré-esforço das ancoragens. Para facilidade de nomeação dos diversos cálculos adoptou-se a sua designação por meio de um número, constando do Quadro 8.1 a lista dos que foram efectuados no âmbito do presente capítulo juntamente com aquilo que destingue os dados respectivos dos que basearam o cálculo já designado no Capítulo 3 com o número 1.

A discussão dos resultados incidirá fundamentalmente nos quatro seguintes aspectos: i) deslocamentos; ii) esfor - ços nas ancoragens; iii) pressões de terras; iv) momentos flectores na cortina. Contudo, para não alongar em demasia a

QUADRO 8.I

CÁLCULO	ALTERAÇÃO RELATIVAMENTE AO CÁLCULO 1 (CAPÍTULO 3)
1	Ver 3.4.2
2	Pré-esforço das ancoragens nulo
3	Diagrama de pré-esforço trapezoidal de base 0.2 γh
4	Diagrama de pré-esforço trapezoidal de base 0.6 γh
5	Diagrama de pré-esforço triangular de resultante igual à do cálculo 3
6	Diagrama de pré-esforço triangular de resultante igual à do cálculo 1
7	Diagrama de pré-esforço triangular de resultante igual à do cálculo 4
8	Escoras não pré-esforçadas constituidas por perfis metálicos GREY DIN 20
9	Fronteira lateral direita da malha situada 9.5 m para trás da cortina
10	Fronteira lateral direita da malha situada 46.0 m para trás da cortina

exposição, nem todos estes aspectos serão abordados em todos os casos, antes se procurando focar aqueles que se entenderam de maior interesse para a fundamentação das conclusões enunciadas.

8.1.2 - O NÍVEL DE PRÉ-ESFORÇO

Designar-se-á por nível de pré-esforço a resultante das componentes horizontais das forças aplicadas ao maciço suportado pelas ancoragens.

Discutir-se-ão inicialmente os resultados relativos aos quatro primeiros cálculos que constam do Quadro 8.1, cálculos cujos dados diferem no nível de pré-esforço adoptado, sendo, com excepção do cálculo 2, em que as ancoragens não são pré-esforçadas, trapezoidais os diagramas que basearam o cálculo das forças a instalar inicialmente naquelas, com as respectivas resultantes variando na proporção de 1 para 3, como mostra a Figura 8.1. Obviamente, os pré-esforços dos três níveis de ancoragens variam na mesma proporção que as resultan

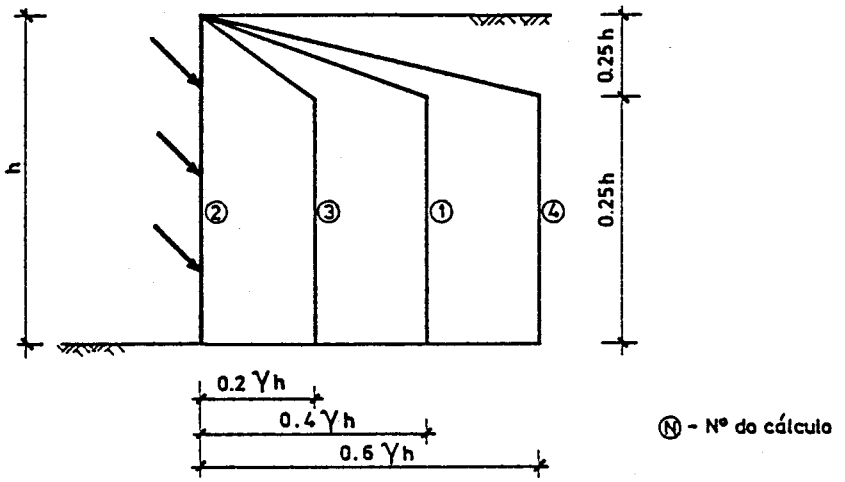


Fig. 8.1 - Diagramas que basearam o estabelecimento do pré-esforço (cálculos 1 a 4)

tes dos diagramas correspondentes.

Os deslocamentos da cortina e os assentamentos da superfície do terreno, concluída a escavação, resultantes dos quatro cálculos, incluem-se na Figura 8.2. As diferenças são notáveis, sendo possível verificar que o comportamento do sistema melhora substancialmente com o crescimento das forças instaladas nas ancoragens.

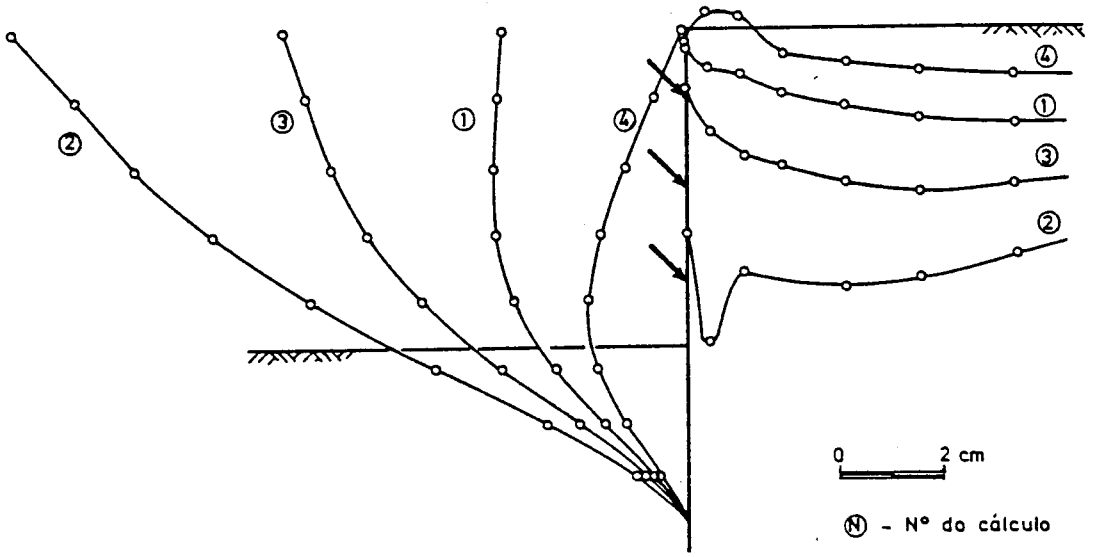


Fig. 8.2 - Deslocamentos da parede e assentamentos da superfície concluída a escavação (cálculos 1 a 4)

A Figura 8.3 ilustra, para as fases 3, 5 e 7 (segunda, terceira e quarta fases de escavação) a dependência entre os deslocamentos máximos e o nível de pré-esforço; este exprime-se pela pressão que define a base do diagrama respectivo, en

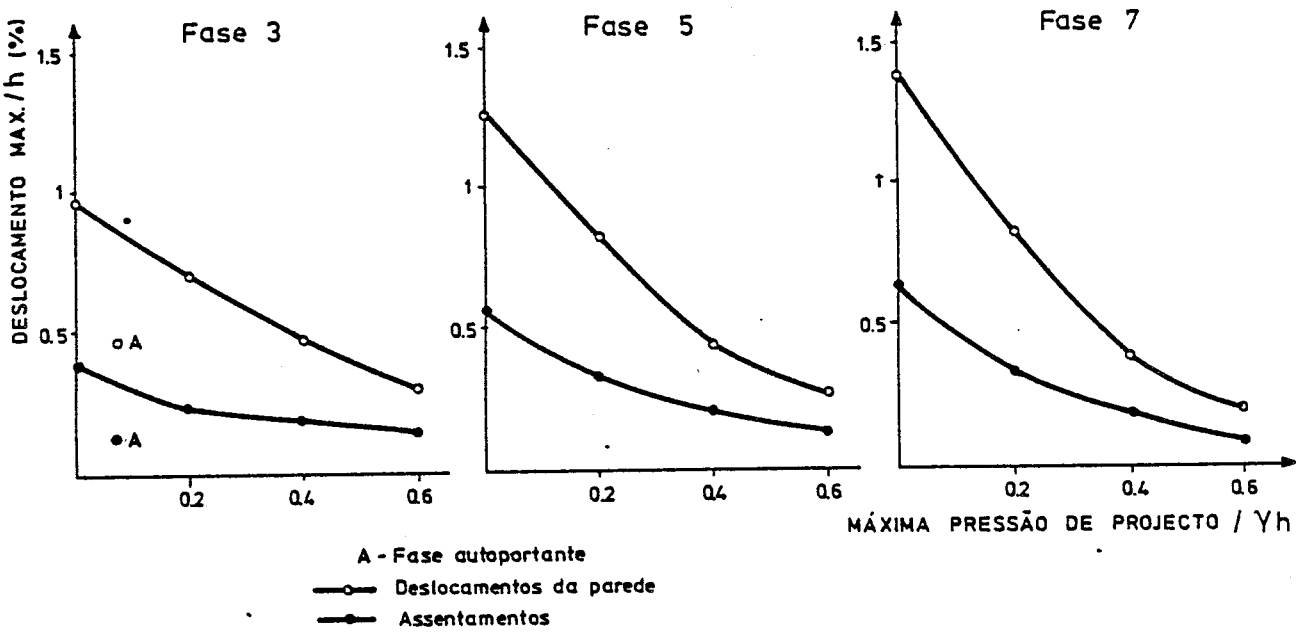


Fig. 8.3 - Relação entre o nível de pré-esforço e os valores máximos dos deslocamentos da parede e dos assentamentos na superfície (cálculos 1 a 4): a) fase 3; b) fase 5; c) fase 7

quanto que os deslocamentos estão expressos em percentagem da profundidade máxima atingida pela escavação. Na mesma figura registam-se também, para comparação, os valores dos deslocamentos, comuns a todos os cálculos, associados à primeira fase de escavação, em que a parede funciona como autoportante.

Alguns factos interessantes podem deduzir-se do exame das curvas obtidas, além daquele, já evidenciado pela própria Figura 8.2, que é a extraordinária importância que o pré-esforço assume nos deslocamentos.

Em primeiro lugar, em todos os casos os deslocamentos da parede são francamente superiores aos assentamentos da superfície; esta conclusão será analisada mais adiante (ver 8.2.1).

Em segundo lugar, quanto mais adiantada é a fase construtiva, mais notórias são as diferenças entre os deslocamentos correspondentes aos diversos níveis de pré-esforço considerados.

Por último, a taxa de redução dos deslocamentos decresce com o aumento do nível de pré-esforço, sendo o nível mais adequado para a minimização daqueles sensivelmente superior ao correspondente à envolvente de Terzaghi e Peck (1967) apli

cável ao caso em estudo, que, recorde-se, coincide com o diagrama adoptado no cálculo 1.

Para investigar mais em detalhe a razão porque o nível de pré-esforço condiciona de forma tão marcada o comportamento do sistema, acompanhe-se, por exemplo, a evolução dos deslocamentos resultantes dos cálculos 1 e 2 e respeitantes ao ponto nodal 128, representativo da cabeça do segundo nível de ancoragens. Na Figura 8.4, em que essa evolução está representada, separam-se as contribuições para a diferença final entre os dois deslocamentos das diferenças nos deslocamentos incrementais associados às fases de escavação, por um lado, e de pré-esforço, por outro.

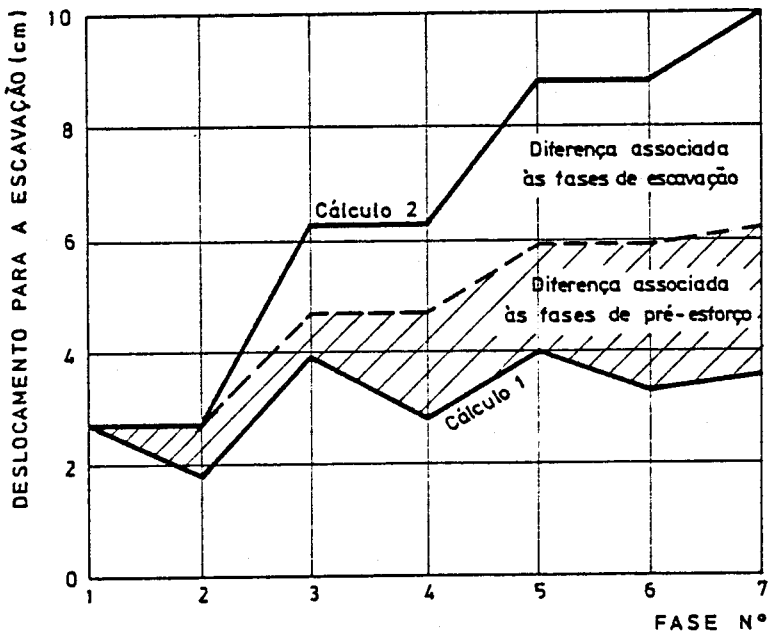


Fig. 8.4 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 (cálculos 1 e 2)

O exame da figura torna evidente que a diferença entre as grandezas dos deslocamentos finais não é devida em exclusivo aos diferentes deslocamentos recuperados pela instalação dos pré-esforços, contribuindo para aquela em cerca de 60% o facto de nas fases de escavação serem maiores os deslocamentos do cálculo com menor (no caso em análise, nulo) pré-esforço. Duas razões fundamentais explicam o resultado obtido.

Em primeiro lugar, a escavação não é mais do que a aplicação na fronteira que separa a massa de solo a retirar de tudo o resto, nomeadamente da cortina, de forças equiva -

lentes às tensões nessa fronteira existentes. Quanto maior fôr o deslocamento da cortina numa dada fase, maiores serão as tensões existentes entre a massa referida e a própria cortina, logo maiores serão também as forças a esta aplicadas, dirigidas para a escavação, para simular a retirada do solo na fase seguinte. Desta forma, pode compreender-se que este fenómeno tende não só a repetir-se mas a ampliar-se nas fases de escavação seguintes, pois quando cada uma destas se inicia a diferença entre os deslocamentos nos dois casos é maior do que na fase anterior. É precisamente por isso que, como ilustra a Figura 8.3, quanto mais avançada é a fase construtiva, mais importantes se tornam as diferenças nos deslocamentos correspondentes a diferentes níveis de pré-esforço. No Quadro 8.II indicam-se as componentes horizontais das resultantes das forças aplicadas à cortina para simular as três últimas fases de escavação nos dois cálculos em análise. Como não podia deixar de ser, as forças referentes ao cálculo 2, aquele em que é nulo o pré-esforço, são largamente superiores, aumentando a diferença com o decorrer da escavação.

QUADRO 8.II

CÁLCULO	FORÇAS RETIRADAS NA FACE DO CORTE (kN/m)		
	Fase 3	Fase 5	Fase 7
1	89	120	51
2	132	202	142

Um segundo aspecto, este apenas podendo ser tido em conta por meio de análises não lineares como as efectuadas, contribui para o resultado posto em destaque na Figura 8.4. Com efeito, já noutros capítulos foi sublinhado que o pré-esforço das ancoragens é responsável por uma muito sensível redução nas tensões de corte no maciço envolvente da escavação, o que acarreta, na fase seguinte, que os elementos exibam uma mais reduzida deformabilidade, não só porque os níveis de tensão são mais baixos, mas também porque muitos desses elementos nem sequer são solicitados em primeira carga. A esse respeito, enquanto que no cálculo com pré-esforço nulo a totalidade dos elementos situados do lado do maciço suportado são

solicitados em primeira carga em todas as fases de escavação, já atrás foi referido (ver 5.4) que no caso do cálculo 1, e à medida que a escavação prossegue, zonas cada vez mais extensas daquele maciço se mantêm na situação de recarga (Figuras 5.6 e 5.11).

Em resumo, sendo menores as forças aplicadas à cortina e mais reduzida a deformabilidade do maciço nas fases de escavação, quando se adoptam níveis de pré-esforço mais elevados, é compreensível que os deslocamentos sejam também significativamente menores. Pode pois concluir-se que a adopção de pré-esforços altos é aconselhável, não só pelos movimentos que podem ser recuperados com a sua aplicação, mas também, e (pode dizer-se) fundamentalmente, pela forma como esta condiciona favoravelmente o comportamento do sistema nas fases de escavação subsequentes.

As variações ocorridas nos esforços das ancoragens, expressas em percentagem do valor inicialmente instalado, para os cálculos 1,3 e 4, ao longo das diversas fases construtivas necessárias para ser atingida a profundidade projectada, constam da Figura 8.5. Basicamente dois tipos de comportamentos se podem detectar relativamente à evolução dos esforços citados.

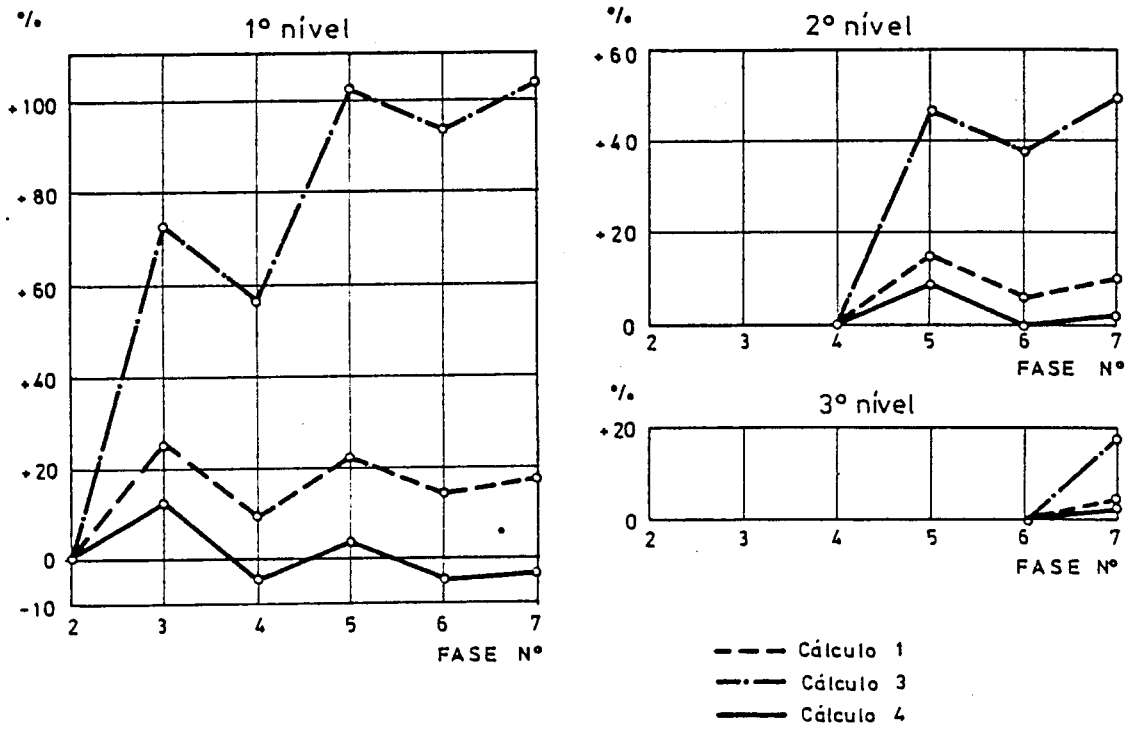


Fig. 8.5 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 1, 3 e 4)

Num dos casos (o do cálculo 3) nota-se que o pré-esforço é nitidamente insuficiente, não atingindo o esforço num dado nível o seu valor máximo na fase de escavação imediatamente posterior à respectiva instalação mas na última fase. Por seu turno, os casos dos cálculos 1 e 4 são exemplos de comportamentos relativamente satisfatórios,que se podem resumir no seguinte: i) em cada nível de ancoragens ocorrem acréscimos nas fases de escavação e decréscimos nas fases de pré-esforço; ii) em cada nível de ancoragens o esforço máximo é atingido na fase de escavação seguinte à da sua instalação; iii) as variações máximas nos esforços são de grandeza moderada ou reduzida. Note-se, a propósito deste último aspecto, que,como no capítulo seguinte será verificado, as variações calculadas assumem grandezas maiores do que as que num caso real, semelhante ao estudado, ocorrerão, pois se admitiu a rigidez das ancoragens como coincidente com a teórica, o que já se viu não corresponder habitualmente à realidade.

Os resultados denotam ainda variações bastante mais elevadas no primeiro nível de ancoragens do que nos restantes; nem sempre, porém, tal acontece. Oportunamente será chamada a atenção para outras situações em que maiores variações se verificam nas ancoragens situadas mais próximo do fundo da escavação.

Do Quadro 8.III constam os valores iniciais e máximos e respectivas diferenças dos esforços no primeiro nível de ancoragens para os quatro cálculos em análise.Do seu exame, pode concluir-se que: i) os esforços finais são tanto menores quanto mais baixo é o nível de pré-esforço; ii) a cada pré-esforço corresponde um dado valor máximo do esforço durante a construção, crescendo a diferença entre

QUADRO 8.III

ESFORÇOS NO 1º. NÍVEL DE ANCORAGENS (kN/m)				
CÁLCULO	2	3	1	4
PRÉ-ESFORÇO	0	109	218	328
ESF. MÁXIMO	207	223	275	369
DIFERENÇA	207	114	57	41

os dois valores com o decréscimo do primeiro; iii) o esforço máximo num dado nível de ancoragens pode variar dentro de um intervalo bastante largo, consoante o valor inicial instalado.

Nas Figuras 8.6 e 8.7 representam-se os diagramas de pressões sobre a parede no fim da escavação, correspondentes aos cálculos 2 e 4, respectivamente; figura análoga respeitante ao cálculo 1 já foi analisada no Capítulo 3 (Figura 3.19). Juntamente com as pressões de terras, incluem-se também os diagramas de pressões aparentes, de projecto (isto é, que baseou o cômputo dos pré-esforços), de repouso e ainda um dos dois diagramas correspondentes aos estados de equilíbrio limite.

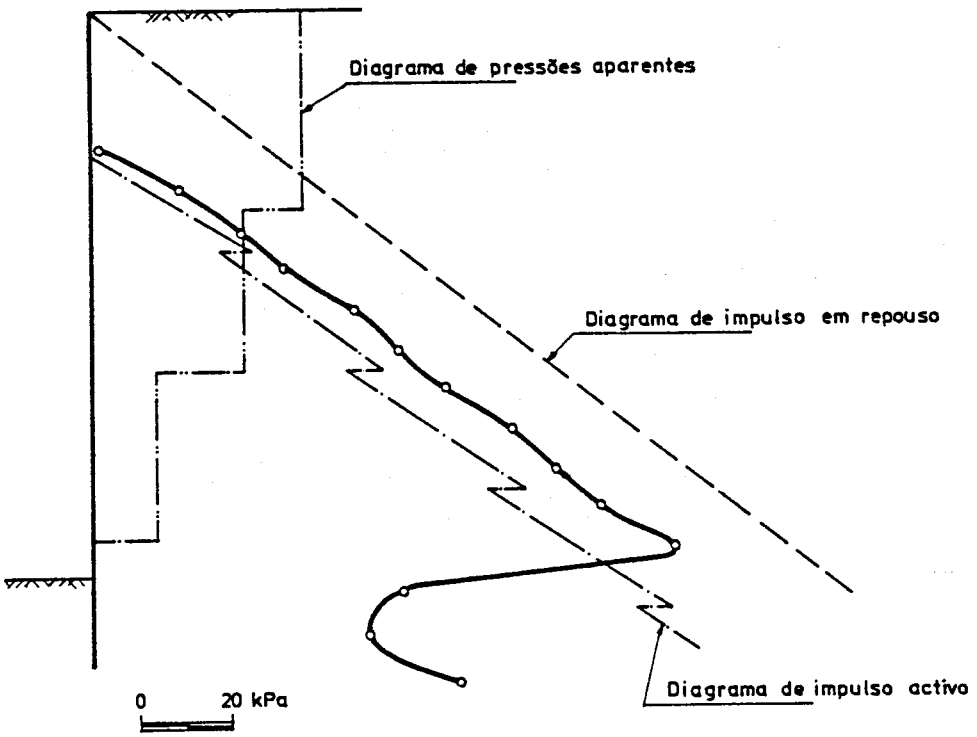


Fig. 8.6 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 2)

Os diagramas de pressões manifestam, sobretudo no que respeita à grandeza da respectiva resultante, acentuada dependência relativamente aos pré-esforços, o que aliás não podia deixar de acontecer, dada a forma como aqueles determinam os deslocamentos da cortina. Assim, a resultante do diagrama de pressões de terras cresce com a do diagrama de projecto, sendo mínima no cálculo 2, em que é próxima do impulso activo.

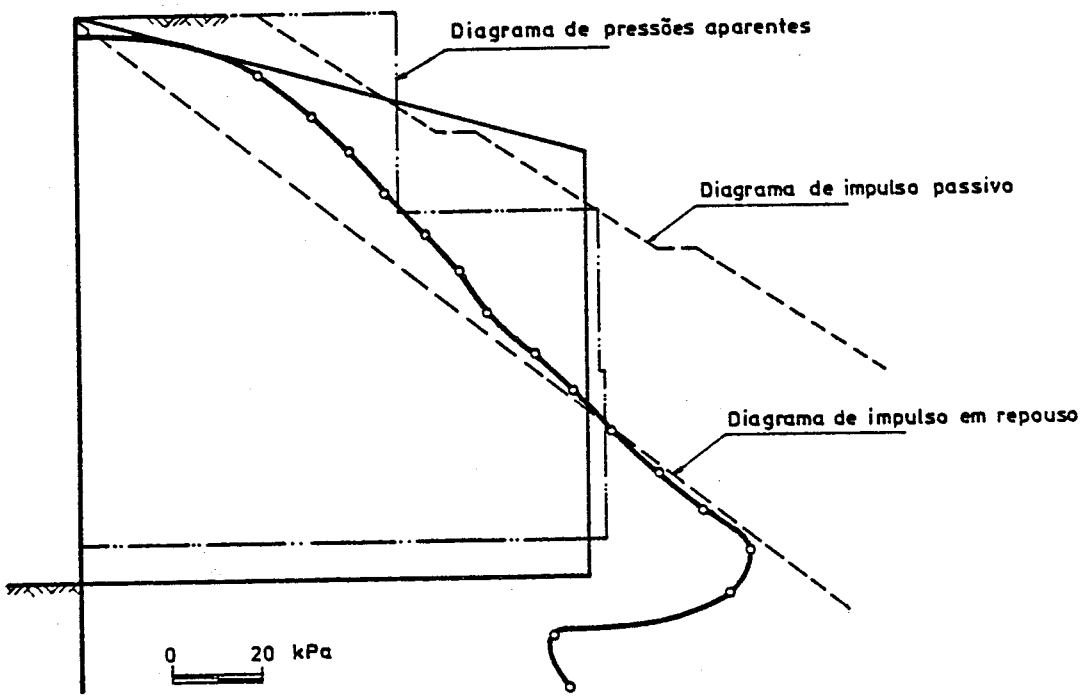


Fig. 8.7 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 4)

A forma dos diagramas, por outro lado, é essencialmente triangular porque, sendo a cortina muito rígida e estando encastrada a uma profundidade relativamente pequena, os deslocamentos que experimenta estão longe de se aproximar, em qualquer dos casos, de uma rotação em torno do topo dirigida para o interior, que torna máximos os deslocamentos na zona próxima do fundo da escavação, logo grandes as diferenças entre as pressões finais e as de repouso na mesma zona. No cálculo 4, contudo, na parte superior, verifica-se um certo afastamento do diagrama de pressões da forma triangular, mas tal é resultado da reacção do solo às forças impostas pelas ancoragens, calculadas na base de um diagrama que nessa zona ultrapassa largamente o de repouso.

Aspecto curioso é o que respeita à forma do diagrama de pressões aparentes. Particularmente interessante é o caso da Figura 8.6, relativa ao cálculo em que é nulo o pré-esforço; enquanto o diagrama de pressões de terras é triangular, o de pressões aparentes assemelha-se a um triângulo invertido, sugerindo pressões máximas onde elas são nulas. Como no cálculo em questão os deslocamentos da parede crescem da base ao topo, e as selagens das ancoragens se admitem como fixas, lo

gicamente, é o primeiro nível de ancoragens o mais esforçado, acontecendo o contrário com o terceiro; como o diagrama de pressões aparentes mais não é do que a razão dos esforços nas ancoragens pelas respectivas áreas de influência, aquelas pressões serão máximas, em geral, onde são maiores estes esforços. Mas sendo na parte superior que a parede mais se deslocou de encontro à escavação, é nessa zona que mais reduzidas são as pressões do solo. O aspecto daqueles dois diagramas é, pois, inteiramente justificado, o que prova que a forma do diagrama de pressões aparentes pode nada ter a ver com o das pressões do solo efectivamente actuantes.

Os diagramas de momentos flectores instalados na parede no fim da escavação nos cálculos 1, 2 e 4 incluem-se na Figura 8.8. Em todos eles predominam momentos positivos ao longo de grande parte da altura da cortina e momentos negativos excepcionalmente altos junto ao encastramento. De notar que o aumento do pré-esforço das ancoragens: i) aumenta a profundidade até onde ocorrem momentos positivos, assim como aquela a que se verificam os valores máximos destes momentos; ii) reduz os momentos negativos no encastramento; iii) não parece ter uma influência muito marcada na grandeza do momento máximo positivo.

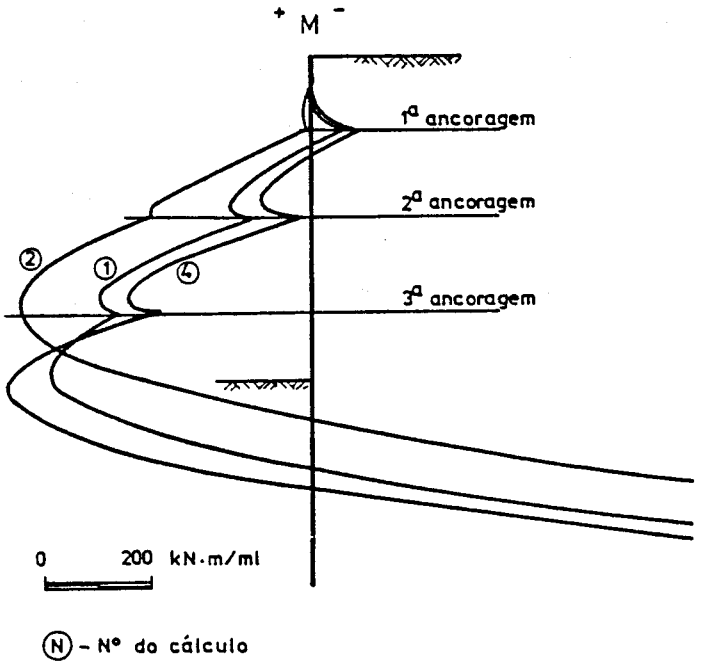


Fig. 8.8 - Diagramas de momentos flectores na parede no fim da construção (cálculos 1, 2 e 4)

Deve notar-se, por outro lado, que os momentos negati-

vos na parte inferior atingem grandezas muito dificilmente compatíveis com uma parede moldada com a espessura considerada, devido ao encastramento perfeito imposto ao pé da cortina, ao prolongá-lo até à fronteira inferior da malha e, em consequência, impedindo-lhe quaisquer deslocamentos e rotações. Nos casos reais, porém, não existem encastramentos perfeitos, tanto mais que neles o que se considera bedrock são, em regra, formações constituidas por solos de muito boas características mecânicas ou rochas relativamente brandas (de contrário, aliás, não seria técnica nem economicamente viável prolongar a parede moldada no interior do bedrock), sendo, portanto, permitida uma certa rotação do pé de parede,que reduzirá sensivelmente os momentos negativos, aumentanto,por seu turno, os positivos (ver Capítulo 11).

8.1.3 - A DISTRIBUIÇÃO DOS PRÉ-ESFORÇOS PELOS NÍVEIS DE ANCORAGENS

Neste ponto contempla-se a análise dos resultados dos cálculos que no Quadro 8.1 são designados pelos números 5, 6 e 7. As resultantes dos pré-esforços neles admitidos são iguais, respectivamente, às dos adoptados nos cálculos 3, 1 e 4, mas foram distribuidas pelos três níveis de ancoragens na base de diagramas de projecto de forma triangular.

Os deslocamentos da parede e os assentamentos na superfície do terreno no fim da escavação resultantes dos três cálculos inicialmente citados constam da Figura 8.9. Comparação sugestiva entre a eficiência dos pré-esforços distribuidos na base dos diagramas com as duas formas consideradas é, por outro lado, dada pela Figura 8.10, em que se representam os deslocamentos máximos nas quinta e sétima fases em função do nível de pré-esforço (expresso através do valor da pressão que define a altura do diagrama trapezoidal de igual resultante) para todos os cálculos até ao momento em discussão.

Do exame das figuras referidas pode notar-se, em particular, que: i) os pré-esforços calculados na base de diagramas de forma trapezoidal são mais eficazes na redução dos des

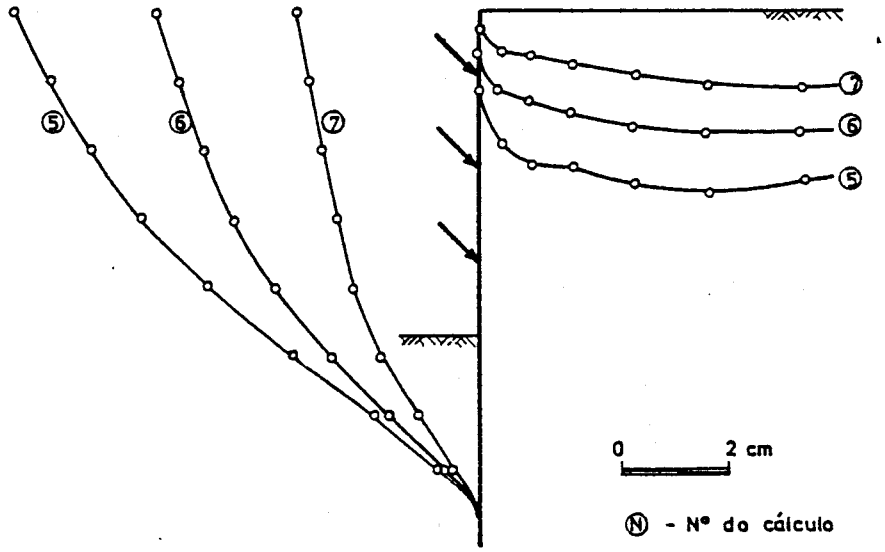


Fig. 8.9 - Deslocamentos da parede e assentamentos da superfície concluída a escavação (cálculos 5, 6 e 7)

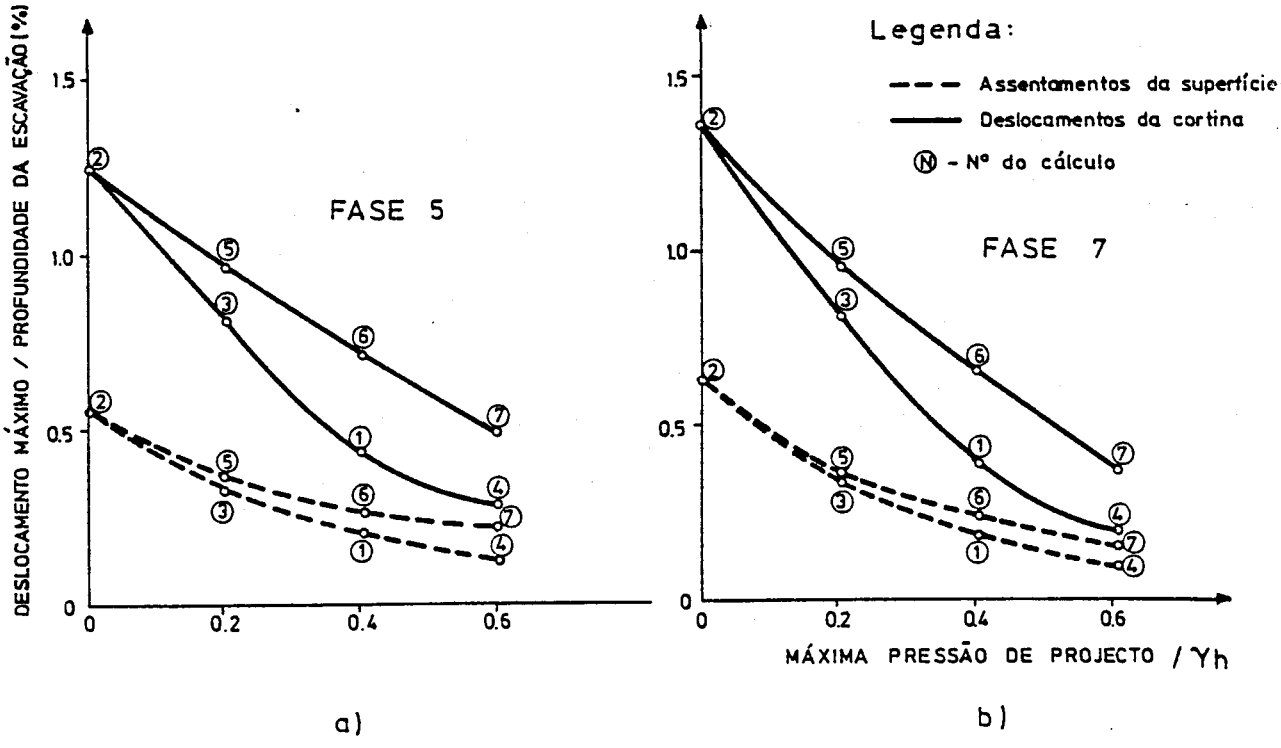


Fig. 8.10 - Relação entre o nível de pré-esforço e os valores máximos dos deslocamentos da parede e dos assentamentos na superfície (cálculos 1, 3, 4, 5, 6 e 7): a) fase5; b) fase 7

locamentos; ii) a taxa de redução dos deslocamentos com o nível de pré-esforço é, também, maior no caso dos diagramas de forma trapezoidal, donde resulta serem mais acentuadas as diferenças entre os dois casos com o crescimento daquele nível;

iii) a Figura 8.10 mostra ainda que, em termos de valores máximos dos deslocamentos da cortina e dos assentamentos, os cálculos 1 e 7 são praticamente coincidentes, apesar de a resultante dos pré-esforços neste cálculo ser 50% maior; este resultado comprova a grande importância que assume o pré-esforço do primeiro nível de ancoragens, sendo certo que aquele pré-esforço é maior no cálculo 1 do que no cálculo 7 (218 kN/ml e 157 kN/ml, respectivamente) ao contrário do que acontece com os pré-esforços dos dois níveis restantes.

Para investigar com mais detalhe a razão dos factos concluídos, acompanhe-se, através da Figura 8.11, a evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128, representativo da cabeça da segunda ancoragem, nos cálculos 1 e 6, correspondentes ao nível de pré-esforço intermédio.

Os deslocamentos associados à primeira fase são comuns a ambos os cálculos, notando-se que a partir da segunda fase os deslocamentos correspondentes ao cálculo 1 passam a ser menores, fruto do mais elevado pré-esforço aplicado nesse cálculo ao primeiro nível de ancoragens. Na figura em análise separam-se as contribuições para a diferença final entre os dois deslocamentos das diferenças nos deslocamentos incrementais acumuladas nas fases de pré-esforço, por um lado, e de escavação, por outro. Pode constatar-se que a diferença final é quase em exclusivo devida às fases de escavação, nas quais os deslocamentos resultantes do cálculo 6 são bastante superiores.

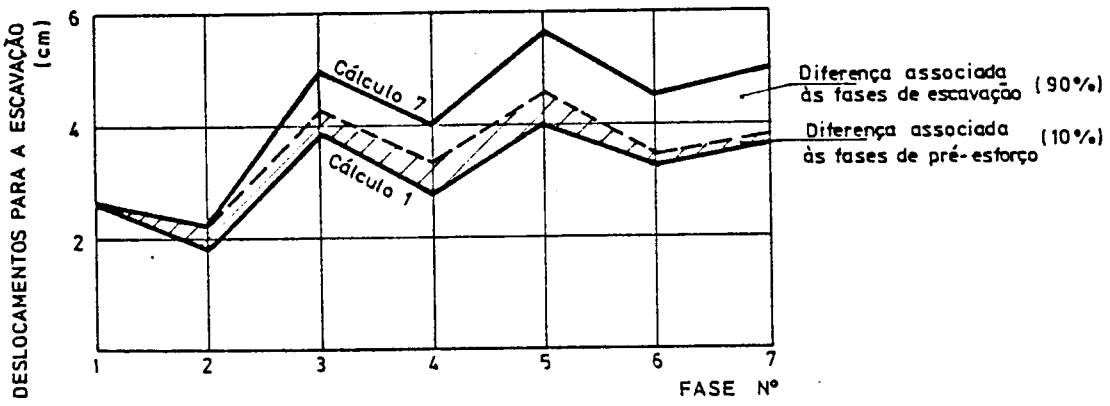


Fig. 8.11 - Evolução dos deslocamentos do ponto nodal 128 (cálculos 1 e 6)

Estando nas fases de pré-esforço praticamente a totalidade do maciço suportado na situação de descarga, logo, exibindo comportamento linear, é compreensível que os desloca -

mentos recuperados nos dois casos em questão por acção do pré-esforço de cada nível de ancoragens sejam, como efectivamente acontece e a figura bem ilustra, aproximadamente proporcionais à respectiva grandeza. Pela mesma razão se explica também que, perante a aplicação, no conjunto das fases de pré-esforço, de uma mesma força total àquele maciço, os deslocamentos do ponto em questão, não muito distante das rectas suportes das resultantes dos dois diagramas de projecto, sejam muito semelhantes nos dois cálculos, tornando praticamente insignificante a contribuição para a diferença final nos dois deslocamentos das diferenças acumuladas nas fases referidas.

Significa isto, portanto, que a vantagem essencial de basear o cômputo dos pré-esforços em diagramas de forma trapezoidal, isto é, de adoptar pré-esforços mais elevados nos níveis de ancoragens situados mais perto do topo da parede, reside nos menores deslocamentos incrementais associados às fases de escavação. Com efeito, a aplicação de um pré-esforço mais elevado quando a escavação está ainda numa fase pouco adiantada, vai garantir nas fases seguintes, isto é, durante grande parte do processo construtivo, as duas seguintes condições favoráveis à redução dos deslocamentos: i) em primeiro lugar, as tensões existentes entre a cortina e o maciço subjacente à escavação em cada fase são menores, e, portanto, menores também as forças que são aplicadas àquela para simular as fases de escavação posteriores (ver a propósito o Quadro 8.IV); ii) em segundo lugar, os níveis de tensão

QUADRO 8.IV

CÁLCULO	FORÇAS RETIRADAS NA FACE DO CORTE (kN/m)		
	Fase 3	Fase 5	Fase 7
1	89	120	51
6	99	141	60

no maciço envolvente são mais reduzidos e, em consequência, mais reduzida também a sua deformabilidade, até porque algumas zonas não chegam a ser sequer solicitadas em primeira carga.

Quando distribuidos pelos diversos níveis de ancora -

gens obedecendo a diagramas de forma triangular, os pré-es - forços mais elevados dos níveis inferiores não conseguem, de vido à fase já tardia em que são aplicados, anular, nem mui to menos inverter, as diferenças que nas fases anteriores se foram amplificando entre os dois comportamentos.

Na Figura 8.12 representam-se as variações nos esfor - ços no primeiro nível de ancoragens para dois dos pares de cálculos em análise, variações que, ao contrário do quese pas sa com as referentes aos outros dois níveis de ancoragens, diferem acentuadamente em cada par. Merecem destaque as ex - tremamente elevadas variações registadas nos cálculos 6 e 7, apesar de nestes as resultantes dos diagramas de projecto se rem francamente superiores, respectivamente, ao impulso acti vo e de repouso. Embora, como se verá no capítulo seguinte,a não linearidade típica no comportamento das ancoragens ate - nue de certa forma as variações dos esforços nelas instala - dos, haverá que reconhecer que esta é mais uma manifestação do comportamento menos satisfatório obtido nos casos em que a distribuição dos pré-esforços foi baseada em diagramas de forma triangular.

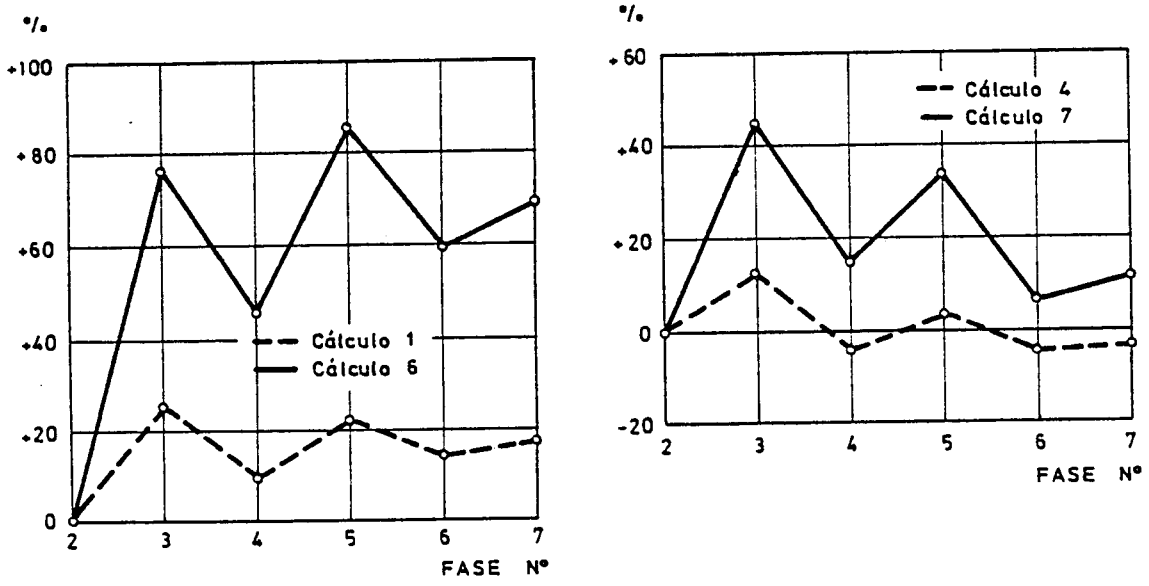


Fig. 8.12 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 1 e 6; cálculos 4 e 7)

Resultados de ensaios em modelo (Hanna e Matallana, 1970; James e Jack, 1974) e de observações de obras (Barla e Mascardi, 1974) evidenciam também acréscimos muito importan tes nos esforços nos níveis de ancoragens a menor profundida

de em casos semelhantes.

Ao contrário do que foi posto em destaque relativamente aos cálculos no ponto anterior analisados, verifica-se nos cálculos 5 a 7 uma razoável ou mesmo boa concordância entre os diagramas de pressões de terras, de projecto e de pressões aparentes, como ilustra a Figura 8.13, relativa ao cálculo 7. Pode assim deduzir-se que tal concordância não significa

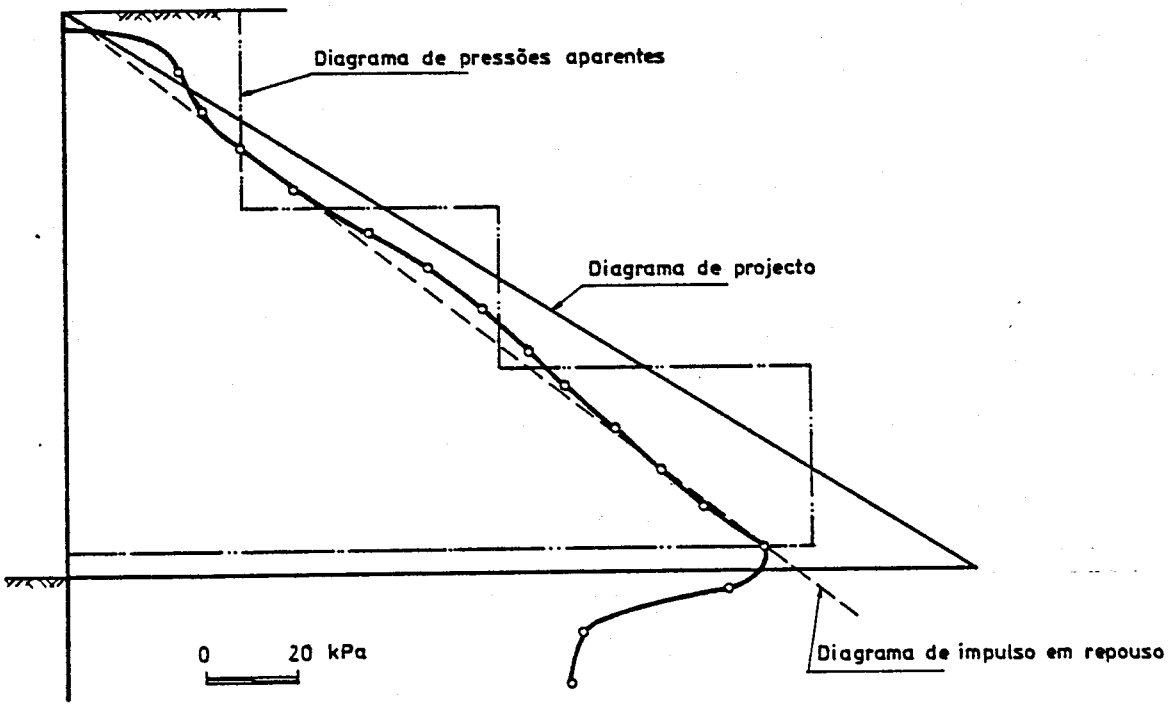


Fig. 8.13 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 7)

necessariamente comportamento satisfatório do sistema, quer em termos de variações de esforços nas ancoragens, quer em termos de deslocamentos. Como curiosidade note-se que as pressões do solo coincidem praticamente com o diagrama de repouso, não obstante a parede se ter deslocado no seu topo 3,5 cm de encontro à escavação. A imposição ao maciço, através das ancoragens, de forças que no fim da escavação restaurem o estado de tensão inicial não é, pois, garantia, devido à natureza inelástica do solo, de que os movimentos na face do corte sejam nulos ou mesmo reduzidos.

8.2 - ALGUMAS DIFERENÇAS E SEMELHANÇAS ENTRE AS CORTINAS ANCORADAS E ESCORADAS

Discutem-se em seguida os resultados do cálculo designado no Quadro 8.1 com o número 8, em que relativamente aos restantes se substituiram as ancoragens por escoras não pré-esforçadas constituidas por perfis metálicos do tipo GREY DIN 20 ; analogamente ao que foi admitido nos cálculos anteriores relativamente às ancoragens, as escoras foram consideradas com a rigidez teórica.

A evolução dos deslocamentos da parede até ser atingida a profundidade projectada para a escavação consta da Figura 8.14. Ao contrário do que foi salientado para as cortinas associadas a ancoragens pré-esforçadas, por não se proceder ao pré-esforço das escoras, não se verifica com a sua instalação qualquer recuperação dos deslocamentos já experimentados em fases anteriores (daí não se representarem os deslocamentos relativos às segunda, quarta e sexta fases,que coincidem com os das fases imediatamente antecedentes). Por outro lado, contudo, devido à grande rigidez do escoramento,nas fases seguintes à respectiva instalação os movimentos são praticamente nulos nos pontos em que aquele se liga à cortina.

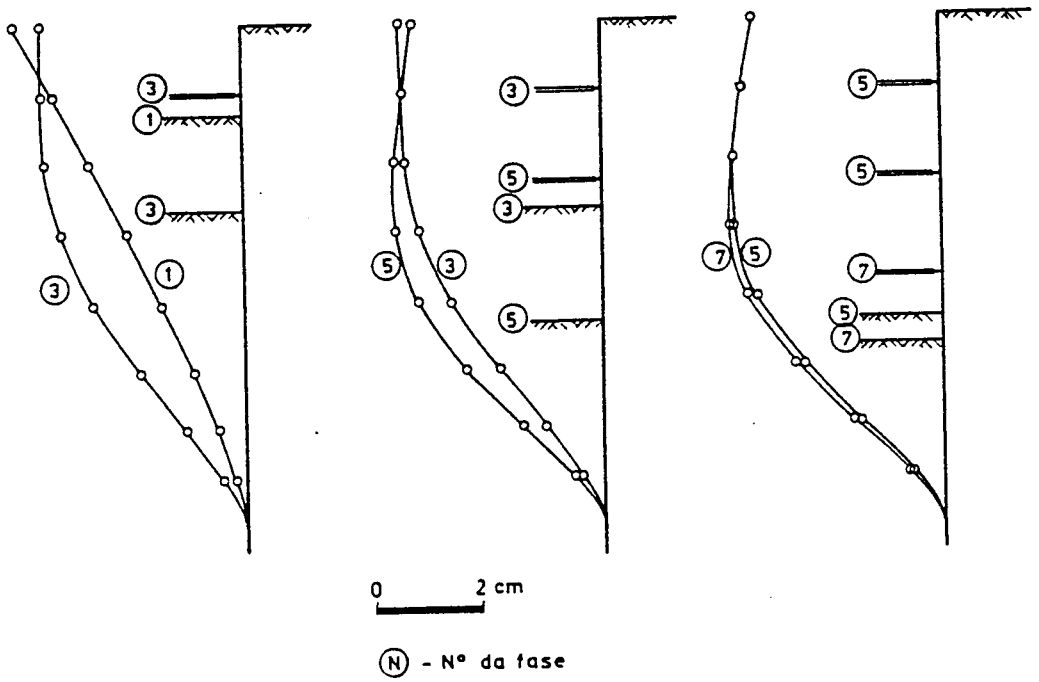


Fig. 8.14 - Evolução dos deslocamentos da parede (cálculo 8)

O balanço das diferenças apontadas entre os dois tipos de estruturas de suporte está expresso na Figura 8.15, em que os deslocamentos finais obtidos no cálculo agora em análise são comparados com os resultados análogos do cálculo 1, aquele, dentre os cálculos com a cortina ancorada, em que o pré-esforço se pode considerar mais de acordo com as indicações constantes de trabalhos recentes de vários especialistas (Hanna e Matallana, 1970; Peck et al, 1974; Clough, 1976). Como se pode verificar, embora os movimentos correspondentes à cortina ancorada sejam menores, as diferenças são, no entanto, muito pequenas.

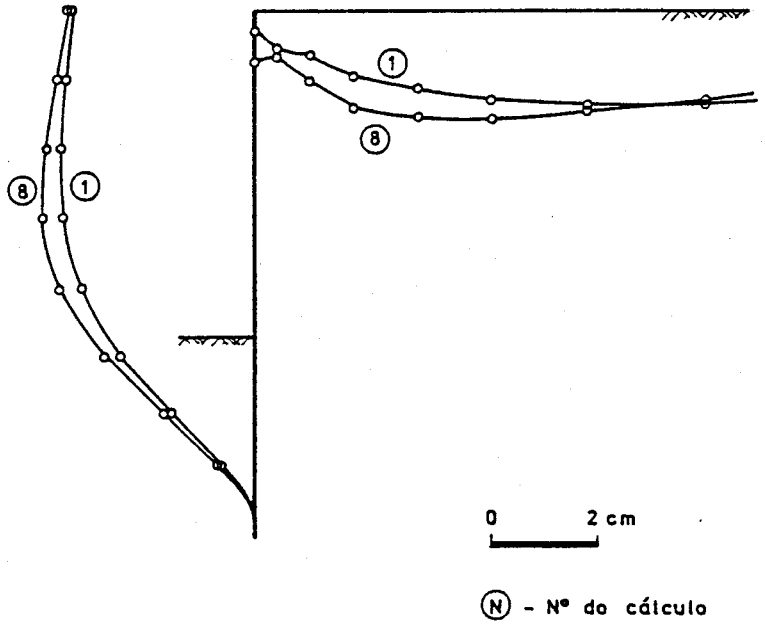


Fig. 8.15 - Deslocamentos finais da parede (cálculos 1 e 8)

Este resultado sugere que os movimentos das cortinas ancoradas e escoradas não são essencialmente diferentes, caso os pré-esforços a instalar nas ancoragens que suportam as primeiras sejam calculados na base dos diagramas que foram propostos para avaliar, nas segundas, os esforços máximos nas escoras. Por outro lado, pode também concluir-se, no que respeita aos movimentos, que as ancoragens só se tornam vantajosas relativamente às escoras (sendo estas instaladas por mão de obra de qualidade, já que, de contrário, a rigidez que exibem em serviço se pode afastar drasticamente da teórica) caso o pré-esforço das primeiras seja criteriosamente escolhido, pois na maioria dos cálculos com a cortina associada a an

coragens pré-esforçadas os movimentos foram superiores ao do cálculo em que se considerou a cortina escorada.

A Figura 8.16 respeita aos esforços no escoramento, sendo de sublinhar as notáveis diferenças entre os três níveis, não só na grandeza dos respectivos esforços mas na própria forma como estes evoluem com o progresso da escavação. O decréscimo do esforço instalado no primeiro nível nas fases mais adiantadas está associado ao deslocamento da cortina de encontro ao maciço suportado quando, instalado o segundo nível, passa a ser solicitada, abaixo deste, por forças dirigidas para a escavação.

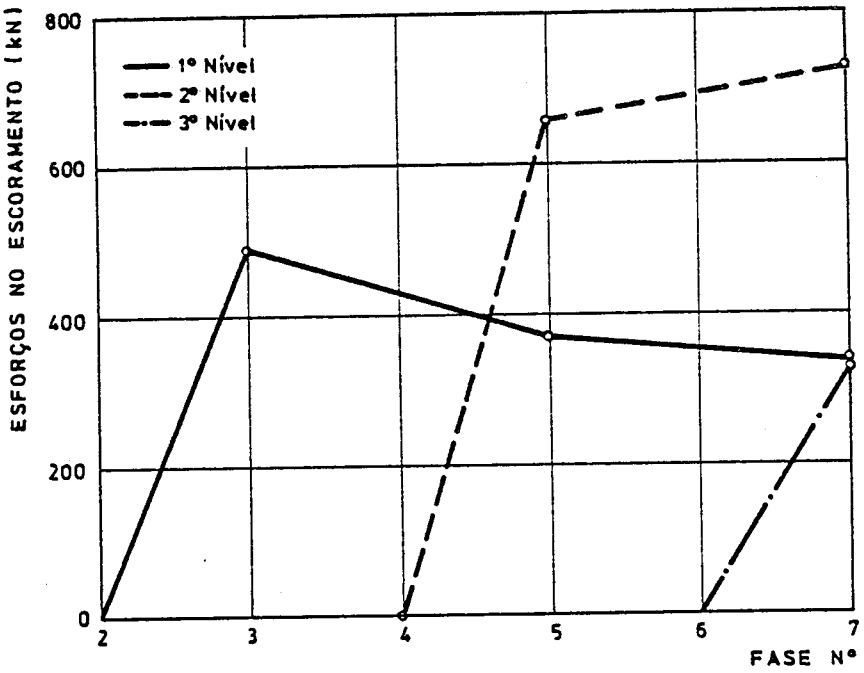


Fig. 8.16 - Evolução dos esforços no escoramento (cálculo 8)

Os diagramas de pressões para a última fase constam da Figura 8.17, mantendo-se um nítido contraste entre os respeitantes às pressões de terras e às aparentes. É curioso notar, por outro lado, que sendo o movimento da cortina escorada muito próximo do determinado no cálculo 1, as pressões de terras neste cálculo (Figura 3.19) são substancialmente mais elevadas, aproximando-se do diagrama de impulso em repouso. Isso é resultado dos pré-esforços das ancoragens que, obrigando a parede a deslocar-se contra o maciço suportado, fazem aumentar as pressões citadas. É, aliás, por razão semelhante que é possível obter no fim da escavação um diagrama

de pressões praticamente coincidente com o de repouso apesar de a cortina ter experimentado deslocamentos muito significativos de encontro à escavação.

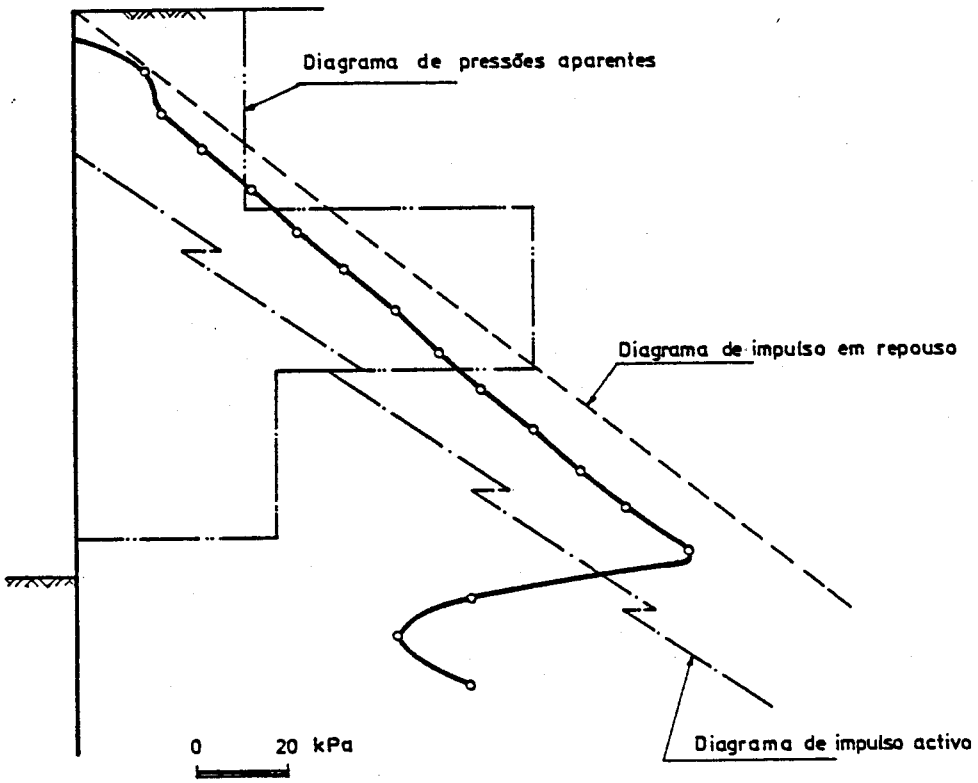


Fig. 8.17 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo 8)

Finalmente, os momentos flectores instalados na parede ao longo da construção incluem-se na Figura 8.18, não sendo o aspecto dos diagramas respectivos substancialmente diferente daquele que assumem os correspondentes aos cálculos com a cortina ancorada (Figuras 3.20 e 8.8).

De notar, porém, que a evolução dos momentos flectores, de forma análoga, aliás, à dos deslocamentos da cortina e assentamentos na superfície (estes não representados), evidencia um aspecto que distingue as estruturas de suporte de natureza essencialmente passiva, como é o caso, em regra, das cortinas escoradas, das estruturas de natureza fundamentalmente activa, o caso geral das paredes ancoradas. Note-se que os deslocamentos da parede (com excepção da parte mais próxima do topo que, no entanto, tem pouca importância), os assentamentos da superfície e os momomentos flectores positivos e negativos atingem, no caso agora estudado, os respectivos valores máximos na última fase construtiva, manifestando um con-

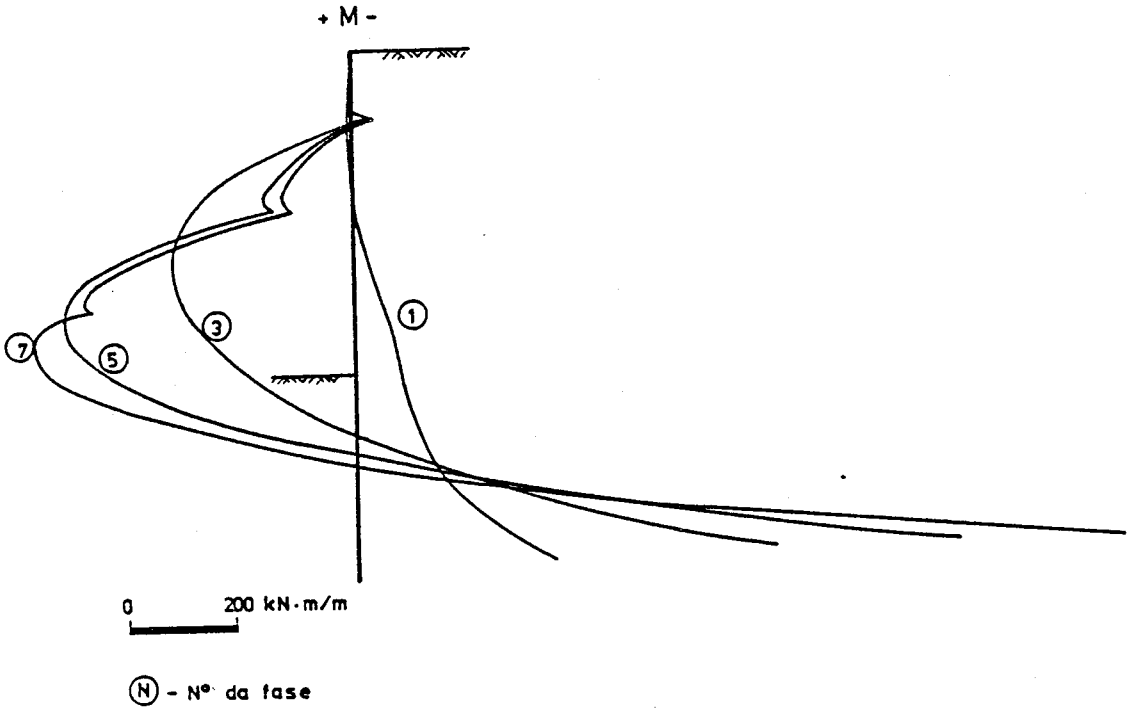


Fig. 8.18 - Evolução dos momentos flectores na parede (cálculo 8)

tínuo crescimento com o progresso da construção.

Com as cortinas associadas a ancoragens pré-esforçadas tal já não acontece, como, por exemplo, mostram as Figuras 3.16, 3.17 e 3.20 respeitantes à evolução das grandezas citadas no cálculo 1. O Quadro 8.V resume, para os cálculos 1 a 7, as fases em que ocorrem os valores máximos daquelas quatro grandezas, incluindo-se os cálculos por ordem crescente

QUADRO 8.V

CÁLCULOS	2	3	5	1	6	4	7
Deslocamento da cortina	7	5	5	3	5	3	3
Assentamento da superfície	7	7	5	5	5	1	3
Momento flector positivo	7	7	5	5	5	5	5
Momento flector negativo	7	7	7	7	5	5	5
	FASES EM QUE OCORREM OS VALORES MAXs.						

do nível de pré-esforço. Em contraste com o caso da cortina escorada, não é em muitos casos a última a fase crítica, sendo de notar que quanto mais elevado é o nível de pré-esforço, mais cedo tende esta a verificar-se; em nenhum caso, por outro lado, a fase crítica ocorre numa fase de pré-esforço. Refira-se, por fim, que no cálculo 2, pelo facto de serem nulos os pré-esforços das ancoragens, a fase crítica é, para as quatro grandezas, a última fase.

8.3 - DEPENDÊNCIA ENTRE OS ASSENTAMENTOS NO TERRAPLENO E O MOVIMENTO DA CORTINA

8.3.1 - O QUE DETERMINA O VALOR MÁXIMO DO ASSENTAMENTO

Os resultados dos oito cálculos até aqui analisados, em que se manteve a geometria do problema, mas em que variou o pré-esforço e a rigidez dos apoios da cortina, fazendo em consequência variar largamente os movimentos associados à escavação, constituem a base essencial do estudo que a seguir se apresenta em que se procura investigar a forma como os movimentos na face do corte determinam a grandeza e a distribuição dos assentamentos na superfície do terreno.

Alguma coisa já foi sendo referida anteriormente a esse propósito. Nomeadamente, as Figuras 8.3 e 8.10 mostram que os valores máximos dos deslocamentos da parede em cada fase são superiores aos correspondentes assentamentos máximos. Conclusão idêntica pode ser tirada dos resultados da observação de várias obras; Mana e Clough (1981), por exemplo, reportam medições em escavações escoradas em argilas moles e médias realizadas em Oslo, San Francisco e Chicago, em que os assentamentos máximos oscilam entre 50% a 100% dos deslocamentos máximos da cortina. Esta relação pode, contudo, ser alterada quando intervêm outros factores não directamente relacionados com a retirada do solo e a colocação em serviço das ancoragens ou escoras. Em particular, quando acompanhando a escavação se verificam importantes descidas do nível freático nas zonas vizinhas e, em simultâneo, ocorrem estratos compres

síveis no maciço, os assentamentos podem ultrapassar largamente os deslocamentos máximos na face do corte (Karlsrud e Mynvoll, 1976; Wong, 1980; Morton et al, 1980).

Na Figura 8.3, em que se relacionam os deslocamentos máximos com o nível de pré-esforço nas fases 3,5 e 7, estão marcados também os valores análogos relativos à primeira fase de escavação, comum a todos os cálculos, em que a parede funciona como autoportante. Nessa fase, como se torna evidente pela figura referida, a razão entre os movimentos máximos da parede e da superfície é notavelmente superior aos valores correspondentes às fases mais adiantadas. Este facto indica que a fase de escavação inicial, implicando deslocamentos da parede muito significativos, acarreta, por outro lado, assentamentos bastante reduzidos.

Vem a propósito citar, também aqui, os resultados coligidos por O'Rourke (1981) acerca dos movimentos de 7 escavações realizadas nos EUA com profundidades compreendidas entre os 8,0 e os 18,0 metros. As cortinas, seis delas escoradas, eram de diferentes tipos mas tinham em comum o terem a sua extremidade inferior fixa num estrato rijo.

O autor define um coeficiente, a que chama coeficiente de deformação, de expressão:

$$c_D = \frac{S_w}{S_w + S'_w} \qquad (8.1)$$

em que S_w é, como ilustra a Figura 8.19, o deslocamento do topo da parede na fase autoportante e S'_w o deslocamento máximo, após a instalação do escoramento, que gera a convexidade da face exposta, típica nestes casos. Esse coeficiente foi relacionado com a razão das componentes horizontal e vertical dos deslocamentos de pontos do terrapleno, observados topograficamente. A Figura 8.19 mostra que quando c_D é igual à unidade, ou seja, quando a parede é autoportante, os deslocamentos da superfície são essencialmente horizontais; pelo contrário, quando decresce o valor de c_D, ou seja, quando se desenvolve o bojo por deformação da parede apoiada nos dois extremos, ganha importância cada vez maior a componente vertical dos deslocamentos da superfície. Existe, pois, uma con-

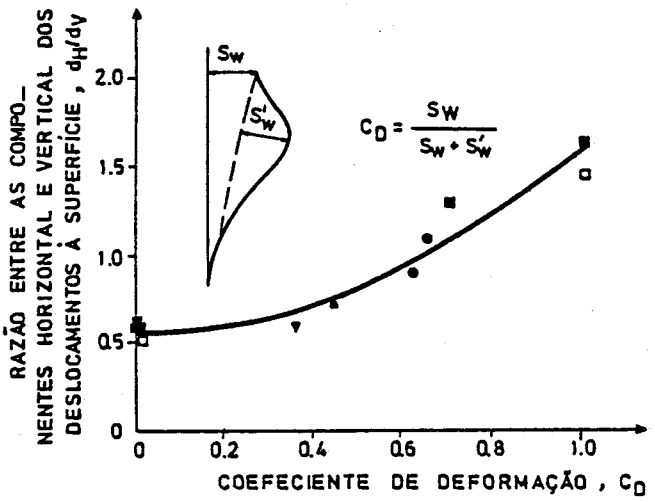


Fig. 8.19 - Relação entre os deslocamentos da parede e do terrapleno (O'Rourke, 1981)

cordância qualitativa indiscutível entre estes resultados e os decorrentes dos cálculos de elementos finitos atrás analisados. Parece, portanto, que a grandeza dos assentamentos máximos não está directamente dependente dos deslocamentos máximos da parede mas depende acentuadamente da forma como esta se desloca para a escavação.

Na Figura 8.20 procura avaliar-se o grau de dependência dos assentamentos máximos em relação aos deslocamentos máximos e médios da cortina. Os últimos são calculados dividindo a área compreendida entre as posições da parede em cada fase e a inicial pela altura total daquela. Na figura representam-se os pontos correspondentes à fase autoportante (assinalados com A) e às três outras fases de escavação para os cálculos 1 a 8.

Sendo evidente o crescimento dos assentamentos com os deslocamentos máximo e médio da parede, é manifesta a mais estreita relação com estes últimos, agrupando-se os pontos correspondentes muito próximos da recta cujo declive é o valor médio da razão V_{max}/U_{med} (assentamento máximo igual a cerca de 70% do deslocamento médio da parede); pelo contrário, os pontos representativos dos deslocamentos máximos apresentam uma dispersão sensível relativamente à recta cujo declive é o valor médio da razão V_{max}/U_{max} (assentamento máximo igual a cerca de 40% do deslocamento máximo da parede). Repare-se que o ponto representativo do deslocamento máximo na fa

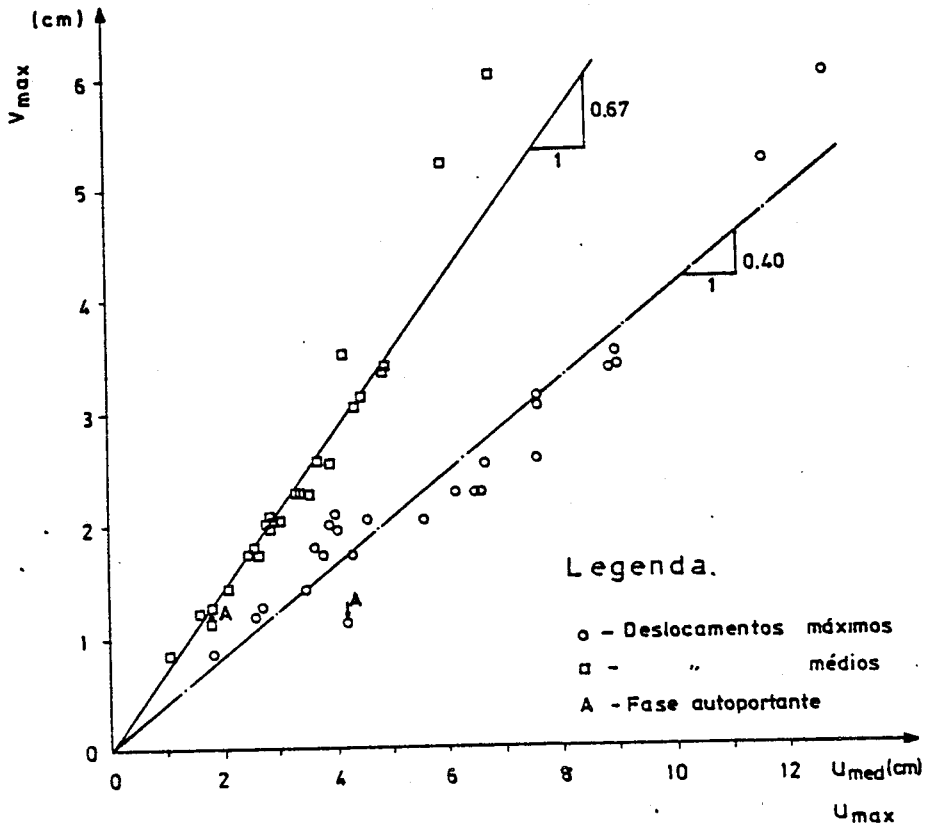


Fig. 8.20 - Relação entre os assentamentos máximos na superfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (cálculos 1 a 8)

se autoportante está bastante para baixo da recta de declive médio correspondente, o que significa que caso esse deslocamento determinasse o valor máximo do assentamento, este deveria ser muito maior do que o que de facto se verificou; note-se que o ponto relativo ao deslocamento médio na mesma fase está, por seu turno, muito próximo da recta que lhe diz respeito.

A Figura 8.21 é análoga à anterior mas refere-se a três outros cálculos (cujos resultados não se incluiram no presente trabalho para não alongar em demasia a exposição) em que as características do solo e a geometria do problema são idênticas às dos cálculos anteriores mas em que foram introduzidas alterações na estrutura de suporte, alterações essas que sucintamente se indicam na própria figura. Nesta torna-se ainda mais evidente a íntima relação entre os assentamentos e os deslocamentos médios, sendo, por outro lado, muito grande a dispersão dos pontos representativos dos deslocamentos máximos.

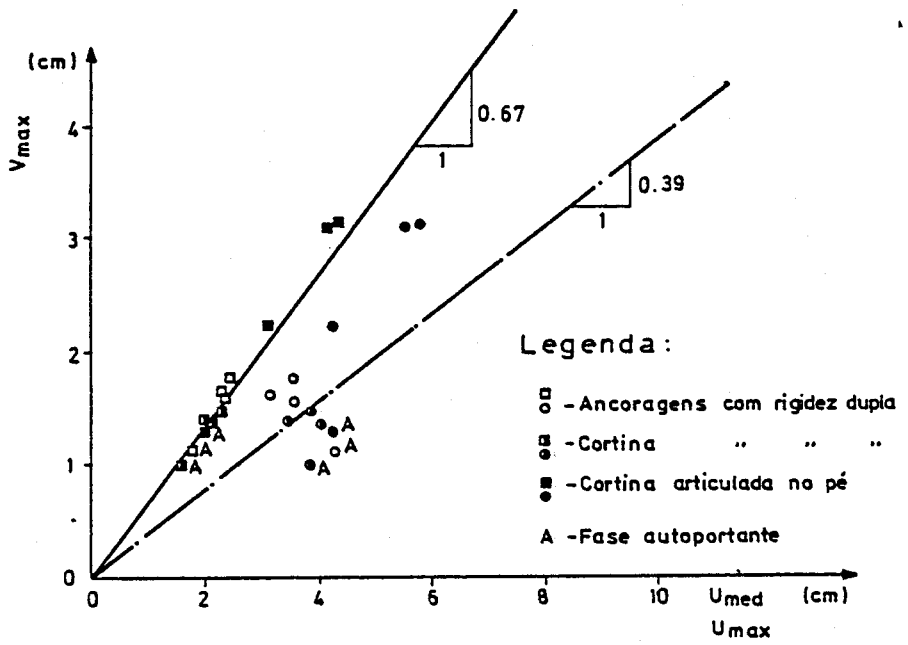


Fig. 8.21 - Relação entre os assentamentos máximos na superfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (outros cálculos)

Procurará esboçar-se, em seguida, uma explicação para o resultado citado.

O comportamento não drenado admitido para o solo implica praticamente a inexistência de variações de volume no maciço. Estando a parede moldada selada no bedrock, o volume de solo compreendido entre as posições da parede em cada fase e a inicial, terá que ser, por isso, aproximadamente igual ao volume (numericamente igual à área, no caso do estudo de uma secção) entre as posições da superfície do terreno nas mesmas fases. Assim, quanto maior fôr a área varrida pela parede no seu movimento para a escavação, maiores serão também os assentamentos. Já que o deslocamento médio da parede, ao contrário do máximo, é directamente proporcional àquela área, é ele o parâmetro mais indicado para traduzir a grandeza desta, logo a dos assentamentos do terrapleno.

Na Figura 8.22 representam-se dois hipotéticos movimentos da parede em que os deslocamentos máximos são, nos dois casos, iguais a 10 cm. O primeiro movimento é típico da fase autoportante enquanto o segundo pode ocorrer com um ou vários níveis de ancoragens já em serviço. Apesar de os deslocamentos máximos serem iguais, a área varrida pela cortina e o deslocamento médio são no segundo caso cerca de 50% superiores.

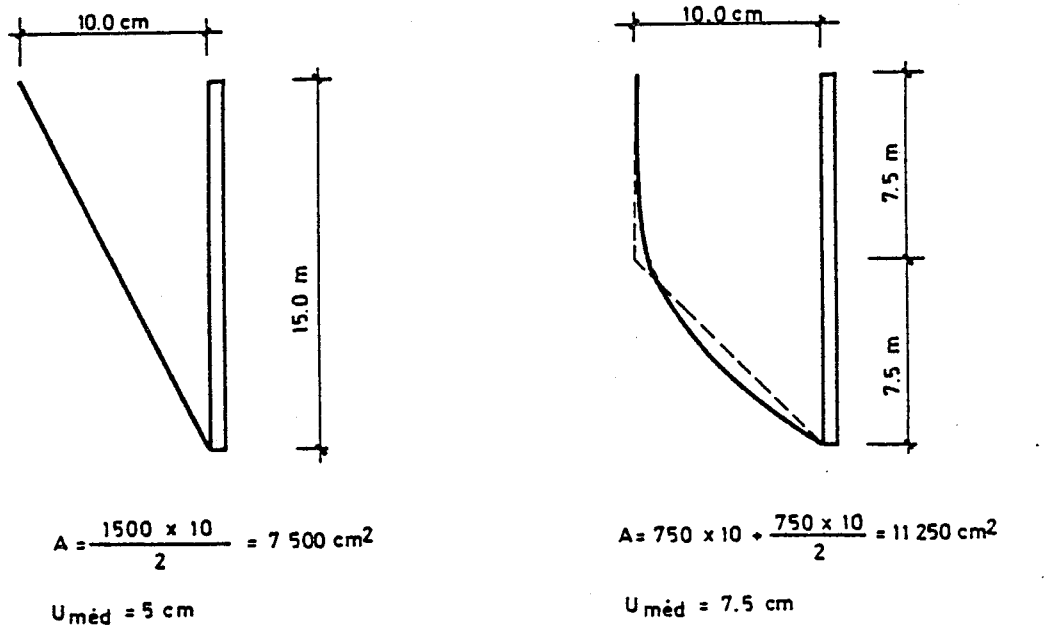


Fig. 8.22 - Movimentos típicos de uma estrutura de suporte flexível: a) fase autoportante; b) ancoragens ou escoras em serviço

A fase autoportante acarreta, assim, assentamentos muito reduzidos porque a parede ao deslocar-se abarca uma área relativamente reduzida, ou, por outras palavras, porque implica um deslocamento médio que é muito mais pequeno do que o deslocamento máximo.

Na base de um raciocínio semelhante é possível explicar porque os assentamentos máximos do terrapleno são inferiores aos valores máximos dos deslocamentos da parede.

Já foi referido que a área abrangida pelo movimento da parede de encontro à escavação tem que ser aproximadamente igual à área envolvida pela superfície do terreno no seu movimento descendente. A primeira daquelas áreas estende-se por uma altura de 15 metros, que é a altura em que são possíveis deslocamentos em direcção à escavação e ao maciço a ela subjacente; por seu turno, a última das áreas citadas estende-se na horizontal desde a parede até à fronteira lateral da malha de elementos finitos, situada a uma distância de 27 metros. Compreende-se, assim, que a área que se distribui por uma maior extensão tenha uma configuração mais estreita, ou seja, tenha uma altura máxima inferior àquela que se estende ao longo de um comprimento muito mais pequeno.

Isso mesmo pode ser confirmado na Figura 8.23 em que se incluem os deslocamentos da cortina e os assentamentos da

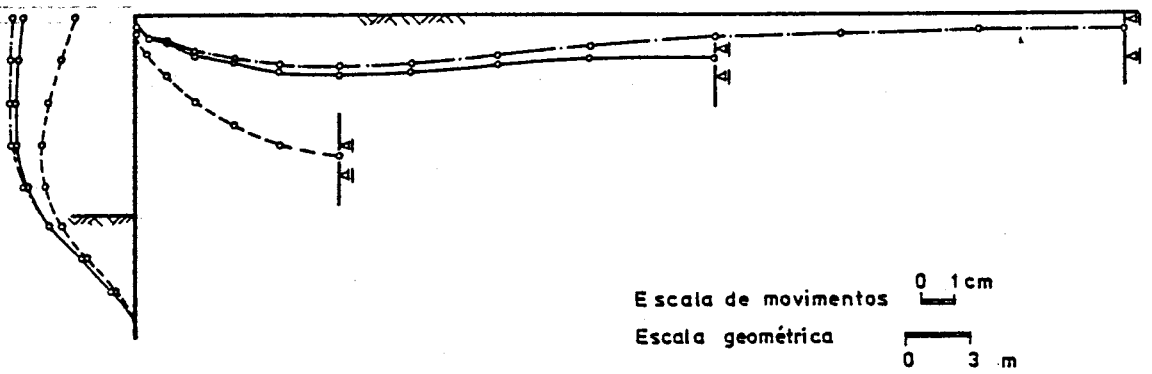


Fig. 8.23 - Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície para três posições da fronteira lateral direita da malha de elementos finitos (cálculos 1, 9 e 10)

superfície no fim da escavação determinados no cálculo 1 e em dois outros, designados no Quadro 8.1 com os números 9 e 10, em que a posição da fronteira lateral direita da malha de elementos finitos foi alterada, relativamente ao primeiro, da forma que a figura e o quadro referidos indicam. Para além da óbvia dependência dos movimentos da parede relativamente à posição da fronteira, verifica-se que no caso da maior proximidade daquela relativamente à face do corte, em que a distância respectiva é bastante menor do que a altura total da parede, o assentamento máximo é nitidamente superior ao deslocamento máximo da cortina; o contrário se passa nos dois outros cálculos.

A Figura 8.24 ilustra a questão de outra forma, relacionando, para os dois cálculos correspondentes às posições extremas da fronteira, os assentamentos máximos com os deslocamentos máximo e médio na face da escavação nas fases 3,5 e 7. Como se verifica, os pontos respeitantes ao cálculo com a fronteira a 46 metros da parede situam-se na parte inferior do gráfico, o que significa que ambos os deslocamentos da cortina são superiores aos assentamentos máximos; pelo contrário, os pontos relativos ao cálculo com a fronteira mais próxima ficam na metade oposta da figura, em que os deslocamentos na face da escavação são menores do que os assentamentos.

Em resumo, nas situações em que o maciço tenha um comportamento não drenado são iguais as áreas englobadas pelos movimentos da parede (e do seu prolongamento até ao bedrock,

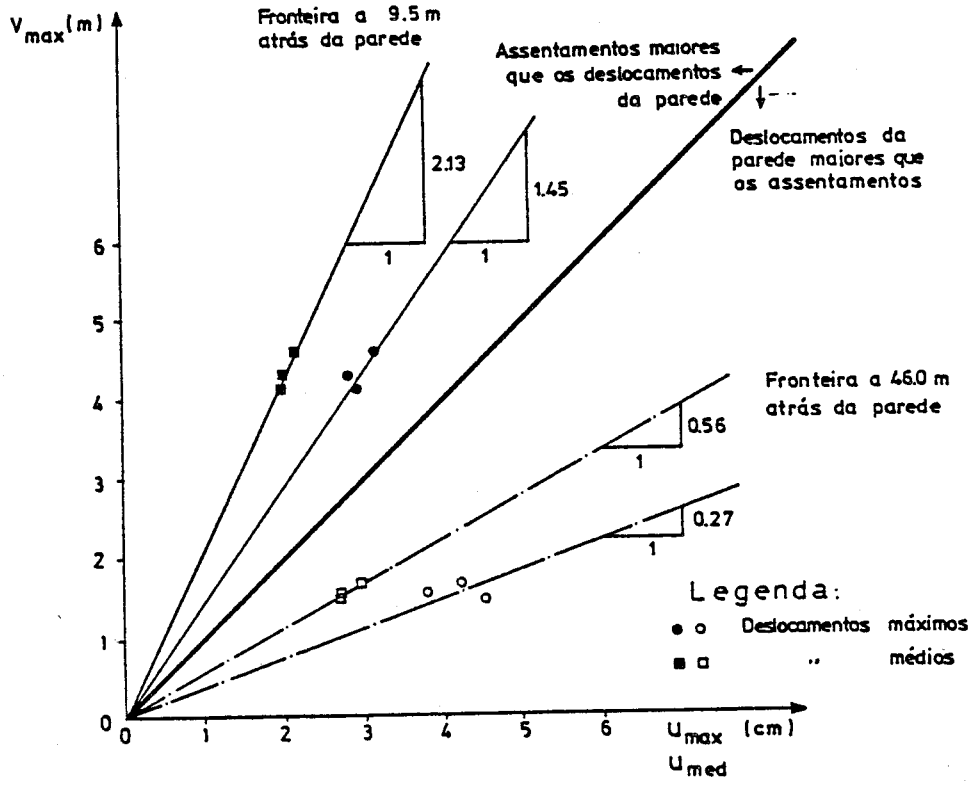


Fig. 8.24 - Relação entre os assentamentos máximos na superfície e os deslocamentos máximos e médios da parede (cálculos 1, 9 e 10)

caso aquela não seja até aí levada) e do terrapleno. Como a altura em que podem ocorrer movimentos significativos dirigidos no sentido da escavação é, em regra, muito inferior à extensão da superfície do terreno em que os assentamentos são possíveis, os valores máximos destes são, em consequência, inferiores aos valores análogos daqueles.

Impõe-se abrir um parêntesis para comentar a influência da posição da fronteira da malha nos movimentos do sistema. Compreende-se que no caso da fronteira colocada a 9,5 metros da parede os resultados se afastem consideravelmente das hipóteses mais realistas; a Figura 8.23 mostra, por outro lado, que enquanto os movimentos da cortina crescem acentuadamente ao deslocar a fronteira 19 metros para trás (posição admitida nos cálculos 1 a 8), já aqueles pouco se alteram ao efectuar novo afastamento de igual grandeza. Isso significa que a disposição das fronteiras, nomeadamente a que limita a extensão do maciço suportado, necessita de certo julgamento, até porque alargar a malha em demasia traduz-se em

dispêndio inútil de tempo de computação.

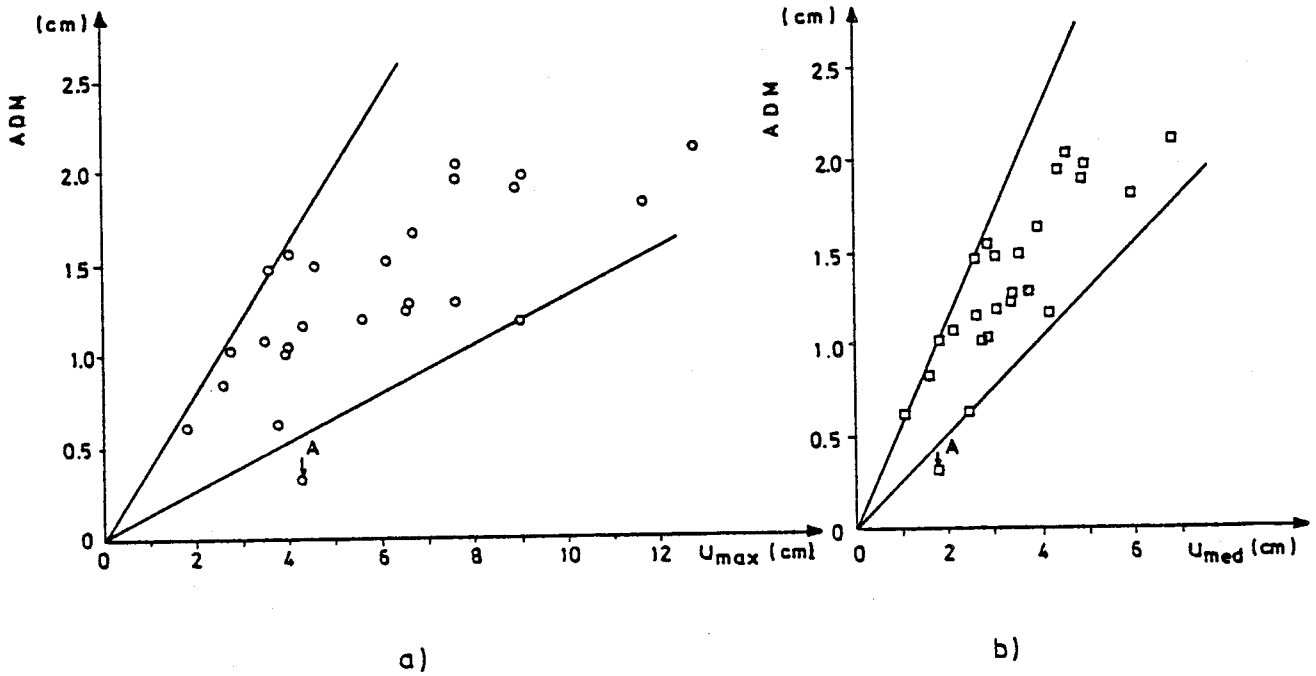
Por outro lado, nem sempre a malha que abarca maior extensão é necessàriamente a que pode fornecer resultados mais realistas. Em primeiro lugar, porque sendo a maioria das obras deste tipo realizada em grandes cidades, com a presença nas vizinhanças de outras estruturas com fundações profundas, caves, ou ainda túneis de Metro e condutas enterradas, os movimentos no subsolo, a uma distância maior ou menor, estão sujeitos a uma série de condicionamentos que podem tornar pouco razoável o prolongamento da malha para além de determinada secção. Em segundo lugar, deve notar-se, de acordo com Simpson (1981),que os assentamentos calculados nas zonas mais afastadas da parede passam a ser pouco realistas devido à também pouco realista hipótese da existência nessas zonas de um estado plano de deformação.

8.3.2 - O QUE DETERMINA A DISTRIBUIÇÃO DOS ASSENTAMENTOS NA SUPERFÍCIE DO TERRENO

Prosseguindo na análise dos resultados dos cálculos efectuados, interessa ainda notar que na fase autoportante, além de os assentamentos serem muito reduzidos, eles variam suavemente para um e para outro lado do ponto em que o máximo se verifica; a superfície do terreno apresenta, em consequência, uma suave concavidade (Figura 3.17a). Com o progresso da escavação e a colocação em serviço dos diversos níveis de ancoragens, aquela concavidade torna-se mais pronunciada, crescendo os assentamentos diferenciais (Figura 3.17).

Considerar-se-á, na exposição que se segue, o assentamento diferencial máximo como sendo a diferença entre o valor máximo do assentamento da superfície e o assentamento do ponto adjacente à face da escavação.

Na Figura 8.25 representam-se os assentamentos diferenciais máximos (ADM) em função dos deslocamentos máximo e médio da cortina em todas as fases de escavação para os cálculos 1 a 8; os pontos representativos da fase autoportante,comum a todos eles, assinalam-se com A. Embora se não possa concluir da existência de uma muito estreita relação entre o as



a) b)

Fig. 8.25 - Relação entre o assentamento diferencial máximo à superfície e os deslocamentos máximo (a) e médio (b) da cortina (cálculos 1 a 8)

sentamento diferencial máximo e qualquer dos deslocamentos referidos, pode notar-se que aquele cresce com estes e que a dispersão dos pontos referentes aos deslocamentos médios é significativamente menor; por exemplo, um mesmo assentamento diferencial máximo pode ser provocado por deslocamentos máximos da cortina na proporção de 1 para 3, enquanto no que respeita aos deslocamentos médios tal relação é apenas de 1 para 2. Refira-se ainda que os pontos representativos da fase autoportante estão fora da zona abrangida por todos os outros, correspondendo ao valor mínimo do assentamento diferencial para todas as fases em todos os cálculos.

Uma outra forma de abordar a questão, e que melhor poderá evidenciar a dependência entre os movimentos da parede e da superfície, está expressa na Figura 8.26. Nela, ainda para todas as fases de escavação dos cálculos 1 a 8, relacionam-se as razões do assentamento diferencial máximo pelo valor máximo do assentamento, em ordenadas, e do deslocamento médio da parede pelo deslocamento máximo da mesma, em abcissas. A razão ADM/V_{max} é uma forma de expressar a maior ou menor curvatura (concavidade, neste caso) da superfície do terreno; por outro lado, como já se viu, quanto maior fôr a ra-

zão U_{med}/U_{max} maior é a convexidade da face exposta da cortina.

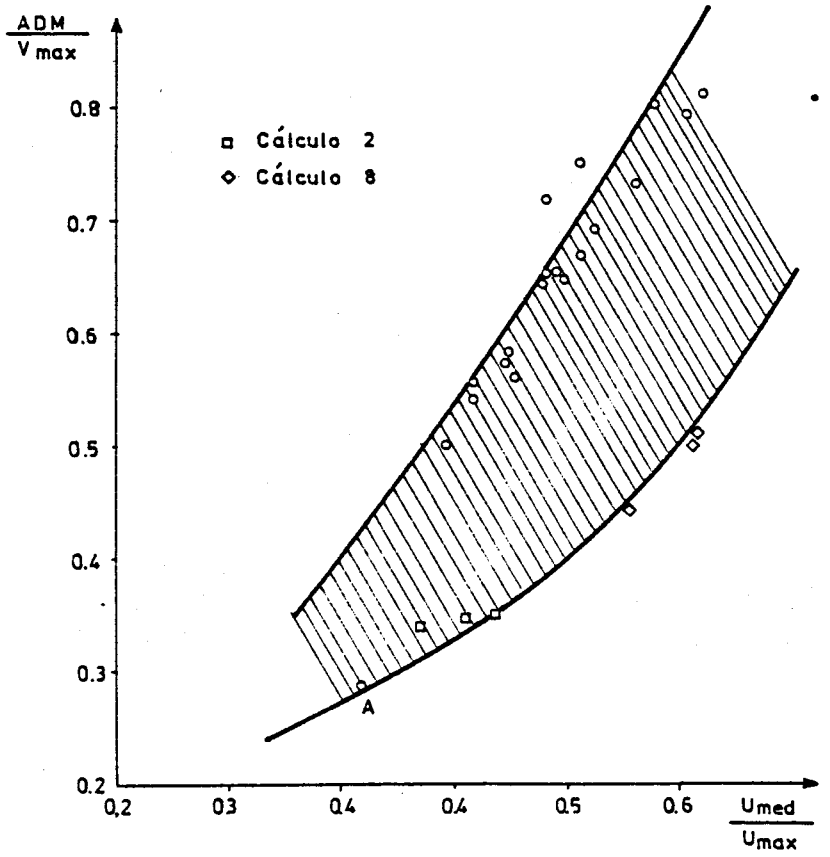


Fig. 8.26 - Relação entre a concavidade da superfície do terreno e a convexidade da face exposta da parede (cálculos 1 a 8)

A disposição dos pontos evidencia o crescimento da curvatura da superfície com a curvatura da parede; além disso, com excepção dos pontos representativos da fase autoportante e dos cálculos 2 e 8 (com pré-esforço nulo), todos os outros sugerem que a relação entre as duas curvaturas citadas é de facto muito estreita, alinhando-se nas proximidades de uma recta a 45°. Note-se que, ainda aqui, o ponto referente à fase autoportante é aquele em que são mínimas ambas as curvaturas.

Pode assim concluir-se que não só o valor máximo do assentamento da superfície mas também a parcela deste que representa o assentamento diferencial depende em alto grau da forma como se desloca a parede. A colocação em serviço das ancoragens ou escoras, ao reduzir os deslocamentos da parte superior da cortina (Figura 8.27), acarreta pequenos assenta

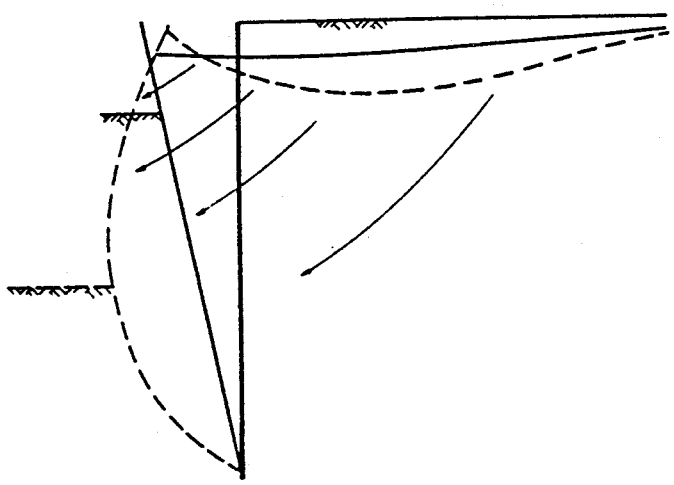


Fig. 8.27 - Dependência entre o tipo de movimento da cortina e a forma assumida pela superfície do terreno

mentos nos pontos da superfície do terreno mais próximos da escavação. Contudo, na parede, apoiada na parte superior e no seu pé, por acção das novas fases de escavação, desenvolve-se a convexidade da face exposta, aumentando os deslocamentos nos pontos situados mais abaixo. Em consequência, os pontos da superfície um pouco mais afastados, não podem deixar de experimentar assentamentos mais elevados, devido ao movimento do maciço suportado acompanhando a cortina de encontro à escavação.

Crescendo a curvatura da superfície com a da própria parede, e crescendo por sua vez esta com o aumento do pré-esforço e da rigidez das escoras e ancoragens, não se deduza, contudo, que pré-esforços reduzidos ou suportes flexíveis são preferíveis. Em primeiro lugar, porque a curvatura da superfície (aqui expressa pela razão ADM/V_{max}) não representa a grandeza do assentamento diferencial máximo (e essa já se viu, na Figura 8.25, que cresce com o deslocamento máximo e médio da parede). Em segundo lugar, porque é necessário não esquecer que as componentes horizontais dos deslocamentos da superfície têm igualmente muita importância e crescem, obviamente, também com os deslocamentos da cortina.

Para a concavidade da superfície do terreno contribuem também as forças tangenciais, que a parede, rígidamente apoiada no seu pé, exerce sobre o maciço suportado na face que com ele contacta (Figura 7.1). No cálculo 2 a concavidade da su-

perfície é muito reduzida não só porque a própria curvatura da parede também o é mas igualmente devido à rotura por tracção dos elementos de junta na interface citada, que assim deixaram de exercer sobre o maciço aquelas forças.

A importância das forças tangenciais no contacto da parede com o maciço suportado pode avaliar-se pela Figura 8.28, em que se representam os movimentos finais obtidos: i)no cálculo referido em 7.1, em tudo idêntico ao cálculo 1, excepto no que respeita à resistência e rigidez tangencial dos elementos de junta, que são nulas; ii) no cálculo 6 (Quadro 8.1), escolhido por ser aquele em que os deslocamentos da parede são mais próximos do anteriormente referido.

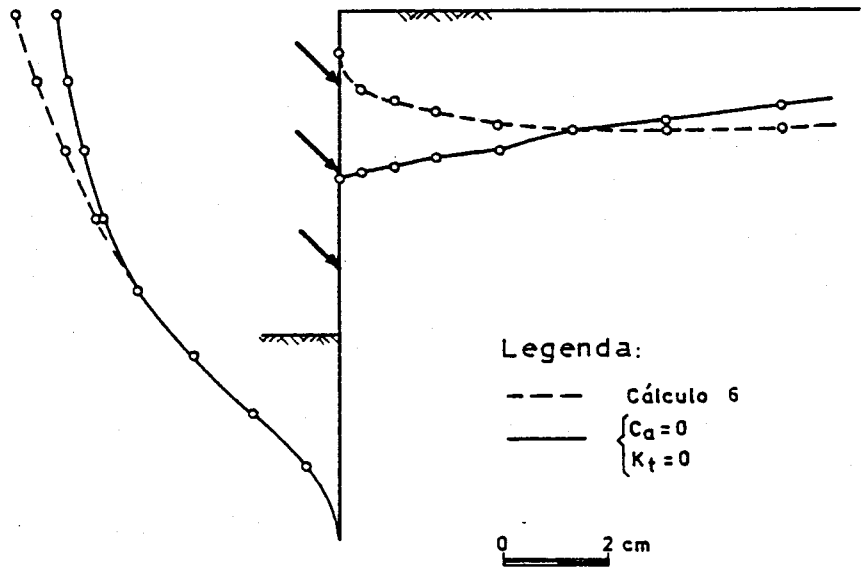


Fig. 8.28 - Importância das tensões tangenciais na face de contacto entre a parede e o maciço suportado nos assentamentos da superfície

Sendo muito semelhantes os deslocamentos da cortina nos dois casos, as notáveis diferenças que se verificam nos assentamentos só podem ser explicadas pelas diferentes características dos elementos de junta. A inexistência das tensões tangenciais no contacto da cortina com o maciço suportado pode, assim, anular a concavidade da superfície e fazer com que os assentamentos sejam máximos junto à face da escavação.

Poderá residir no aspecto focado a razão porque Peck (1969) na Figura 2.15 admite implicitamente a convexidade da superfície do terreno. Com efeito, a generalidade das medições em que o autor citado se baseou foi feita em obras en -

volvendo cortinas de estacas-pranchas ou cortinas descontí - nuas do tipo "berlinense", em que são pequenas as forças mobilizadas no contacto com o solo, quer porque a adesão e o ângulo de atrito solo-estrutura são mais reduzidos,quer porque, no segundo caso, é diminuta a superfície onde aquelas . forças se podem mobilizar.

O apreciável número de observações mais bem documentadas entretanto publicado, mostra que, para uma grande variedade de tipos de cortinas, mesmo daqueles que atrás foram referidos, se verifica que o assentamento máximo ocorre, em regra, a uma distância da face do corte entre 50% a 100% da respectiva profundidade, diminuindo mais ou menos acentuadamente na zona mais próxima daquela face (Lambe e Turner, 1970; Palmer e Kenney, 1972; Lambe et al, 1972; Cunningham e Fernandez, 1972; DiBiagio e Roti; 1972; Clough, 1976; Karlsrud ,1976; Karlsrud e Myrvoll, 1976; Mana, 1978; Simpson et al,1979;Burland et al, 1979; Dysli et al, 1979; Ambiru et al, 1981; Kinoshita et al, 1981).

Pelo contrário, casos em que a superfície do terreno tenha assumido a forma admitida na Figura 2.15 são muito mais raros (Lambe et al, 1970; Lambe e Turner, 1970; Simpson et al, 1979). Como se verá no Capítulo 10, e é confirmado por resultados de ensaios em modelo reduzido (Hanna e Matallana,1970; Anderson et al, 1982), no caso das cortinas ancoradas com deficientes condições de apoio no pé, o assentamento da cortina sob a acção das componentes verticais dos esforços das ancoragens pode inverter o sentido das forças tangenciais na face de contacto com o maciço suportado, modificando acentuadamente a distribuição dos assentamentos na superfície, que passam a ser máximos junto à escavação. O mesmo aspecto da superfície aparece, por outro lado, associado a paredes autoportantes (Bransby, 1974), a valas suportadas por bentonite (DiBiagio e Myrvoll, 1972) e a escavações não suportadas ou em que a estrutura de suporte foi colocada após a ser atingida a profundidade desejada (Symons, 1980; McCaul, 1980).

Embora com o solo considerado nos cálculos cujos resultados foram discutidos no âmbito do presente capítulo,não seja provável a existência de estruturas importantes com fundações superficiais, as considerações explanadas neste ponto à cerca de como os assentamentos são determinados pelo movimen

to da cortina, não dependem, pelo menos no essencial, da resistência do maciço interessado pela escavação. Desta forma, como se compreenderá, a questão agora em discussão assume uma grande importância para as estruturas nessa zona fundadas a nula ou reduzida profundidade. Concretamente, a concavidade da superfície do terreno, evidenciada nos cálculos e confirmada por numerosas observações de obras, é favorável à estabilidade das estruturas referidas, já que experimentando as sapatas adjacentes à face do corte assentamentos menores do que as afastadas de alguns metros, a estrutura não terá tendência para experimentar uma inclinação para a escavação (eventualmente progressiva, já que, iniciado o movimento, nada existe desse lado que lhe sirva de obstáculo, e uma nova posição de equilíbrio exige uma redistribuição de esforços que nem sempre é possível, em especial nos edifícios antigos), antes tendendo a inclinar-se para o lado oposto onde, em regra, existirão outras estruturas, ou até uma terceira fiada de sapatas, em que o assentamento é já mais reduzido, que obstarão a que esse movimento possa assumir grandeza significativa.

8.4 - CONCLUSÕES

Os movimentos associados à escavação podem ser mantidos dentro de limites razoáveis por meio de cortinas suportadas por meio de escoras ou de ancoragens.

Nas cortinas escoradas, como se viu, colocado em serviço determinado nível do escoramento, devido à sua grande rigidez, os deslocamentos da parede nos pontos mais próximos são praticamente nulos nas fases costrutivas seguintes.

A reduzida rigidez das ancoragens, pelo contrário, não impede que após a sua instalação a cortina possa experimentar deslocamentos significativos nos pontos em que aquelas se amarram. Ainda assim, o comportamento das estruturas de suporte ancoradas pode ser amplamente satisfatório caso o pré-esforço das ancoragens seja criteriosamente adoptado. Desta forma, a eficiência das ancoragens na redução dos movimentos reside na sua capacidade, através do pré-esforço respectivo,

em recuperar deslocamentos já experimentados pela cortina em fases anteriores e, muito em especial, na maneira como condicionam o estado de tensão-deformação do maciço interessado pela escavação.

No dimensionamento de uma cortina ancorada importa, assim, antes de mais, determinar quanto e como devem as ancoragens ser pré-esforçadas. Os diagramas do tipo dos que Terzaghi e Peck propuseram para o projecto das cortinas escoradas não são neste caso envolventes de esforços mas hipotéticas bases de cálculo das forças a aplicar ao maciço através das ancoragens. A sua adopção não se justifica porque são esperados maiores esforços nas ancoragens a menor profundidade, mas porque é conveniente a aplicação naquelas de pré-esforços mais elevados. Sendo tais diagramas a base de cálculo das forças instaladas inicialmente nas ancoragens, deixam, naturalmente, de constituir envolventes dos esforços máximos, já que as fases construtivas posteriores ao pré-esforço tendem a mobilizar nas ancoragens novos esforços que se vão adicionar aos iniciais.

Os resultados obtidos indicam, por outro lado, e corroborando conclusões retiradas da observação de obras (Clough, 1976), que diagramas de resultante algo mais elevada do que a dos diagramas de Terzaghi e Peck são susceptíveis de oferecer uma optimização no que respeita à redução dos movimentos associados à escavação.

No que respeita à análise conjunta dos deslocamentos resultantes dos cálculos efectuados no âmbito do presente capítulo, pôde concluir-se que os movimentos na face do corte estão intimamente relacionados com a grandeza e a distribuição dos assentamentos no terrapleno.

Para condições próximas da inexistência de variações de volume no maciço são iguais as áreas englobadas pelo movimento da parede e do seu prolongamento até ao bedrock em direcção à escavação, por um lado, e do movimento descendente da superfície do terreno, por outro. Já que a primeira das áreas é proporcional ao deslocamento lateral médio na face do corte, pôde constatar-se a existência de uma estreita relação entre as grandezas daquele deslocamento e do assentamento máximo na superfície do terreno.

Por outro lado, como a altura em que podem ocorrer mo-

vimentos significativos para a escavação é, em regra, bastante inferior à extensão da superfície em que ocorrem os assentamentos, e sendo, como já foi referido, aproximadamente iguais os respectivos integrais, o valor máximo dos assentamentos será, em geral, inferior ao do deslocamento máximo na face do corte.

Estão igualmente interligadas a convexidade da face exposta da cortina e a concavidade da superfície do terreno, ambas tendendo a ganhar desenvolvimento com o progresso da construção. Em consequência daquela concavidade, os assentamentos máximos ocorrem, em regra, a certa distância da face do corte, decrescendo mais ou menos acentuadamente nos pontos mais próximos da escavação. Para essa distribuição favorável dos assentamentos no terrapleno contribuem as tensões tangenciais mobilizadas na superfície de contacto da cortina com o maciço suportado quando a mesma está fundada numa formação rija.

CAPITULO 9

APLICAÇÃO DO MODELO DESENVOLVIDO PARA A CONSIDERAÇÃO DAS ANCORAGENS NAS ANÁLISES POR ELEMENTOS FINITOS

9.1 - ANCORAGENS COM SELAGEM FIXA

9.1.1 - INTRODUÇÃO

A primeira parte deste capítulo destina-se a apresentar os resultados da aplicação do modelo hiperbólico para a representação do comportamento não linear das ancoragens nas análises por elementos finitos das escavações suportadas por estruturas flexíveis ancoradas.

Admitir-se-á nesta primeira parte que as zonas de selagem não são susceptíveis de experimentar deslocamentos significativos associados à escavação. Sendo assim, retomou-se o problema que já foi tratado em vários dos capítulos anteriores (Problema Base), não só porque ele corresponde à hipótese acima citada, mas sobretudo porque tendo já sido realizado a propósito do mesmo problema um número apreciável de cálculos para condições bastante diferenciadas, em que o comportamento das ancoragens se admitiu como coincidente com o teórico, isso permitiria uma grande economia de trabalho e tempo de computação, já que ao considerar a não linearidade das ancoragens terá evidente interesse comparar os resultados com os de cálculos análogos em que aquele aspecto é omitido.

O comportamento das ancoragens passa a ser definido por uma rigidez tangente inicial e de descarga-recarga igual à rigidez teórica e por um parâmetro b (ver 6.2.2) que traduz a curvatura do diagrama tracções-deslocamentos. Para este parâ

metro consideraram-se dois valores: um deles igual ao máximo encontrado na análise dos ensaios de ancoragens incluída no Capítulo 6 e um outro igual a metade do primeiro, correspondendo a uma não linearidade que se pode considerar mediana dentre as várias determinadas na análise citada, próxima, por exemplo, da das ancoragens ensaiadas em Monsanto (1º nível).

No Quadro 9.1 indicam-se os cálculos efectuados no âmbito do estudo referido, incluindo-se para completa referência de cada um deles o cálculo correspondente já analisado em capítulos anteriores e cujos dados diferem apenas no que respeita ao comportamento admitido para as ancoragens.

QUADRO 9.1

CÁLCULO	CÁLCULO ANÁLOGO COM ANCORAGENS COM COMPORTAMENTO LINEAR	GRAU DE NÃO LINEARIDADE
11	2	MÉDIO
12	2	MÁXIMO
13	3	MÉDIO
14	3	MÁXIMO
15	1	MÉDIO
16	1	MÁXIMO
17	6	MÁXIMO

9.1.2 - RESULTADOS

Os deslocamentos laterais da cortina e os assentamentos da superfície na última fase representam-se na Figura 9.1 para o caso em que as ancoragens não são pré-esforçadas e para três diferentes comportamentos daquelas, sendo um o teórico e os dois restantes não lineares (cálculos 2, 11 e 12). Como seria de esperar, a não linearidade das ancoragens é responsável por um significativo crescimento dos deslocamentos relativamente aos determinados admitindo o comportamento teórico, crescimento que no caso da não linearidade máxima é da ordem dos 30%.

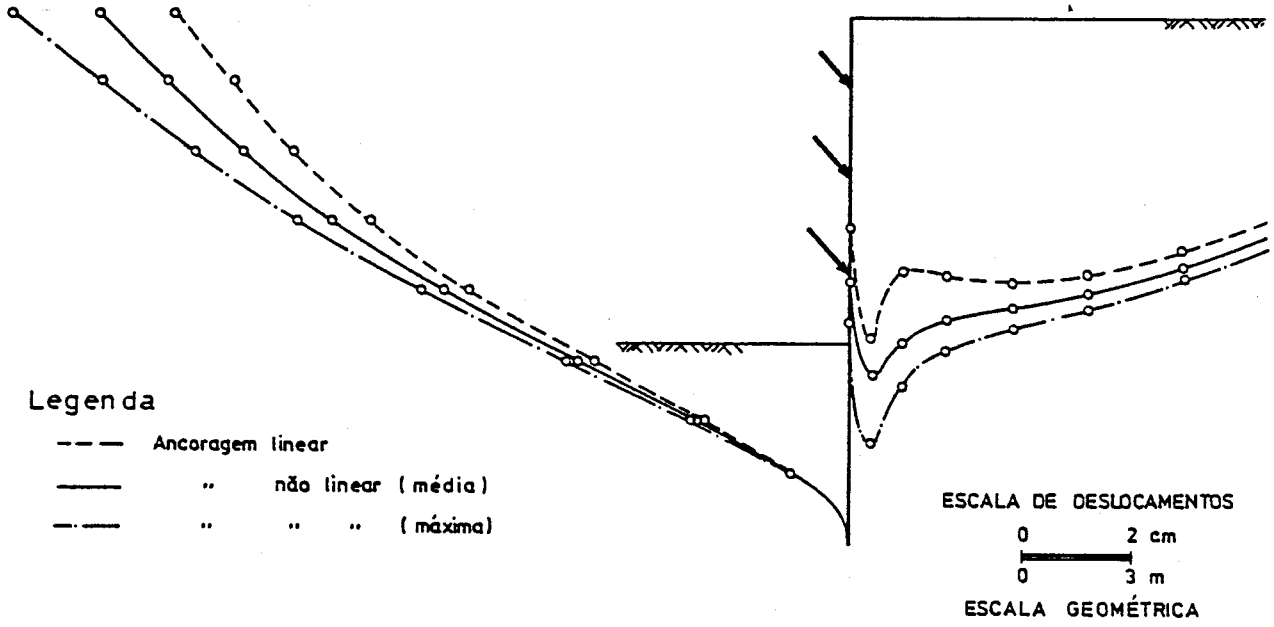


Fig. 9.1 - Deslocamentos da cortina e assentamentos do terrapleno no fim da escavação (cálculos 2, 11 e 12)

A Figura 9.2 mostra os três diagramas admitidos para a definição do comportamento mecânico do primeiro nível de an-

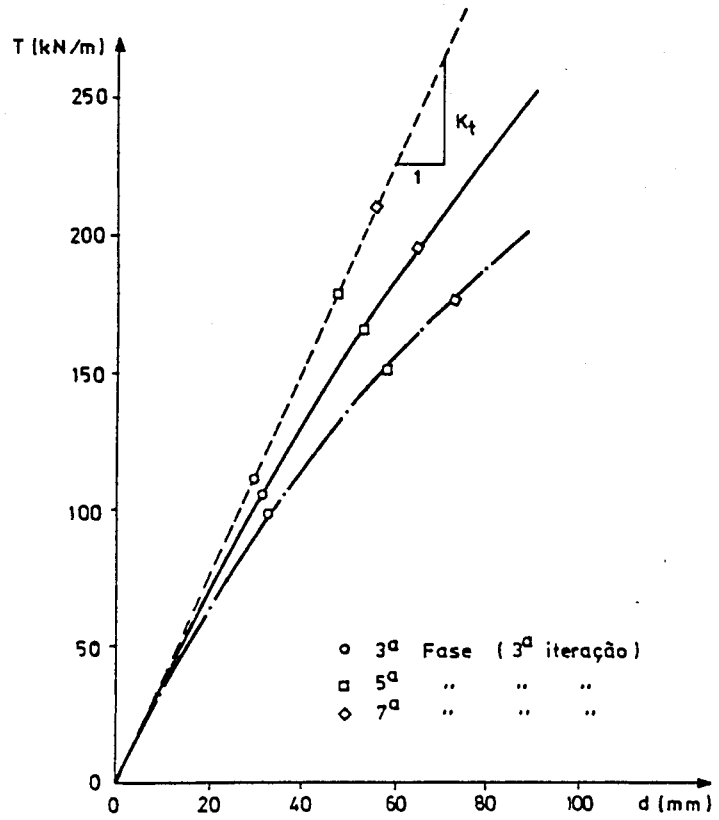


Fig. 9.2 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 2, 11 e 12)

coragens nos três cálculos referidos,em conjunto com os pontos correspondentes aos esforços e deslocamentos da cabeça calculados para as fases de escavação posteriores à respectiva instalação. Os resultados representados evidenciam que a não linearidade contribui não só para o crescimento dos deslocamentos mas também para o decréscimo da grandeza dos esforços de tracção mobilizados. Importante é ainda notar que no fim de apenas três iterações é conseguida a perfeita concordância dos pontos referidos com os diagramas adoptados.

A Figura 9.3 diz respeito aos movimentos, também na última fase, para as três hipóteses de comportamento das ancoragens já citadas, mas agora com pré-esforço aplicado na base do diagrama representado na própria figura (cálculos 3,13 e 14). As diferenças entre os movimentos extremos continuam significativas mas bem mais importantes são as respeitantes às

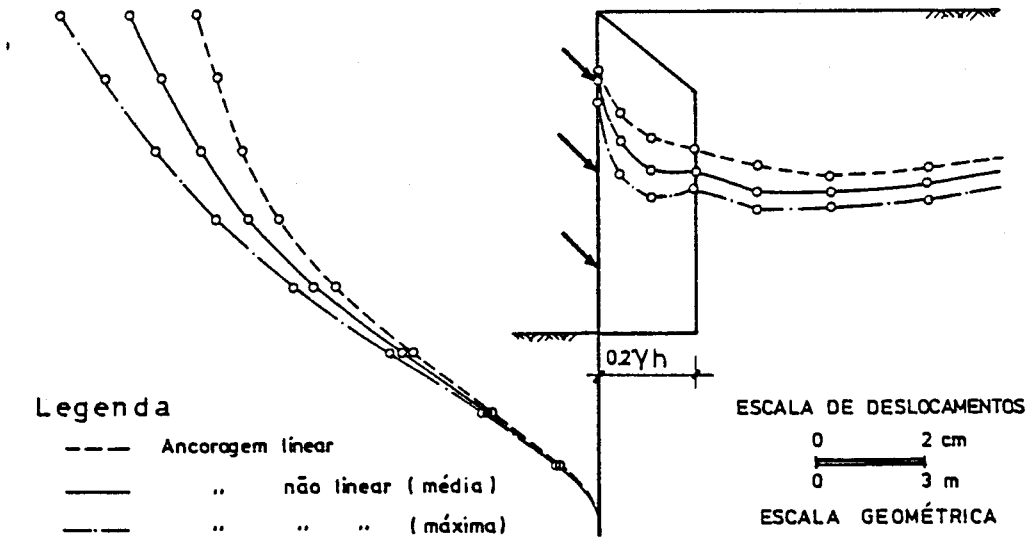


Fig. 9.3 - Deslocamentos da cortina e assentamentos do terrapleno no fim da escavação (cálculos 3, 13 e 14)

variações percentuais nos pré-esforços, que se ilustram na Figura 9.4; constata-se que grandes decréscimos naquelas variações ocorrem associados à curvatura do diagrama de ensaio.

Para o primeiro nível de ancoragens representam-se na Figura 9.5 os pontos que em cada fase representam o esforço mobilizado e o deslocamento da cabeça,resultantes dos cálculos 3 e 14; para referência incluem-se na mesma figura os diagramas respectivos. Os pontos relativos ao cálculo 14 a-

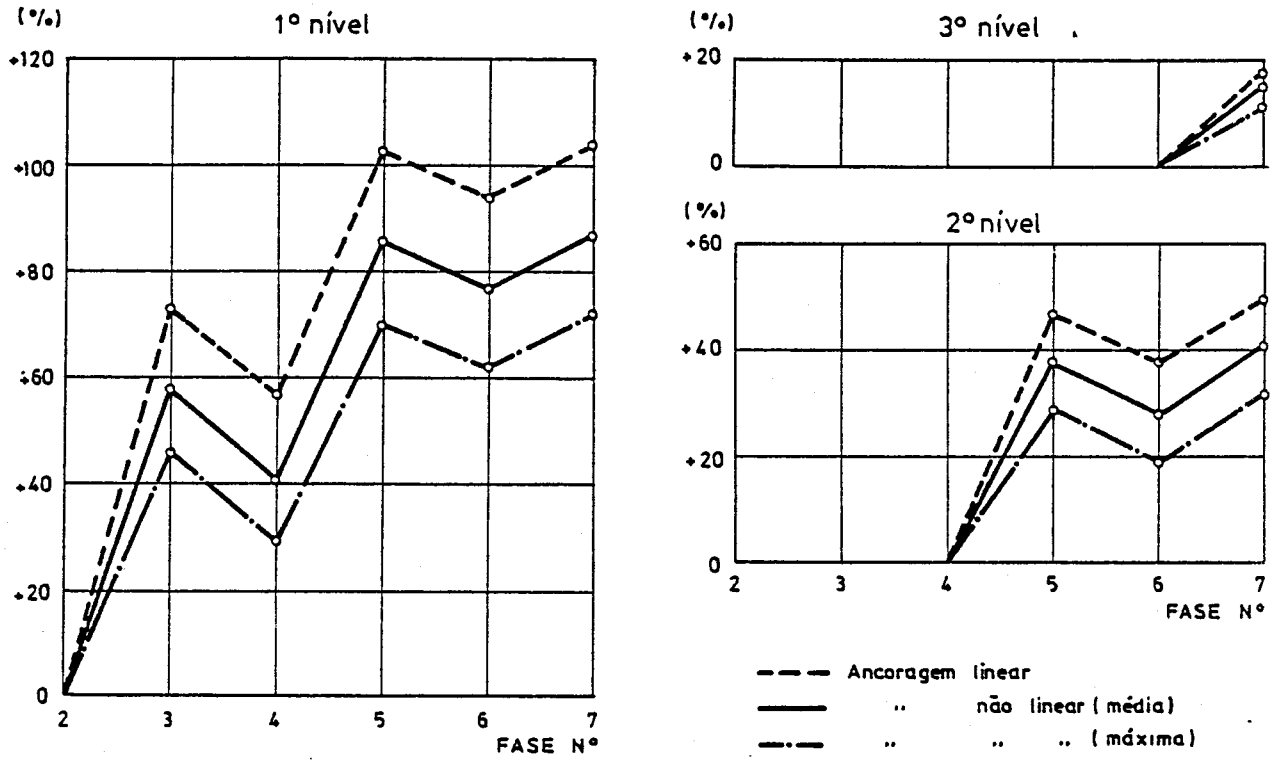


Fig. 9.4 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 3, 13 e 14)

companham o diagrama de forma muito aproximada e curiosa pela diversidade de trajectórias de tracções nas diversas fases. Ao contrário da Figura 9.2, por se ter neste caso pré-esforçado a ancoragem, o ponto de partida dos esforços não é a origem do sistema de eixos mas o ponto negro assinalado na figura; a abcissa correspondente a este ponto é somada aos deslocamentos calculados para marcar os pontos relativos às fases posteriores. Após um acréscimo na fase de escavação imediata, fase em que a ancoragem é solicidada em primeira carga, logo com comportamento não linear, segue-se uma descarga associada ao pré-esforço do segundo nível; para essa trajectória de tracções a ancoragem exibe comportamento linear definido por uma recta paralela à tangente no início do diagrama, deixando assim o ponto respeitante à quarta fase de estar situado sobre a hipérbole. Na fase de escavação seguinte o esforço cresce de novo ultrapassando o já atingido na terceira fase; a trajectória de tracções é, assim, até certo ponto, uma recarga, a que se segue uma situação de primeira carga, voltando o ponto correspondente a estar situado sobre o diagrama hiperbólico. Nas duas fases subsequentes volta a

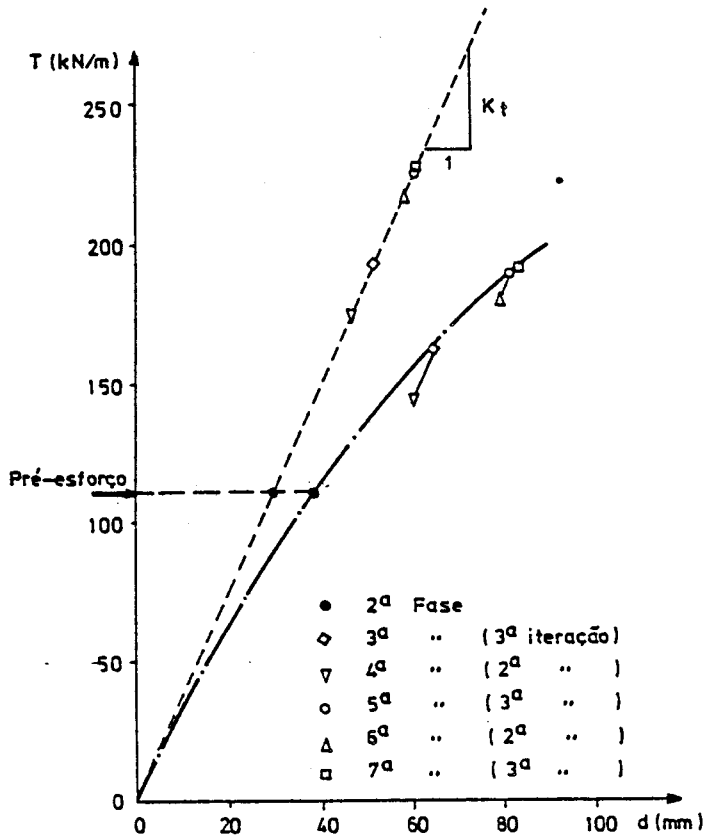


Fig. 9.5 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 3 e 14)

verificar-se um ciclo de descarga e recarga que ultrapassa, na última fase, muito ligeiramente o máximo esforço até então mobilizado.

Para um nível de pré-esforço duplo do anterior mostram-se os movimentos na última fase e as variações percentuais nos pré-esforços nas Figuras 9.6 e 9.7, respectivamente(cálculos 1, 15 e 16). Mais uma vez a não linearidade implica um muito significativo crescimento nos movimentos e uma importante atenuação das variações de pré-esforço. Por outro lado,como mostra a Figura 9.7, no primeiro nível de ancoragens o esforço máximo é atingido na fase de escavação seguinte à da respectiva instalação nos três cálculos; em consequência, nas fases que se seguem a ancoragem exibe em todos eles comportamento linear, o que explica que as variações percentuais passem a ser próximas nos três casos até ao fim da escavação.

A Figura 9.8 ilustra a evolução dos esforços e desloca

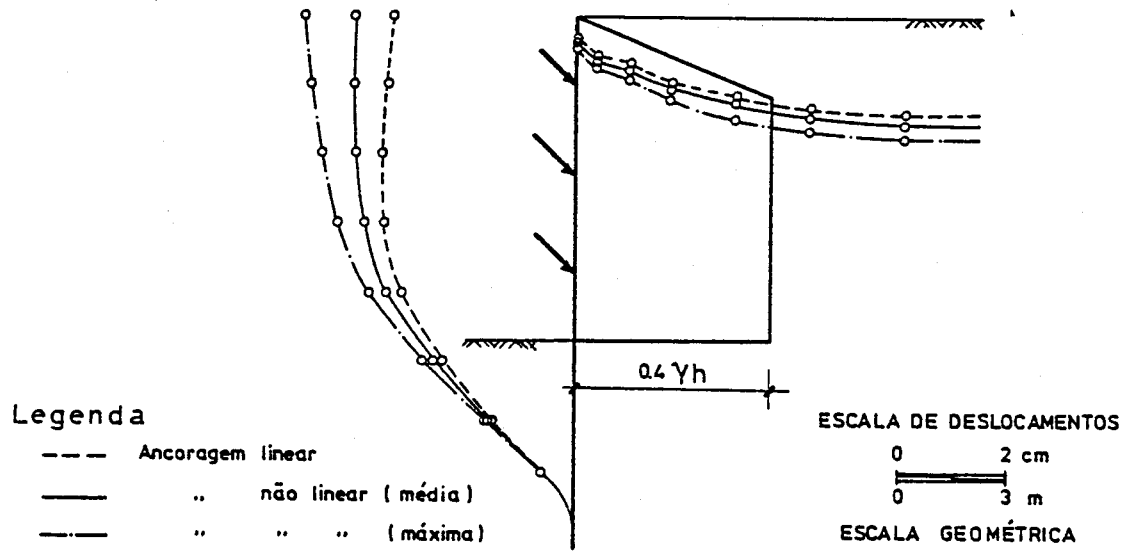


Fig. 9.6 - Deslocamentos da cortina e assentamentos no terrapleno no fim da escavação (cálculos 1, 15 e 16)

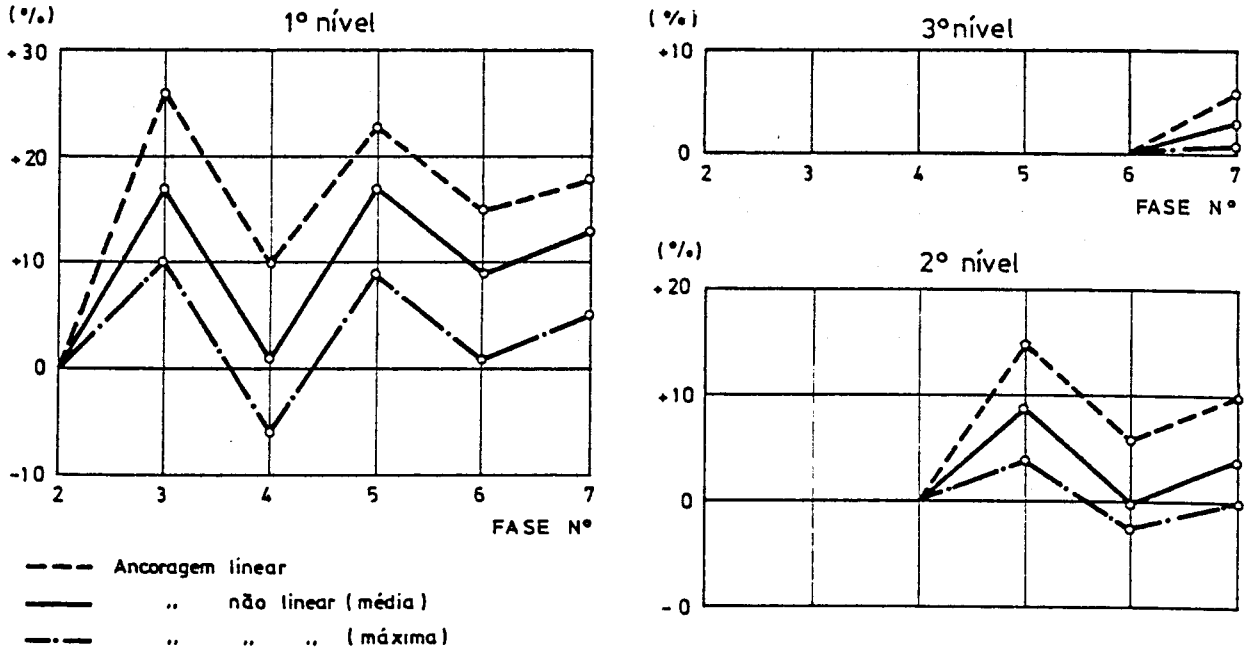


Fig. 9.7 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 1, 15 e 16)

mentos no primeiro nível de ancoragens para os cálculos 1 e 16, em correspondência com os diagramas definidores do com - portamento mecânico admitido. No cálculo não linear o ponto correspondente à terceira fase situa-se praticamente sobre a hipérbole, unindo-se aos pontos representativos de todas as fases seguintes por uma recta paralela ao diagrama teórico,

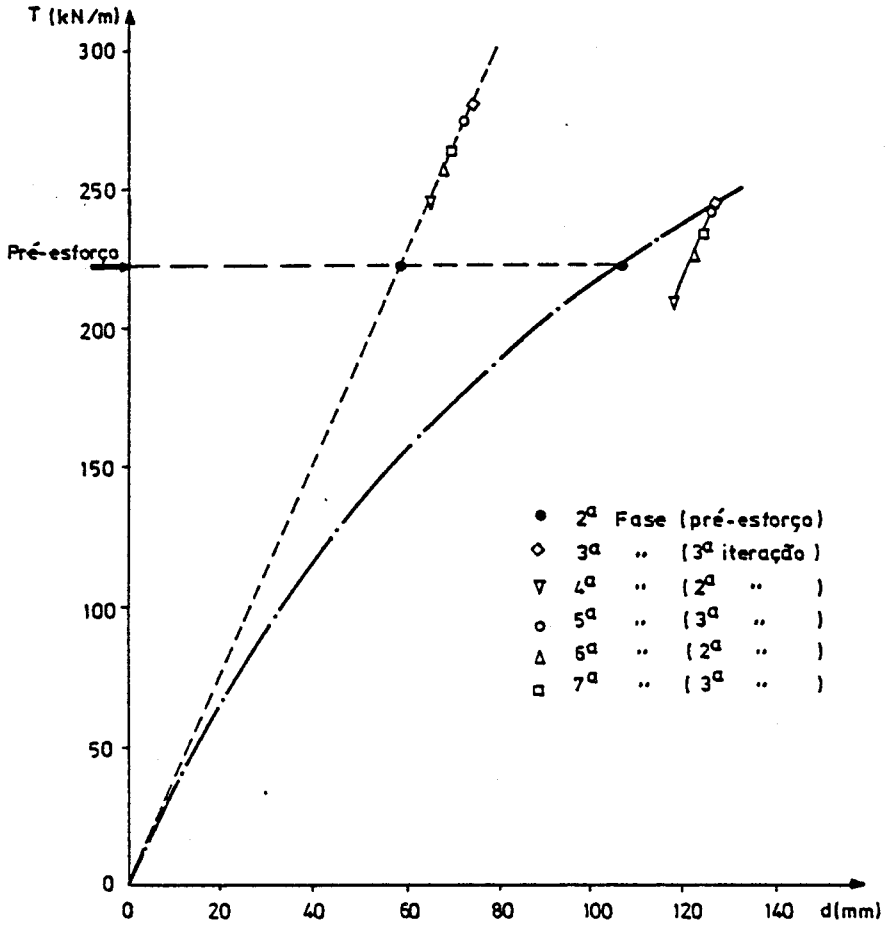


Fig. 9.8 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 1 e 16)

já que naquelas a ancoragem se mantém na situação de descarga ou de recarga.

Interessará referir também que o efeito da não linearidade das ancoragens noutros aspectos do comportamento do sistema, nomeadamente nos momentos flectores da cortina, é muito menos significativo do que o que tem vindo a ser evidenciado relativamente aos deslocamentos e esforços nas ancoragens. Por exemplo, os momentos máximos positivo e negativo são, no cálculo 16, respectivamente, inferior em 7% e superior em 10% aos momentos homólogos resultantes do cálculo 1.

Um último exemplo se referirá, respeitante ao caso em que o pré-esforço das ancoragens é calculado na base de um diagrama triangular de resultante igual à do diagrama referente aos cálculos anteriormente discutidos. Considerou-se neste caso apenas a não linearidade máxima das ancoragens, a-

lém do comportamento teórico (cálculos 6 e 17), constando das Figuras 9.9, 9.10 e 9.11, respectivamente, os movimentos no fim da escavação, as variações nos esforços das ancora - gens e os diagramas representativos do comportamento mecânico do primeiro nível de ancoragens juntamente com os pontos correspondentes aos resultados obtidos.

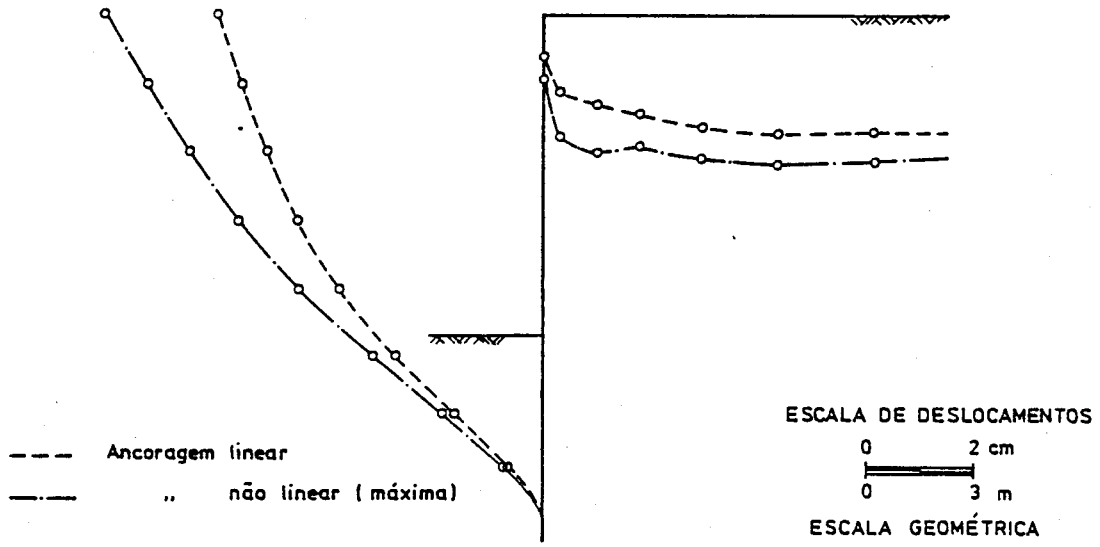


Fig. 9.9 - Deslocamentos da cortina e assentamentos no terrapleno no fim da escavação (cálculos 6 e 17)

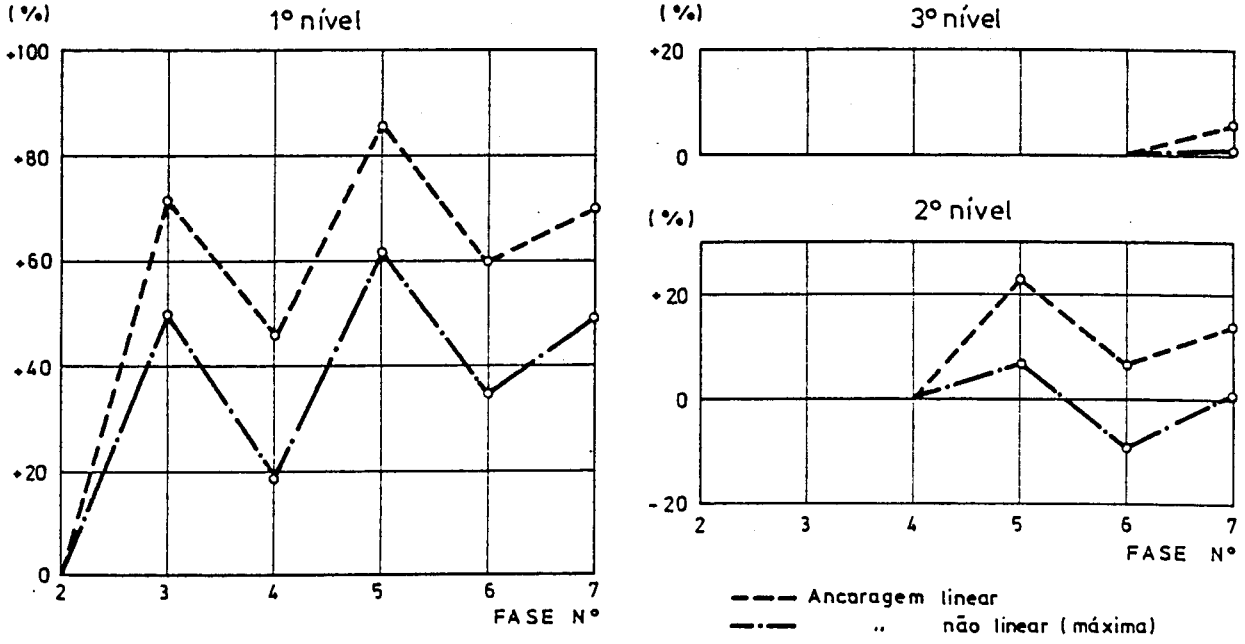


Fig. 9.10 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 6 e 17)

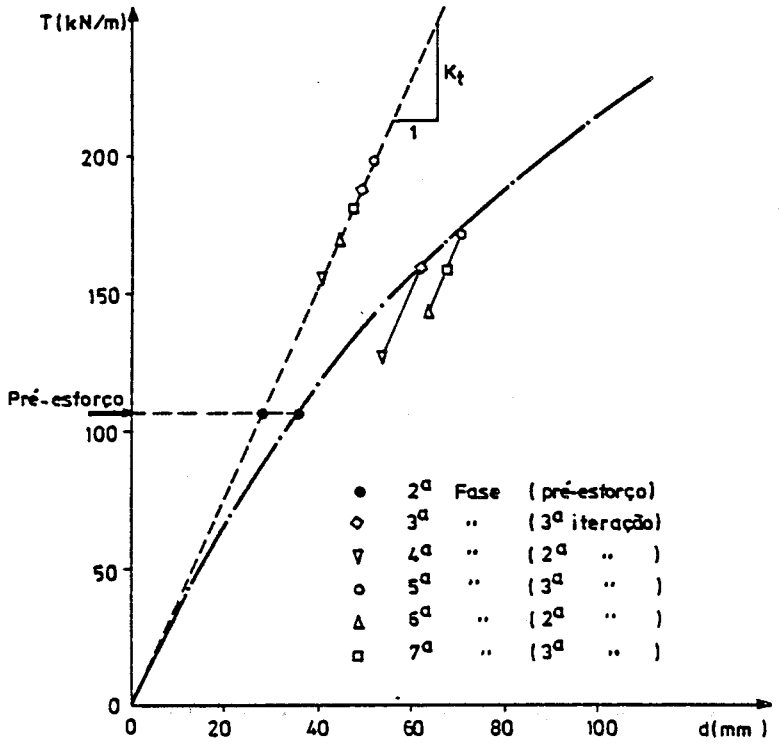


Fig. 9.11 - Diagramas admitidos para o 1º nível de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 6 e 17)

A diferença essencial deste caso relativamente ao anterior reside na trajectória de tracções no primeiro nível de ancoragens que na quinta fase não se resume a uma recarga, já que o valor do esforço mobilizado ultrapassa o máximo antes atingido na terceira fase. Deve notar-se que a aproximação dos pontos representativos dos esforços e deslocamentos da cabeça em cada fase relativamente ao diagrama admitido no cálculo não linear é excelente.

9.1.3 - CONCLUSÕES

Pode concluir-se que o processo programado no modelo de cálculo se mostrou inteiramente adequado para a consideração do comportamento não linear das ancoragens nas diversas trajectórias de tracções associadas às fases construtivas necessárias para atingir a profundidade projectada para a escavação.

Os resultados mostram que a não linearidade das ancoragens assume uma importância capital nos esforços nelas mobilizados, tem uma apreciável influência nos deslocamentos, afectando, por outro lado, pouco significativamente os momentos flectores na cortina.

É curioso também constatar que a importância apontada se mantém para níveis e diagramas de pré-esforço muito diversos, como os que foram considerados. Este aspecto é resultado de dois facotres contraditórios cujos efeitos tendem, portanto, a compensar-se. Assim, a adopção de baixos ou mesmo nulos pré-esforços faz com que a ancoragem seja solicitada predominantemente em primeira carga, logo com comportamento não linear nas várias fases de escavação posteriores à sua instalação. Pelo contrário, para pré-esforços mais elevados, o valor máximo do esforço é atingido logo na fase de escavação seguinte à sua aplicação, passando a partir daí a ancoragem a ser solicitada nas situações de descarga ou recarga, exibindo, em consequência, comportamento linear. Sob este aspecto, portanto, o aumento do pré-esforço é vantajoso porque restringe a uma fase apenas para cada ancoragem os efeitos da não linearidade.

Por outro lado, todavia, note-se que o comportamento hiperbólico implica um decréscimo na rigidez com o crescimento do nível de tracção. Logo, quando se adoptam altos pré-esforços, nas fases em que as ancoragens sejam solicitadas em primeira carga, elas exibem uma rigidez mais reduzida do que aquela que seria exibida para uma trajectória de tracções do mesmo tipo, caso os pré-esforços fossem mais baixos. Portanto, sob este ponto de vista, a redução dos pré-esforços atenua os efeitos da não linearidade do comportamento das ancoragens.

A resultante dos dois aspectos equacionados traduz-se, assim, no facto, já sublinhado, de que aquela não linearidade assume uma importância no comportamento global que não deve ser menosprezada para uma ampla gama de níveis de pré-esforço.

9.2 - ANCORAGENS COM SELAGEM MÓVEL

9.2.1 - INTRODUÇÃO. O PROBLEMA ESTUDADO

Para a aplicação do modelo de comportamento das ancoragens exposto em 6.4.2 para os casos em que os bolbos de selagem se não alojam numa formação onde sejam desprezáveis os movimentos associados à escavação, considerou-se um problema diferente do anterior e que muito resumidamente se passa a descrever.

Trata-se de uma escavação com 13,0 m de profundidade e 30,0 m de largura realizada num estrato homogéneo de argila fortemente sobreconsolidada com 24,0 m de possança. O nível freático considera-se à superfície do terreno. A malha de elementos finitos adoptada representa-se na Figura 9.12 compreendendo 360 pontos nodais e 322 elementos, dos quais 28 são elementos finitos de junta.

O comportamento não drenado do solo foi representado por uma lei hiperbólica com módulos de deformabilidade tangente inicial e de descarga-recarga iguais a 300 vezes a resistência não drenada. Esta foi considerada constante em todo o estrato e igual a 200 kPa. O coeficiente de impulso em repouso foi tomado igual a 1,6.

A estrutura de suporte consta de uma parede moldada de 0,40 m de espessura, prolongada até ao bedrock, e ancorada às profundidades de 2,6 e 7,5 metros. As ancoragens têm um espaçamento horizontal de 1,8 m, uma armadura correspondente a uma secção de aço de alta resistência de 4,4 cm^2/ml, uma inclinação próxima dos 15^o, sendo, por seu turno, variáveis os respectivos comprimentos livres, já que se pretendeu investigar também a influência das posições das zonas de selagem relativamente à escavação.

Admitindo para as ancoragens um comprimento de selagem de 8,0 m e um diâmetro do bolbo de selagem de 0,25 m, a carga de rotura por deslizamento sem fluência no contacto ligante-maciço pode considerar-se, em primeira aproximação, igual a (Scheneebeli, 1971):

$$T_R = A_1 \, c_u = \pi \times 0{,}25 \times 8 \times 200 = 1256 \text{ kN} \quad (9.1)$$

Sendo adoptado o diagrama representado na Figura 9.12 para o cômputo dos pré-esforços, e atendendo aos valores atrás referidos do espaçamento horizontal e da inclinação das ancoragens, as forças a serem nelas instaladas valem 340 e 620 kN, para os primeiro e segundo níveis, respectivamente. Verifica-se pois que existe um coeficiente de segurança mínimo de 2,0 relativamente ao valor estimado da carga de rotura, o que permite considerar as hipóteses de cálculo como plausíveis.

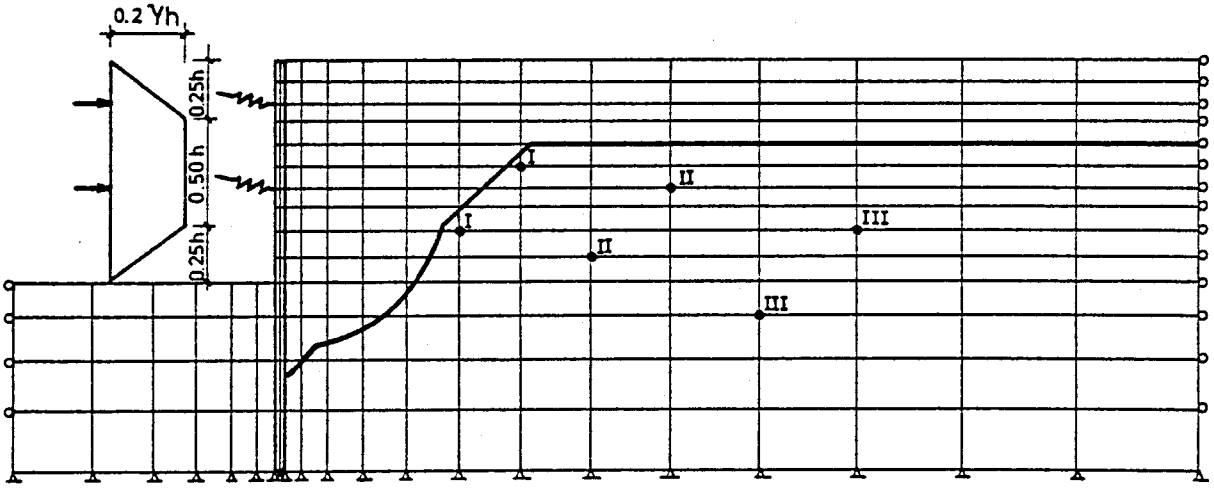


Fig. 9.12 - Malha de elementos finitos (cálculos 18 a 29) e posições consideradas para os pontos médios dos bolbos de selagem dos dois níveis de ancoragens

Os cálculos foram efectuados em 5 incrementos correspondentes a outras tantas fases construtivas, que são:

1) escavação até à profundidade de 3,6 m;
2) pré-esforço e blocagem do primeiro nível de ancoragens;
3) escavação até à profundidade de 8,6 m;
4) pré-esforço e blocagem do segundo nível de ancoragens;
5) escavação até à profundidade de 14,0 metros.

Tendo em atenção os condicionalismos citados em 2.6.1

àcerca da posição dos bolbos de selagem, e atendendo ao comprimento para estes atrás admitido, os respectivos pontos médios, através dos quais no modelo a ser aplicado são tidos em conta os movimentos das zonas de selagem associados à escavação, têm que ficar situados para além da linha a traço espesso, que juntamente com a malha de elementos finitos se representa na Figura 9.12.

As três posições estudadas para os pontos médios referidos assinalam-se na mesma figura. A posição I corresponde à realização dos bolbos de selagem o mais próximo possível da escavação. Na segunda localização considerada (II) as selagens ficam fora de uma potencial cunha activa correspondente a todo o estrato de argila, isto é, a toda a altura em que são possíveis movimentos associados à escavação. Finalmente, na terceira posição estudada (III), que dista da segunda aproximadamente o que esta dista da primeira, os movimentos associados à escavação prevêm-se já reduzidos, mas, em simultâneo, ainda não significativamente afectados pela fronteira lateral direita da malha.

Foram considerados no estudo efectuado três tipos de comportamentos para as ancoragens: i) comportamento linear com selagem fixa; ii) comportamento linear com selagem móvel; iii) comportamento não linear com selagem móvel. A não linearidade referida foi admitida igual à máxima determinada em 6.2. Embora se não disponham de resultados de ensaios de ancoragens seladas num maciço do tipo do considerado neste estudo, tudo indica que aquela hipótese não será de todo em todo irrealista, se se atender às características mecânicas do maciço citado e às daqueles em que foram construidas as ancoragens cujo comportamento mecânico foi analisado em 6.2.

De forma análoga ao que já atrás foi feito, os cálculos efectuados no âmbito deste estudo serão designados por um número, indicado no Quadro 9.II juntamente com todas as informações necessárias para a sua completa diferenciação dos restantes.

QUADRO 9.II

CÁLCULO	POSIÇÃO DAS SELAGENS	MOBILIDADE DAS SELAGENS	DIAGRAMA T-d	GRAU DE NÃO LINEARIDADE	OUTRAS CARACTERÍSTICAS
18	I	NÃO CONSIDERADA	LINEAR	—	Ver 9.2.1
19	I	CONSIDERADA	LINEAR	—	Ver 9.2.1
20	I	CONSIDERADA	NÃO LINEAR	MÁXIMO	Ver 9.2.1
21	II	NÃO CONSIDERADA	LINEAR	—	Ver 9.2.1
22	II	CONSIDERADA	LINEAR	—	Ver 9.2.1
23	II	CONSIDERADA	NÃO LINEAR	MÁXIMO	Ver 9.2.1
24	III	NÃO CONSIDERADA	LINEAR	—	Ver 9.2.1
25	III	CONSIDERADA	LINEAR	—	Ver 9.2.1
26	III	CONSIDERADA	NÃO LINEAR	MÁXIMO	Ver 9.2.1
27	I	CONSIDERADA	LINEAR	—	Aumento do pré-esforço das anc. em 50% no cál.19
28	I	CONSIDERADA	LINEAR	—	Aumento das anc. para o dobro no cálculo 19
29	—	—	—	—	Subst. das anc. por escoras no cálculo 19

9.2.2- RESULTADOS

9.2.2.1- A INFUÊNCIA DO MODELO DE COMPORTAMENTO ADMITIDO PARA AS ANCORAGENS

Iniciar-se-á a análise dos resultados pelos cálculos 18, 19 e 20, referentes à posição I, e em que foram considerados os três diferentes modelos já referidos para o comportamento das ancoragens. Nas Figuras 9.13 e 9.14 representam-se para os três cálculos, respectivamente, os deslocamentos da parede no fim da escavação e as variações percentuais nos pré-esforços das ancoragens ao longo da construção.

Os resultados evidenciam que a mobilidade das selagens tem um apreciável efeito nos movimentos da parede, muito em especial na sua parte superior. A não linearidade das ancoragens, considerada em complemento com a mobilidade, acarreta

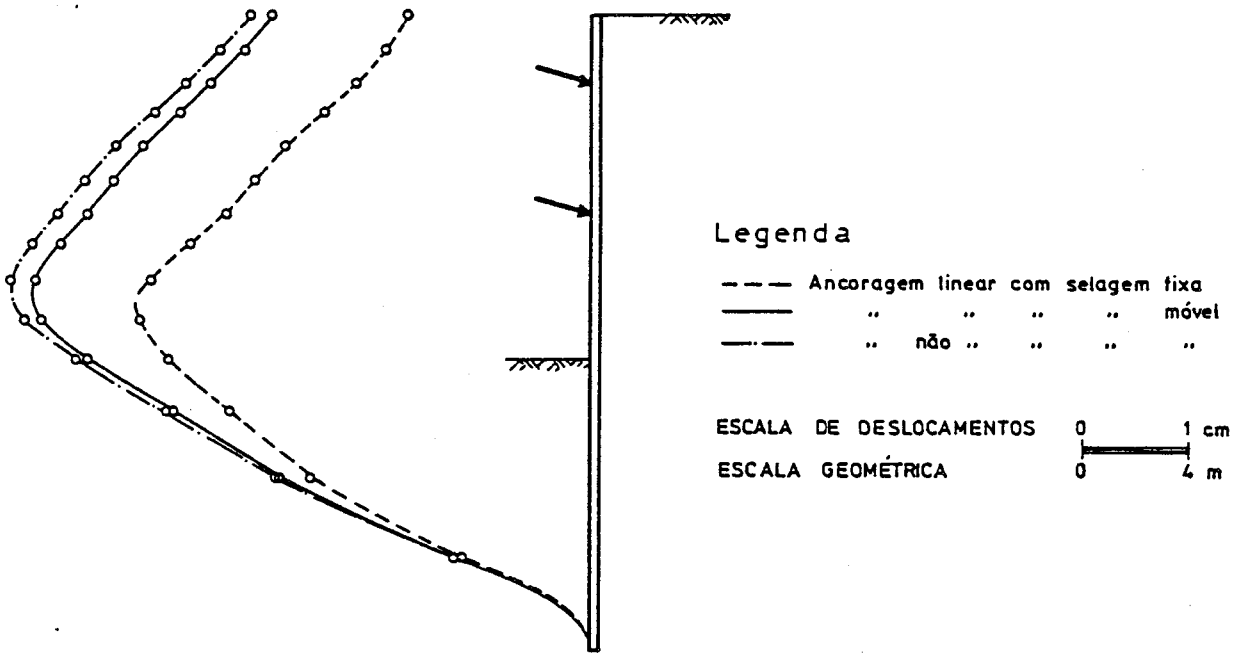


Fig. 9.13 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 18, 19 e 20)

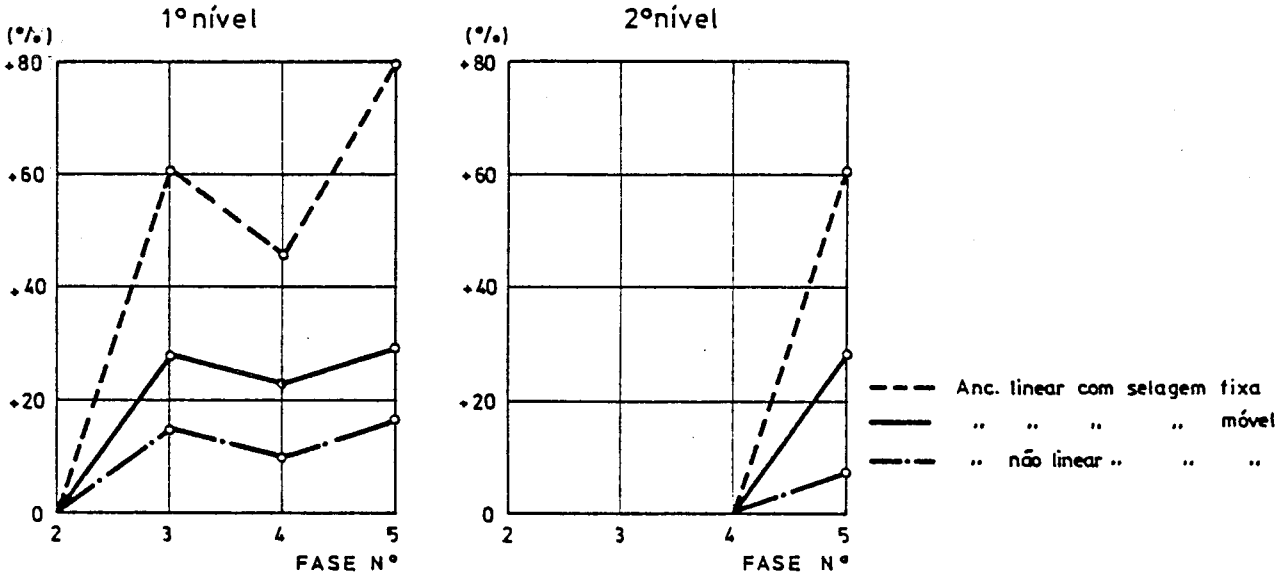


Fig. 9.14 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 18, 19 e 20)

novos acréscimos aos deslocamentos da cortina mas muito pouco significativos.

Muito importantes são as diferenças entre os esforços nas ancoragens nos três cálculos. Com efeito, a consideração do movimento dos bolbos de selagem, mantendo embora a linearidade do comportamento das ancoragens, atenua de forma notá

vel as variações nos esforços nelas mobilizados; sublinhe-se ainda que, ao contrário do que se passa com os deslocamentos, a não linearidade tem neste aspecto muita importância, implicando que as variações sejam ainda mais reduzidas do que no caso em que apenas o movimento da selagem foi considerado.

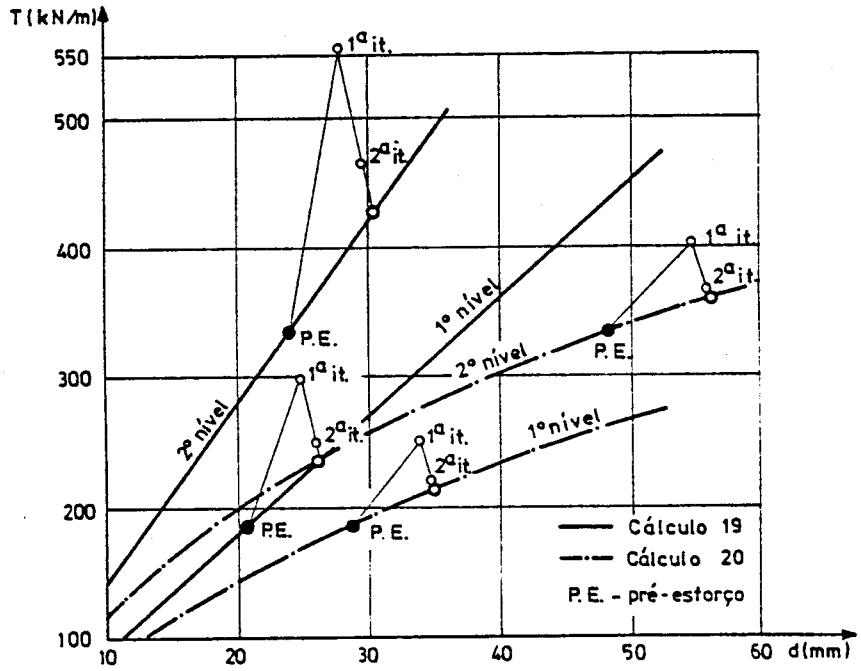
A correcção do processo programado no modelo matemático para a compatibilização dos esforços nas ancoragens com os deslocamentos relativos dos pontos nodais representativos das cabeças e dos pontos médios dos bolbos de selagem, bem como para a correcção da respectiva rigidez quando a não linearidade do seu comportamento mecânico é também considerada, pode ser comprovada pelo exame do Quadro 9.III e da Figura 9.15.

QUADRO 9.III

CÁLCULO	FASE	3				5							
	NÍVEL	1				1				2			
	ITERAÇÃO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
19	d (cm)	2.49	2.61	2.63	2.64	2.45	2.57	2.63	2.64	2.81	2.97	3.04	3.05
	$T_{teórica}$ (kN)	224	235	236	238	221	232	237	238	393	416	426	428
	$T_{cálculo}$ (kN)	300	251	236	238	297	261	240	242	555	469	430	432
20	d (cm)	3.40	3.49	3.49	3.50	3.36	3.48	3.53	3.54	5.47	5.59	5.61	5.62
	$T_{teórica}$ (kN)	210	214	213	214	202	213	215	216	356	360	360	361
	$T_{cálculo}$ (kN)	253	219	212	215	291	240	218	219	403	368	360	361

Naquele quadro, para os cálculos 19 e 20, incluem-se os deslocamentos referidos, os esforços teóricos, correspondentes àqueles deslocamentos no diagrama adoptado, e os esforços com que as ancoragens funcionaram nos cálculos, resultantes da soma vectorial da reacção no apoio elástico com a força introzida pelo processo iterativo, representativa do movimento da selagem. Os valores do quadro representam as tracções e deslocamentos totais, isto é, incluindo o pré-esforço e o deslocamento correspondente, calculado na base da expressão analítica do diagrama tracções-deslocamentos (ver 6.4.2). Como se pode constatar, nas duas últimas iterações as diferenças en-

tre os dois tipos de esforços citados são já extremamente pequenas, o que atesta a grande rapidez com que converge o processo iterativo. A Figura 9.15 mostra os diagramas tracções--deslocamentos adoptados para os dois níveis de ancoragens nos cálculos 19 e 20, juntamente com os pontos correspondentes aos esforços e deslocamentos calculados nas várias iterações nas fases imediatamente posteriores ao respectivo pré-esforço.



F.i. 9.15 - Diagramas admitidos para os dois níveis de ancoragens e esforços e deslocamentos calculados (cálculos 19 e 20)

Importa observar que, ao contrário dos cálculos anteriormente analisados, os maiores acréscimos nos esforços, em valor absoluto, ocorrem no nível de ancoragens mais próximo do fundo da escavação.

As pressões de terras sobre a parede no fim da escavação para os três cálculos em análise constam da Figura 9.16. Tais pressões estão em correspondência com os movimentos da parede, sendo tanto mais elevadas quanto mais estes são reduzidos.

No que respeita à forma dos diagramas justifica-se um comentário um pouco mais desenvolvido.

Em primeiro lugar, devido à flexibilidade da cortina e ao espaçamento vertical entre ancoragens, ambos considerável

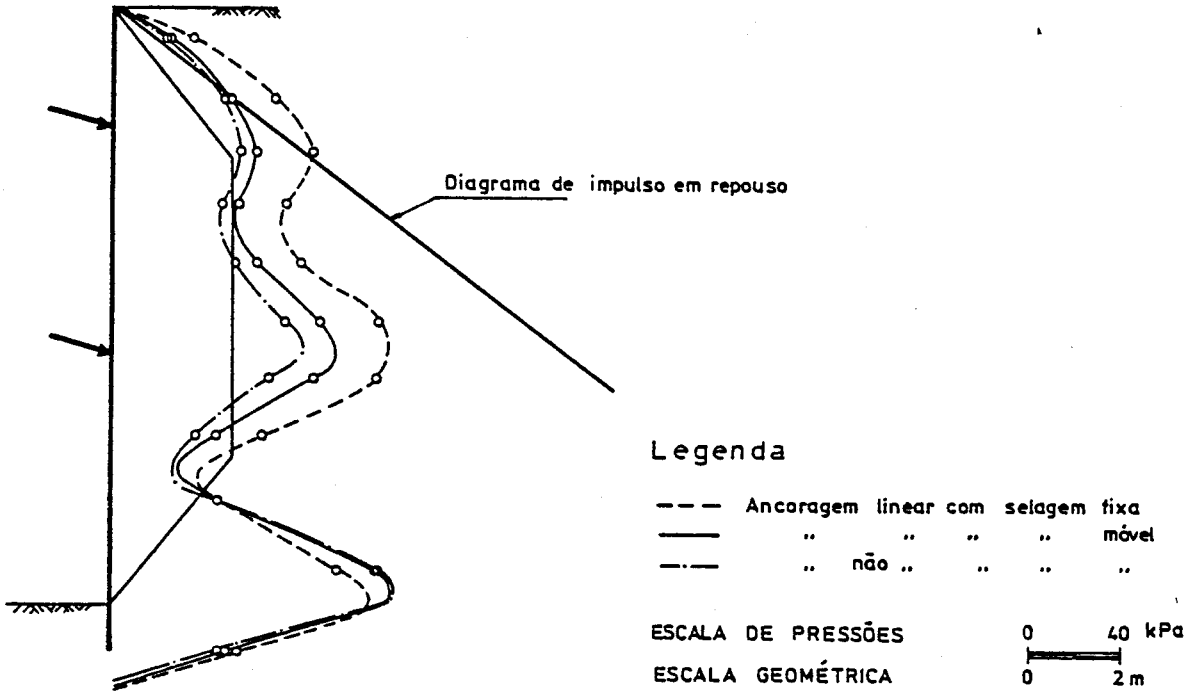


Fig. 9.16 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 18, 19 e 20)

mente maiores do que nos cálculos anteriores, os diagramas apresentam concentrações de pressões junto aos pontos de apoio, isto é, às cabeças das ancoragens e à base da escavação.

Em segundo lugar, os diagramas assumem globalmente um aspecto parabólico-trapezoidal com pressões nos 2,0 a 3,0 m superiores da cortina próximas ou maiores do que as iniciais, mas muito abaixo destas nas zonas a maior profundidade, em consequência de nelas serem mais elevados os deslocamentos para a escavação. A interdependência entre as pressões de terras e o tipo de movimento da parede é ilustrada pela Figura 9.17 em que, para um dos cálculos em análise, se representam aqueles dois aspectos dos resultados nas três fases de escavação.

Pode concluir-se, portanto, que não é condição necessária para que o diagrama de pressões assuma uma forma aproximadamente parabólica a existência de apoios rígidos na parte superior da cortina, como é tipicamente o caso das estruturas escoradas. Será, assim, mais correcto afirmar-se que os diagramas do tipo citado são prováveis quando o movimento da cortina cresce mais ou menos acentuadamente desde o topo, onde não tem necessariamente que ser pequeno, até à zona próxima do fundo da escavação; a grandeza do deslocamento do to -

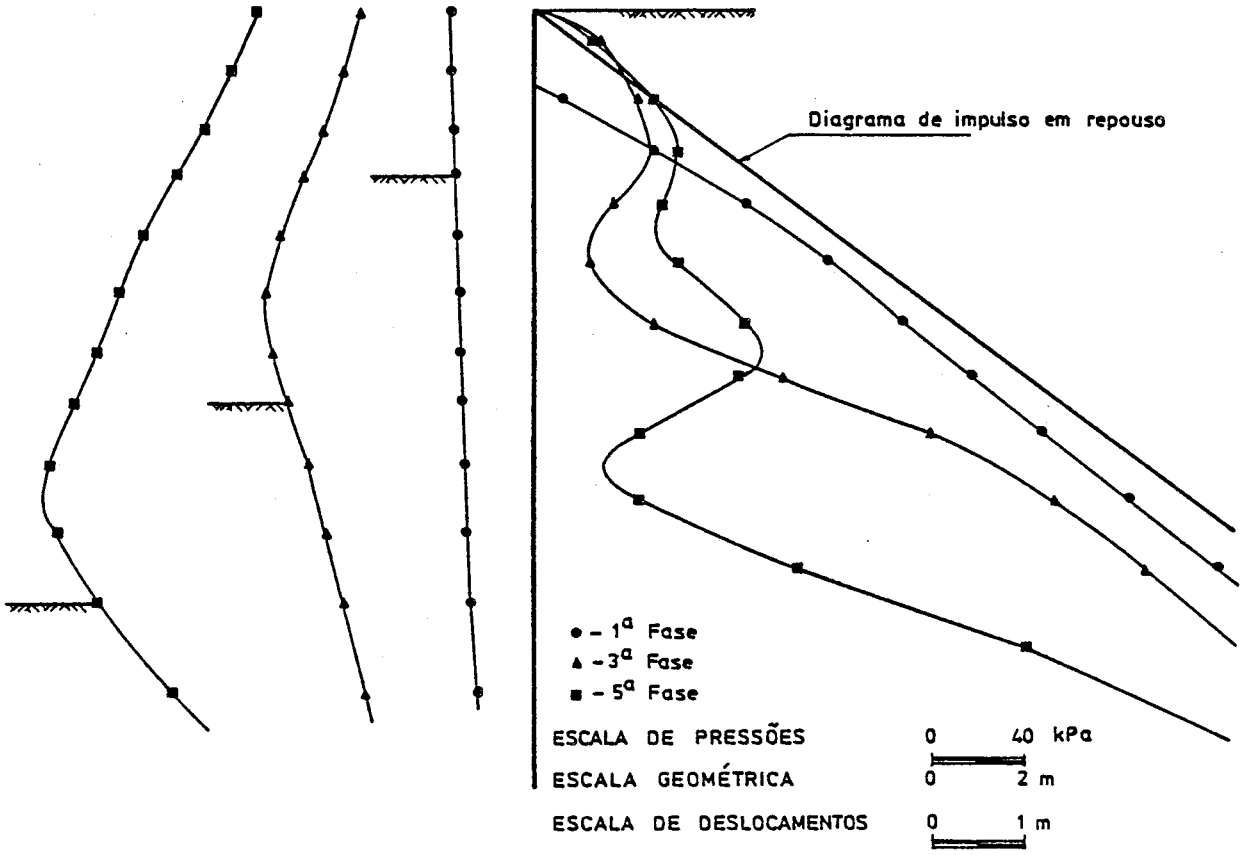


Fig. 9.17 - Deslocamentos da cortina e pressões de terras nas três fases de escavação (cálculo 19)

po, como se pode constatar pela Figura 9.16, não afecta significativamente a forma do diagrama mas apenas a grandeza da sua resultante.

Prosseguindo na análise dos resultados, refira-se que são pouco significativas as diferenças entre os três cálculos no que respeita aos momentos flectores na parede. Para o cálculo 19 esboçam-se na Figura 9.18 o diagrama de momentos relativo à última fase e a envolvente dos diagramas ao longo da construção.

Os resultados obtidos respeitantes aos deslocamentos da parede concluida a escavação e às variações dos esforços nas ancoragens constam das Figuras 9.19 e 9.20, respectivamente, para os três cálculos correspondentes à posição II dos bolbos de selagem.

Ocorre nesta posição um sensível decréscimo nas diferenças decorrentes dos três modelos de comportamentos considerados para as ancoragens. De qualquer forma, as referentes às variações nos esforços nestas instalados continuam a

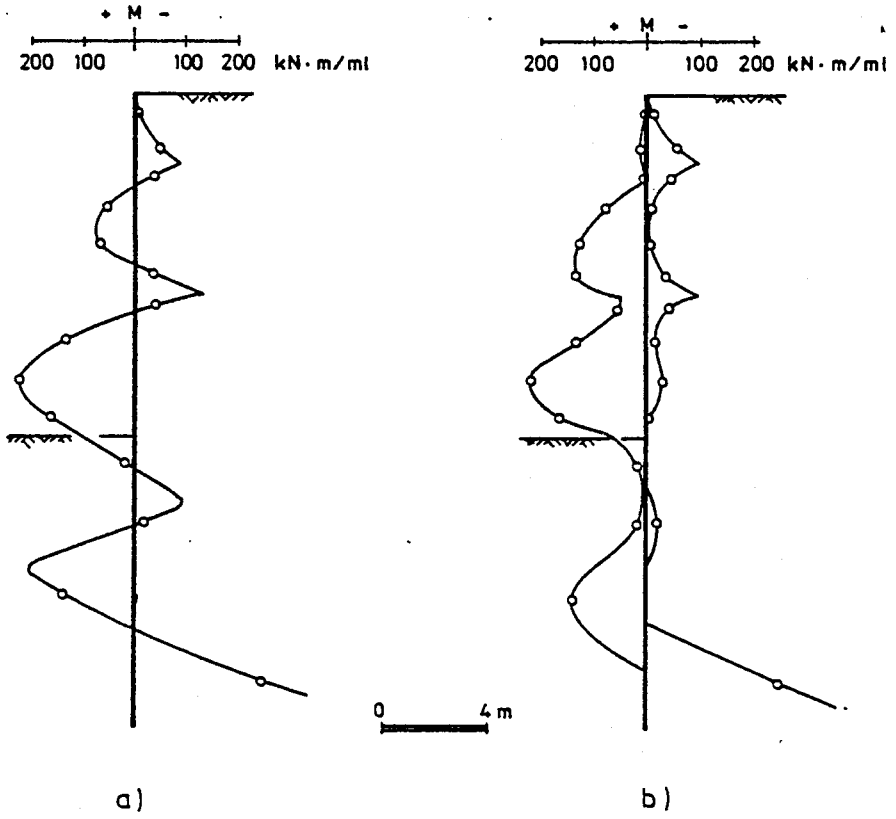


Fig. 9.18 - Momentos flectores na cortina (cálculo 19): a) fim da escavação; b) envolvente dos diagramas durante a construção

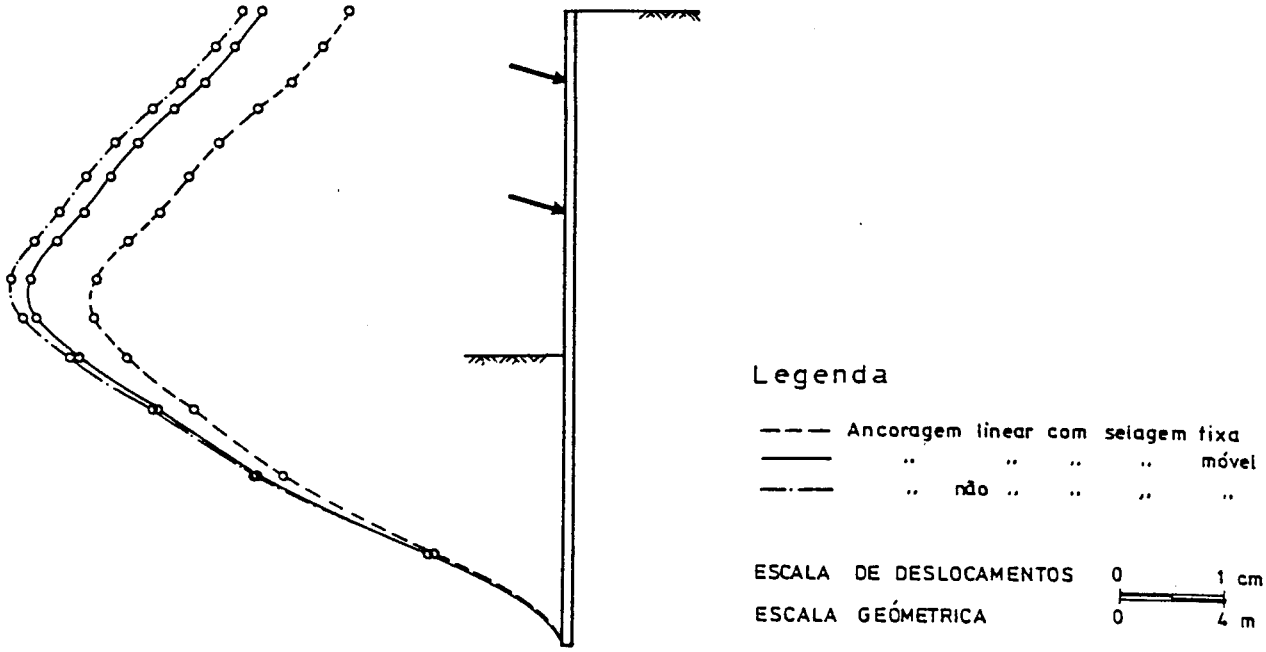


Fig. 9.19 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 21, 22 e 23)

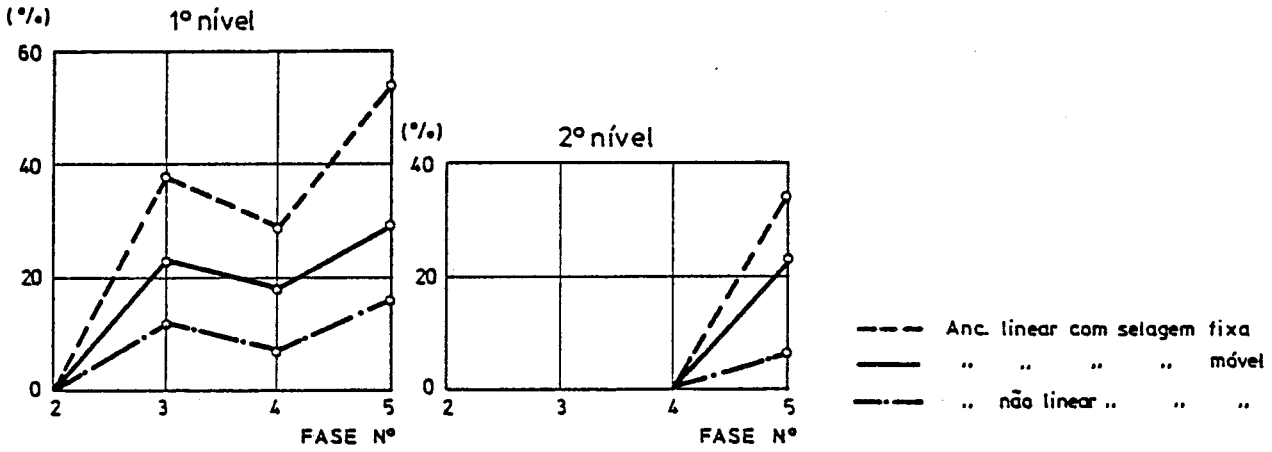


Fig. 9.20 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 21, 22 e 23)

ser extremamente importantes.

As Figuras 9.21 e 9.22 são análogas às duas anteriores mas dizem respeito à posição III. A tendência atrás já manifestada para a aproximação dos resultados amplia-se nesta posição. Relativamente aos esforços nas ancoragens, nota-se que as diferenças são agora maiores entre as variações calculadas considerando para aquelas o modelo não linear e as restantes, o que é resultado da progressiva perda de importância dos deslocamentos dos bolbos de selagem.

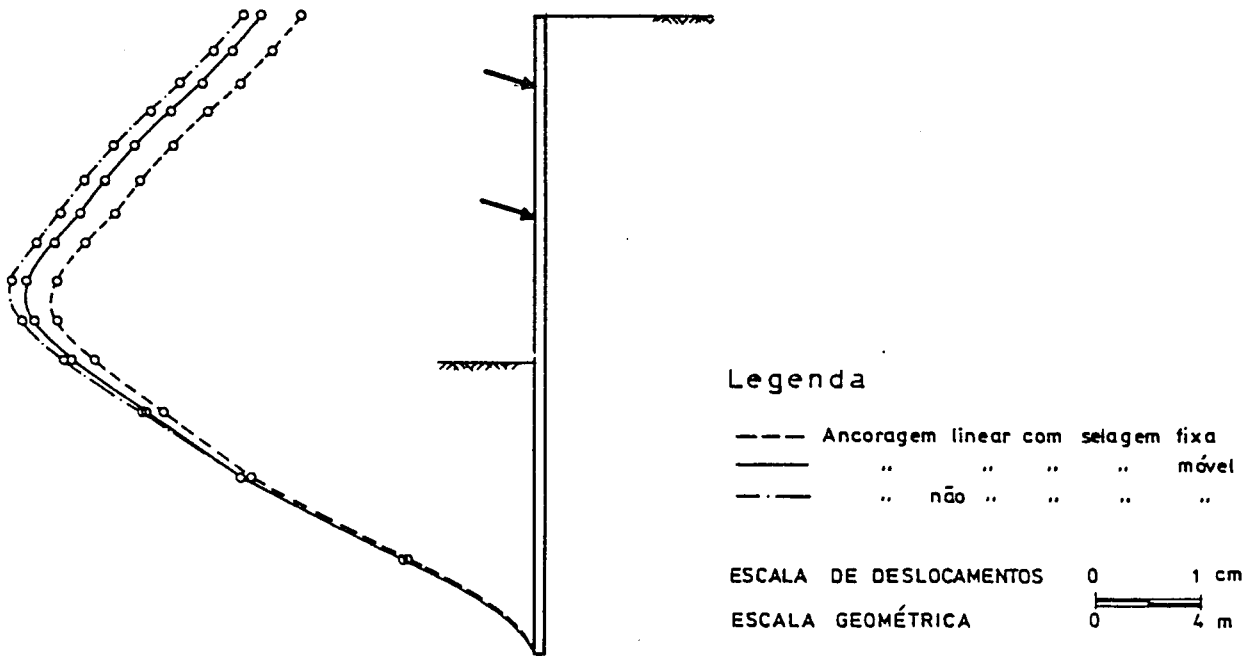


Fig. 9.21 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 24, 25 e 26)

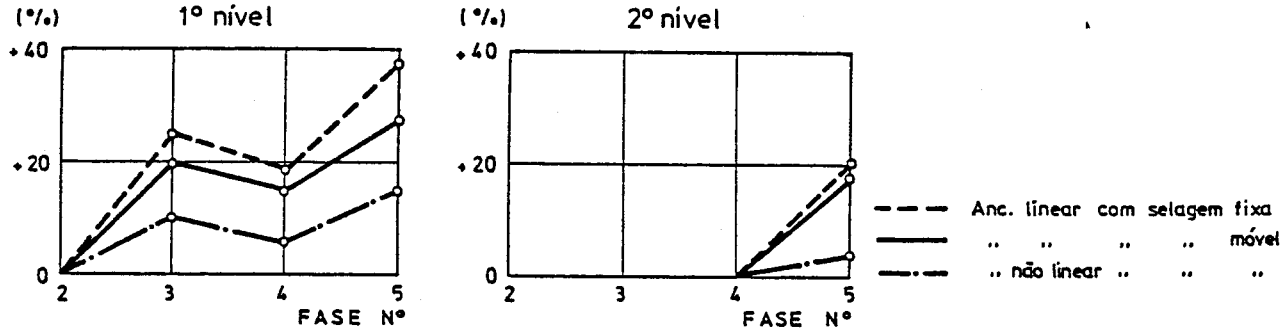


Fig. 9.22 - Variações nos esforços das ancoragens (cálculos 24, 25 e 26)

9.2.2.2- A INFUÊNCIA DA POSIÇÃO DAS ZONAS DE SELAGEM NOS DESLOCAMENTOS

Na Figura 9.23a) comparam-se os deslocamentos finais da cortina resultantes dos cálculos 20 e 26, em que foi considerado o comportamento das ancoragens como não linear e tida em conta a mobilidade das respectivas selagens; os cálculos citados respeitam às posições I e III, sendo os deslocamentos análogos para a posição II intermédios relativamente aos representados. Verifica-se, pois, que afastar os bolbos de selagem para além da posição I em cerca de 20,0 metros (o que corresponde à posição III) se traduz numa redução extremamente pequena do deslocamento da cortina.

Este resultado não significa, porém, que sejam também pequenas as diferenças entre os deslocamentos do maciço nas zonas correspondentes àquelas posições, como pode ser comprovado pelo exame da Figura 9.24. Nesta mostram-se as componentes horizontais dos deslocamentos nas secções verticais que contêm os pontos representativos dos bolbos de selagem nas três posições estudadas, em conjunto com os deslocamentos na face do corte; os resultados representados dizem respeito ao cálculo 19. Na mesma figura procura também ilustrar-se a evolução das componentes horizontais dos deslocamentos ao longo das linhas correspondentes às ancoragens, encontrando-se tais componentes rebatidas na direcção normal àquelas linhas. Pode, de facto, comprovar-se um acentuado decréscimo dos deslocamentos ao longo das linhas citadas, decréscimo que é fru-

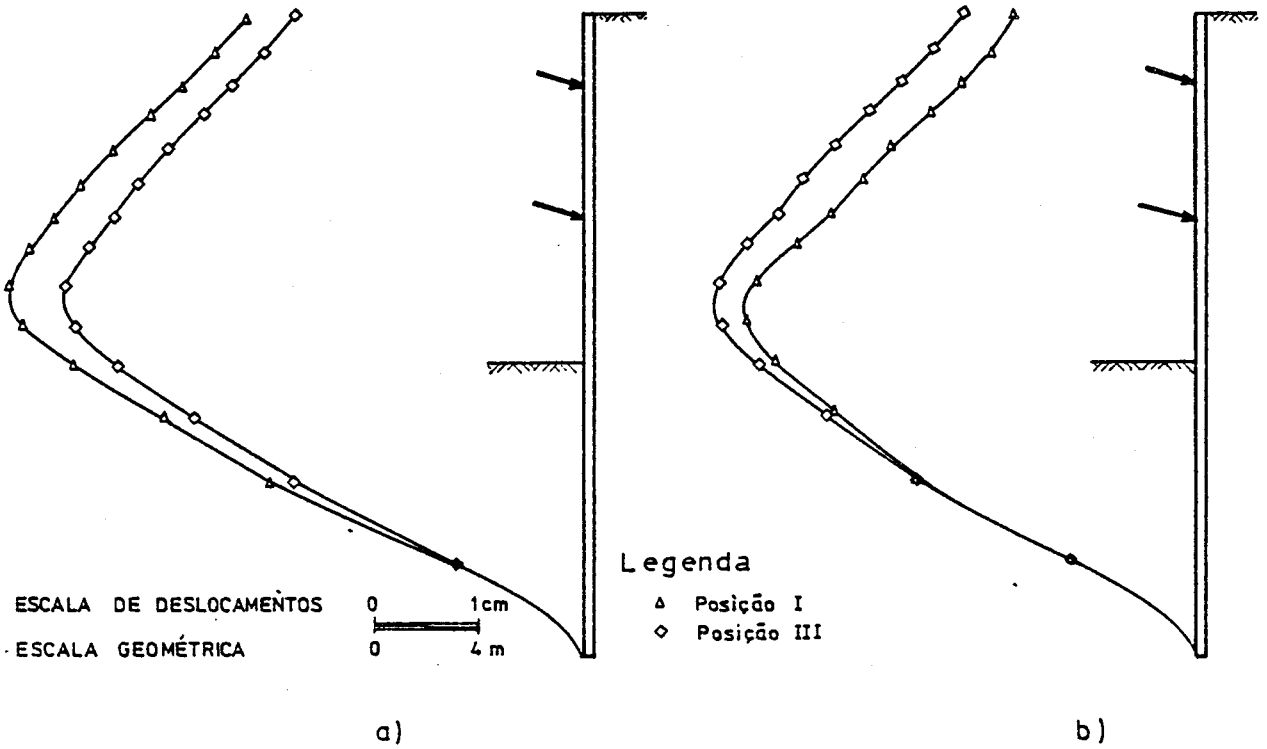


Fig. 9.23 - Comparação dos deslocamentos finais correspondentes às três posições das selagens: a) cálculos com ancoragens não lineares e com consideração da mobilidade das selagens (20 e 26); b) cálculos com ancoragens lineares e sem consideração da mobilidade das selagens (18 e 24)

to não só da redução dos deslocamentos com o afastamento da face do corte, mas também da diminuição dos mesmos em profundidade ao longo de cada secção. Este último aspecto poderia sugerir a conveniência de, em alternativa ao afastamento das selagens, estas serem situadas a maior profundidade. Repare-se, contudo, que isso implicaria, em simultâneo, um aumento do pré-esforço, aumento que pode não ser compatível com a resistência do maciço, e que, de qualquer forma, acentuaria a importância da não linearidade do comportamento das ancoragens, que passariam a exibir em primeira carga uma mais reduzida rigidez. Importa ainda observar que, apesar do decréscimo dos deslocamentos com o afastamento da face do corte, aqueles assumem ainda valores muito significativos na última das posições estudadas, a uma distância da ordem dos 30,0 metros daquela face.

A proximidade dos deslocamentos da parede entre cálcu-

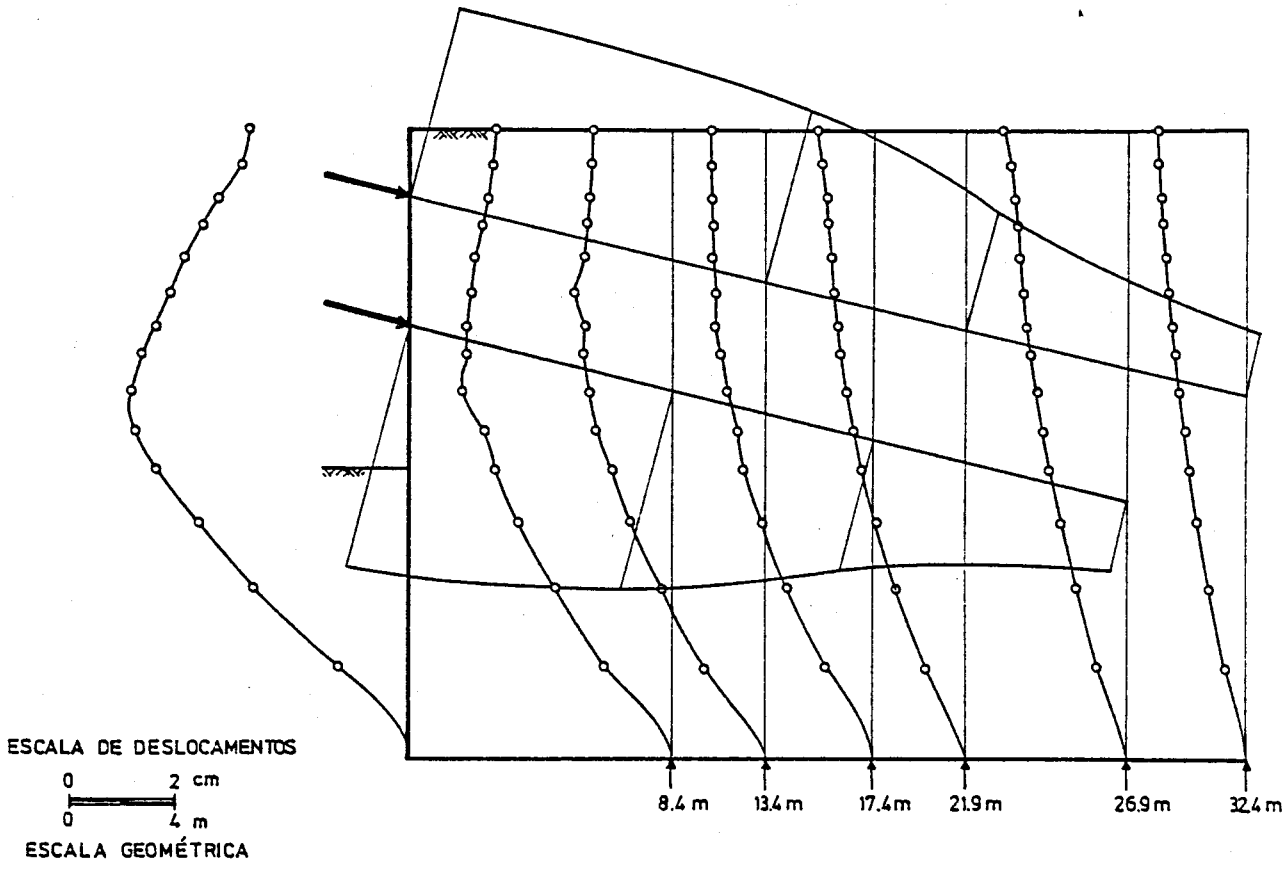


Fig. 9.24 - Componentes horizontais dos deslocamentos finais na face do corte e no maciço suportado (cálculo 19)

los correspondentes a tão afastadas posições das selagens resulta do facto de com o afastamento da escavação, aumentar o comprimento livre das ancoragens, logo reduzir-se a respectiva rigidez teórica. Este factor compensa, assim, parte do ganho, em termos de deslocamentos na face do corte, resultantes de se selarem as ancoragens numa zona em que são mais pequenos os movimentos associados à escavação. É precisamente por isso que, como ilustra a Figura 9.23b), dos movimentos finais decorrentes dos cálculos sem consideração da mobilidade da selagem, são máximos os respeitantes à posição III e mínimos os relativos à posição I.

Os cálculos efectuados para a posição I fornecem, assim, os valores extremos dos deslocamentos: sendo considerada a mobilidade das selagens, eles são máximos devido à proximidade destas da face do corte; não tendo em conta a possibilidade de as selagens se moverem, os deslocamentos são mí-

nimos porque é máxima a rigidez das ancoragens.

Tendo em atenção os dois aspectos referidos, o afastamento das selagens em relação à escavação pode, para além de determinada posição, acarretar mesmo acréscimos nos deslocamentos da cortina.

Um terceiro aspecto deve ser aquilatado, para além dos dois já discutidos, ao estabelecer a posição dos bolbos de selagem.

O pré-esforço de determinada ancoragem traduz-se na aplicação de uma força no ponto de ligação daquela à parede, dirigida para o maciço suportado, e de uma outra, igual e directamente oposta, na zona de selagem. Se, por hipótese, a cabeça e a zona de selagem coincidissem, os deslocamentos da cortina associados ao pré-esforço seriam nulos. Pelo contrário, tais deslocamentos serão máximos, paraum dado problema, quando a selagem é colocada, ou tão afastada, ou numa formação tão resistente que a força que nela se desenvolve não tem qualquer efeito perceptível no comportamento da cortina; é essa, aliás, a hipótese inerente ao método citado em 6.1, proposto por Clough e Tsui (1971), e pelo qual foram simuladas as ancoragens nos cálculos 18, 21 e 24 em discussão.

Na Figura 9.25 representam-se os deslocamentos incrementais associados ao pré-esforço dos dois níveis de ancoragens nos cálculos 19, 22 e 25, cálculos em que o movimento das selagens e os esforços nelas desenvolvidos foram considerados. Na mesma figura incluem-se ainda, para comparação, os deslocamentos dos cálculos 18, 21 e 24, isto é, os que ocor-

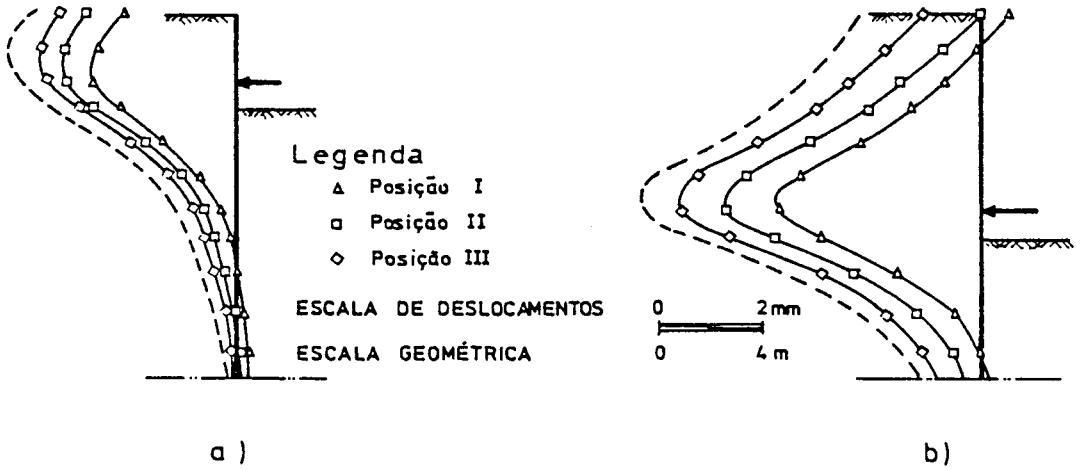


Fig. 9.25 - Deslocamentos recuperados com o pré-esforço das ancoragens (cálculos 18, 19, 22 e 25): a) 1º nível; b) 2º nível

reriam caso nenhuma força fosse desenvolvida na selagem (os três últimos cálculos forneceram deslocamentos incrementais coincidentes, já que nas fases de pré-esforço o maciço suportado tem um comportamento essencialmente linear).

Como se torna patente, quanto mais afastada está a zona de selagem da escavação maiores são os movimentos recuperados por meio da aplicação do pré-esforço, tendendo para aqueles que se verificam sem que a força desenvolvida na selagem seja considerada.

É curioso notar, por outro lado, o carácter muito localizado (especialmente no que respeita ao segundo nível de ancoragens) dos movimentos recuperados, que poderá explicar-se pela relativa flexibilidade da cortina e pela reduzida deformabilidade do maciço. Pela mesma razão, embora percentualmente as diferenças entre os deslocamentos recuperados sejam importantes entre as três posições, em valor absoluto elas têm um significado muito diminuto.

9.2.2.3 - A IMPORTÂNCIA NO PROBLEMA ANALISADO DE ALGUNS PARÂMETROS DA ESTRUTURA DE SUPORTE

Sendo indiscutível dos resultados apresentados a importância da posição das zonas de selagem e do modelo adoptado para a consideração das ancoragens nos esforços que a construção nelas mobiliza, torna-se também evidente dos mesmos resultados a pouco acentuada sensibilidade do comportamento global, nomeadamente dos deslocamentos, em relação aos mesmos modelos e posições, muito em especial aos correspondentes às hipóteses mais realistas. Procurou-se, por isso, operar outro tipo de modificações nas características da estrutura de suporte para averiguar em que medida o comportamento vem afectado. Como termo de comparação considerou-se o cálculo 19 (posição I, ancoragem com comportamento linear e mobilidade da selagem).

Num primeiro cálculo (cálculo 27) aumentou-se em 50% o pré-esforço das ancoragens, mantendo-se todos os outros dados do problema e características do modelo idênticos às do cálculo de referência. Os deslocamentos da cortina e pressões de terras finda a escavação referentes aos dois cálcu-

los citados constam das Figuras 9.26 e 9.27, respectivamente. Constata-se que os movimentos diferem de forma praticamente insignificante entre os dois cálculos. Isso pode explicar-se, por um lado, com a pequena recuperação dos deslocamentos associada aos pré-esforços, e, por outro lado, com a forma incipiente como aqueles, mesmo após o aumento considerado, conseguem condicionar o estado de tensão no maciço suportado.

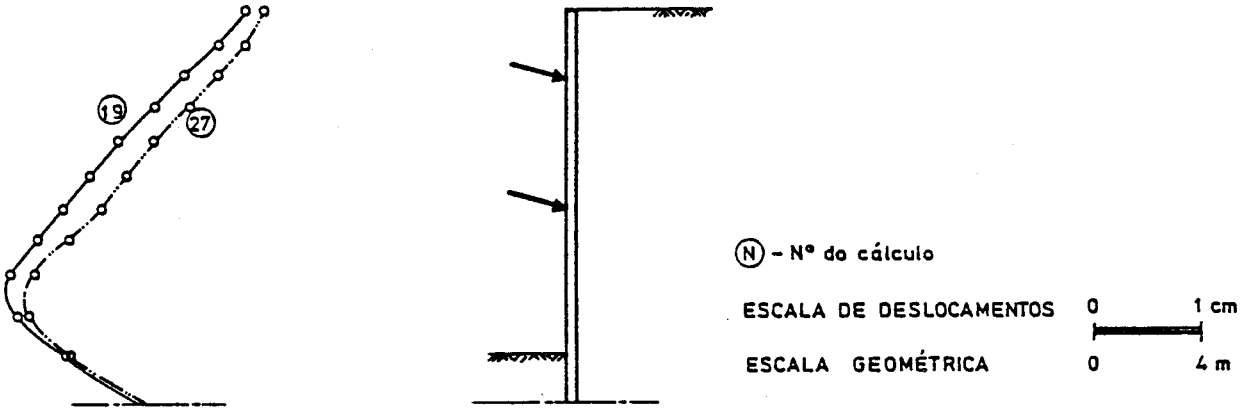


Fig. 9.26 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 19 e 27)

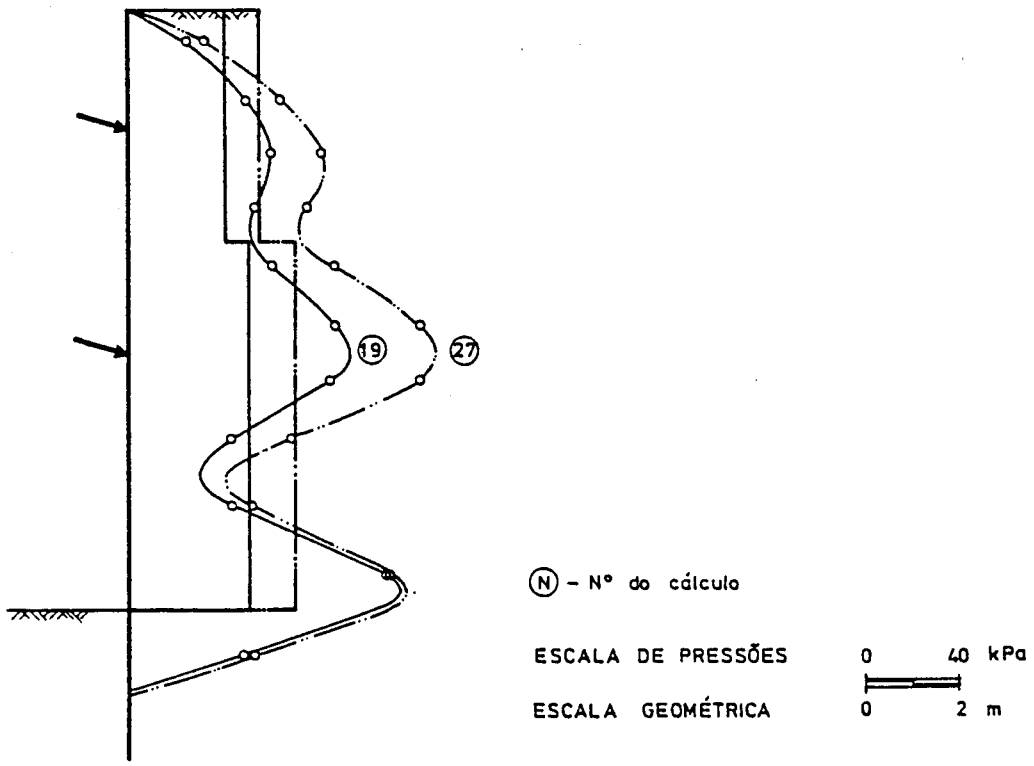


Fig. 9.27 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 19 e 27)

As pressões de terras substancialmente mais elevadas obtidas no cálculo 27 podem explicar-se, mais do que com a pequena redução verificada nos deslocamentos, com a proximidade em relação à cortina das forças (50% maiores) aplicadas nas selagens e para aquela dirigidas.

Uma outra hipótese ensaiada (cálculo 28) consistiu em, mantendo o mesmo diagrama de pré-esforço, acrescentar duas ancoragens à estrutura de suporte às profundidades de 4,9 e 10,0 m, inclinadas também de 15°, e com comprimentos livres coincidentes, respectivamente, com os das ancoragens dos primeiro e segundo níveis do cálculo de referência.

A redução conseguida nos deslocamentos é, como ilustra a Figura 9.28, pouco significativa. Já o mesmo não acontece,

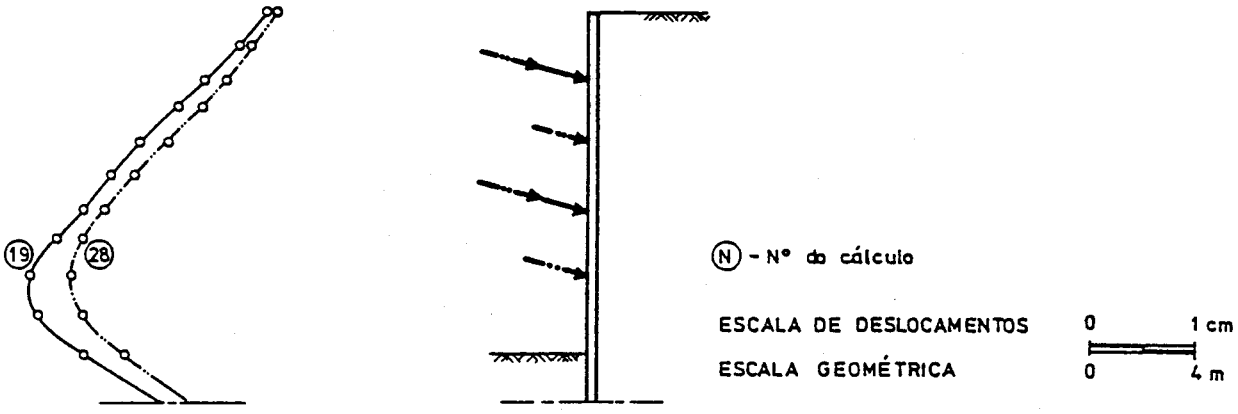


Fig. 9.28 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 19 e 28)

todavia, com os diagramas de pressões de terras e de momentos flectores que constam, respectivamente, das Figuras 9.29 e 9.30. Devido à menor distância entre ancoragens e à redução dos pré-esforços de cada uma delas, pode notar-se uma importante redução nos momentos flectores acima da base da escavação e o desaparecimento dos bolbos no diagrama de pressões, que passa a ter um aspecto bastante mais uniforme.

Finalmente, o terceiro caso estudado envolveu a substituição das ancoragens por escoras não pré-esforçadas, constituidas por perfis GREY DIN 20 , com espaçamento na horizontal igual ao das ancoragens e rigidez coincidente com a teórica.

Os deslocamentos da cortina e pressões de terras finda a escavação incluem-se nas Figuras 9.31 e 9.32. Embora o as-

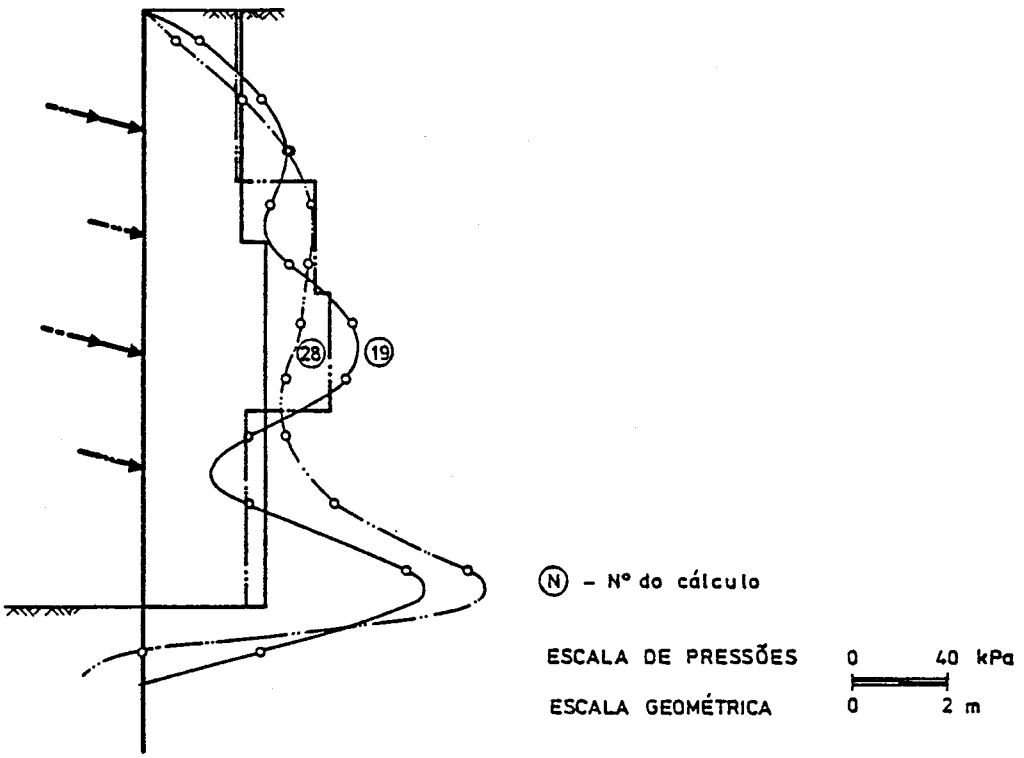


Fig. 9.29 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 19 e 28)

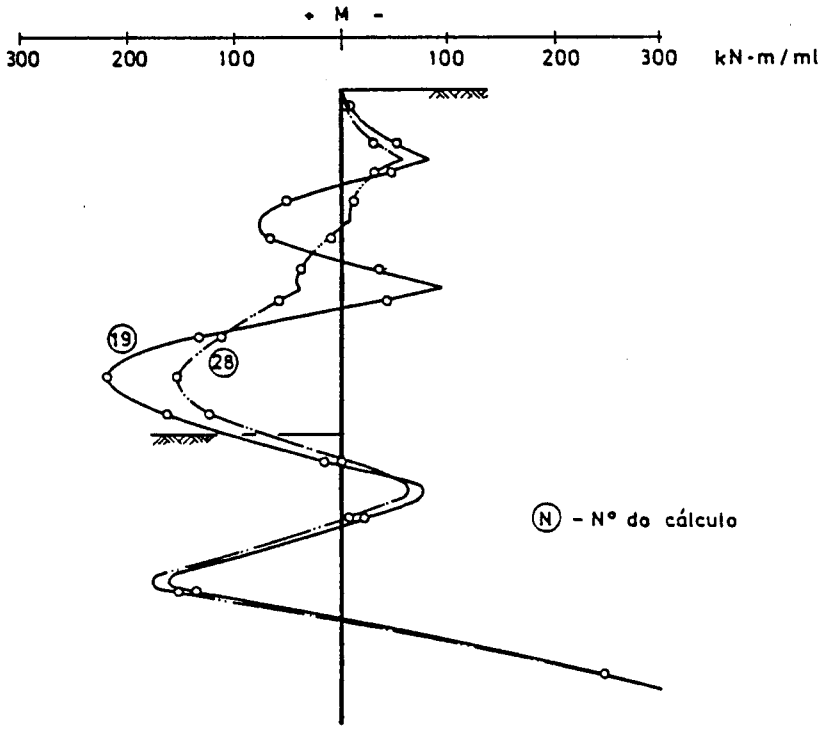


Fig. 9.30 - Diagramas de momentos flectores no fim da escavação (cálculos 19 e 28)

pecto global da deformada da cortina continue essencialmente inalterado, é indiscutível que das três tentativas ensaiadas é nesta que os deslocamentos da cortina mais diferem dos obtidos no cálculo de referência, podendo considerar-se muito apreciável a redução conseguida, em especial na parte superior da cortina.

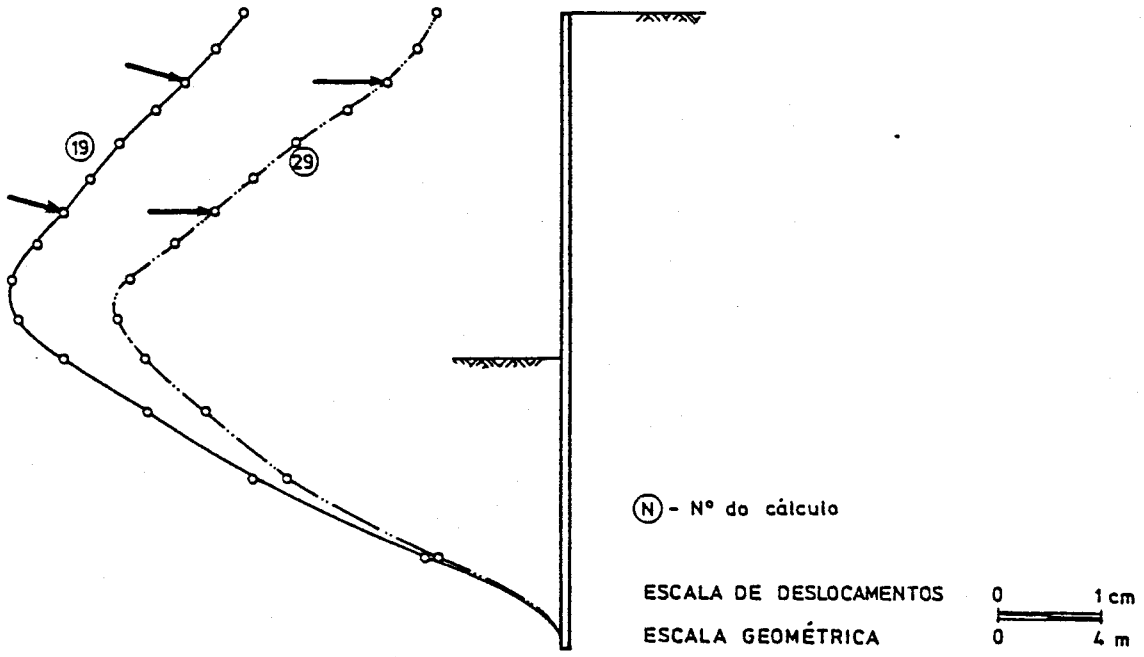


Fig. 9.31 - Deslocamentos finais da cortina (cálculos 19 e 29)

Este resultado corrobora conclusões de vários autores sobre a vantagem das cortinas suportadas por escoras nas escavações em argilas fortemente sobreconsolidadas (Burland et al, 1979), solos em que as tensões iniciais horizontais são muito elevadas. A libertação dessas tensões acarreta deslocamentos no maciço suportado de componente essencialmente horizontal, que se estendem a grande distância para trás da face do corte, não oferecendo as condições ideais para a colocação das zonas de selagem das ancoragens.

É curioso constatar, no entanto, que os movimentos das duas cortinas são, globalmente, do mesmo tipo. Por isso, os diagramas de pressões evidenciam formas semelhantes, sendo o relativo ao cálculo escorado, logicamente, o de maior resultante; a diferença entre as pressões é, aliás, mais acentuada na parte superior, precisamente a zona onde os deslocamentos da parede mais diferem entre os dois casos.

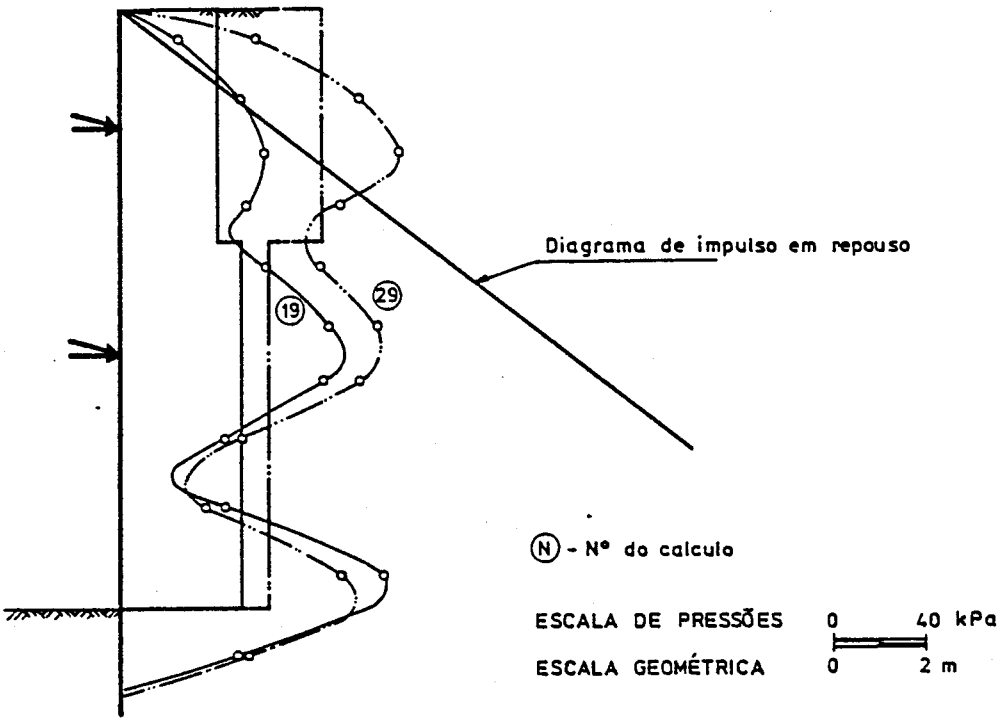


Fig. 9.32 - Pressões de terras no fim da escavação (cálculos 19 e 29)

9.2.3 - CONCLUSÕES

Ficou comprovada a adequação do modelo desenvolvido para a consideração das ancoragens quando estas estão seladas numa formação em que não são desprezáveis os movimentos associados à escavação. O processo iterativo para a compatibilização da reacção desenvolvida no elemento-mola, aplicada no ponto nodal representativo da cabeça da ancoragem, com o deslocamento relativo deste ponto e do representativo do bolbo de selagem, converge rapidamente, sendo ao fim de três iterações praticamente coincidentes aquela força e o valor teórico correspondente ao deslocamento referido, mesmo no caso em que o diagrama representativo do comportamento mecânico da ancoragem é não linear.

Confirmando a apreciação de outros autores a esse propósito (Mineiro et al, 1981), pôde concluir-se que a consideração adequada da mobilidade das zonas de selagem tem uma influência determinante nos esforços calculados para as ancoragens, afectando, por outro lado, em grau moderado os deslo-

camentos da cortina e em grau reduzido as pressões de terras e momentos flectores. A não linearidade do comportamento mecânico das ancoragens, considerada em complemento com a mobilidade das respectivas selagens, tem ainda um efeito apreciável na atenuação das variações nos pré-esforços.

Verificou-se, por outro lado, que no caso estudado pouco se ganha em termos de deslocamentos da cortina, ao afastar as zonas de selagem muito para além da potencial cunha activa, fundamentalmente por três razões: i) porque aquele afastamento acarreta em simultâneo a redução da rigidez das ancoragens; ii) porque os movimentos para a escavação se estendem, embora diminuindo, a grande distância para trás da face do corte; iii) porque se verifica uma pequena sensibilidade dos deslocamentos às características da estrutura de suporte.

A propósito deste último aspecto, e em face dos resultados da série de cálculos analisada em último lugar, em que foram consideradas importantes alterações em alguns dos parâmetros chave da estrutura de suporte, é curioso constatar que a influência de tais alterações é bastante mais acentuada no que respeita às pressões de terras e momentos flectores do que aos deslocamentos, quando, por exemplo, no estudo exposto no capítulo anterior se tinha verificado precisamente o contrário.

Provavelmente pela mais elevada resistência e mais reduzida deformabilidade do solo, por um lado, e pelas muito altas tensões iniciais horizontais, pode dizer-se que o maciço se desloca para a escavação "grossomodo" aquilo que representa a sua resposta "elástica" à retirada da massa escavada, sendo difícil condicionar a ordem de grandeza dos deslocamentos associados a essa resposta. Sublinhe-se que este tipo de comportamento, e particularmente a ordem de grandeza dos deslocamentos obtidos, é, aliás, corrente em escavações em solos do mesmo tipo (Cole e Burland, 1972; Milligan, 1977; Burland et al, 1979).

9.3 - NOTA SOBRE OS COEFICIENTES DE SEGURANÇA RESPEITANTES ÀS ANCORAGENS

A apreciação dos resultados das análises tratadas nes-

te capítulo e no anterior no que se refere às variações dos pré-esforços das ancoragens impõe uma referência aos coeficientes de segurança a adoptar no dimensionamento daquelas quando destinadas a servirem de componentes de uma estrutura flexível para suporte de terras.

Esta questão traz consigo uma outra que se refere à distinção entre as tracções admissível e de serviço, distinção que não aparece clara em alguns dos mais conhecidos regulamentos e recomendações que abrangem o projecto de ancoragens e de obras ancoradas. Efectivamente, se o esforço instalado numa ancoragem durante a sua vida útil fosse imutável ou experimentasse apenas variações muito reduzidas, a distinção entre aquelas tracções não seria importante. Mas, numa escavação suportada por uma cortina ancorada variações consideráveis podem ocorrer na tracção de serviço, não devendo o valor máximo que esta atinge ultrapassar o da tracção admissível.

A tracção admissível estabelece-se, em regra, a partir do conhecimento das tracções limites correspondentes aos vários tipos de ruína: a rotura da armadura, T_L, a rotura por deslizamento na selagem sem fluência, T_R, e a rotura por fluência, T_K. A passagem das tracções limites para a admissível envolve o uso de coeficientes de segurança que se indicam no Quadro 9.IV; neste, os valores mais baixos correspondem a ancoragens provisórias enquanto os mais próximos dos limites superiores se empregam no projecto de ancoragens definitivas.

QUADRO 9.IV

TRACÇÃO LIMITE	COEFICIENTE DE SEGURANÇA
T_L	1.33 a 1.67
T_R	1.33 a 2.00
T_K	1.10 a 2.00

Desta forma, caso, numa escavação suportada por uma estrutura flexível, o pré-esforço das ancoragens seja tomado igual à tracção admissível, a probabilidade de rotura pode ser grande, se se atender, em particular, aos coeficientes de segurança citados para as ancoragens provisórias, e às varia

ções percentuais nos pré-esforços que foram obtidos nos cálculos cujos resultados foram discutidos. No Brasil, por exemplo, segundo Costa Nunes (1982), a percentagem de roturas nas ancoragens é, actualmente, de cerca de 4%, facto ao qual não será de todo alheio o problema acima focado, tanto mais que parece ser ainda dominante naquele país a tendência para estabelecer os pré-esforços na base de diagramas de forma e resultante iguais às do diagrama de impulso activo.

Assim, pelo facto de nos problemas em estudo a tracção de serviço poder experimentar importantes ou, pelo menos, significativas variações, é necessário adoptar, no estabelecimento do seu valor inicial, um outro coeficiente de segurança que acautele que mesmo após as variações citadas a tracção instalada não ultrapasse aquela que se julga admissível.

A enorme variedade de factores que pode determinar a evolução dos esforços das ancoragens para grandezas superiores à dos inicialmente instalados inviabiliza, contudo, que possam ser sugeridos, com um mínimo de generalidade, valores para o coeficiente que, aplicado ao pré-esforço, forneça uma estimativa do esforço máximo de serviço. O estudo empreendido, porém, permite chamar a atenção, com especial ênfase, para algumas questões relacionadas com o problema equacionado.

Em primeiro lugar, o valor máximo atingido pela tracção de serviço depende do próprio valor instalado como pré-esforço, crescendo com este; contudo, a diferença entre o valor máximo e o inicial é consideravelmente maior para os mais baixos pré-esforços. Desta forma, a redução destes, reduzindo embora os esforços máximos mobilizados nas ancoragens durante a construção, aumenta também a incerteza do seu comportamento porque aquelas vêm a ser solicitadas por esforços que diferem largamente dos iniciais.

Em segundo lugar, para um dado nível de pré-esforço, isto é, para uma dada força total aplicada à cortina pelas diversas ancoragens alinhadas segundo o mesmo plano vertical, são muito maiores as variações ocorridas quando os pré-esforços respectivos são estabelecidos distribuindo a força citada na base de considerações de equilíbrio de um suposto diagrama triangular de pressões, mesmo que este seja o de impulso em repouso. A aplicação de pré-esforços mais elevados nas

ancoragens mais próximas do topo da cortina, como aqueles que podem ser derivados de diagramas do tipo dos adoptados nas cortinas escoradas, ou mesmo doutros de forma semelhante mas de resultante algo maior, tem um efeito altamente favorável no estado de tensão-deformação do maciço envolvente e,em simultâneo, garante nas mesmas ancoragens que seja moderada ou reduzida a diferença entre o valor inicial dos esforços e o máximo mobilizado durante a construção.

Em terceiro lugar, para uma previsão correcta pelo método dos elementos finitos do comportamento global, e muito em especial dos esforços mobilizados nas ancoragens, é indispensável a aplicação de uma metodologia correcta para a consideração daquelas no modelo matemático, nomeadamente que o seu comportamento mecânico seja introduzido como um parâmetro de cálculo e não obtido como um dos resultados deste. Quanto maior fôr a curvatura do diagrama tracções-deslocamentos, assim como quanto maiores forem os deslocamentos do maciço envolvente do bolbo de selagem induzidos pela escavação,mais incipientes tenderão a ser as variações nos esforços das ancoragens durante a construção.

Por último, haverá todo o interesse em, de posse da estimativa do esforço máximo de serviço, elevar a carga na ancoragem até àquele valor antes de proceder à respectiva blocagem ao pré-esforço adoptado. Com efeito, dessa forma:i) garante-se que a ancoragem está apta a suportar o esforço máximo previsto; ii) pode mais facilmente conseguir-se a instalação da carga desejada, já que a blocagem se traduz usualmente por um decréscimo do esforço instalado imediatamente antes da sua realização; iii) garante-se que a ancoragem se comporte nas fases construtivas seguintes com uma rigidez mais elevada do que aquela que exibiria caso o esforço nela instalado jamais tivesse ultrapassado o pré-esforço.

CAPITULO 10

A PROBLEMÁTICA DA ESTABILIDADE DA ESCAVAÇÃO QUANDO SÃO PRECÁRIAS AS CONDIÇÕES DE APOIO DA CORTINA ÀS CARGAS VERTICAIS.

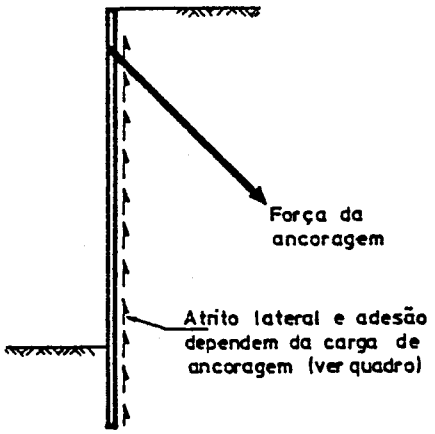
10.1 - INTRODUÇÃO

Para além de muitos aspectos que são comuns às cortinas escoradas, a análise das estruturas flexíveis ancoradas tem algumas facetas que lhe são exclusivas. Uma delas é a importância da componente vertical dos esforços das ancoragens que é transmtida à parede e desta ao solo.

Quando a cortina, como é o caso frequente das paredes moldadas, vai ser integrada na estrutura definitiva, passando posteriormente a funcionar também como fundação, há em geral a preocupação de a prolongar até um estrato rijo, o mesmo, em regra, até onde são levadas as fundações não situadas na periferia da área escavada. Quando, pelo contrário, à cortina é atribuída exclusivamente a função de estrutura de suporte, o seu pé não é necessariamente levado até ao bedrock, sendo nesse caso estabelecida a altura enterrada tendo em conta os diversos aspectos envolvidos no dimensionamento daquela estrutura, nomeadamente o da capacidade de carga do maciço à solicitação vertical transmitida pela própria cortina.

No que respeita a este último aspecto, que aliás nem sempre é considerado no projecto, em regra a sua abordagem é efectuada de forma semelhante à aplicada no caso das fundações profundas: i) considerando duas componentes da capacidade de carga, provenientes da resistência lateral e da resistência de ponta, sendo esta, nas cortinas de reduzida secção, habitualmente desprezada; ii) admitindo, no que respeita à resistência lateral, a mobilização integral da resistência ao

corte ao longo da totalidade da superfície de contacto com o maciço envolvente quando concluida a escavação. A recomendação incluida no Canadian Manual (1978) a este propósito (Figura 10.1) tem apenas em conta a contribuição para a resis -



Base do cálculo do pré-esforço	Solos incoerentes δ	Solos coesivos c_a
K_a	0	0
$(K_a - K_0)$	1/3 ϕ	C_u
K_0	2/3 ϕ	C_u

Fig. 10.1 - Critério preconizado pelo Canadian Manual (1978) para o cálculo da capacidade de carga

tência lateral da face de contacto com o maciço suportado, fazendo dependê-la do pré-esforço das ancoragens.

Num valioso trabalho da autoria de Broms e Stille(1976) sobre oito casos de rotura de cortinas ancoradas, nos três primeiros, que resumidamente se descrevem no Quadro 10.I, aque-

QUADRO 10.I

MACIÇO Profundidade da escavação	ESTRUTURA DE SUPORTE Relação entre a carga vertical e a capacidade de carga estimada	Comportamento na rotura
Escavação de 6m de profundidade num maciço essencialmente argiloso aparecendo o bedrock aos 25 m.	Cortina de estacas-pranchas monoancorada de 10m de altura. Ancoragens de 40m de comprimento inclinadas a 45°. Componente vertical do pré-esforço igual a 60% da resistência lateral.	Deslocamento brusco da cortina para a escavação entre 5 e 15cm quando a profundidade atingiu 5.5m. Importantes assentamentos no terrapleno.
Escavação de 5m de profundidade num maciço essencialmente arenoso.	Cortina de estacas-pranchas monoancorada. As estacas pranchas ligadas às ancoragens tinham 12m de altura tendo sido cravadas até à nega. Componente vertical do pré-esforço igual a 60% da resistência lateral.	Assentamento da cortina entre 5 e 10 cm explicado pela subida das pressões neutras no estrato em que a cortina estava fundada associadas à cravação de estacas no interior do corte. Deslocamento horizontal da cortina da mesma ordem de grandeza do assentamento.
Escavação de 4m de profundidade num maciço constituido por aterro (1.5m), argila (8.5m), areia e cascalho.	Cortina de estacas-pranchas monoancorada de 9m de altura. Componente vertical do pré-esforço igual a 120% da resistência lateral.	Deslocamento brusco da cortina para a escavação entre 51 e 61 cm quando a profundidade atingiu 4m. Assentamento máximo na superfície de 41cm.

la é atribuida à insuficiente capacidade de carga do solo às componentes verticais dos esforços instalados nas ancoragens.

Os acidentes citados, muito em especial os dois primeiros, sugerem que importantes lacunas existem no método atrás enunciado para o cálculo da capacidade de carga, já que de contrário se não compreenderia como puderam as roturas ocorrer sem que a solicitação vertical ultrapassasse o valor estimado da resistência lateral. A rotura descrita em terceiro lugar no Quadro 10.1 parece corresponder a um caso em que pura e simplesmente foi ignorado o cálculo da capacidade de carga, sendo de notar que o comportamento evidenciado na rotura foi qualitativamente semelhante ao dos dois primeiros, embora envolvendo, compreensivelmente, deslocamentos maiores.

Algumas indicações dispersas àcerca do mesmo assunto podem ser encontradas em resultados de ensaios em modelo reduzido (Hanna e Matallana, 1970; Hanna e Abu-Taleb, 1972; Plant, 1972; Hanna e Kurdi, 1974); todavia, não tendo tais ensaios como objectivo o estudo do comportamento de uma cortina em que são precárias as condições de apoio às cargas verticais transmtidas ao solo, não foram aquelas indicações aprofundadas e relacionadas pelos respectivos autores em ordem a formular conclusões àcerca do mesmo comportamento e dos parâmetros nele mais influentes.

Não esquecendo que o modelo hiperbólico representando o comportamento do solo não é o mais apropriado para o estudo de problemas em que importantes zonas do maciço entram em cedência, decidiu-se, ainda assim, estudar o assunto em causa por meio do modelo de cálculo que tem vindo a ser aplicado. A excelente concordância que desde os primeiros resultados do estudo empreendido foi sendo obtida com as informações provenientes quer dos casos de rotura atrás descritos, quer dos ensaios em modelo citados, encorajou uma análise mais aprofundada do problema, que se passa a expôr.

10.2 - APLICAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO AO ESTUDO DO PROBLEMA

10.2.1 - O PROBLEMA CONSIDERADO

Considerou-se uma escavação de 10 m de profundidade e 12 m de largura num estrato de argila mole a média de espessura igual à da profundidade da escavação, e de resistência não drenada, crescente em profundidade, definida pela equação

$$c_u = 25 + 0{,}34\,\sigma'_v \ (kPa) \qquad (10.1)$$

Abaixo daquele estrato e sobrejacente ao bedrock, foi considerado um outro com 14 m de possança, também de argila, com a resistência constante em profundidade de 70 kPa. O nível freático foi admitido à superfície do terreno.

A malha de elementos finitos representa-se na Figura 10.2 constando de 483 pontos nodais, 440 elementos bidimen -

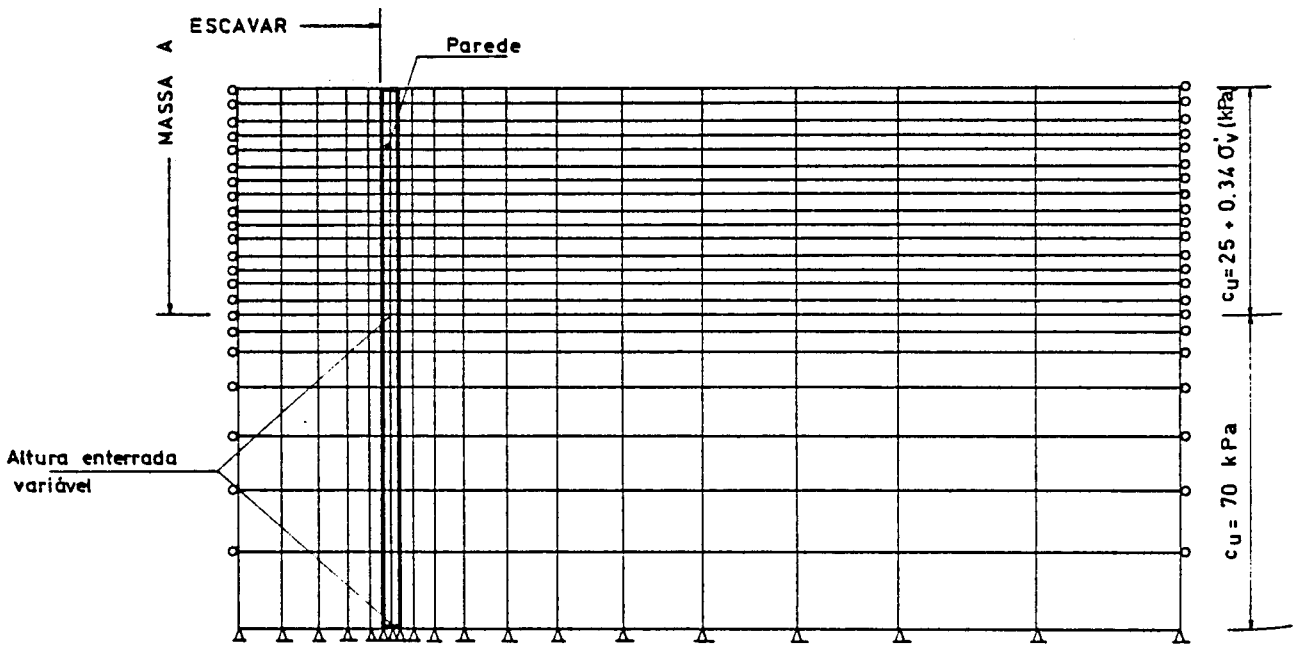


Fig. 10.2 - Malha de elementos finitos considerada para o estudo do problema

sionais representando a cortina e o solo, e um número variável de elementos de junta oscilando entre 30 e 44 consoante a altura enterrada da cortina.

A curva tensões-deformações do solo foi representada pelo modelo hiperbólico com os módulos tangente inicial e de descarga-recarga iguais a 400 vezes a resistência não drenada. Aos elementos de junta foi atribuido um comportamento bilinear definido por uma resistência ao corte igual à do solo ao mesmo nível e uma rigidez tangencial correspondente à mobilização da resistência para um deslocamento tangencial de 3 mm.

A cortina é constituída por uma parede moldada de 0,60 m de espessura ancorada a quatro níveis, às profundidades de 2, 4, 6 e 8 metros; as ancoragens são inclinadas a 45°, selas no bedrock e exibem comportamento linear coincidente com o teórico; as respectivas selagens são admitidas como fixas. Os comprimentos livres das ancoragens oscilam entre 31 e 22m para os primeiro e quarto níveis, respectivamente. O pré-esforço foi adoptado na base do diagrama trapezoidal cuja pressão de base vale 40% da tensão vertical ao nível do fundo da escavação (diagrama representado, por exemplo, na Figura 3.15), variando entre 196 kN/m no primeiro nível e 229 kN/m no últi

QUADRO 10.II

CÁLCULOS	DADOS
30 a 33	Ver 10.2.1 e Fig. 10.3
34	Ensaio de uma barreta (ver 10.2.2.3)
31A	Aumento em 30 vezes da rigidez tangencial dos elementos de junta (alteração em relação ao cálculo 31)
31B	Redução em 50 % da resistência tangencial dos elementos de junta (alteração em relação ao cálculo 31)
35 35A e 35B	Ensaio da barreta (ver 10.2.3 e Quadro 10.III)
30 A	Substituição do 4°nível de ancoragens por escoras GREY DIN22 (alteração em relação ao cálculo 30)
30 B	Supressão do 4°nível de ancoragens (alteração em relação ao cálculo 30)
31 C	Redução em 25 % do pré-esforço das ancoragens (alteração em relação ao cálculo 31)
31 D	Redução em 75 % do pré-esforço das ancoragens (alteração em relação ao cálculo 31)

mo, o que equivale a uma força vertical aplicada à cortina de 615 kN/m.

Os cálculos foram efectuados em nove incrementos correspondentes a cinco fases de escavação até às profundidades de 2,6, 4,6, 5,5, 8,6 e 10,0 metros, alternadas com quatro fases de pré-esforço.

No desenvolvimento do estudo foram introduzidas algumas variações nos dados agora apresentados, que oportunamente serão explicitadas e que abreviadamente se indicam no Quadro 10.II, do qual consta a lista dos cálculos efectuados no âmbito do presente capítulo.

10.2.2 - A IMPORTÂNCIA DA ALTURA ENTERRADA DA CORTINA

10.2.2.1 - COMPORTAMENTO EM TERMOS DE DESLOCAMENTOS E ESFORÇOS NAS ANCORAGENS

Uma primeira série de quatro cálculos foi realizada (cálculos 30 a 33) em que se consideraram quatro valores da altura enterrada da cortina oscilando entre o valor nulo (correspondente a uma parede com a mesma altura total que a profundidade projectada para a escavação, isto é, 10 m) e um valor máximo de 14 m, em que a cortina é levada até ao bedrock e aí encastrada, como indicada a Figura 10.3. Nesta indicam-se ainda, para cada caso, a resistência lateral no fim da escavação e a razão desta pela resultante das componentes verticais dos pré-esforços das ancoragens.

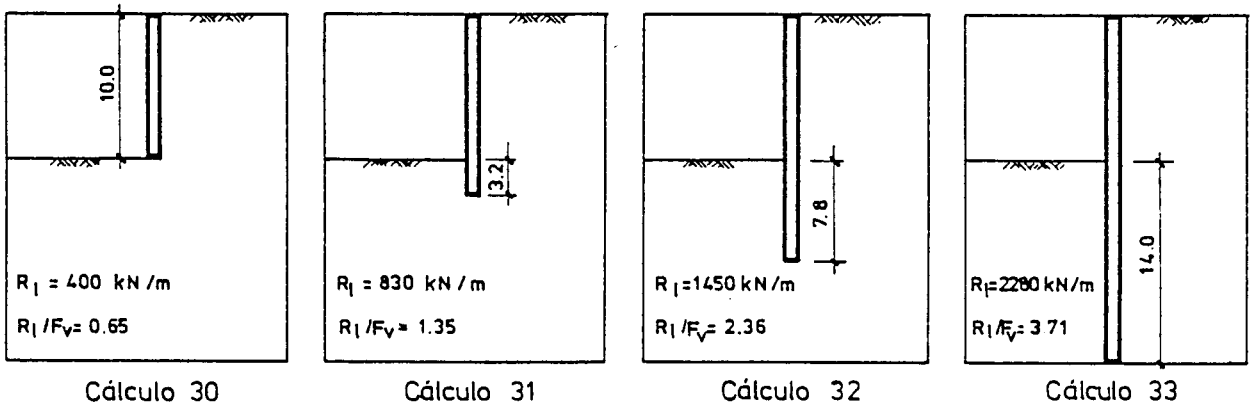


Fig. 10.3 - Cálculos efectuados para o estudo da importância da altura enterrada da cortina

Na Figura 10.4 representam-se os deslocamentos da cortina nos cálculos referidos a partir das fases (nos três primeiros cálculos) em que aquela começou a experimentar assentamentos, já que nas fases iniciais ocorre um ligeiro levantamento em conjunto com o solo subjacente à escavação; no cálculo com a cortina encastrada (cálculo 33) os deslocamentos segundo a vertical são nulos, incluindo-se na Figura 10.4d os movimentos laterais nas quatro últimas fases construtivas.

Pode notar-se, do exame da figura, que os movimentos nas fases mais adiantadas diferem notavelmente entre os três primeiros cálculos, enquanto entre o terceiro e quarto (cálculos 32 e 33) se verifica uma notória semelhança, sugerindo que a partir de certo ponto nada se ganha com o aumento da altura enterrada. Por outro lado, num mesmo cálculo a evolução dos movimentos depende acentuadamente desta altura. Assim, para os seus valores mais elevados (cálculos 32 e 33) os deslocamentos são essencialmente horizontais, aumentando a respectiva grandeza suavemente com o progresso da escavação e conseguindo-se nas fases de pré-esforço uma certa recuperação dos movimentos laterais das fases anteriores. Pelo contrário, quando é mais pequena a altura enterrada, nas fases mais adiantadas ganha importância crescente a componente vertical dos deslocamentos da parede, tendendo o seu movimento para uma translacção a 45^{o}; nota-se ainda que no cálculo 30 o pré-esforço do quarto nível de ancoragens, além de aumentar substancialmente o assentamento, não consegue já diminuir a componente horizontal dos deslocamentos.

Na Figura 10.5 relacionam-se, para todas as fases de escavação, com excepção da primeira, os valores das componentes horizontais máximas dos deslocamentos da cortina, expressos em percentagem da profundidade projectada para a escavação, com a altura enterrada em cada fase, expressa em percentagem da altura total da cortina; na parte esquerda da figura as linhas correspondem a fases construtivas enquanto na parte direita se referem a cálculos.

A Figura 10.5a mostra que nas terceira e quinta fases (segunda e terceira fases da escavação) os deslocamentos são praticamente independentes da altura enterrada, passando nas fases seguintes, em especial na última, a depender de forma extremamente acentuada da mesma altura. A Figura 10.5b, por

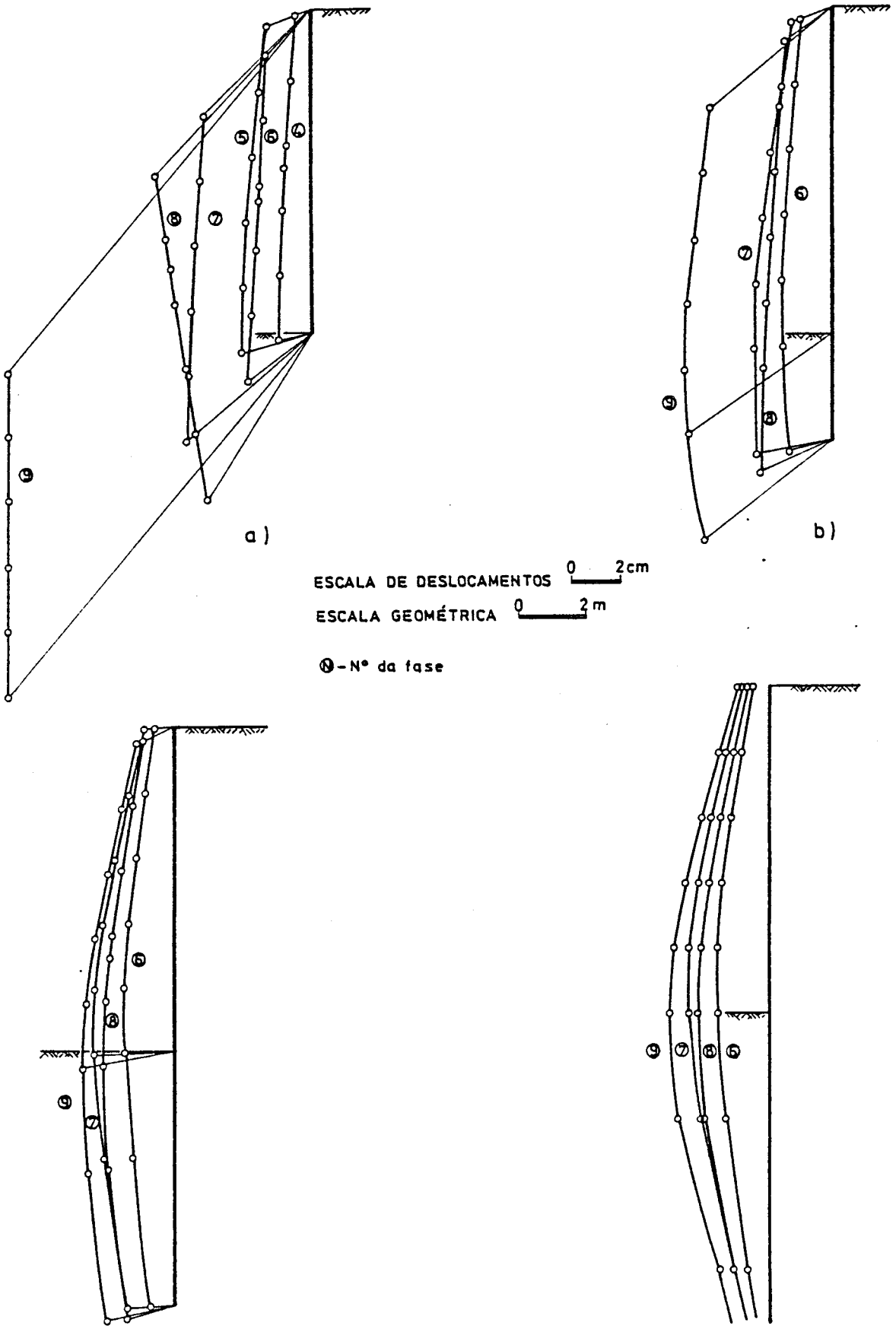


Fig. 10.4 - Deslocamentos da cortina: a) cálculo 30; b) cálculo 31; c) cálculo 32; d) cálculo 33

seu turno, evidencia que nos cálculos em que é grande a altura referida os deslocamentos crescem de forma aproximadamente linear com o progresso da escavação, sendo esse crescimento muito mais rápido para os casos em que a altura enterrada é insuficiente.

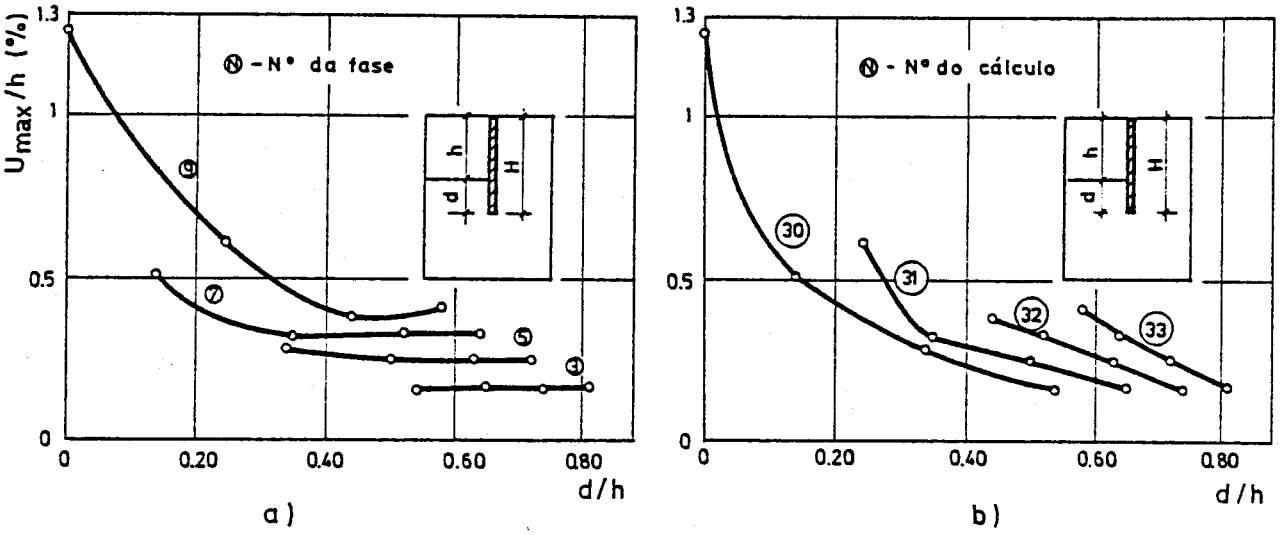


Fig. 10.5 - Relação entre os deslocamentos horizontais da cortina e a altura enterrada: a) fases 3, 5, 7 e 9; b) cálculos 30 a 33

Na Figura 10.6 representam-se os deslocamentos finais da cortina e do terrapleno resultantes dos cálculos 30, 31 e 32. Neste último a superfície do terreno exibe uma suave con

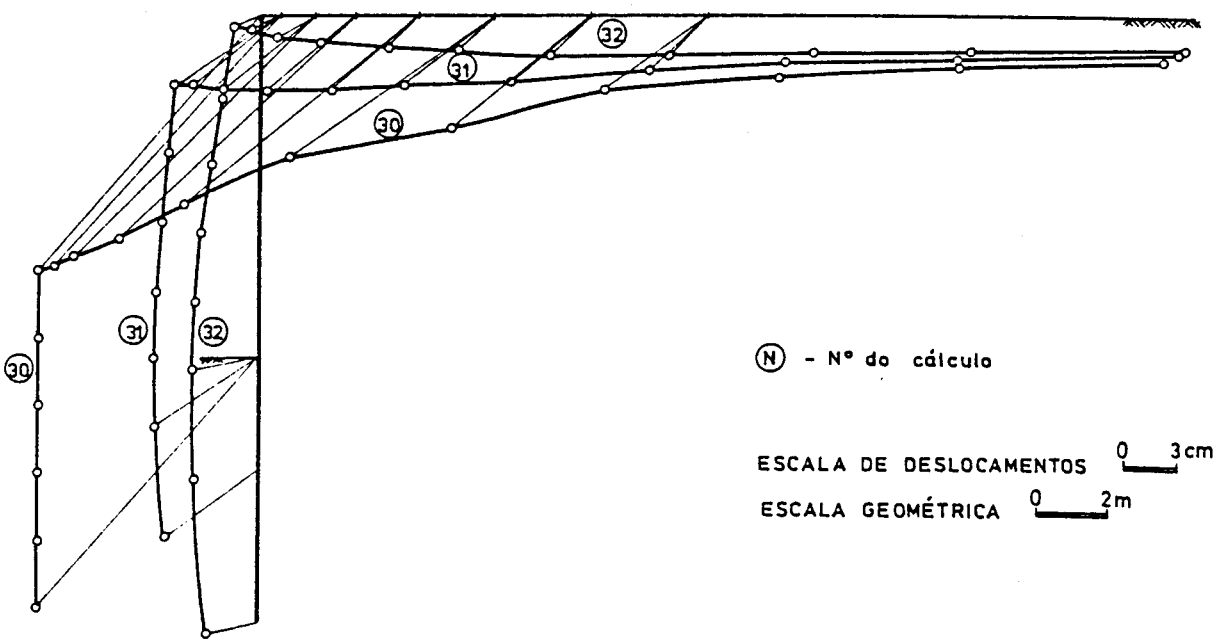


Fig. 10.6 - Deslocamentos finais da cortina e do terrapleno (cálculos 30 a 32)

cavidade, com um assentamento máximo de 20 mm a cerca de 10 m da face do corte; pelo contrário,no cálculo 30, com altura enterrada nula, os assentamentos são máximos(144 mm)junto à cortina, apresentando a superfície do terreno uma forma convexa. Esta forma é devida essencialmente à inversão das forças tangenciais mobilizadas na face de contacto da parede com o maciço suportado, inversão determinada pelo elevado assentamento da cortina (ver 8.3.2).

Da Figura 10.7 consta a evolução dos esforços nas ancoragens, expressos em percentagem dos valores inicialmente instalados, para os cálculos 30 e 32. Para o cálculo correspondente à maior altura enterrada detecta-se um comportamento típico de uma estrutura de suporte exibindo bom comportamento e com pré-esforço adequadamente escolhido; no cálculo com altura enterrada nula, as ancoragens experimentam a partir de certa altura um progressivo decréscimo dos esforços de tracção.

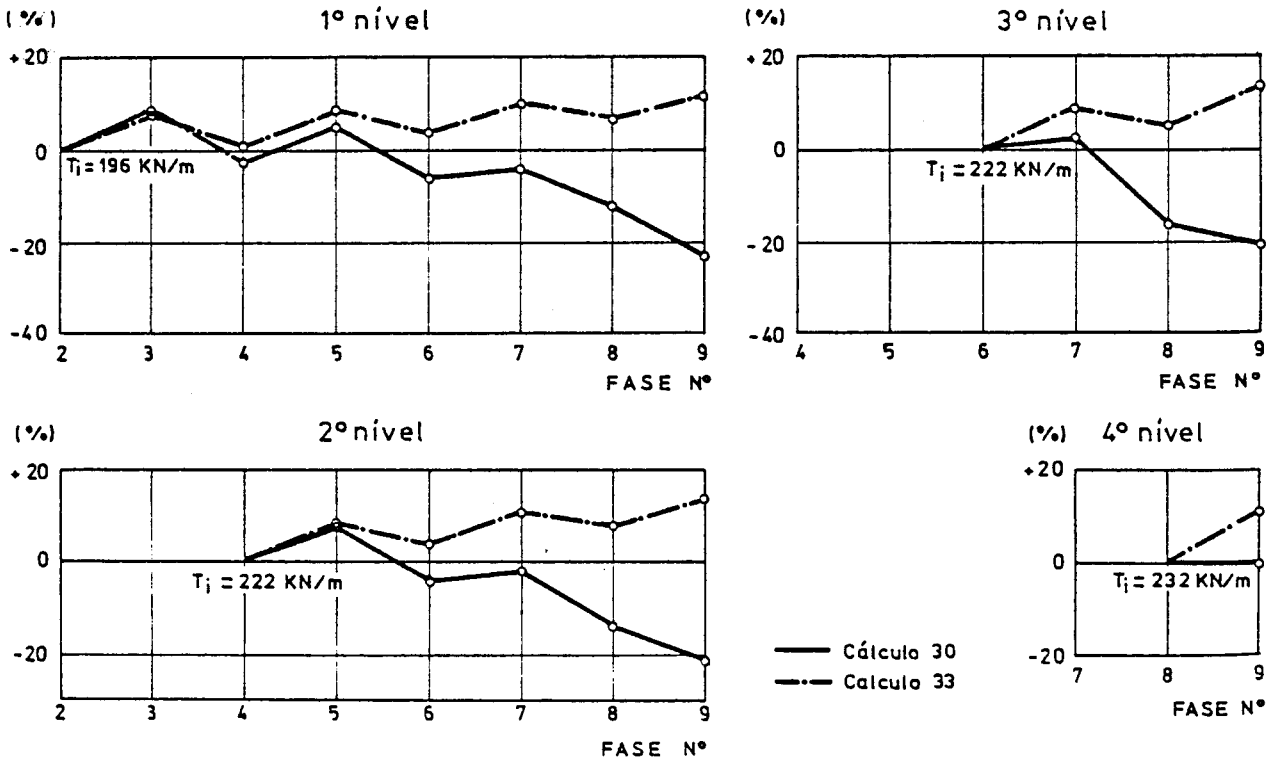


Fig. 10.7 - Variações dos pré-esforços das ancoragens (cálculos 30 e 33)

Esta descarga é resultado do rearranjo do sistema, e nomeadamente da cortina, que não possuindo adequadas condi - ções de apoio no pé, procura nova posição de equilíbrio, em

que se reduzam, ou pelo menos não cresçam, os esforços verticais aplicados. Sendo as ancoragens inclinadas a 45°; é a translação da cortina a 45° para a escavação o movimento que não acarreta acréscimos nos esforços, podendo estes decrescer quando, como aliás acontece nas últimas fases nos cálculos com menor altura enterrada, os deslocamentos incrementais têm uma componente vertical superior à horizontal. Devido à acção do maciço suportado e às forças associadas à retirada do solo, não é, porém, compatível com o comportamento global que seja apreciável a diferença entre aquelas componentes. Resulta assim como movimento típico de uma cortina em que é insuficiente a capacidade de carga do solo às forças verticais por ela transmitidas, um assentamento acompanhado de um deslocamento lateral da mesma ordem de grandeza de encontro à escavação.

10.2.2.2 - A MOBILIZAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS LATERAL E DE PONTA

A forma como evoluem os níveis médios de tensão nos elementos do maciço imediatamente subjacentes à ponta da cortina nos três cálculos em que aquela não foi prolongada até à fronteira inferior da malha ilustra-se na Figura 10.8. Note-se que quando aqueles níveis atingem 100% isso não significará, em rigor, que a resistência de ponta se esgotou, já que a solicitação transmitida ao maciço através da extremidade inferior da parede poderá ser equilibrada pelas tensões de corte mobilizadas noutros elementos mais distantes, o que é feito, evidentemente, à custa de deformações adicionais.

O exame da figura citada evidencia alguns aspectos curiosos que interessa comentar.

Em primeiro lugar, a altura enterrada condiciona de forma extremamente importante o nível de tensão atingido pelos elementos de fundação da parede. Isso pode ser explicado quer porque a resistência lateral aumenta com a altura enterrada, quer porque os níveis de tensão tendem a decrescer quando os elementos mais se afastam do fundo da escavação.

Um segundo aspecto a referir relaciona-se com o facto de o nível de tensão na ponta poder decrescer nas fases de es

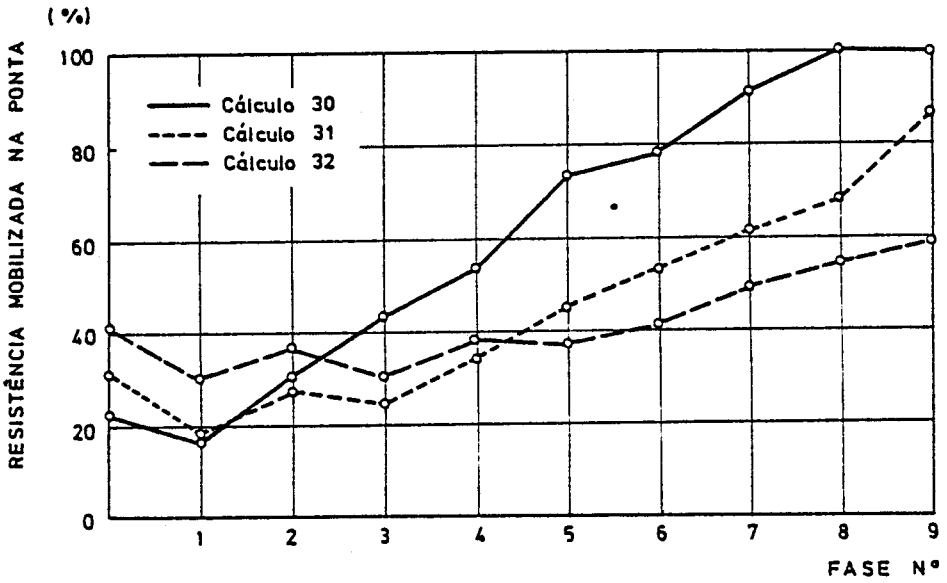


Fig. 10.8 - Mobilização da resistência nos elementos subjacentes à ponta da cortina (cálculos 30 a 32)

cavação. Estas têm sobre o estado de tensão dos elementos subjacentes à cortina dois efeitos contraditórios: por um lado, traduzem-se na retirada de certo peso, que tende a provocar um levantamento do solo remanescente e, juntamente com este, da própria parede; por outro lado, a escavação reduz a resistência lateral, fazendo aumentar a força transmitida ao maciço pela extremidade inferior da cortina. Quando é grande a altura enterrada e a carga vertical aplicada pelas ancoragens ainda não muito elevada, este segundo efeito é menos pronunciado do que o anterior, acarretando as fases de escavação a redução da percentagem mobilizada da resistência na ponta. Daí este fenómeno ser mais duradouro nos cálculos em que é maior a altura da cortina, mas se tornar cada vez menos pronunciado até desaparecer com o avanço das fases construtivas.

Conclusões ainda mais pertinentes se podem tirar do exame da Figura 10.9 que diz respeito, agora para os quatro cálculos, à percentagem mobilizada nas faces de contacto da cortina com o maciço suportado (designada como face de "trás") e com o solo subjacente à escavação (face da "frente"). De imediato se pode apreender a razão porque a resistência lateral não foi considerada no seu conjunto.

Na face da frente a resistência mobilizada cresce pra-

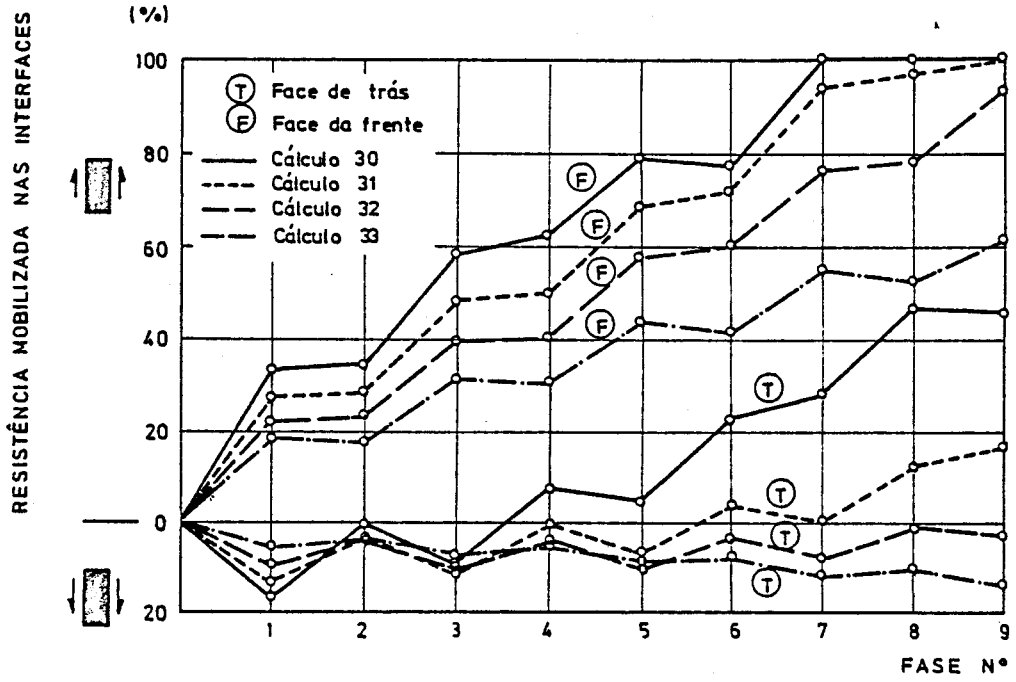


Fig. 10.9 - Mobilização da resistência lateral (cálculos 30 a 33)

ticamente da primeira à última fases nos quatro casos, atingindo valores tanto mais elevados, tal como na ponta, quanto menor é a altura enterrada. Importa sublinhar que altas percentagens da resistência ao corte podem ser mobilizadas naquela face sem que para tal sejam necessários assentamentos significativos. O mais expressivo exemplo diz respeito ao cálculo com a cortina encastrada, em que, concluida a escavação, o integral das tensões tangenciais na face referida representa 60% da respectiva resistência. Outro aspecto curioso à cerca da mobilização da resistência lateral em frente reside no facto de os maiores acréscimos se verificarem nas fases de escavação. Duas razões contribuem para isso: i) nessas fases, devido à redução da superfície de contacto da cortina com o solo, a resistência total diminui; ii) mas, ainda que esta se mantivesse constante aquela percentagem cresceria, já que cresce também a força tangencial total, porque o solo experimenta um levantamento associado à remoção de parte das terras sobrejacentes.

Aspecto porventura surpreendente é a evolução das forças tangenciais na face de trás da parede. Nos cálculos com maior altura enterrada, e em especial no caso em que o pé da parede está fixo à fronteira inferior da malha (cálculo 33),

a força tangencial desenvolvida no contacto com o maciço suportado é dirigida para baixo, o que significa que aquele maciço experimenta um assentamento superior ao da própria cortina; esta está assim submetida a duas forças tangenciais de sentido oposto nas faces em que contacta com o solo. No cálculo com menor altura enterrada (cálculo 30), por seu turno, depois de nas primeiras fases se mobilizarem tensões tangenciais também dirigidas para baixo, já que é ainda elevada a resistência lateral na face oposta e a carga vertical aplicada pelas ancoragens nula ou reduzida, elas invertem o seu sentido com o progresso da escavação, sendo, contudo, importante salientar que apesar do extremamente elevado assentamento da parede (144 mm) tais tensões não chegam a representar sequer 50% da resistência na interface respectiva. No cálculo 31 denota-se um comportamento intermédio entre os casos extremos analisados; a força tangencial só passa a ser dirigida para cima a partir da fase 6 e a percentagem máxima mobilizada no fim da escavação é somente de 16%, apesar de o assentamento da cortina ser já considerável (40 mm).

Ao contrário do que se passa do lado oposto, na face em causa os acréscimos na mobilização de forças tangenciais de sentido ascendente ocorrem em especial nas fases de pré-esforço, fases em que a cortina é obrigada a deslocar-se contra o maciço suportado, em que os assentamentos deste diminuem, e em que, por seu turno, a cortina assenta devido à componente vertical do pré-esforço aplicado.

A razão da impossibilidade de desenvolvimento de grandes forças tangenciais na interface posterior em oposição ao assentamento da parede, apesar deste atingir valores extremamente elevados, está certamente relacionada com o tipo de movimento que caracteriza a rotura por falta de capacidade de carga. Como atrás se verificou, tal rotura não se manifesta exclusivamente por um assentamento exagerado da cortina; em associação com aquele ocorre um movimento lateral, da mesma ordem de grandeza, de encontro à escavação. Esse movimento permite que, por sua vez, o maciço suportado sofra assentamentos igualmente elevados, acompanhando a cortina, não se verificando na interface posterior os deslocamentos relativos indispensáveis para o desenvolvimento de tensões tangenciais que correspondam a elevadas parcelas da resistência ao

corte. Extremamente significativo a tal respeito é o que se passa na interface em questão nas duas últimas fases no cálculo com menor altura enterrada: na oitava fase estão mobilizados 46% da resistência para um assentamento de 66 mm; apesar de o assentamento crescer na face seguinte quase 80 mm, a percentagem da resistência ao corte mobilizada desce para 45%, porque em simultâneo com aquele assentamento a cortina se desloca cerca de 70 mm de encontro à escavação.

Curiosamente, os ensaios em modelo reduzido realizados por Plant (1972) forneceram indicações muito semelhantes. Dos resultados publicados pode verificar-se que nos ensaios em que a escavação num maciço arenoso de ângulo de atrito igual a 37° era levada até uma profundidade igual à altura da cortina ancorada, ocasionando movimentos do tipo dos obtidos nos cálculos 30 e 31 (Figura 10.4), o máximo ângulo de atrito mobilizado na face de contacto da parede com o maciço suportado foi de apenas, aproximadamente, 11°.

Pode assim compreender-se porque nos dois primeiros casos apresentados por Broms e Stille (1976), aliás de forma análoga ao cálculo 31 (com altura enterrada de 3,2 m), ocorreram roturas ou comportamentos pouco satisfatórios apesar de a resistência lateral ser superior à resultante das componentes verticais dos pré-esforços das ancoragens.

Haverá portanto que distinguir entre a resistência lateral total e a resistência mobilizável, isto é, aquela que pode contribuir para o equilíbrio da solicitação vertical sem que tal contribuição exija a ocorrência de grandes assentamentos. Parece claro, pelo menos em casos semelhantes ao estudado, que a resistência lateral mobilizável é apenas a resistência na face de contacto da parede com o solo do lado da escavação. Desta forma, no cálculo 31 o comportamento é ainda deficiente porque apesar de a razão da resistência lateral total pela solicitação ser de 1,35, a resisqência lateral mobilizável corresponde apenas a 35% da mesma solicitação. Já no cálculo 32 o comportamento passa a ser excelente, porque ao aumentar a altura enterrada para 7,8 metros a resistência lateral mobilizável passa a representar 90% da resultante das componentes verticais dos pré-esforços.

10.2.2.3 - AS DIFERENÇAS ENTRE O CARREGAMENTO VERTICAL DE UMA CORTINA E DE UMA FUNDAÇÃO PROFUNDA

Com o intuito de pôr em destaque as diferenças entre o carregamento vertical de uma fundação profunda e de uma cortina ancorada, efectuou-se, aproveitando a mesma malha de elementos finitos, um cálculo (que no Quadro 10.II se designa por 34) em que uma barreta de desenvolvimento infinito, com espessura igual à da parede moldada considerada anteriormente, a mesma altura total que esta assume no cálculo 31 (13,2 m), inserida no mesmo maciço, é solicitada em quatro incrementos por cargas iguais às componentes verticais dos pré-esforços das quatro ancoragens.

Na Figura 10.10 mostram-se os diagramas que relacionam as cargas verticais aplicadas com os deslocamentos, segundo a mesma direcção, da cortina (no cálculo 31) e da barreta. No diagrama relativo à cortina o número de pontos é duplo pois se representam igualmente os resultados relativos às fases de escavação, em que variando os esforços nas ancoragens, varia também a solicitação vertical total.

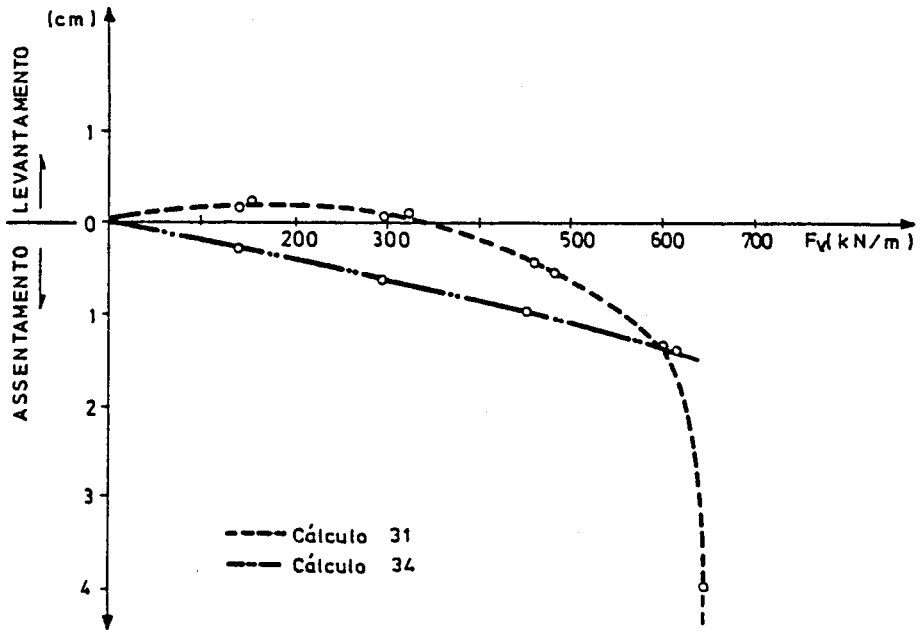


Fig. 10.10 - Diagramas solicitação vertical-assentamentos (cálculos 31 e 34)

O diagrama de carga da barreta é praticamente linear, aumentando os assentamentos com o crescimento da solicita -

ção, mas não se notando ainda sinais significativos de rotura no maciço. Por outro lado, no caso da cortina, após um muito ligeiro levantamento nos dois primeiros incrementos, o assentamento é ainda, no terceiro, muito pequeno, mas sofre depois um aumento brusco no incremento seguinte, atingindo um valor quase triplo do assentamento máximo experimentado pela barreta, para um valor da carga vertical ainda cerca de 30% inferior à da respectiva resistência lateral total.

Na Figura 10.11 representam-se as percentagens da força aplicada à parede equilibradas pela resistência nas interfaces da frente e de trás e pela resistência de ponta ao longo das fases construtivas estudadas no cálculo 31 e no ensaio da barreta (neste caso as faces laterais designam-se por A e B). Os quatro incrementos de que constou este ensaio incluem-se na figura nas posições correspondentes às fases de pré-esforço da análise da cortina ancorada, pois se pretende ilustrar a comparação entre os aspectos citados do comportamento das duas estruturas para valores da força vertical aplicada sensivelmente iguais.

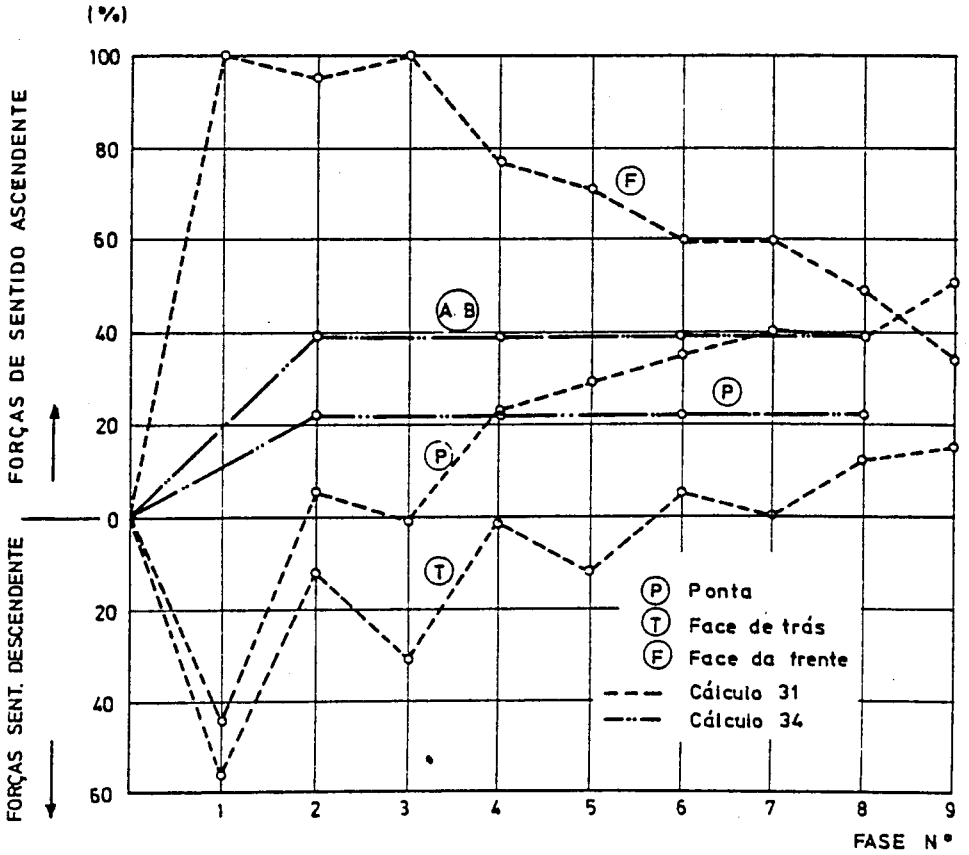


Fig. 10.11 - Fracções da solicitação vertical equilibradas na ponta e nas interfaces da estrutura com o maciço envolvente (cálculos 31 e 34)

Passando à análise da figura, no que respeita à barreta, verifica-se que as fracções da solicitação equilibradas nas duas faces laterais são rigorosamente iguais, não variam ao longo do carregamento, e com elas a própria percentagem absorvida pela resistência de ponta, o que é resultado de a força aplicada ser ainda bastante menor do que a resistência lateral. Outro aspecto interessante, e que é característico em fundações profundas flutuantes, refere-se ao facto de 80% da solicitação serem equilibrados pela resistência lateral.

O que se passa com a parede ancorada é completamente diferente. Dado que, como já foi assinalado, nas fases iniciais a tensão vertical na ponta decresce relativamente ao estado de repouso e as forças tangenciais desenvolvidas na interface posterior têm sentido descendente, as forças mobilizadas na face da frente equilibram 100% da solicitação. Com o progresso da construção, fruto da redução na resistência nesta face e do aumento da solicitação vertical associada ao pré-esforço das ancoragens, as parcelas equilibradas na ponta e na face de trás vão crescendo, enquanto o contrário acontece na interface com o maciço do lado da escavação. Concluída esta, as percentagens equilibradas à frente, atrás e na ponta são, respectivamente, 34., 15 e 51%. Nota-se, assim, a grande importância que acaba por assumir a resistência de ponta, em contraste com o caso da barreta, o drástico decréscimo sofrido pela fracção equilibrada na frente e, o que é muito importante, o extremamente reduzido contributo da força desenvolvida atrás para o equilíbrio da solicitação.

A Figura 10.12 é análoga à figura anterior e diz respeito aos cálculos 30 e 32. No primeiro dos cálculos citados o comportamento é semelhante ao do cálculo 31 analisado anteriormente (Figura 10.11). A percentagem equilibrada na face da frente, que é de início 100%, devido à reduzida altura da cortina decresce rapidamente, anulando-se na fase final, em que aquela se anula também. A resistência de ponta é assim obrigada a desempenhar um papel preponderante ao equilíbrar no final 66% da solicitação vertical. Em contraste, no cálculo 32, devido à grande resistência lateral da face da frente, aí são equilibrados 72% da solicitação total, sendo os restantes 28% transmitidos à ponta (pouco mais, note-se,

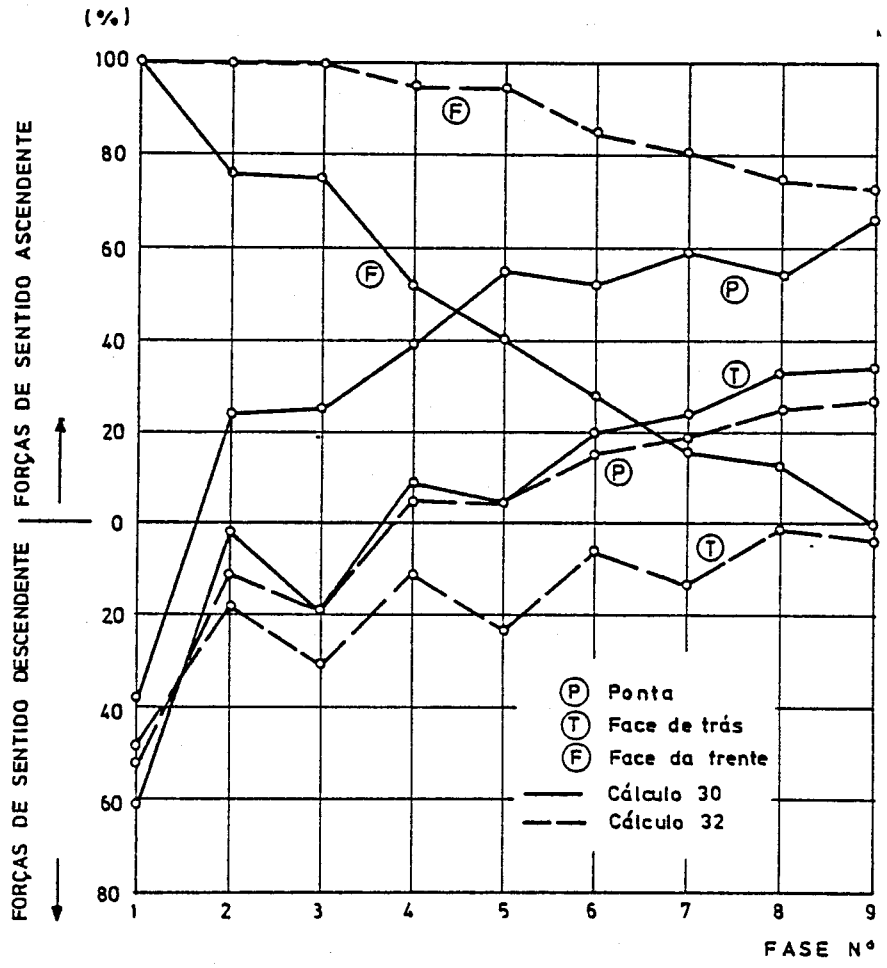


Fig. 10.12 - Fracções da solicitação vertical equilibradas na ponta e nas interfaces da estrutura com o maciço envolvente (cálculos 30 e 32)

que no caso da barreta), já que as tensões tangenciais desenvolvidas na face de trás se mantêm ao longo de todo o processo construtivo com sentido descendente.

10.2.3 - A IMPORTÂNCIA DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS ELEMENTOS DE JUNTA

Já que os resultados discutidos anteriormente poêm em destaque a impossibilidade de mobilizar elevadas percentagens da resistência ao corte na interface posterior, entendeu-se que seria pertinente esclarecer em que medida esse facto depende das características mecânicas admitidas para os elementos finitos de junta.

Ou seja, responder às seguintes interrogações:

- se a rigidez tangencial daqueles elementos fôr muito maior do que a admitida nos cálculos analisados, será possível uma mobilização significativamente superior da resistência lateral, logo um comportamento mais satisfatório do sistema?

- se a resistência ao corte dos elementos de junta, que foi considerada igual à resistência não drenada do solo, fôr inferior a esta, de que forma será afectado o comportamento da cortina e do maciço?

Para isso considerou-se novamente a cortina com a altura enterrada de 3,2 m no fim da escavação (cálculo 31) alterando-se os parâmetros relativos aos elementos de junta de modo que num dos cálculos a sua rigidez tangencial aumentasse de 30 vezes (cálculo 31A) e que noutro (cálculo 31B) a sua resistência decrescesse 50% (ver Quadro 10.11).

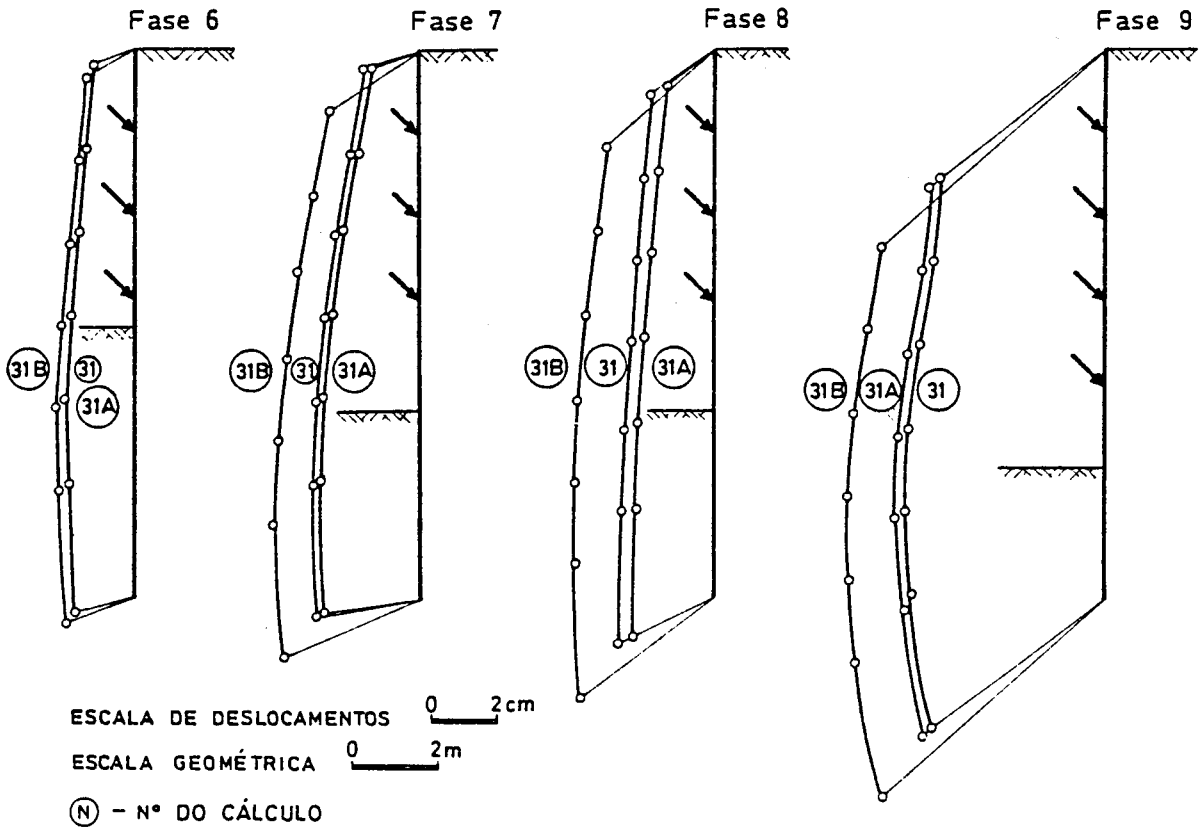


Fig. 10.13 - Deslocamentos da cortina (cálculos 31, 31A e 31B)

Os deslocamentos da parede nas quatro últimas fases resultantes dos três cálculos citados constam na Figura 10.13.

Os resultados expressos parecem indicar que o aumento considerado na rigidez tangencial dos elementos de junta não afecta significativamente o comportamento da cortina, sendo, no cálculo 31A, o desvio máximo registado nas duas componentes dos deslocamentos daquela, relativamente às componentes homólogas resultantes do cálculo 31, de apenas 12%.

A Figura 10.14,de que consta a evolução da mobilização das duas componentes da resistência lateral, mostra que,efectivamente, a força desenvolvida na interface posterior é praticamente igual nos dois cálculos, podendo notar-se, inclusivamente, que os menores deslocamentos registados até à fase 8 no cálculo 31A são devidos à acção da maior força gerada na face oposta.

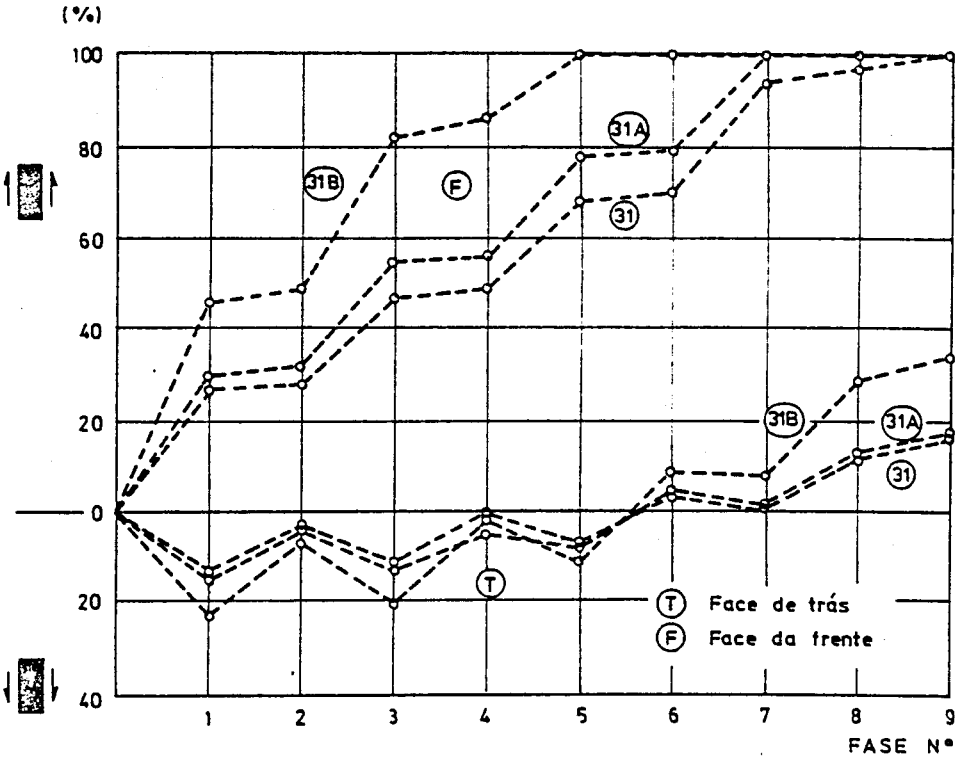


Fig. 10.14 - Mobilização das componentes da resistência lateral (cálculos 31, 31A e 31B)

Parece evidente, por outro lado, que a resistência dos elementos de junta desempenha uma maior importância, embora não tão grande quanto se poderia supôr, já que a alteração

considerada no cálculo 31B acarreta a redução da resistência lateral a 50% do valor por ela assumido nos outros dois cálculos em análise. Será ainda curioso notar que tais diferenças não manifestam um continuado crescimento com o progresso da construção, verificando-se na última fase uma tendência para a reaproximação dos comportamentos que nas duas fases anteriores se tinham distanciado. Este aspecto merece atenção porque é resultado da diferença, já atrás posta em destaque, entre o comportamento de uma cortina ancorada e o de uma fundação profunda solicitada por cargas verticais.

Aceita-se, de facto, que até à fase 5 a resistência dos elementos de junta não afecte sensivelmente o comportamento do sistema, pois até aí a solicitação vertical é ainda reduzida e a resistência lateral mobilizável superior a essa solicitação em todos os casos. Estando na fase 6, no cálculo 31B, totalmente mobilizada a resistência ao corte na face da frente, compreende-se que a partir daí o comportamento da cortina comece a diferenciar-se relativamente aos dois outros cálculos. Mas nestes, com o progresso das fases construtivas, a resistência lateral acaba também por esgotar-se, crescendo em consequência a parcela da solicitação equilibrada pela ponta. Tal não se passa, porém, sem que ocorram grandes assentamentos, que na última fase, em que a resistência na face da frente já praticamente se esgotou nos três casos, passam a ser muito próximos, tendendo portanto a atenuar as diferenças que anteriormente se tinham esboçado. Assim, as diferentes características mecânicas dos elementos de junta, nomeadamente a sua resistência, não efectam drásticamente o comportamento da cortina porque nas fases mais adiantadas a parcela da solicitação equilibrada pelas tensões tangenciais desenvolvidas naqueles elementos é diminuta. Tudo isto, importa sublinhar, devido ao facto de na interface posterior ser impossível mobilizar forças tangenciais importantes.

Para comparação com o que se passa com uma fundação profunda solicitada por cargas verticais, retomou-se o caso do ensaio da barreta de desenvolvimento infinito, de altura igual à da cortina no cálculo 31, considerando-se também diferentes características para os elementos de junta. No Quadro 10.III incluem-se as referências dos cálculos efectuados com o objectivo citado, juntamente, para cada um deles, com as caracte-

rísticas admitidas para os elementos de junta e o valor da resistência lateral total.

QUADRO 10. III

Cálculo	Resistência dos elementos de junta	Deslocamento tangencial correspondente à rotura (mm)	Resistência lateral total (kN/m)
35	c_u	3	1240
35A	c_u	0.1	1240
35B	0.5 c_u	1.5	620

O carregamento foi efectuado em quatro incrementos de, por ordem de aplicação, 550, 250, 150 e 100 kN/m, totalizando 1050 kN/m, valor 70% superior ao somatório das componentes verticais dos pré-esforços das ancoragens, já que é também superior (em 50%) a resistência lateral relativamente ao cálculo da cortina ancorada com igual altura, e interessava, logicamente, avaliar a importância dos parâmetros admitidos para a definição do comportamento mecânico dos elementos de junta num problema em que aqueles fossem solicitados em elevados níveis de tensão.

Os diagramas de carga para os três cálculos citados constam da Figura 10.15. Os diagramas respeitantes aos cálculos com maior resistência dos elementos de junta exibem uma muito reduzida curvatura, sinal de que o comportamento é ainda essencialmente elástico; o diagrama correspondente ao cálculo 35B, pela sua acentuada curvatura a partir do segundo incre-

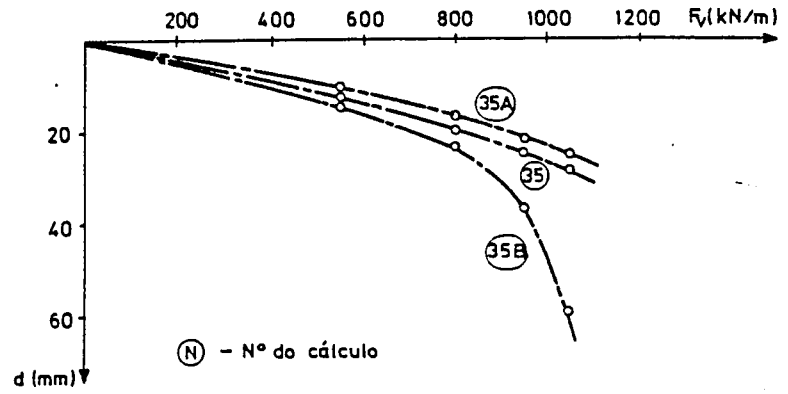


Fig. 10.15 - Diagramas solicitação vertical-assentamentos (cálculos 35, 35A e 35B)

mento, revela que a capacidade de carga está já praticamente esgotada. Por outro lado, pode ainda notar-se que no problema estudado a rigidez dos elementos de junta não desempenha papel relevante, já que o comportamento da barreta nos dois primeiros cálculos é bastante semelhante.

Na Figura 10.16a representam-se, para os cálculos 35 e 35B, as percentagens da força total equilibradas em cada incremento pelas resistências lateral e de ponta. O primeiro daqueles cálculos revela um comportamento típico duma fundação profunda flutuante ainda longe da carga de rotura: a maior parte da solicitação é equilibrada pela resistência lateral e as parcelas da solicitação equilibradas por aquela resistência e pela de ponta mantêm-se sensivelmente constantes. No cálculo 35B, pelo contrário, a parcela transmitida à ponta cresce do primeiro ao último incrementos, pelo facto de mais cedo se esgotar a resistência lateral, como se pode verificar pelo exame da Figura 10.16b.

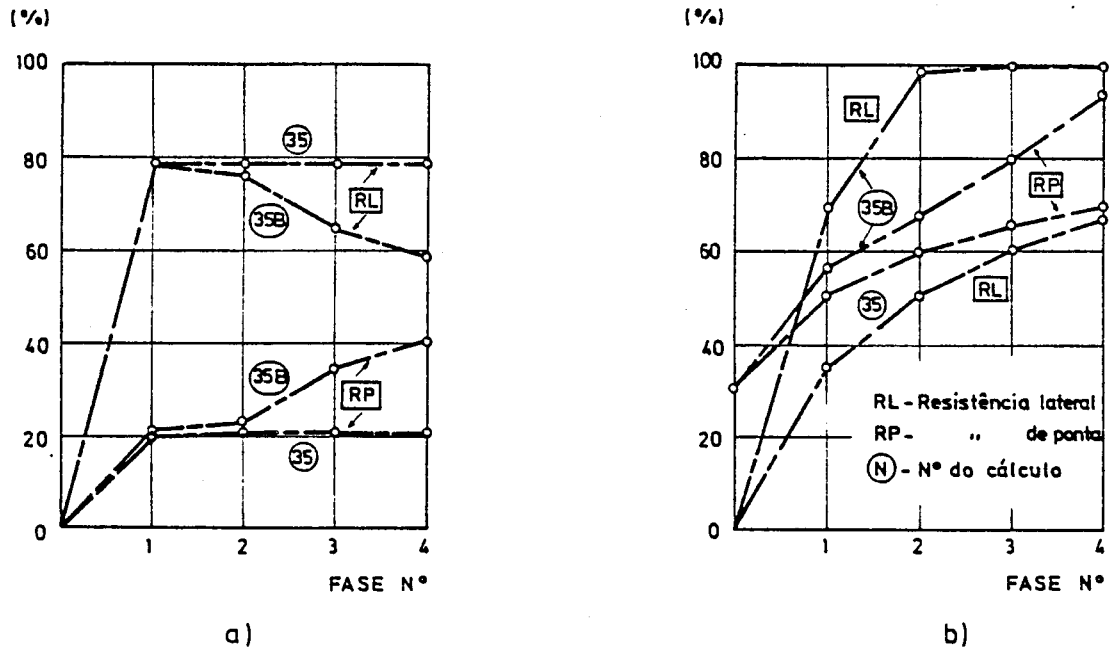


Fig. 10.16 - Cálculos 35 e 35B: a) Fracções da solicitação vertical equilibradas pelas resistências lateral e de ponta; b) mobilização das componentes da capacidade de carga

Em resumo, numa fundação profunda flutuante submetida a cargas verticais, e ao contrário do que se passa com as cortinas associadas a ancoragens inclinadas:

a) a resistência nas duas faces laterais é mobilizada em percentagens iguais com a aplicação da solicitação;

b) a resistência lateral pode ser esgotada sem que ocorram assentamentos exagerados (veja-se 23 mm no cálculo 35B);

c) a resistência de ponta só é mobilizada em altas percentagens após a resistência lateral estar esgotada, e aquela mobilização faz-se à custa de assentamentos extremamente elevados (este último aspecto é, aliás, comum ao comportamento das cortinas ancoradas);

d) a resistência das interfaces entre a estrutura e o maciço envolvente tem uma influência determinante no comportamento global da estrutura porque nesse comportamento a resistência lateral é igualmente muito importante.

10.2.4 - MEDIDAS DESTINADAS A MELHORAR O COMPORTAMENTO DO SISTEMA

Neste ponto contemplam-se alguns estudos complementares dos atrás efectuados tendentes a pôr em relevo algumas medidas que poderão ser adoptadas para, em casos em que sejam deficientes as condições de apoio da parede às cargas verticais, assegurar o comportamento satisfatório do sistema.

Em complemento com o cálculo 30 (Figura 10.3) consideraram-se duas outras alternativas que se designam no Quadro 10.II por 30A e 30B. A alteração relativa ao cálculo 30A consistiu na substituição do quarto nível de ancoragens por um nível de escoras com igual espaçamento na horizontal e de pré-esforço igual à componente horizontal do pré-esforço das ancoragens citadas; as escoras são constituídas por perfis metálicos GREY DIN 22 mas ao elemento delas representativo foi

atribuida uma rigidez igual a 20% da respectiva rigidez teórica. No cálculo 30B, por sua vez, foi pura e simplesmente suprimido o quarto nível de ancoragens.

O comportamento nas sete primeiras fases construtivas é, assim, comum aos três cálculos (30, 30A e 30B). A última fase construtiva no cálculo 30B, a escavação de 8,6 para 10,0 m de profundidade, continuará a ser designada por fase 9 para mais fácil comparação com as fases similares dos dois restantes cálculos.

A Figura 10.17 ilustra a grande eficácia do último nível de escoras na redução dos movimentos da cortina. Com efeito, repare-se que já na instalação do terceiro nível de ancoragens (fase 6, Fig. 10.4a) se detecta um comportamento deficiente associado à reduzida capacidade de carga: o pré-esforço daquele nível acarreta um assentamento da parede de 12 mm e (por isso mesmo) reduz muito pouco as componentes horizontais dos deslocamentos daquela. Por seu turno, o último

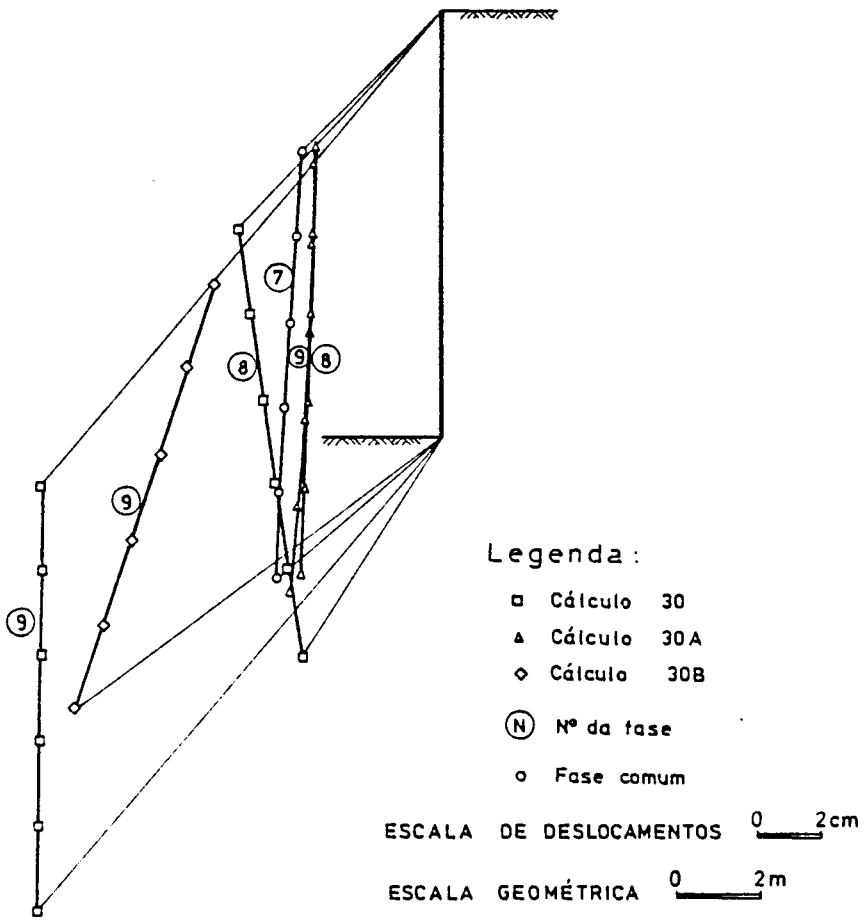


Fig. 10.17 - Deslocamentos da cortina (cálculos 30, 30A e 30B)

nível de escoras, reduz mais significativamente os desloca - mentos laterais da cortina sem provocar qualquer assentamento. Verifica-se, por outro lado, que apesar de o escoramento funcionar com 20% da rigidez teórica, os movimentos aumentam da oitava para a nona fases apenas muito ligeiramente; interessante é notar que o maior acréscimo nos movimentos se verifica na vertical, devido à anulação da resistência lateral na face da frente da cortina. Os deslocamentos finais relativos ao cálculo 31B têm apenas o interesse de evidenciar que o quarto nível de ancoragens, para a altura enterrada da cortina que foi considerada, é inteiramente prejudicial.

Na Figura 10.18 mostram-se os movimentos finais da cortina e do terrapleno obtidos nos três casos. As diferenças são notáveis apesar de sete das nove fases construtivas serem comuns.

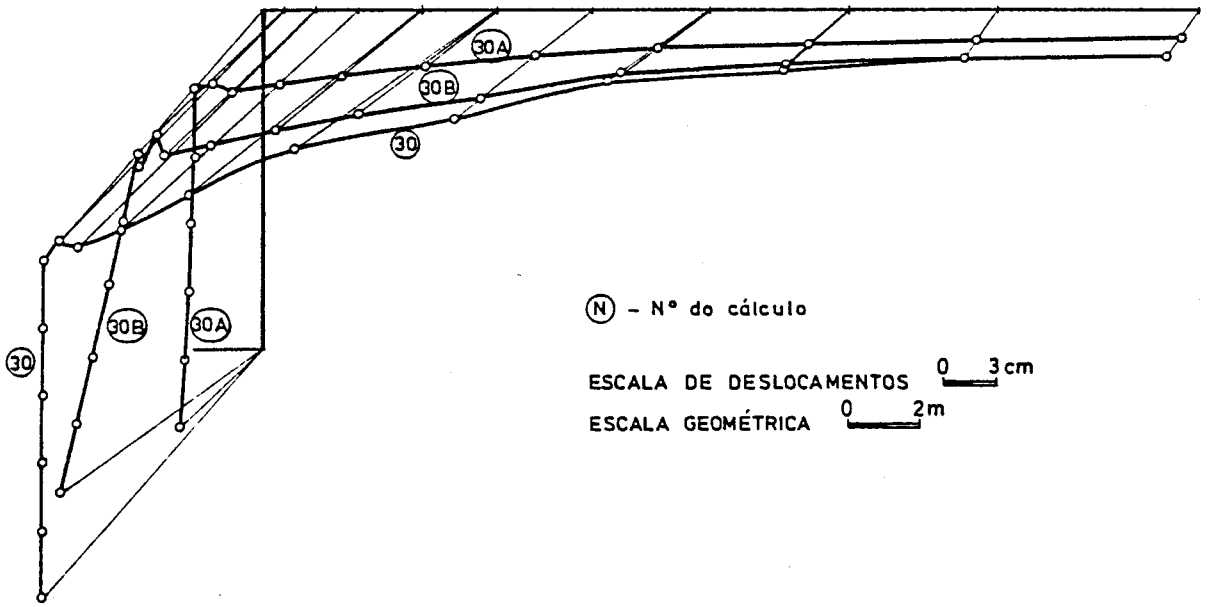


Fig. 10.18 - Deslocamentos finais da cortina e do terrapleno (cálculos 30, 30A e 30B)

A eficiência da substituição do quarto nível de ancoragens por escoras está bem patente no que se refere à evolução, representada na Figura 10.19, do nível de tensão nos elementos da ponta, por um lado, e na interface posterior, por outro. Particularmente importante é notar que no cálculo 30A a percentagem mobilizada da resistência naquela face cresce na fase 8 (fase em que o nível de escoras é pré-esforçado) a

pesar de nela não ter aumentado o assentamento da parede; na fase 9 a força desenvolvida na mesma interface sofre novo acréscimo, representando 41% da resistência total, quando, no cálculo 30, na mesma fase, aquela percentagem é de apenas mais 4%, apesar de o assentamento da cortina ser 98 mm maior. Este resultado constitui mais uma evidência de que a causa da impossibilidade de mobilizar forças tangenciais elevadas na face de contacto da parede com o maciço suportado reside no tipo de movimento associado à insuficiente capacidade de carga do solo às forças verticais transmitidas pela cortina, movimento que a par de um assentamento extremamente elevado acarreta deslocamentos laterais da mesma ordem de grandeza para a escavação. No cálculo 30A, o facto de o escoramento reduzir drasticamente os deslocamentos horizontais, oferece a possibilidade de o movimento da cortina ser essencialmente vertical; mas tal movimento acarreta automaticamente a mobilização de tensões tangenciais na interface em questão, que por sua vez obstam ao seu progresso.

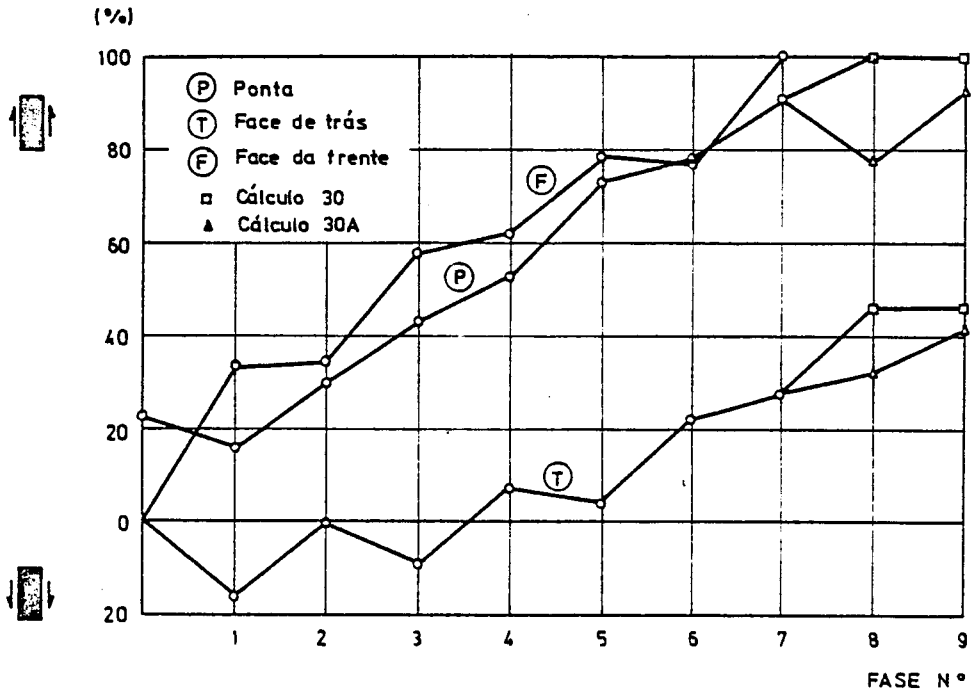


Fig. 10.19 - Mobilização das componentes da capacidade de carga (cálculos 30 e 30A)

Os resultados citados põem em relevo uma forma extremamente eficiente de, numa situação imprevista, garantir o comportamento satisfatório do sistema. De facto, não são raros

os casos em que se verificam importantes alterações ao pro - jecto inicial que obrigam, com a cortina já construida, a le var a escavação a uma profundidade superior à prevista. Me - nos invulgar será ainda o caso de, ao aplicar o pré-esforço de determinando nível de ancoragens, se detectarem os sinais típicos da insuficiente capacidade de carga do maciço às com ponentes verticais dos esforços instalados. Os resultados a- presentados indicam que a inserção de um nível de escoras em adição ou substituição dos níveis de ancoragens projectados pode resolver cabalmente o problema daquela forma colocado.

Relativamente ao cálculo 31 (cortina com 3,20 m de altura enterrada no fim da escavação) consideraram-se duas alterações, referidas no Quadro 10.II, e que consistiram na redução dos pré-esforços das ancoragens a 75% (cálculo 31C) e a 25% (cálculo 31D) dos valores inicialmente adoptados.

A Figura 10.20, em que se representam os deslocamentos finais da parede e do terrapleno nos três cálculos, mostra

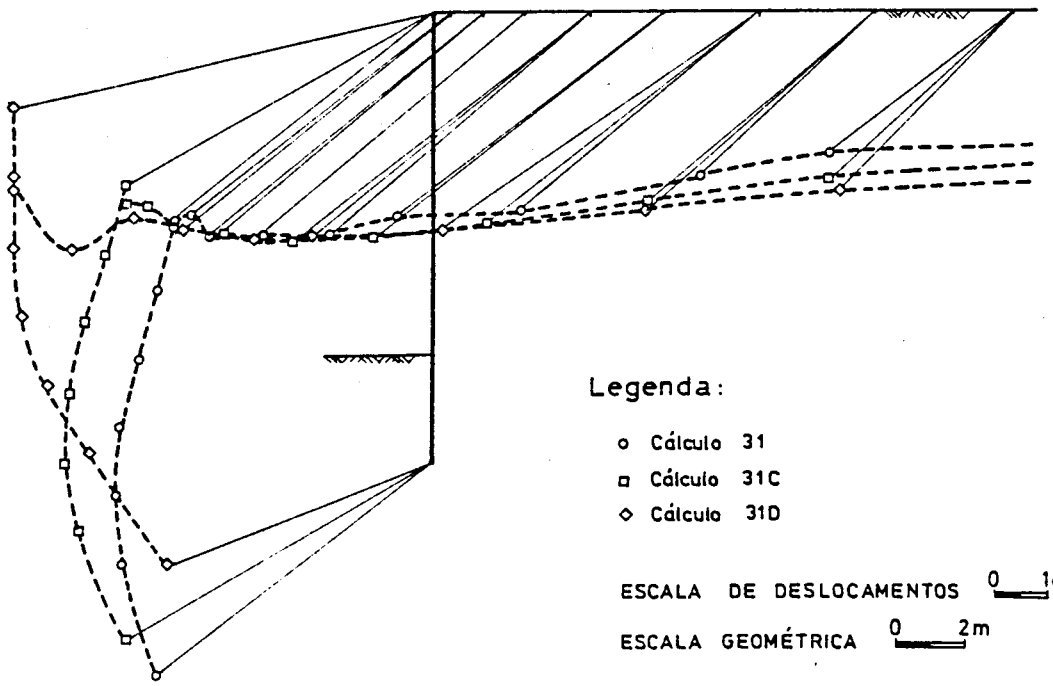


Fig. 10.20 - Deslocamentos finais da cortina e do terra pleno (cálculos 31, 31C e 31D)

que a redução do pré-esforço das ancoragens reduz o assentamento da cortina mas aumenta, em simultâneo, as componentes horizontais dos seus deslocamentos. Como tais variações têm

efeitos contraditórios nos assentamentos da superfície,os valores máximos destes são bastante próximos nos três casos.No entanto, o nível de pré-esforço adoptado no cálculo 31 pode ainda considerar-se o mais adequado dos três porque a componente horizontal dos deslocamentos do terrapleno depende da componente homóloga dos deslocamentos da cortina, que se reduz com o crescimento do pré-esforço.

A evolução da mobilização das componentes da capacidade de carga para os cálculos 31 e 31D em análise consta da Figura 10.21. Merece especial referência, mais uma vez, aquilo que se passa na interface posterior da parede moldada no cálculo 31D, em que a força tangencial desenvolvida se mantém constantemente com sentido descendente atingindo no final 22% da respectiva resistência, apesar de então o assentamento da cortina ser já de 19 mm. Tão elevada percentagem, note-se, não chega a ser atingida no mesmo sentido em qualquer outro cálculo, mesmo nas fases iniciais, ou no caso em que o pé da parede se considerou fixo na fronteira inferior da malha de elementos finitos. Constata-se, pois, que o maciço suportado pode transmitir à cortina uma força de sentido descendente,mesmo em casos em que a fundação da estrutura não seja realiza-

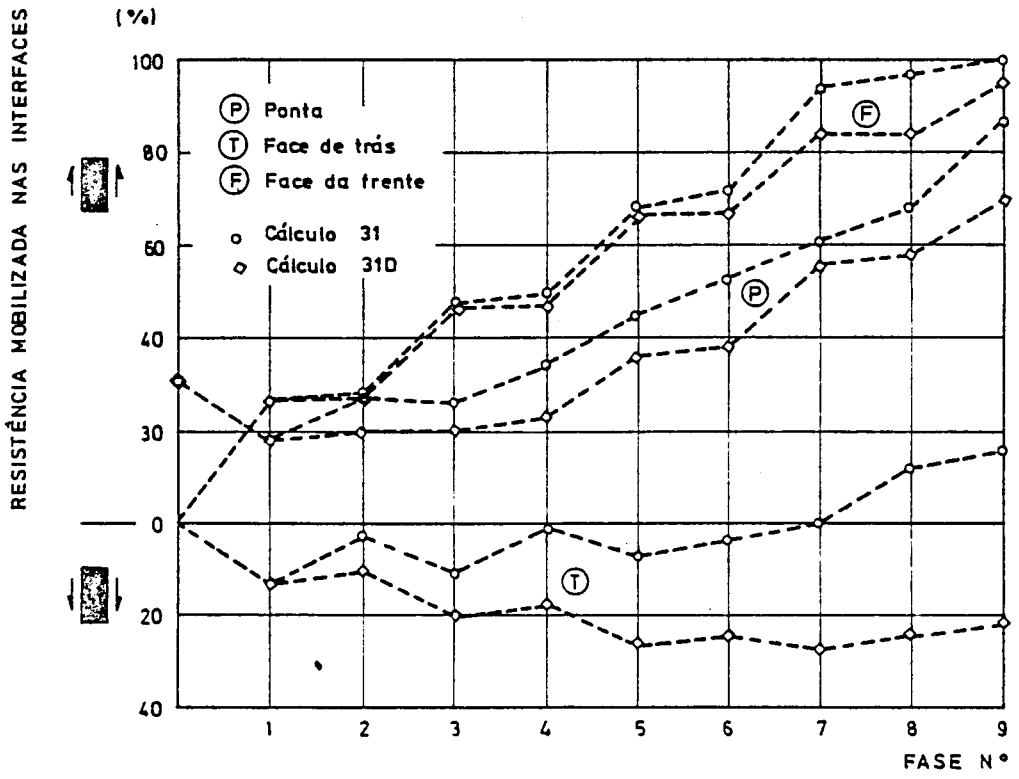


Fig. 10.21 - Mobilização das componentes da capacidade de carga (cálculos 31 e 31D)

da num estrato rijo nem é grande a altura enterrada. Para que tal aconteça bastará que a cortina experimente elevados deslocamentos segundo a horizontal, o que corrobora a tese, já largamente discutida, àcerca das causas da impossibilidade de mobilização de importantes forças tangenciais de sentido ascendente na interface posterior na rotura por falta de capacidade de carga.

10.3 - CONCLUSÕES

O estudo pelo método dos elementos finitos de uma cortina associada a ancoragens inclinadas não fundada numa formação rija apresenta-se cheio de interesse, já que existem indícios claros àcerca da inadequação dos métodos de avaliação da capacidade de carga do maciço às forças verticais a ele transmtidas, inadequação que se tem repercutido em roturas ou comportamentos pouco satisfatórios.

Os resultados obtidos reproduzem, confirmam e completam de forma francamente positiva o comportamento detectado nas obras que sofreram rotura e resultados dispersos provenientes de ensaios em modelo reduzido. O método dos elementos finitos mostra-se, assim, uma via de investigação muito poderosa, mas nem por isso deixa de ser fundamental que os resultados dele obtidos sejam, por via de regra, postos em confronto com outros provenientes da teoria, da experimentação e da observação das obras. A excelente concordância com os aspectos do comportamento detectado em obra e em ensaios em modelo permite pensar que a adopção do modelo hiperbólico para a representação do comportamento mecânico do maciço não terá posto em causa, no essencial, a validade das conclusões que a seguir se procurarão resumidamente enunciar.

A primeira e mais importante de todas elas é que o problema da capacidade de carga é radicalmente diferente numa cortina ancorada e numa fundação profunda. Este facto tem como consequência que os métodos generalizadamente empregues para o cálculo da capacidade de carga de paredes ancoradas, que implicitamente admitem que tais problemas são semelhantes, não podem deixar de ser considerados inapropriados. Embora tais

métodos sejam habitualmente usados em complemento com coeficientes de segurança relativamente elevados, deve ser notado que estes não devem servir para ter em conta modelos mentais incorrectos mas tão só incertezas na avaliação dos parâmetros do solo e a sua não linearidade.

O comportamento associado à deficiente capacidade de carga do solo às forças verticais que lhe são transmitidas pela estrutura manifesta-se não só por elevados assentamentos da mesma, mas ainda por deslocamentos horizontais, da mesma ordem de grandeza, de encontro à escavação. Os esforços nas ancoragens tendem simultaneamente a sofrer substanciais reduções, enquanto a superfície do terreno experimenta também elevados assentamentos assumindo uma forma grosseiramente convexa. O tipo de movimento indicado para a cortina, nomeadamente a sua considerável componente horizontal, não permite que na interface da estrutura com o maciço suportado ocorram os deslocamentos relativos indispensáveis para que nela se desenvolvam forças tangenciais que contribuam significativamente para o equilíbrio da solicitação.

Na interface da parede com o maciço subjacente à escavação, pelo contrário, os movimentos relativos são elevados devido ao levantamento do solo associado ao alívio de tensões; em consequência, a mobilização da resistência naquela interface ocorre em altas percentagens mesmo sem significativos assentamentos da cortina.

Assim, ao contrário do que é típico em fundações profundas carregadas verticalmente, são muito diferentes as contribuições das forças tangenciais mobilizadas em cada interface para o equilíbrio da solicitação. Ainda pela mesma razão, a contribuição da resistência de ponta, que nas fundações profundas é diminuta, ganha nas cortinas ancoradas uma importância considerável, embora a sua mobilização exija assentamentos que na maior parte dos casos serão incomportáveis.

Sendo diminuta a contribuição da resistência lateral na interface posterior, e não sendo possível mobilizar a resistência de ponta sem grandes assentamentos, o aumento da altura enterrada, ao aumentar automaticamente a resistência lateral na face da frente da cortina, será uma das formas mais indicadas de garantir que o comportamento do sistema seja sa

tisfatório. Em alternativa, ou em complemento com o acréscimo da altura da parede, outras hipóteses susceptíveis de melhorar o comportamento citado foram ensaiadas, verificando-se que a substituição de um (o último, no caso estudado) nível de ancoragens por escoras é extremamente eficaz para atalhar o problema da insuficiente capacidade de carga do maciço, não só porque reduz a solicitação vertical, mas também porque, obstando, pela sua grande rigidez, a significativos deslocamentos laterais, favorece a mobilização das forças tangenciais na interface posterior.

Tendo em atenção tudo o que ficou exposto, julga-se não ser descabido afirmar que o cálculo da capacidade de carga será mais correcto caso seja feito de acordo com as seguintes indicações:

a) desprezar a resistência lateral na face de contacto da cortina com o maciço suportado, considerando como resistência mobilizável apenas a correspondente à face oposta;

b) estabelecer a altura enterrada de modo que a resistência lateral mobilizável corresponda a um valor entre 75% e 100% da solicitação vertical, consoante se trate de uma cortina de secção significativa, como uma parede moldada do tipo da considerada nos cálculos efectuados, ou de uma cortina de estacas-pranchas, em que a contribuição da resistência de ponta é desprezável;

c) o coeficiente de segurança a afectar a resistência mobilizável deve estar essencialmente relacionado com as dúvidas eventualmente existentes àcerca dos parâmetros de resistência do contacto entre o solo e a cortina, já que a mobilização praticamente integral da resistência na face da frente não exige assentamentos significativos.

CAPITULO 11

OBSERVAÇÃO E ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS DE UMA ESCAVAÇÃO SUPORTADA POR UMA PAREDE MOLDADA ANCORADA.

11.1 - INTRODUÇÃO

O estudo que seguidamente se apresenta (Matos Fernandes, 1982) diz respeito a uma grande escavação realizada na Rua D. Luis I em Lisboa para a construção de três pisos enterrados de um imóvel propriedade da Sociedade Estoril-Sol, SARL. O projecto e a execução da obra foram da responsabilidade da Empresa de Sondagens e Fundações Teixeira Duarte,Lda.

A Figura 11.1 mostra a planta da escavação, de forma aproximadamente trapezoidal, referenciada relativamente às ar

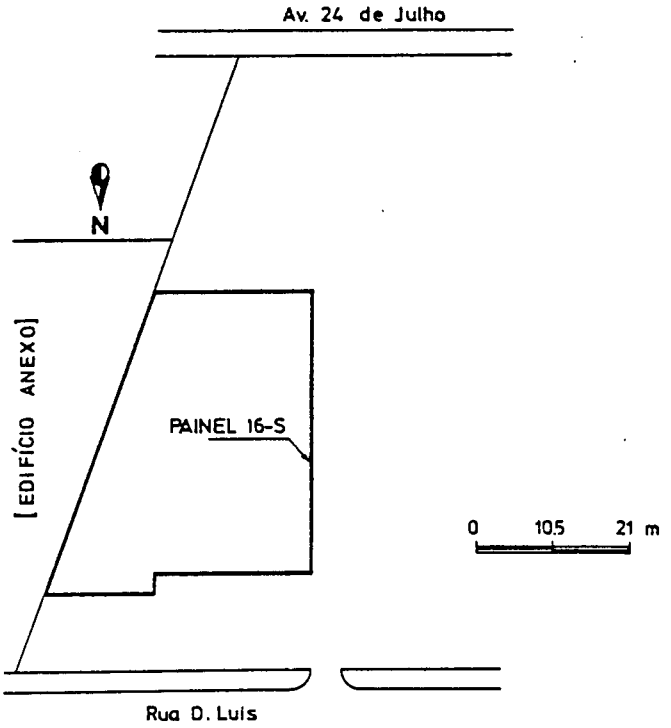


Fig. 11.1 - Planta da escavação

térias vizinhas. No lado Nascente, e adjacente ao perímetro da escavação, situava-se um edifício de cinco pisos, com estrutura porticada de betão armado, fundado em sapatas a cerca de 3,0 metros de profundidade. A Figura 11.2 inclui uma imagem da obra, colhida do terraço do edifício citado, quando a escavação se encontrava praticamente concluída.

Fig. 11.2 - Imagem da escavação quase concluída

As condições geotécnicas locais podem ser resumidamente descritas da forma seguinte:

a) até à profundidade aproximada de 4,5 metros existe uma camada de aterro, muito heterogéneo, constituído por solo de características essencialmente granulares, mas englobando também restos de demolições e de fundações de antigos edifícios; esta camada faz parte do chamado Aterro da Boavista, realizado por volta de 1860, e com o qual foram conquistadas ao Rio Tejo algumas áreas que hoje integram a zona ribeirinha da cidade;

b) dos 4,5 até uma profundidade variável entre os 9,5 e os 11,5 metros, ocorre um estrato de argila silto

sa média, normalmente consolidada, no qual aparecem a certos níveis grandes quantidades de conchas;

c) abaixo do estrato referido em b) aparece o bedrock constituido por margas do Miocénico.

O nível freático situa-se a cerca de 1,7 metros de profundidade.

A profundidade projectada para a escavação era de 10,0 metros, embora nos locais em que o estrato de argila se prolongava abaixo desse nível a escavação tenha sido levada até ao tecto do estrato margoso sobre o qual foi betonada a laje de fundo.

A estrutura de suporte projectada (Figura 11.3) consiste numa cortina de parede moldada de 0,6 metros de espessura, penetrando cerca de 2,0 metros no bedrock, complementada a 2,5 metros do topo por um nível de ancoragens, espaçadas na horizontal de 1,6 metros e pré-esforçadas de 600 kN. As ancoragens estão inclinadas de 35° relativamente à horizontal, têm um comprimento livre de 15,0 metros e um comprimento de selagem de 6,0 metros, sendo esta realizada nas formações margosas do Miocénico; a armadura respectiva é constituída por um feixe de cordões de aço de alta resistência com uma secção total de 4,95 cm^2.

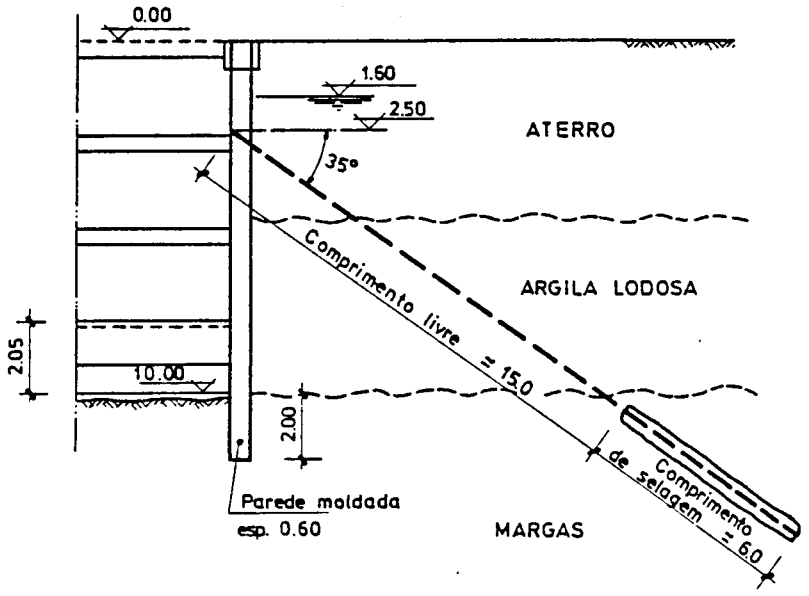


Fig. 11.3 - Corte na zona do painel instrumentado

11.2 - RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO

11.2.1 - MOVIMENTOS

Para a observação dos deslocamentos da cortina foram englobados três tubos inclinométricos no painel 16 da parede moldada (Figura 11.1).

Problemas relacionados com a programação da obra obrigaram a que as leituras iniciais de referência nos tubos inclinométricos fossem apenas efectuadas quando a profundidade da escavação era de 1,7 metros.

As observações relativas aos movimentos constam da Figura 11.4.

Os deslocamentos representados na Figura 11.4a referem-se à escavação até à profundidade de 2,9 metros, profundidade em que o fundo do corte serviu de plataforma para a construção e pré-esforço das ancoragens. A deformada da parede apresenta o aspecto que é típico na fase autoportante, isto é, deslocamentos crescendo quase linearmente da base ao topo.

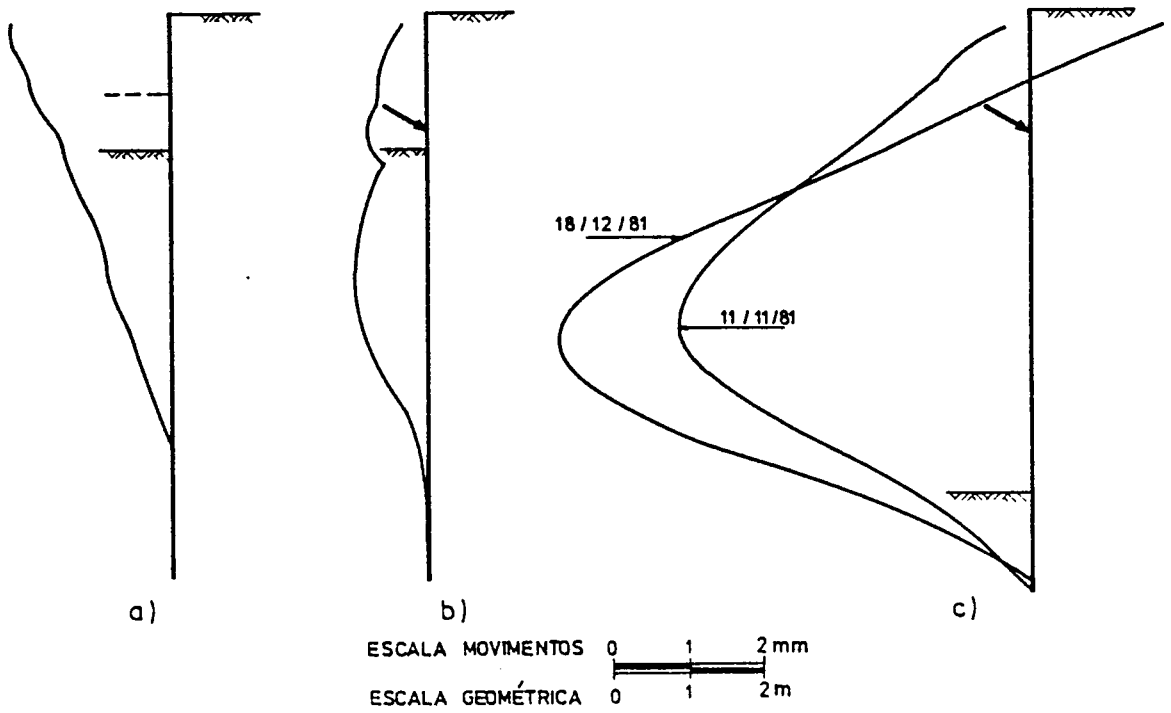


Fig. 11.4 - Movimentos observados na parede: a) escavação até 2,90 m (31/8/81); b) pré-esforço das ancoragens (8/10/81); c) escavação concluída (11/11/81 e 18/12/81)

A acção dos pré-esforços das ancoragens é ilustrada pela Figura 11.4 b; os deslocamentos associados à fase de escavação anterior sofrem reduções, anulando-se praticamente no topo da cortina.

A Figura 11.4c mostra os deslocamentos medidos no dia 11/11/81, quando a escavação atingiu a profundidade máxima (10,2 metros) junto ao painel instrumentado, bem como os medidos cinco semanas depois (18/12/81), quando ainda nenhuma das lages dos pisos enterrados estava construida. Na primeira daquelas datas os deslocamentos das duas extremidades da cortina são praticamente nulos, verificando-se entre os 6,0 e os 7,0 metros de profundidade o deslocamento máximo para a escavação de aproximadamente 7,5 milímetros. Na segunda leitura efectuada após a conclusão da escavação, pôde constatar-se o crescimento do deslocamento máximo, cuja grandeza atinge 10 milímetros; por outro lado, o topo da parede deslocou-se de encontro ao maciço suportado cerca de 3 milímetros.

Embora os deslocamentos observados não incluam os associados à escavação até à profundidade de 1,7 metros, deve sublinhar-se que a respectiva grandeza pode considerar-se muito reduzida, correspondendo o seu valor máximo a apenas 0,1 % da profundidade da escavação.

11.2.2 - ESFORÇOS NAS ANCORAGENS

Para a medição dos esforços nas ancoragens foram instaladas células dinamométricas de 3 cordas vibrantes nas cabeças das ancoragens 38,39 e 40 ligadas ao painel 16 da parede moldada. Porém, a célula instalada na última daquelas ancoragens, provavelmente devido a avaria sofrida na montagem, não funcionou, limitando por isso a dois o número de ancoragens cujos esforços puderam ser acompanhados.

Nas ancoragens instrumentadas o pré-esforço foi aplicado por escalões de 100kN, medidos na bomba de injecção de óleo no macaco; em simultâneo, os escalões de carga foram medidos nas células, que forneceram, aliás como é habitual, valores um pouco diferentes (Quadro 11.1). Imediatamente após a blocagem das ancoragens, novas leituras foram efectuadas,

QUADRO 11.I

ANCORAGEM Nº	ESFORÇOS NAS ANCORAGENS (kN)					
	6/10/81 (pré-esforço)		6/10/81 (após blocagem)	8/10/81	11/11/81	18/12/81
	Bomba	Célula	Célula	Célula	Célula	Célula
38	600	608	515	512	550	553
39	600	647	557	552	549	546
40	600	AVARIADA	—	—	—	—

agora apenas nas células, constatando-se decréscimos nos pré-esforços da ordem dos 90kN, cerca de 15%, portanto, do valor que se pretendia instalar. Dois dias depois, ainda com a escavação à mesma profundidade, detectaram-se novos decréscimos (ver Quadro 11.I), embora muito mais pequenos do que os anteriores, e que podem ser atribuidos à acomodação do maciço suportado e do maciço envolvente da selagem à solicitação introduzida pelo pré-esforço.

Parece ser, pois, aconselhável elevar, antes da blocagem, o pré-esforço um pouco acima do valor estabelecido no projecto para compensar as perdas referidas. Refira-se que a não serem tidas em conta essas perdas iniciais, isso poderá levar a uma ideia completamente errada àcerca das variações dos esforços nas fases construtivas seguintes.

Ainda no Quadro 11.I se indicam os esforços registados após ser atingida a profundidade projectada para a escavação. Enquanto numa das ancoragens o esforço aumentou de 38kN, na outra decresceu 3kN, ficando, após esta variação, ambas as ancoragens submetidas praticamente ao mesmo esforço de tracção; a variação média corresponde a um aumento percentual de 3,5% dos valores inicialmente instalados.

As leituras efectuadas cinco semanas depois de concluída a escavação denotam variações muito reduzidas, mantendo-se constante a soma dos esforços nas duas ancoragens, logo a variação média.

É curioso verificar como, na prática, as forças nas ancoragens e as respectivas variações podem ser diferentes, mesmo no caso de ancoragens situadas em perfis adjacentes. Aliás,

neste caso o próprio pré-esforço não foi igual nas ancora - gens observadas, se se tomarem como base os valores medidos nas células, em geral os mais correctos. É precisamente por isso que é aconselhável instrumentar várias ancoragens para se obter uma ideia aproximada do que se passa com os esfor - ços nelas instalados. A inoportuna avaria numa das células limitou, infelizmente, a observação neste aspecto.

11.3 - CÁLCULO POR ELEMENTOS FINITOS DA OBRA OBSERVADA

11.3.1 - INTRODUÇÃO

A malha de elementos finitos utilizada para o estudo do problema inclui-se na Figura 11.5, representando uma secção da escavação na zona do painel 16, em que aquela tem uma lar gura de 29,0 metros. A malha compreende 374 pontos nodais e 336 elementos, sendo 28 elementos finitos de junta; a parede moldada é representada por duas fiadas de 14 elementos cada.

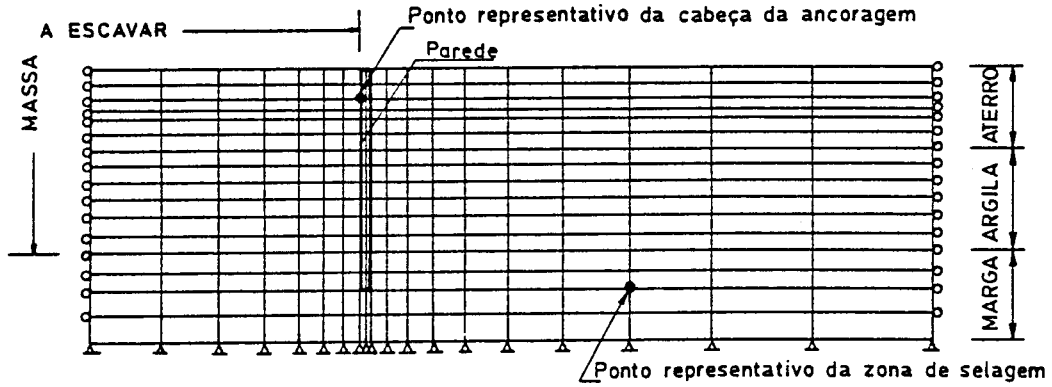


Fig. 11.5 - Malha de elementos finitos

A fronteira lateral esquerda da malha corresponde ao plano de simetria da secção em estudo, distanto portanto 14,5 metros dos elementos representativos da parede; a fronteira lateral direita foi considerada 30,0 metros para trás desta. Nas fronteiras referidas são impedidos os deslocamentos se - gundo a horizontal. A fronteira inferior da malha, na qual são impedidos quaisquer deslocamentos, foi situada 4,8 me -

tros para além do tecto do estrato margoso, ou seja,15,0 metros abaixo da superfície do terreno.

O cálculo foi efectuado em seis incrementos simulando as seguintes fases construtivas:

a) escavação até à profundidade de 1,7 metros;

b) rebaixamento do nível freático na camada de aterro do lado da escavação;

c) escavação até à profundidade de 2,9 metros;

d) instalação e pré-esforço das ancoragens;

e) escavação até à profundidade de 6,3 metros;

f) escavação até à profundidade de 10,2 metros.

O pré-esforço das ancoragens considerado no cálculo corresponde à média dos esforços nas ancoragens instrumentadas após as perdas iniciais, dividido pelo espaçamento das mesmas na horizontal. As ancoragens foram consideradas com comportamento não linear e tendo em conta o movimento da selagem. Na Figura 11.5 indica-se o ponto nodal representativo, em termos de deslocamentos associados à escavação, do bolbo de selagem.

11.3.2 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE CÁLCULO RELATIVOS AO SOLO E ÀS ANCORAGENS

11.3.2.1 - ATERRO

A caracterização da camada superficial de aterro apresentou grandes dificuldades. A sua heterogeneidade tornava pouco aconselháveis os ensaios de penetração, exigindo um tipo de ensaio que,como os ensaios de placa, englobasse um volume bastante mais amplo de terreno. Estes ensaios,ainda assim, interessam uma profundidade relativamente limita-

da, de forma que, atendendo à espessura da camada, seria desejável a sua realização não só à superfície do terreno. Porém, os ensaios de placa, já de si dispendiosos à superfície, vêm o seu custo bastante agravado quando efectuados a certa profundidade. Estes aspectos limitaram consideravelmente a caracterização que foi possível realizar.

Felizmente, o terrapleno livre do lado Poente permitiu o acesso de um camião dotado da aparelhagem necessária para a realização de ensaios de carga com pneu, habitualmente efectuados em pavimentos rodoviários. Aqueles equivalem a dois ensaios simultâneos com placas circulares de 0,23 m de diâmetro, cujos centros se encontram afastados de 0,44 m; a tensão máxima transmitida ao terreno é de 550 kPa. A superfície carregada, por corresponder a duas placas (embora estas, de per si, tenham um diâmetro relativamente pequeno) bastante próximas, permite que os ensaios traduzam nos seus resultados a deformabilidade de um volume razoável de terreno; de igual modo, para a formação em estudar se pode considerar aceitável o valor da tensão máxima que é conseguida.

Foram efectuados três ensaios, todos à superfície, indicando-se os módulos de deformabilidade obtidos, resultantes da interpretação das curvas de ensaio por meio de ábacos apropriados (Almeida Pereira, 1969), no Quadro 11.II. A dis-

QUADRO 11.II

ENSAIO	1	2	3	MÉDIA
E (MPa)	82	102	74	86

persão dos resultados é aceitável, o que atesta, em parte, a adequação do ensaio ao fim em vista. Por outro lado, o módulo de deformabilidade médio é elevado, o que se pode compreender, quer pela idade do aterro, quer pela compactação da zona superficial, até porque no local existia uma calçada que ligava a Rua D. Luis I à margem do rio.

Se se adoptar a correlação (Folque, 1976)

$$E = 2\ R_p \qquad (11.1)$$

entre o módulo de deformabilidade do solo e a resistência de ponta de um cone-penetrômetro, obter-se-á um valor de R_p, ao qual corresponderá, por aplicação de uma outra correlação com o ângulo de atrito do solo (Folque, 1976), um valor para este de aproximadamente 40^o.

No cálculo atribuiu-se à camada de aterro um comportamento bilinear, definido até à rotura por um único módulo de deformabilidade, independente da menor tensão principal, do nível e da trajectória de tensões, igual ao valor médio dos resultados dos ensaios de carga. Embora abaixo da zona mais superficial interessada pelos ensaios, o aterro apresentasse possivelmente uma menor compacidade, não se considerou qualquer decréscimo do módulo de deformabilidade em profundidade, porque, por outro lado, ele tende a aumentar com a tensão "overburden".

No Quadro 11.III indicam-se os parâmetros incluidos no cálculo respeitantes à camada de aterro.

QUADRO 11.III

γ (kN/m^3)	K_o	ϕ	E(MPa)	ν
19	0.5	40°	86	0.4

11.3.2.2 - ARGILA

No Quadro 11.IV referem-se algumas das características do estrato de argila, incluindo-se a sua curva granulométrica na Figura 11.6. Trata-se de uma argila siltosa, pouco plástica e saturada.

QUADRO 11.IV

γ (kN/m^3)	G(kN/m^3)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	W(%)	S(%)
19.5	26.3	52	32	20	41	100

Para a determinação das suas características mecânicas foram efectuados ensaios "in situ", de corte rotativo, e en-

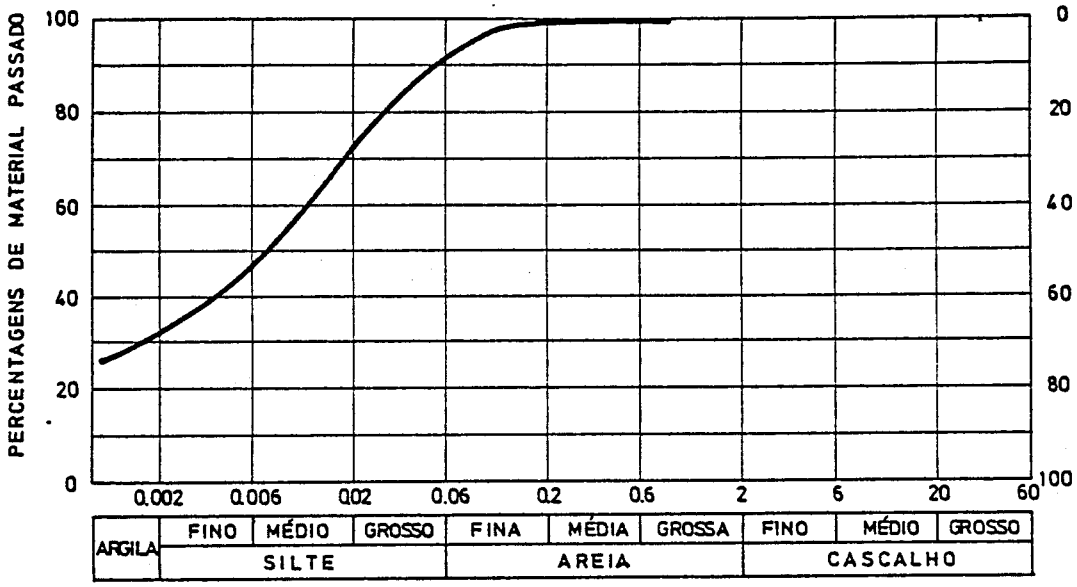


Fig. 11.6 - Curva granulométrica da argila siltosa

saios de compressão triaxial do tipo consolidado não drena - do, em laboratório.

Os ensaios de corte rotativo permitiram determinar a resistência não drenada às profundidades aproximadas de 6,0 e 9,0 metros, indicando-se os respectivos resultados no Quadro 11.V. Devido à baixa plasticidade do solo não é necessário o emprego de qualquer factor correctivo para ter em conta a velocidade do ensaio (Bjerrum, 1972).

QUADRO 11.V

PROFUNDIDADE (m)		6.0	9.0
c_u (kPa)	Ensaio 1	37	48
	Ensaio 2	37	40
	Ensaio 3	-	42
	Média	37	43
c_u / σ'_v		0.55	0.45

Para a realização dos ensaios triaxiais colheram-se, com amostradores de parede fina de 75 mm de diâmetro cravados com macaco, amostras indeformadas aproximadamente às mesmas profundidades a que os ensaios de corte rotativo foram

efectuados. As amostras foram consolidadas à tensão "in si - tu", tendo esta tensão sido estabelecida na base de um coeficiente de impulso em repouso igual a 0,6, adoptado tendo em conta os valores que se incluem no Quadro 11.VI, derivados, para o solo em estudo, de três correlações diferentes já citadas em 4.2.5.

QUADRO 11.VI

REFERÊNCIA	K_0
BROOKER E IRELAND (1965)	0.54
ALPAN (1967)	0.49
SHERIF E ISHIBASHI (1981)	0.66

Na Figura 11.7 representam-se, juntamente com as hipérboles aproximativas, os diagramas resultantes dos ensaios triaxiais.

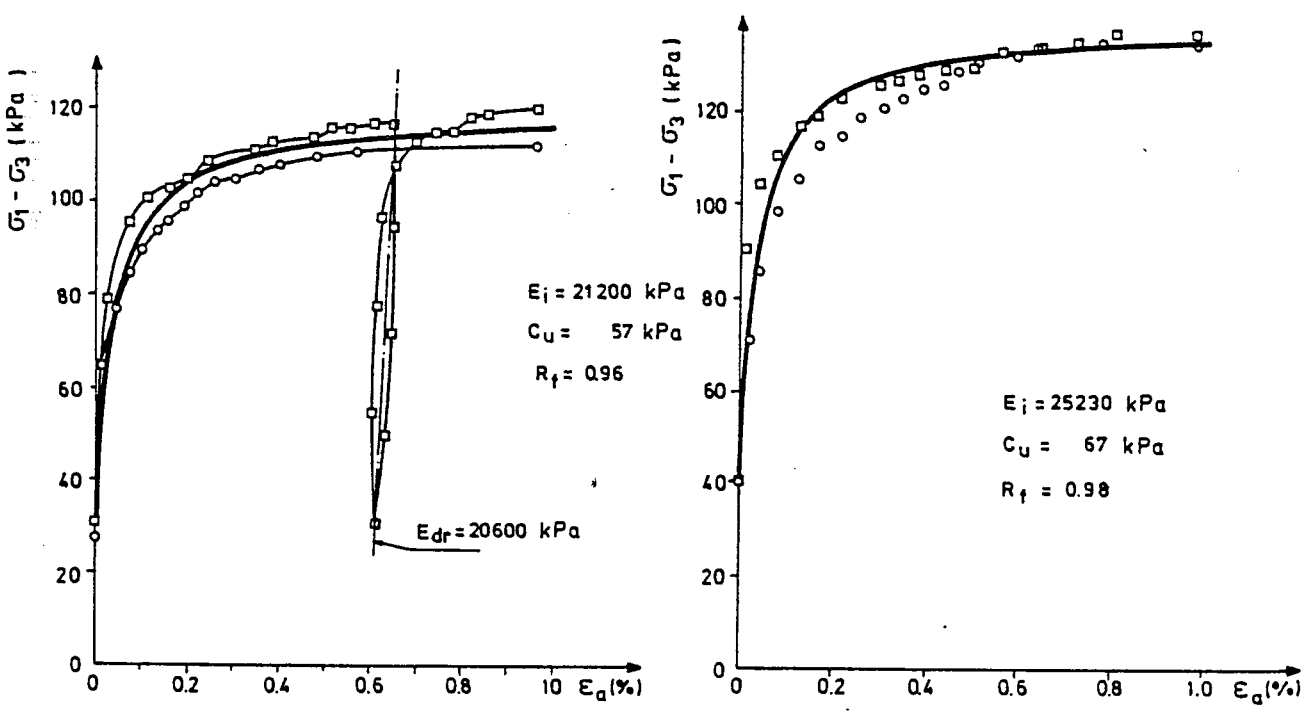


Fig. 11.7 - Diagramas resultantes dos ensaios triaxiais:
a) amostras colhidas à profundidade de 6,0 m;
b) amostras colhidas à profundidade de 9,0 m

Para a profundidade de 6,0 metros a hipérbole foi determinada na base da média dos valores (muito próximos, por sinal) dos parâmetros c_u, E_i e R_f resultantes dos dois en -

saios. De notar que o valor médio de c_u, 57 kPa, é cerca de 50% superior à resistência à mesma profundidade determinada no ensaio de corte rotativo, relação que é corrente encontrar na bibliografia em casos semelhantes (Bjerrum, 1972, 1973; Ladd et al, 1977). A razão E_i/c_u, por outro lado, vale cerca de 370, valor sensivelmente abaixo daqueles que para solos deste tipo são indicados na Figura 4.6; contudo, se fôr tomado o valor de c_u proveniente do ensaio de corte rotativo, aquela razão passa a ser próxima de 600, mais de acordo, portanto, com a figura referida. Num dos ensaios realizou-se um ciclo de descarga-recarga, na base do qual se determinou, da forma indicada na Figura 11.7a, o valor de E_{dr}, muito próximo de E_i.

Nos ensaios referentes às amostras colhidas à profundidade de 9,0 metros (Figura 11.7b), embora os valores de c_u sejam praticamente coincidentes, quanto a E_i tal não acontece: num dos casos o módulo corresponde a uma relação E_i/c_u igual a 375, próxima, portanto, da obtida nos dois ensaios anteriores, mas no caso restante a mesma razão vale apenas 220. Tendo isso em atenção, determinou-se a hipérbole aproximativa apenas na base do primeiro ensaio, considerando-se que no segundo a amostra não era representativa da deformabilidade do solo.

Os resultados dos ensaios triaxiais, de forma análoga aos dos ensaios de corte rotativo, denotam um certo crescimento de resistência em profundidade, que pode ser traduzido pela expressão:

$$c_u = 0,35 \ \sigma'_v + 34 \ (kP_a) \qquad (11.2)$$

Na malha de elementos finitos, o estrato de argila foi representado por três camadas com resistências não drenadas de 55, 61 e 68 kP_a, crescentes de cima para baixo; em cada uma daquelas camadas a curva tensões-deformações obedece a uma lei hiperbólica com módulos tangente inicial e de descarga-recarga 370 vezes maiores do que a resistência.

As características deste estrato incluídas no cálculo resumem-se no Quadro 11.VII.

QUADRO 11.VII

γ_t (kN/m³)	K_o	Cu(kPa)	E_i; E_{dr}(kPa)	R_f	ν
19.5	0.6	55 61 68	20600 23050 25500	0.97	0.49

11.3.2.3 - MARGA

Algumas características do estrato margoso determinadas por meio de ensaios de identificação e outros em laboratório incluem-se no Quadro 11.VIII.Os valores do peso específico total, do teor de humidade e grau de saturação, indicam que a formação em presença tem mais as características de uma rocha do que propriamente de um solo.

QUADRO 11.VIII

γ_t(kN/m³)	G(kN/m³)	LL(%)	LP(%)	IP(%)	W(%)	S(%)
22.7	27.1	32	17	15	11	94

Para ensaios em laboratório foram colhidas amostras com uma sonda dotada de coroa diamantada, apropriada para a amostragem em maciços rochosos.

Os ensaios em laboratório para a determinação das características mecânicas constaram de um ensaio de compressão uniaxial e de três ensaios de compressão triaxial às tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa. As quatro tensões de confinamento (incluindo-se a tensão nula, no caso do primeiro ensaio referido) foram adoptadas em função da gama de tensões provável no problema a estudar e na zona do estrato que se incluiu na malha de elementos finitos. Os ensaios foram efectuados numa câmara triaxial própria para maciços rochosos.

Os ensaios começavam com a instalação de uma pressão hidrostática de valor igual à tensão de confinamento adoptada para o ensaio, aguardando-se a estabilização das deformações.

Depois de um pequeno ciclo de carga e descarga em que a tensão máxima de corte era levada até um valor de 200 kPà e depois anulada, era aplicada, por meio de sucessivos acrésci - mos, a tensão de corte por acção do êmbolo até à rotura do provete.

Os módulos de deformabilidade adoptados no cálculo foram considerados independentes do nível e da trajectória de tensões, mas dependentes da menor tensão principal. Das curvas de ensaio foram deduzidos módulos secantes, unindo o ponto inicial do segundo ciclo de carga com o ponto do mesmo ciclo correspondente a uma tensão de corte igual a 30% da tensão de rotura. Entendeu-se que esta seria uma maneira razoável de entrar em conta com a deformabilidade, não se justificando neste caso o refinamento de considerar como não linear o comportamento até à rotura.

A Figura 11.8 ilustra a determinação dos parâmetros de resistência, em que os pontos representativos dos resulta - dos dos ensaios evidenciam excelente alinhamento.

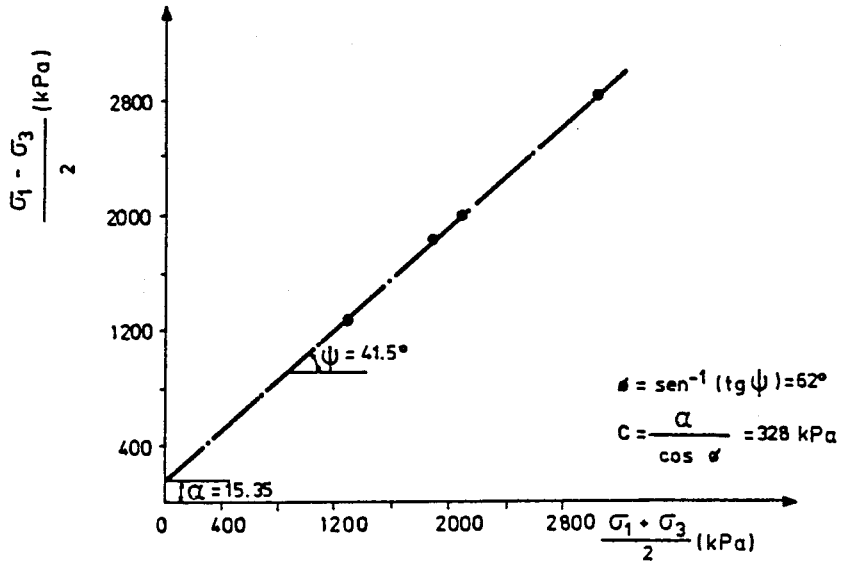


Fig. 11.8 - Determinação dos parâmetros de resistência da marga

Para a determinação da dependência do módulo de deformabilidade relativamente à tensão de confinamento, marcaram-se num sistema de eixos bilogarítimo , como mostra a Figura 11.9, os valores de E em função da razão σ_3/p_a, em que p_a é a pressão atmosférica. Através da recta que melhor aproxima os pontos marcados, podem obter-se os parâmetros k e n,

presentes na expressão 5.12. Neste caso, a variação de E com σ_3 é práticamente linear; os pontos, contudo, manifestam sensível dispersão relativamente à recta traçada.

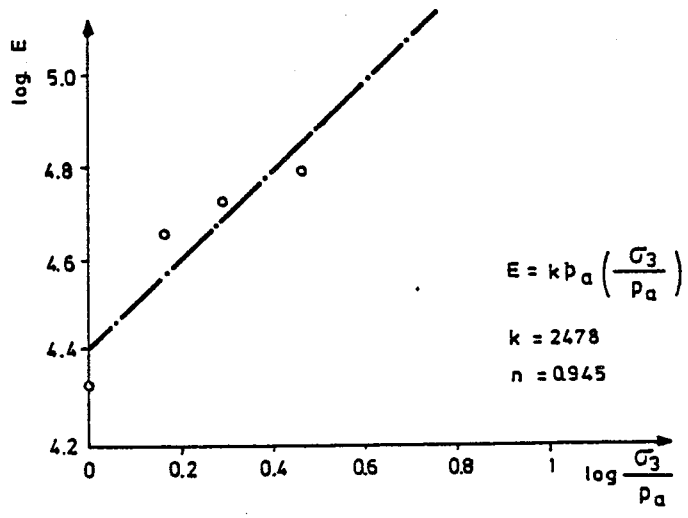


Fig. 11.9 - Dependência do módulo de deformabilidade da marga relativamente à menor tensão principal

No Quadro 11.IX resumem-se os parâmetros relativos ao estrato margoso que foram incluídos no cálculo.

QUADRO 11.IX

γ_t (kN/m3)	K_o	c(kPa)	ϕ	k, k_{dr}	n	ν
22.7	0.8	322	62°	2480	0.945	0.45

11.3.2.4 - ANCORAGENS

Nas ancoragens instrumentadas procedeu-se à realização de ensaios de recepção simplificados, consistindo na aplicação do pré-esforço por escalões de 100 kN com medição dos deslocamentos da armadura nas respectivas cabeças.

Os diagramas relativos aos três ensaios foram aproximados por uma hipérbole para a consideração no cálculo da não linearidade do comportamento das ancoragens (Figura 11.10).

O Quadro 11.X inclui os parâmetros definidores daquele comportamento adoptados no cálculo (K_i e b), bem como os

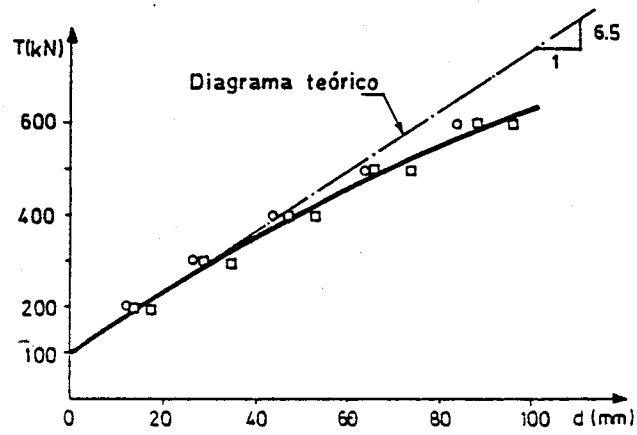


Fig. 11.10 - Diagramas de ensaio das ancoragens instrumentadas

valores das rigidezes teórica e tangente para a tracção de serviço. Constata-se que a rigidez inicial é 10% superior à teórica enquanto a rigidez tangente para uma tracção igual ao pré-esforço vale apenas 50% da inicial.

QUADRO 11. X

RIGIDEZ TEÓRICA K_t (kN/mm)	RIGIDEZ INICIAL K_i (kN/mm)	b (kN^{-1})	K_i/K_t	RIG. TANGENTE PARA TRACÇÃO DE SERVIÇO K_s (kN/mm)	K_s/K_i
6.47	7.16	0.0005	1.10	3.53	0.49

Já que, como foi atrás referido, as ancoragens foram blocadas com um esforço inferior a um outro, o estabelecido no projecto, que nelas esteve instalado no acto de aplicação do pré-esforço, no cálculo foi imposto às ancoragens o comportamento linear até este último valor ser ultrapassado.

11.3.3 - RESULTADOS

Os deslocamentos da parede calculados ao fim das terceira, quarta e sexta fases construtivas constam da Figura 11.11. Nesta incluem-se não só os valores absolutos mas também os valores tomando como referência o fim da primeira fa-

se, ou seja, a escavação até à profundidade de 1,7 metros, para comparação com os resultados das observações, também representados na mesma figura. De notar que a discordância entre os movimentos medidos e calculados no pé da cortina é devida ao facto de nas medidas inclinométricas se admitir como fixo aquele ponto, enquanto no cálculo ele experimenta um deslocamento, embora extremamente reduzido.

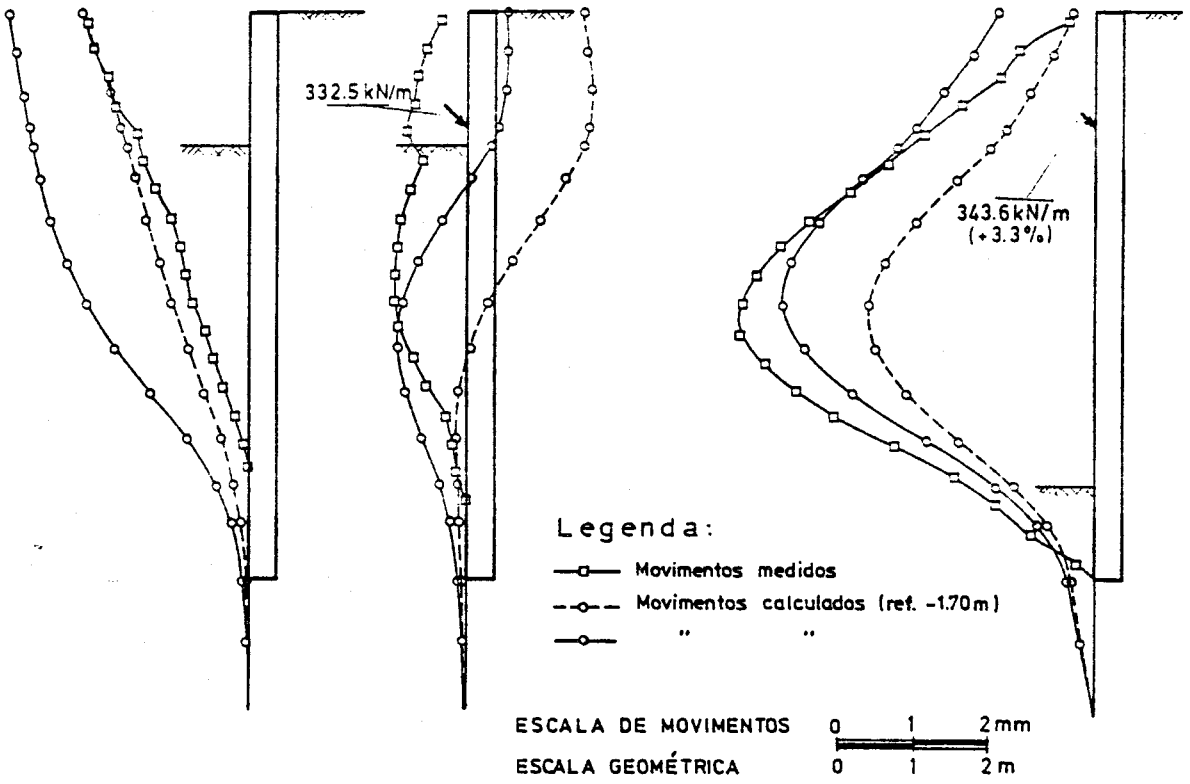


Fig. 11.11 - Movimentos calculados e medidos da parede para três fases construtivas

Se fôr tomada em consideração a escala em que os deslocamentos estão representados pode concluir-se que a concordância entre os movimentos medidos e calculados é bastante boa. Com efeito, embora as diferenças percentuais entre as respectivas grandezas possam ser elevadas, o seu valor absoluto carece de significado prático, o que significa que em termos de ordem de grandeza os movimentos medidos e calculados são coincidentes.

Ainda na mesma figura se indica o valor do esforço por metro instalado no único nível de ancoragem no fim da escavação. Tal esforço corresponde a uma variação percentual de 3,3%, muito próxima da variação média ocorrida nas ancoragens

observadas (3,5%), embora seja de notar que o número na base do qual tal valor médio foi calculado não possa considerar-se suficientemente representativo.

Na Figura 11.12 representam-se em conjunto os deslocamentos da parede e os assentamentos no terrapleno no fim da escavação. O valor do assentamento máximo representa cerca de 2/3 do deslocamento máximo na parede, correspondendo, por outro lado, a uma distorção angular máxima na superfície de apenas, aproximadamente, 0,5/1000.

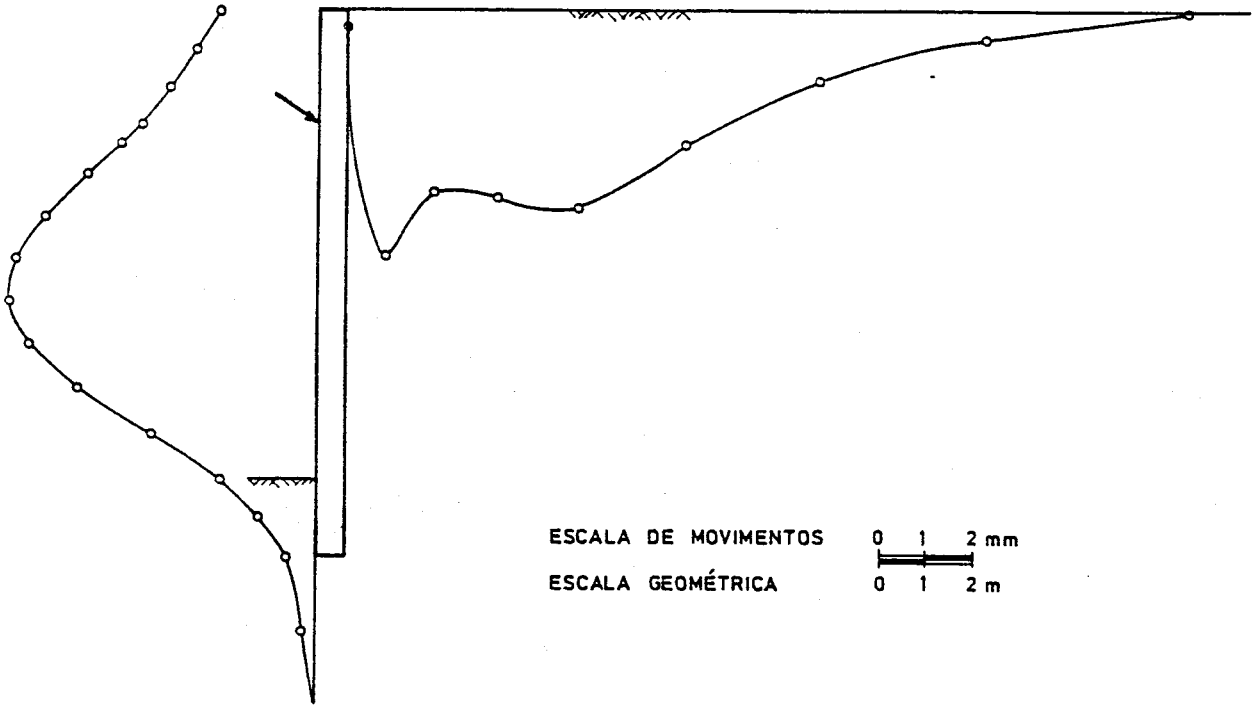


Fig. 11.12 - Deslocamentos laterais da parede e assentamentos da superfície calculados para a profundidade projectada para a escavação

As pressões sobre a cortina concluída a escavação constam da Figura 11.13; na camada de aterro distinguem-se os diagramas de pressões hidrostáticas e de terras, enquanto no estrato de argila o diagrama representado diz respeito às pressões totais. O aspecto dos diagramas de pressões do solo e totais reflecte particularmente bem o movimento experimentado pela cortina. Assim, na parte superior, em que a parede, depois de se ter afastado do solo suportado nas primeiras fases de escavação, foi, por acção das ancoragens, compelida a deslocar-se de novo de encontro àquele, as pressões são ele-

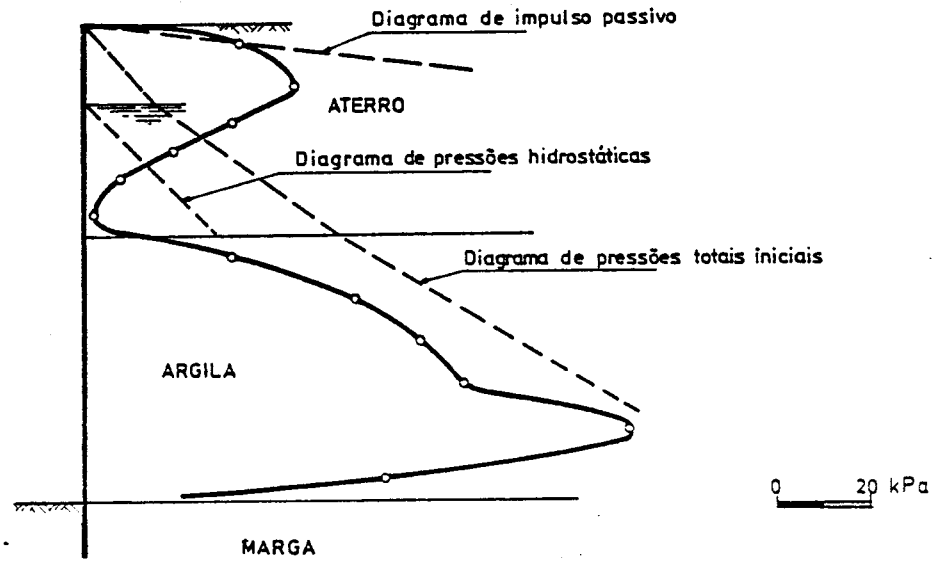


Fig. 11.13 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação

vadas, ultrapassando as de repouso e chegando a atingir as correspondentes ao impulso passivo; daí para baixo, na zona de maior deslocamento da parede para a escavação, é também onde as pressões mais decrescem relativamente às iniciais, para de novo se aproximarem destas perto do fundo da escavação, onde, devido ao encastramento no bedrock, o movimento da parede mais acentuadamente decresce.

Finalmente, a Figura 11.14 diz respeito ao diagrama de momentos flectores da parede no fim da construção e à envolvente dos diagramas de momentos em todas as fases construtivas, envolvente que é, aliás, muito semelhante ao diagrama primeiramente citado. Nas zonas extremas desenvolvem-se momentos negativos, fruto, na parte superior, do apoio materializado pela ancoragem, e,na parte inferior, do encastramento no bedrock; na parte intermédia predominam os momentos positivos cujo valor máximo não chega a atingir os 300 kN.m por metro de desenvolvimento da parede.

Outro aspecto dos resultados que tem interesse referir diz respeito ao movimento da selagem associado à realização da escavação. Esse movimento foi, como seria de esperar, extremamente pequeno, de tal forma que a força aplicada para a compatibilização do esforço com o deslocamento relativo da cabeça e do ponto nodal representativo do bolbo de selagem foi apenas de 0,09 kN/m.

Este resultado prova que em casos semelhantes, ou se -

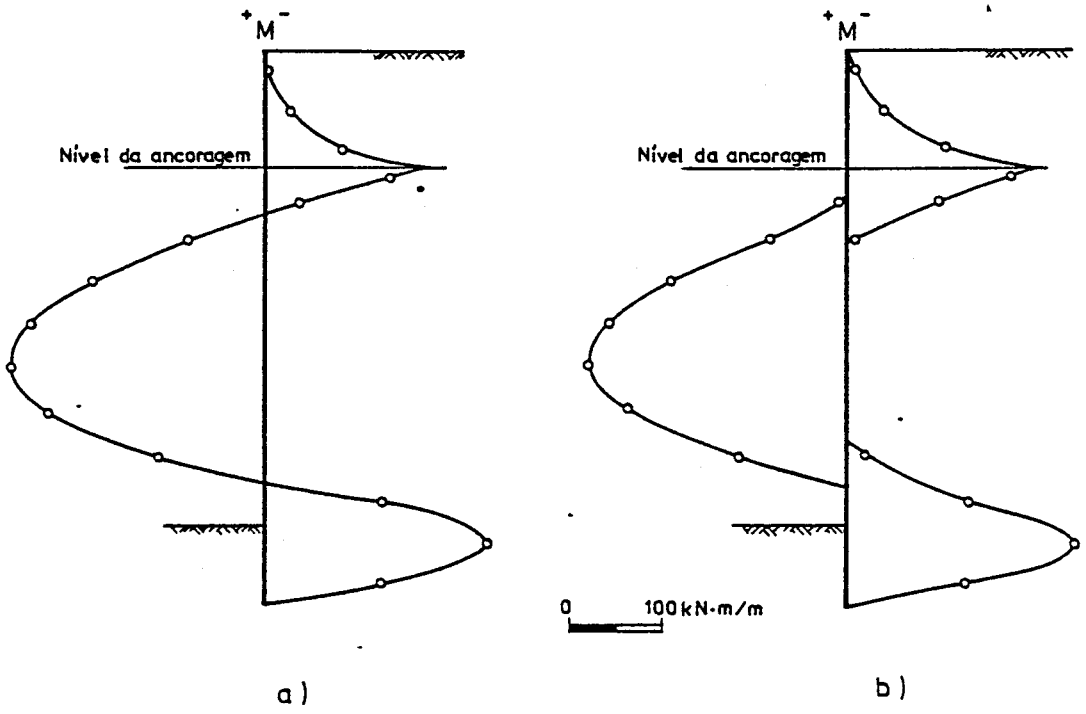


Fig. 11.14 - Momentos flectores: a) diagrama no fim da escavação; b) envolvente dos diagramas relativos a todas as fases construtivas

ja, quando as ancoragens estão seladas em estratos muito rijos subjacentes à escavação, é legítimo admitir como fixas as zonas de selagem e apenas a não linearidade do diagrama tracções-deslocamentos necessita de consideração. Neste caso, todavia, pelo facto de se terem registado perdas de pré-esforço associadas à blocagem, e porque nas fases construtivas posteriores o esforço não ultrapassou a força que chegou a ser aplicada imediatamente antes daquela operação, as ancoragens no cálculo acabaram por ser simuladas com comportamento linear.

Um segundo cálculo foi efectuado admitindo-se a fronteira inferior da malha de elementos finitos no tecto do estrato margoso, para averiguar em que medida a não consideração do bedrock afecta os outros aspectos dos resultados. Os deslocamentos e momentos flectores na parede no fim da escavação resultantes deste cálculo comparam-se na Figura 11.15 com os do cálculo já analisado.

Em termos qualitativos as diferenças nos deslocamentos são bastante significativas. Isso poderá, todavia, estar relacionado com as condições particulares do problema, nomeada

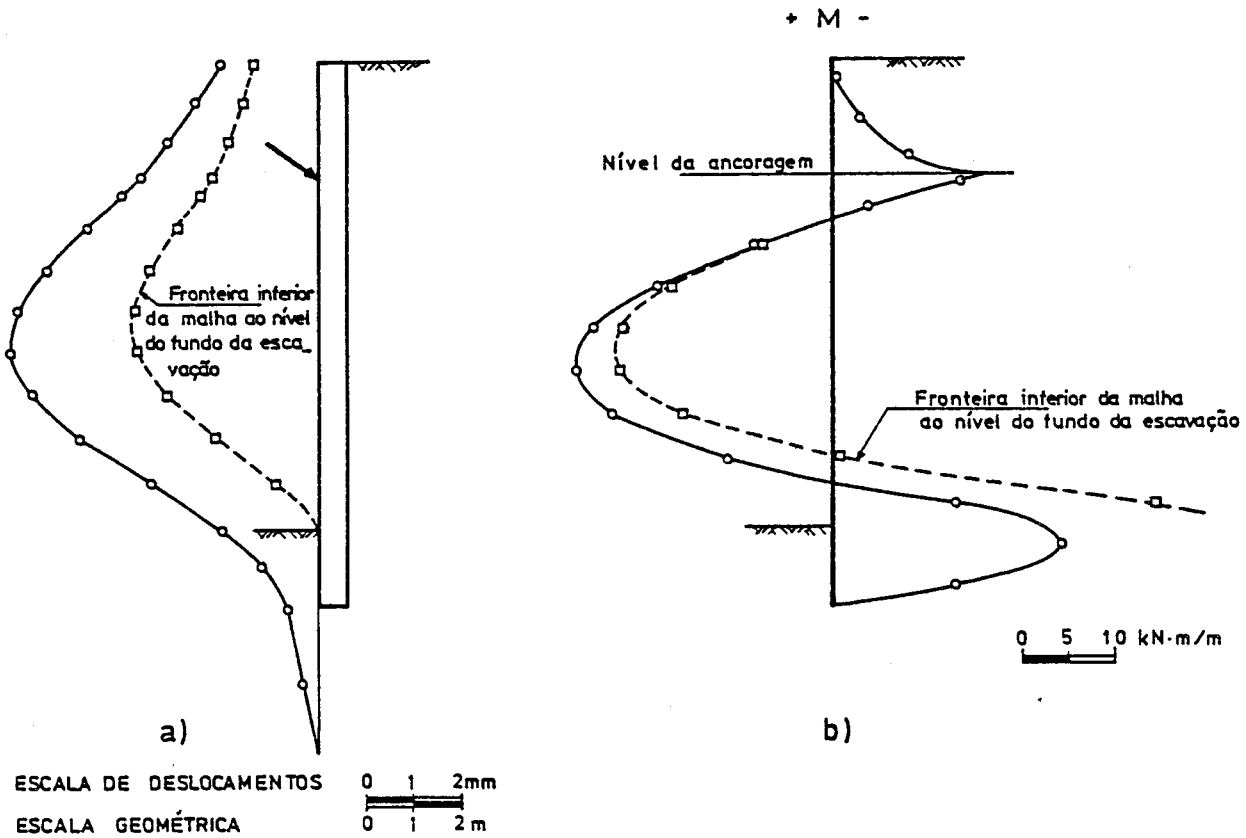


Fig. 11.15 - Resultados com e sem a consideração do bedrock: a) deslocamentos da parede no fim da escavação; b) momentos flectores na parede no fim da escavação

mente com o facto de a cortina ser monoancorada e de a escavação ser levada até ao bedrock. É interessante notar, por outro lado, que apesar da muita pequena rotação experimentada pelo pé da parede no cálculo em que as prováveis características mecânicas da marga foram consideradas, ela modifica de forma considerável o diagrama de momentos relativamente à hipótese de encastramento perfeito, muito em especial os momentos negativos na parte inferior; por acção do encastramento perfeito, o valor máximo daqueles momentos cresce cerca de 70%, enquanto o momento positivo não chega a decrescer 20%. Desta forma, os momentos negativos no pé da parede, de valor excepcionalmente elevado, determinados em cálculos apresentados em capítulos anteriores, devem ser olhados como valores máximos que na prática não serão atingidos, verificando-se certa redistribuição, como a agora constatada, mesmo para rotações muito pequenas do pé, redistribuições essas que, contudo, não acarretam importantes acréscimos nos momentos positivos.

11.4 - CONCLUSÕES

Dos resultados apresentados, relativos, quer à observação da obra, quer ao cálculo de elementos finitos, se pode concluir pelo excelente comportamento em serviço manifestado pela estrutura projectada, atestando a sua perfeita adequação ao fim em vista.

Por outro lado, a aplicação do método dos elementos finitos, baseado numa cuidada caracterização do maciço interessado pela escavação, ao estudo do problema permitiu reproduzir com bastante boa aproximação o comportamento observado.

Deve ser notado, contudo, que para tal aproximação terão contribuido algumas das condições presentes no problema estudado. O facto de abaixo da escavação as deformações serem praticamente nulas devido à presença de um estrato muito rijo logo à profundidade de 10,0 metros, e a muito pequena flexibilidade da parede, apoiada na parte superior por um nível de ancoragens muito próximas e no pé por meio do seu prolongamento no bedrock, explicam que a estrutura se tenha comportado perante a solicitação associada à escavação experimentando deslocamentos muito reduzidos. É, portanto, compreensível que em tais circunstâncias uma avaliação menos correcta das características mecânicas do maciço (e não pode deixar de sublinhar-se que a camada de aterro foi caracterizada de forma algo precária) não acarrete uma modificação drástica no comportamento da estrutura, e as deformações se mantenham ainda dentro de limites muito restritos.

Este é, por sinal, um aspecto interessante que distingue muitos outros problemas geotécnicos dos problemas em estudo. Com efeito, nestes, o comportamento depende não só das características mecânicas do maciço interessado, mas também, e de forma extremamente importante, dos parâmetros relativos à estrutura de suporte. Quanto as características desta são reforçadas, em termos de um aumento da rigidez das suas componentes e da escolha criteriosa do pré-esforço das ancoragens, por exemplo, o comportamento resulta cada vez menos dependente dos parâmetros respeitantes ao maciço, muito em especial em casos como o estudado em que as deformações são pequenas abaixo da profundidade projectada para a escavação. As

previsões por meio da aplicação do método dos elementos finitos tornam-se, nessas circunstâncias, menos falíveis. É isso, aliás, que muitos dos resultados já discutidos neste trabalho, ainda que implicitamente, traduzem.

CAPITULO 12

OBSERVAÇÃO E ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS DE UMA ESCAVAÇÃO SUPORTADA POR UMA PAREDE MOLDADA ESCORADA.

12.1 - INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo o estudo de uma escavação realizada não muito longe daquela que foi objecto do capítulo anterior mas envolvendo condições muito diferenciadas. A obra em causa, situada no gaveto formado pelas Avenidas 24 de Julho e D. Carlos I e pela Rua D. Luis I, destinava-se à construção das cinco caves de um edifício propriedade da Compa - nhia de Seguros Tranquilidade. O projecto e a execução da obra foram, tal como no caso anterior, da responsabilidade da Empresa Teixeira Duarte, Lda.

A Figura 12.1 mostra a planta da escavação, que apre - senta um desenvolvimento muito superior à largura, tendo ad-

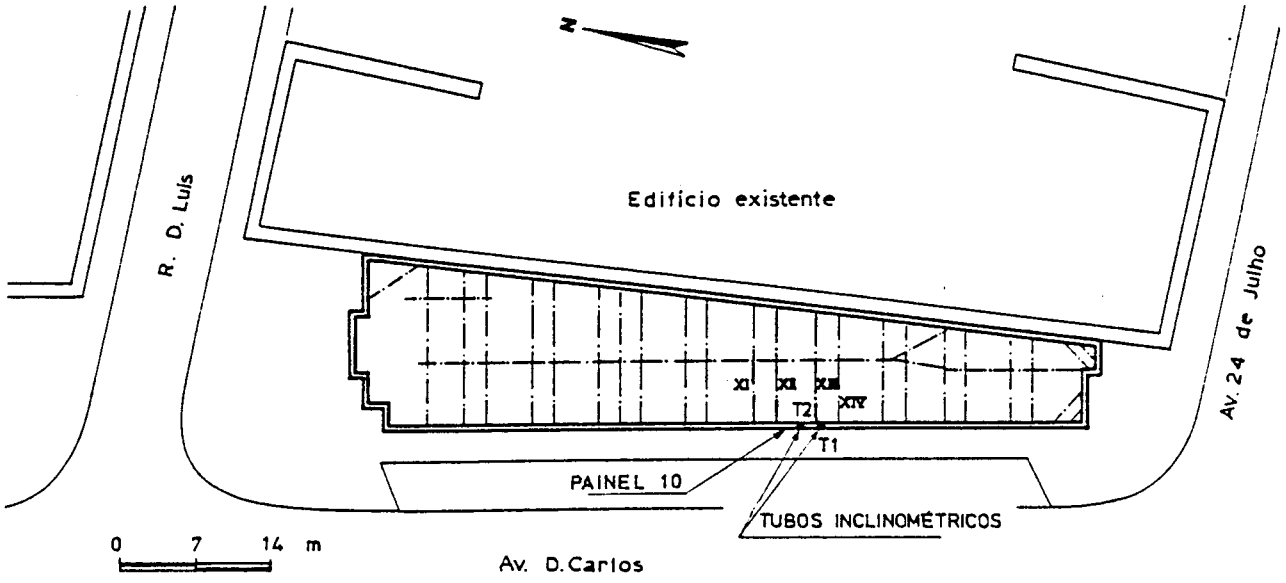


Fig. 12.1 - Planta da escavação

jacente à sua face Nascente um edifício térreo, antigo, de paredes de alvenaria de pedra, ocupado por um armazém de madeiras.

O maciço interessado pela escavação é constituído pelas seguintes formações:

a) até uma profundidade aproximada de 5,5 m existe uma camada de aterro antigo, constituido por solo essencialmente granular; esta camada faz parte do Aterro da Boavista, apresentando, contudo, maior homogeneidade do que na zona da escavação anteriormente estudada;

b) dos 5,5 aos 11,0 m, aproximadamente, segue-se um estrato de argila siltosa e lodosa de características semelhantes também à do referido no capítulo anterior;

c) dos 11,0 m e até cerca dos 20,0 m, encontra-se um estrato de areia média, muito pouco compacta;

d) a partir dos 20,0 m atinge-se o bedrock constituído por basaltos, na parte superior muito decompostos.

O nível freático situa-se a cerca de 2,0 m de profundidade.

A profundidade atingida pela escavação é de 13,8 metros.

A estrutura de suporte projectada consiste numa cortina de parede moldada de 0,60 m de espessura, cujo pé é prolongado até ao bedrock, complementada com quatro níveis de escoras não pré-esforçadas de espaçamento médio na horizontal de 2,85 metros. No Quatro 12.I indicam-se as profundidades e as características dos perfis metálicos que constituem os quatro níveis do escoramento.

Como se pode ver nas Figuras 12.1 e 12.2, cada nível de escoras apoia-se, sensivelmente a meio vão, numa viga metálica longitudinal de igual secção. As quatro vigas longitudinais apoiam-se, por sua vez, em montantes metálicos fun-

QUADRO 12.I

NÍVEL DE ESCORAS	PROFUNDIDADE (m)	CARACTERÍSTICAS
1	2.80	GREY DIN 20
2	6.20	GREY DIN 20
3	8.80	GREY DIN 30
4	11.00	GREY DIN 20

dados em barretas que, juntamente com a parede moldada, transmitem ao bedrock o peso da superestrutura a construir. As barretas foram construidas logo após a conclusão da cortina periférica, sendo betonadas apenas até à profundidade projectada para a escavação; antes da betonagem, os montantes foram descidos juntamente com a armadura da barreta, soldados à sua parte superior.

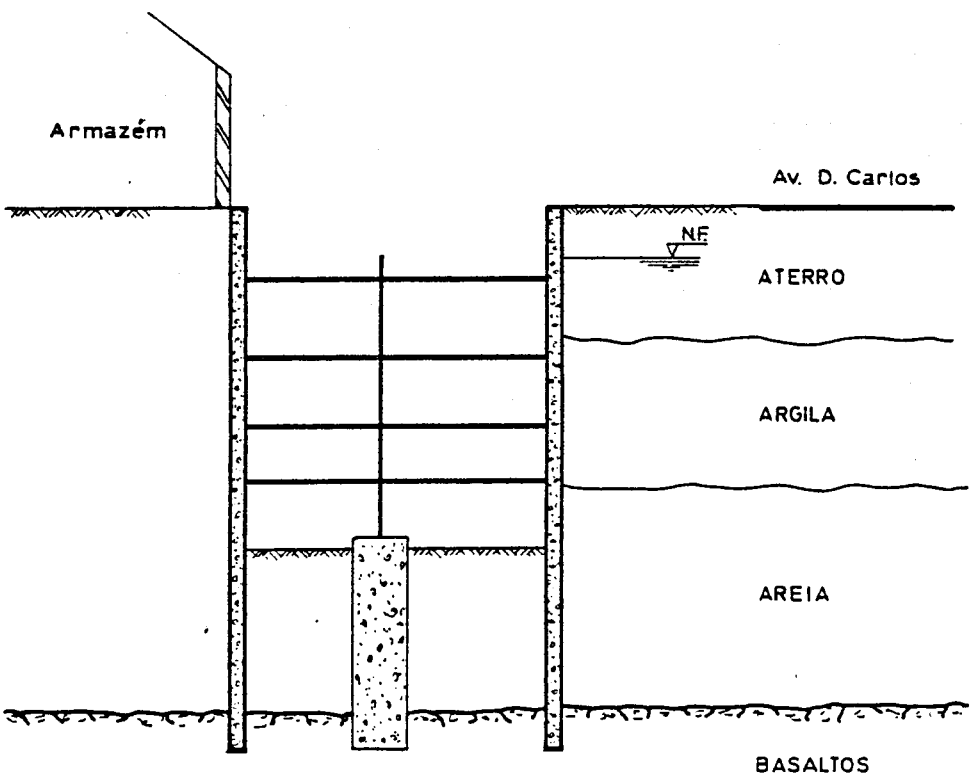


Fig. 12.2 - Corte tipo

Uma fotografia da obra, obtida do terraço do edifício situado na esquina da Rua D. Luis I com a Avenida D. Carlos I, quando a escavação atingiu a profundidade projectada, mos-

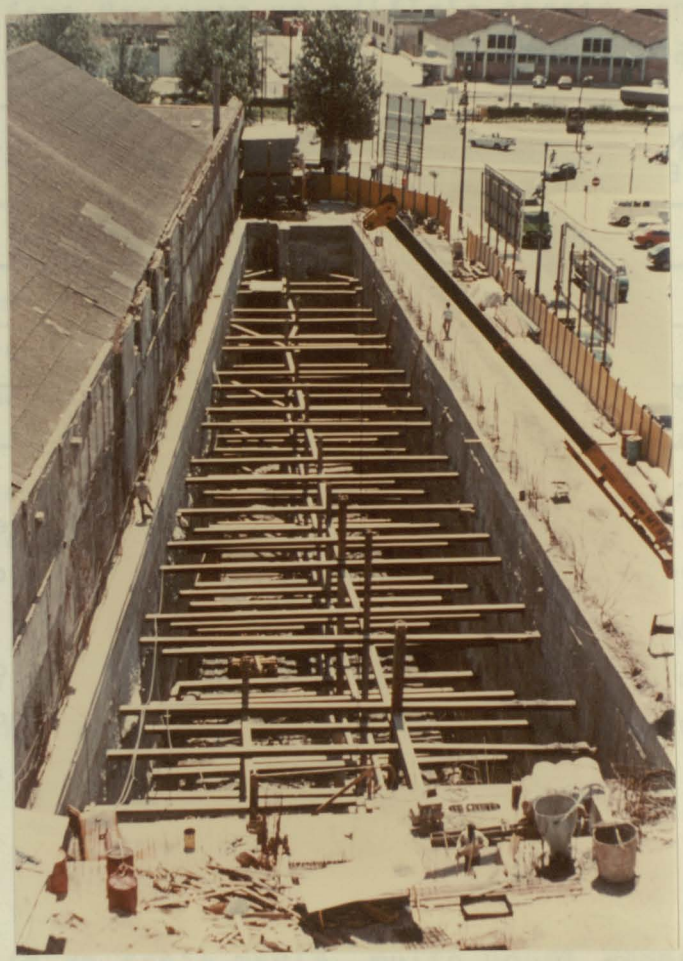


Fig. 12.3 - Imagem da escavação após ser atingida a profundidade projectada



Fig. 12.4 - Imagem durante a realização da quarta fase de escavação

tra-se na Figura 12.3. Uma outra vista, quando decorria a escavação até à plataforma para a instalação do quarto nível do escoramento, inclui-se na Figura 12.4.

Atingida a profundidade desejada, as escoras foram progressivamente retiradas à medida que as lajes dos pisos enterrados eram construidas. No Quadro 12.II referem-se as profundidades das lajes, designadas pela ordem por que foram betonadas, e as respectivas espessuras.

QUADRO 12.II

LAJES	PROFUNDIDADE (m)	ESPESSURA (m)
1ª (laje de fundo)	12.80	0.80
2ª	9.45	0.20
3ª	6.90	0.20
4ª	4.35	0.20
5ª	1.80	0.20

12.2 - CÁLCULO POR ELEMENTOS FINITOS PARA PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DA OBRA OBSERVADA

12.2.1 - INTRODUÇÃO

Antes de iniciada a escavação efectuou-se um estudo por elementos finitos da obra em causa, tendo em atenção que nesta estão reunidas duas condições que tornam muito difícil uma previsão aproximada do seu comportamento. Em primeiro lugar, o suporte da cortina é realizado por meio de escoras, existindo grandes incertezas àcerca da rigidez que aquelas exibem em serviço, isto é, da rigidez efectiva, que frequentemente se afasta de forma muito acentuada do respectivo valor teórico. Em segundo lugar, o maciço interssado pela escavação é fundamentalmente constituido por solos granulares, o que obriga a estimar os parâmetros de deformabilidade e de resistência na base, essencialmente, de correlações empíri -

cas entre aqueles parâmetros e os resultados de ensaios de penetração.

A malha de elementos finitos adoptada representa-se na Figura 12.5, correspondendo a uma secção da escavação e do maciço envolvente na zona do painel 10 (ver Figura 12.1), onde na altura da realização do cálculo estavam já selados dois tubos inclinométricos para acompanhamento dos deslocamentos laterais da cortina. A malha engloba 437 pontos nodais e 396 elementos, sendo 40 elementos de junta; a parede moldada é representada por duas fiadas de 20 elementos cada.

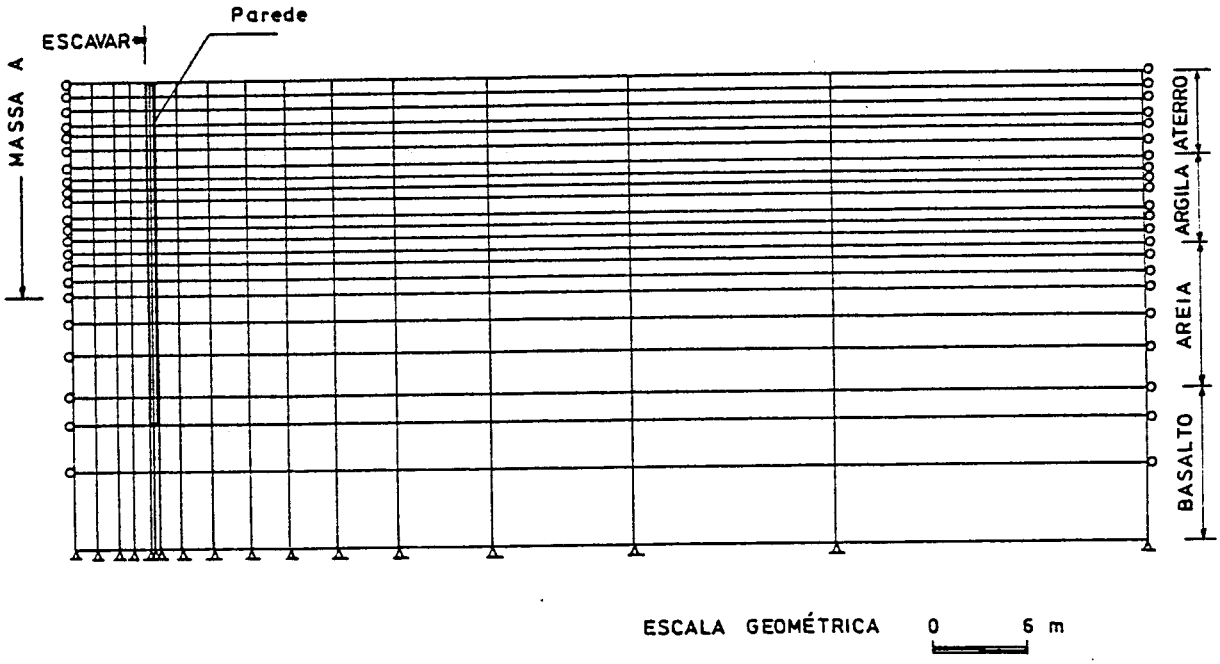


Fig. 12.5 - Malha de elementos finitos

A fronteira lateral esquerda da malha foi considerada no plano da simetria da escavação, enquanto que a fronteira oposta foi situada a uma distância de 63,0 m para trás da parede moldada; a fronteira inferior admitiu-se a uma profundidade de 10,0 m abaixo daquela em que aparecem as formações basálticas que no local constituem o bedrock.

As escoras foram consideradas com uma rigidez efectiva igual a 75% da teórica.

No cálculo,que envolveu dez incrementos, procurou simular-se a sucessão faseada das três seguintes operações: i)

rebaixamento do nível freático até um pouco abaixo do nível a atingir em cada fase de escavação; ii) escavação até uma profundidade de 0,70 m abaixo de cada nível de escoras a instalar; iii) instalação, sem pré-esforço, dos níveis do escoramento.

No estrato de argila, a retirada do solo e da água foi simulada num mesmo incremento, já que, devido à muito baixa permeabilidade do solo, não era possível, nem aliás se justificava, efectuar a bombagem da água previamente à escavação, conforme se tinha já comprovado na observação da obra analisada no capítulo anterior.

12.2.2 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE CÁLCULO RELATIVOS AO MACIÇO

Resultados de ensaios de identificação e outros em laboratório relativos ao estrato de argila incluem-se no Quadro 12.III, sendo, aliás como os resultados da análise granulométrica, praticamente coincidentes com os determinados para a formação semelhante que aparece sensivelmente à mesma profundidade no local da escavação estudada no capítulo anterior (ver Quadro 11.IV).

QUADRO 12.III

γ(kN/m3)	G(kN/m^3)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	S (%)	OCR
18.9	26.4	49	29	20	42	100	1

Tendo em conta a natureza essencialmente arenosa do maciço agora em causa, a sua caracterização foi feita na base de ensaios "in situ" mas tomando em consideração, no que respeita ao estrato de argila, os ensaios triaxiais já efectuados no âmbito do estudo da obra observada na Rua D. Luis I.

Os ensaios "in situ" constaram de dois ensaios SPT, um ensaio CPT e, no estrato de argila, de ensaios de corte rotativo. Os resultados respectivos resumem-se na Figura 12.6.

No que respeita à camada de aterro, os resultados dos

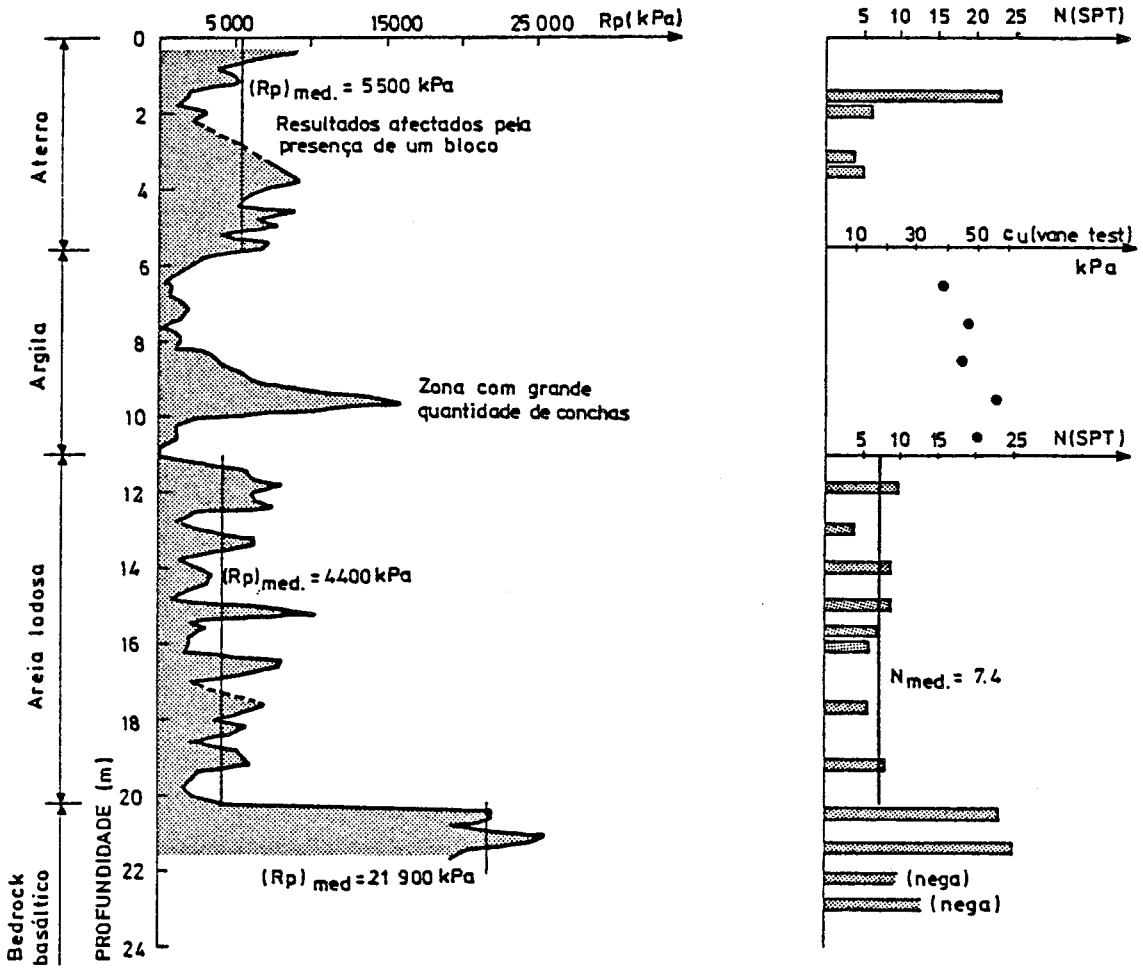


Fig. 12.6 - Resultados dos ensaios "in situ"

ensaios de penetração denotam a sua heterogeneidade e a sua reduzida compacidade. Não considerando os valores mais elevados, resultantes da presença de pedras interceptadas pelas sondas, quer os valores da resistência de ponta, R_p, quer os do número de pancadas SPT, N, são característicos de solos soltos. Por outro lado, a evolução em profundidade destas duas grandezas, mostra ser mais razoável a estimativa do módulo de deformabilidade na base do seu valor médio (nomeadamente de R_p, já que são reduzidos os valores de N conhecidos) do que a partir da extrapolação dos resultados abaixo de uma profundidade da ordem dos 2,0 metros.

No estrato de areia, nota-se uma maior homogeneidade, a par de valores ainda mais baixos da resistência de ponta. A razão entre os valores médios de R_p e N neste estrato, é próximo de 600 (sendo R_p expresso em kPa) valor não muito dis -

tante dos que são indicados na bibliografia (Folque, 1976)para solos do mesmo tipo.

Nos Quadros 12.IV e 12.V incluem-se os valores do módulo de deformabilidade e do ângulo de atrito da camada de aterro e do estrato de argila resultantes de algumas das mais conhecidas correlações entre aqueles parâmetros e R_p, tomando para este os valores médios indicados na Figura 12.6. Co-

QUADRO 12.IV

REFERÊNCIA	EXPRESSÃO	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (kPa)	
		Aterro	Areia
BUISMAN (1940) DE BEER (1974)	$E = 1.5 R_p$	8250	6600
SCHMERTMANN (1970)	$E = 2 R_p$	11000	8800
TROFIMENKOV (Simp. Estocolmo, 1974)	$E = 3 R_p$	16500	13200
THOMAS (1968)	$E = \alpha R_p$	33550 ($\alpha = 6.1$)	29040 ($\alpha = 6.6$)

QUADRO 12.V

REFERÊNCIA	ÂNGULO DE ATRITO	
	Aterro	Areia
TROFIMENKOV (Simp. Estocolmo, 1974)	33°	30°
MEYERHOF (Simp. Estocolmo, 1974)	35°	34°
DE BEER (Simp. Estocolmo, 1974)	31°	—

mo pode ser constatado, os valores obtidos para o módulo de deformabilidade variam na proporção aproximada de 1 para 4, tornando extremamente falível a estimativa que se possa fazer. Foram adoptados os valores resultantes da correlação

$$E = 3 R_p \qquad (12.1)$$

não tanto por eles serem próximos da média, mas em especial tendo em atenção que seriam previsíveis níveis de tensão algo mais elevados que os ocorridos, por exemplo, nos maciços

subjacentes a fundações superficiais, casos de onde tais correlações foram predominantemente deduzidas.

No cálculo a camada de aterro e o estrato de areia foram considerados com comportamento bilinear, indicando-se no Quadro 12.VI os parâmetros definidores do estado de tensão inicial e do comportamento mecânico admitidos para aquelas duas formações.

QUADRO 12.VI

	γ (kN/m^3)	K_0	ø	E (kPa)	ν
ATERRO	19.0	0.5	33°	16500	0.35
AREIA	18.0	0.5	32°	13200	0.35

Como já foi referido, no estrato de argila realizaram-se ensaios de corte rotativo a várias profundidades. Com excepção do valor determinado a cerca de 10,0 metros de profundidade, que terá sido afectado pela grande quantidade de conchas a esse nível existente, a qual determinou também uma acentuada subida de R_p (ver Figura 12.6), constata-se que os resultados são bastante aproximados em relação aos no capítulo anterior apresentados. Entendeu-se, por isso, desnecessário realizar de novo ensaios triaxiais, tomando-se no cálculo a resistência não drenada definida pela expressão (11.2).

A curva de tensões-deformações foi igualmente representada em primeira carga por uma lei hiperbólica, com um módulo tangente inicial igual a 370 vezes a resistência não drenada; para situações de descarga-recarga adoptou-se um módulo único, E_{dr}, igual ao módulo tangente inicial. Os valores de K_o e R_f foram tomados, tal como no capítulo anterior, iguais, respectivamente, a 0,60 e 0,97.

Para o bedrock admitiu-se um comportamento elástico linear. Aos dois primeiros metros, em função dos resultados dos ensaios de penetração, e na ainda base da correlação definida pela equação (12.1), atribuiu-se o módulo de deformabilidade de 66 MPa; abaixo dos 22,0 metros, profundidade a partir da qual se verificou a impossibilidade de cravar a sonda com 60 pancadas nos ensaios SPT, tomou-se o valor de 200 MPa.

12.2.3 - RESULTADOS

Nas Figuras 12.7 e 12.8 representam-se os deslocamentos da cortina e os assentamentos da superfície do terreno calculados para as cinco fases de escavação até às profundidades de 3,5 , 6,9, 9,5, 11,7 e 13,8 metros, as quatro primeiras correspondentes às plataformas necessárias para a instalação dos níveis do escoramento e a última à profundidade projectada para a escavação.

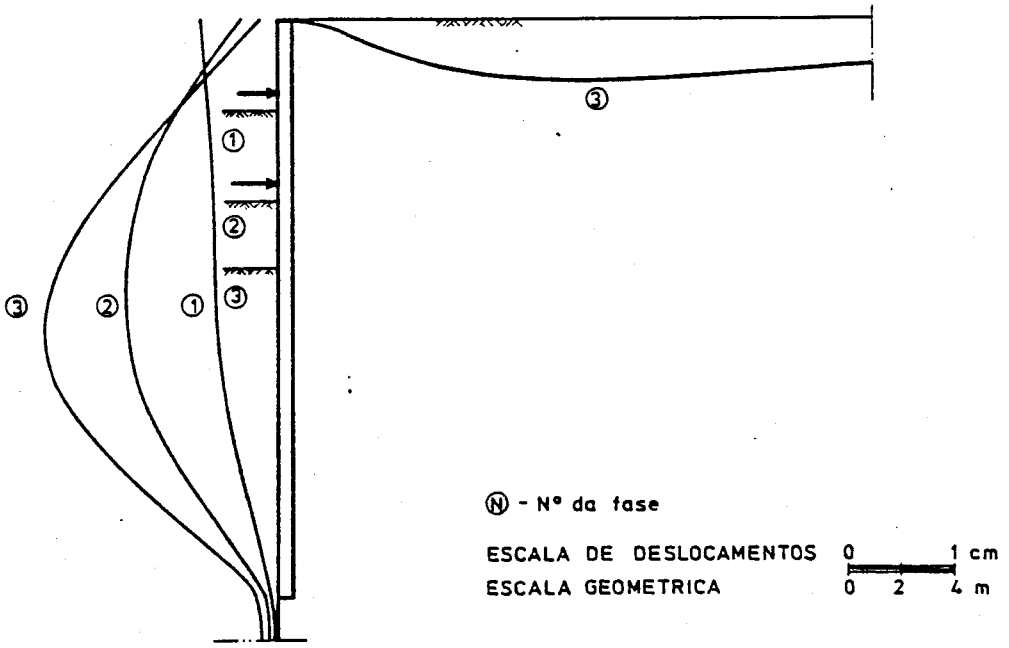


Fig. 12.7 - Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície previstos para as três primeiras fases de escavação

Após, na fase autoportante, se obterem deslocamentos crescentes da base ao topo da cortina, aliás bastante pequenos, a colocação dos sucessivos níveis do escoramento e o progresso da escavação abaixo dos níveis instalados modifica gradualmente o movimento da parede, que, concluida a escavação, passa a ter o aspecto que é típico nas estruturas escoradas em que é pequena a altura enterrada ou, como neste caso, em que o bedrock não está próximo do fundo da escavação. De notar, que após a colocação em serviço de determinada escora os deslocamentos da parede a esse nível nas fases seguintes são praticamente nulos.

Os esforços mobilizados no escoramento constam da Figu

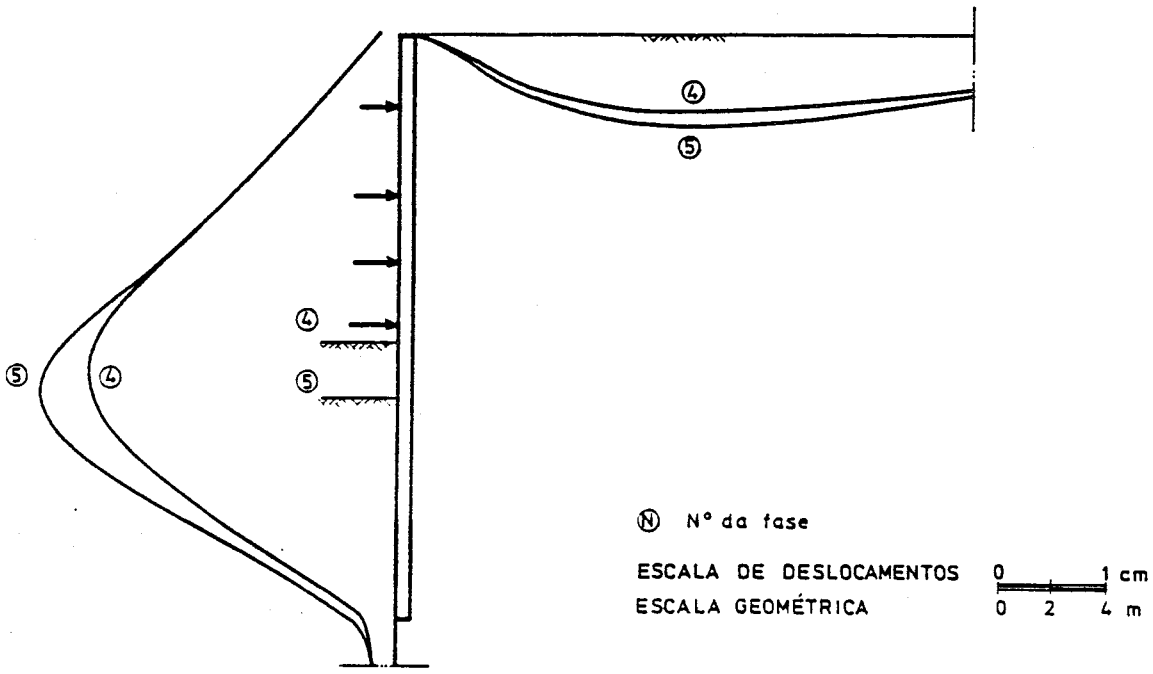


Fig. 12.8 - Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície previstos para as quarta e quinta fases de escavação

ra 12.9 variando os valores máximos nos quatro níveis entre 390 (no primeiro) e 1150 kN (no terceiro). Os decréscimos registados nas fases mais adiantadas nos dois primeiros níveis devem-se à tendência de a parede inverter nessas fases o sentido do seu movimento na parte superior.

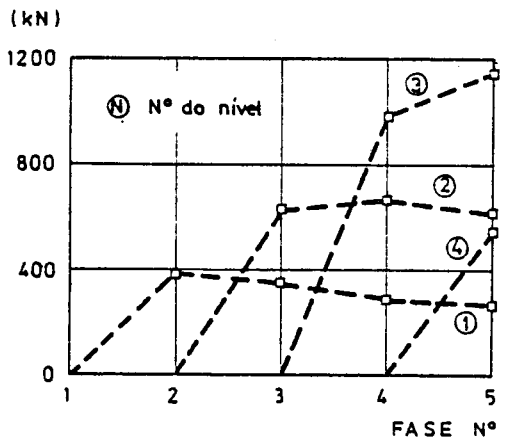


Fig. 12.9 - Esforços previstos no escoramento

O diagrama de momentos flectores na última fase e a envolvente dos diagramas correspondentes a todos os incrementos de cálculo estão representados na Figura 12.10. Pode notar-se que a grandeza dos momentos na parte em que a parede

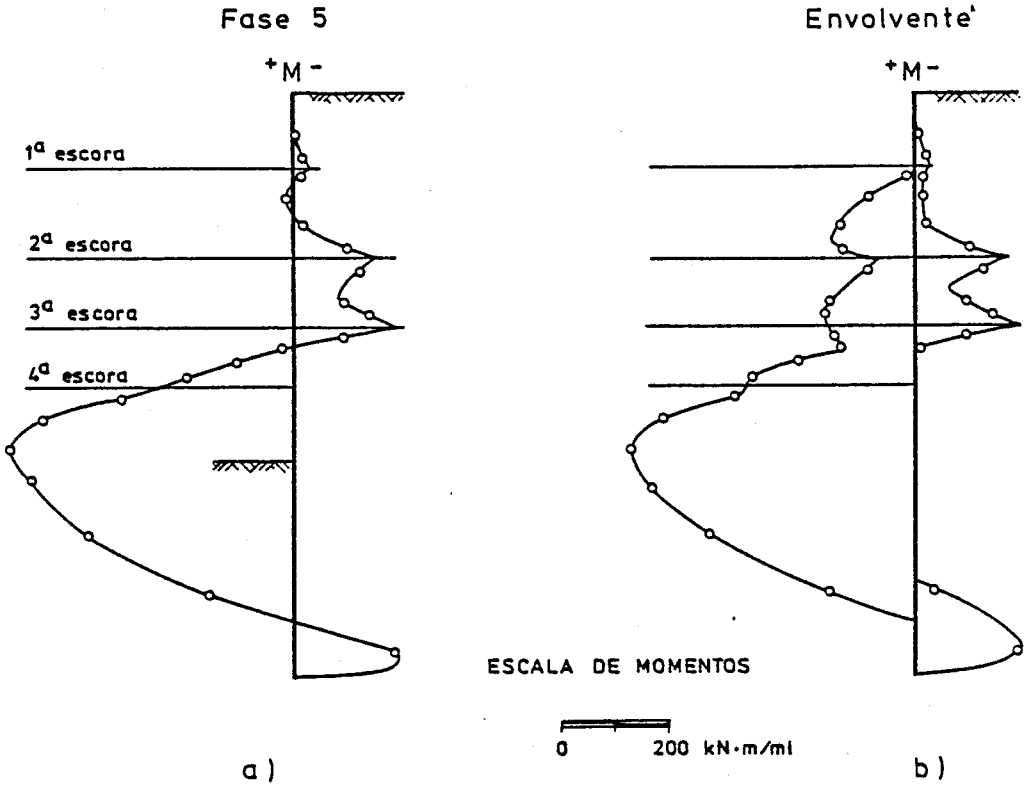


Fig. 12.10 - Momentos flectores previstos na parede moldada: a) fim da escavação; b) envolvente dos diagramas em todas as fases

está apoiada nas escoras é bastante reduzida, sendo, por outro lado, os valores máximos dos momentos positivos e negativos na mesma zona bastante próximos, não atingindo os 200kN.m/ml. É abaixo do último nível do escoramento e próximo do fundo da escavação que se desenvolve o momento positivo máximo, da ordem dos 550 kN.m/ml, já que é também aí que se verifica a maior distância, cerca de 9,0 metros, entre os pontos de apoio da cortina, neste caso entre o nível citado e o bed rock.

12.3 - RESULTADOS DA OBSERVAÇÃO

12.3.1 - INTRODUÇÃO

A observação da obra constou (Figura 12.1) da medição dos deslocamentos laterais da parede moldada por meio de leituras inclinométricas em dois tubos selados no painel 10 e

dos esforços de compressão nos perfis XII e XIII do escoramento (correspondendo cada perfil a quatro escoras alinhadas segundo o mesmo plano vertical), ligados ao mesmo painel, com células dinamométricas. Aquelas medições foram efectuadas ao longo das fases construtivas que constam do Quadro 12.VII e da Figura 12.11, isto é, não só durante a retirada do solo e da água de dentro da geometria do corte, alternada com a colocação em serviço dos níveis do escoramento, mas também ao longo do processo faseado de betonagem das lajes dos pisos enterrados e retirada, de baixo para cima, das escoras.

QUADRO 12.VII

FASE	NATUREZA	DATA DA CONCLUSÃO
1	Escavação até - 3.40 m	24 / 4 / 82
INSTALAÇÃO DO 1º NÍVEL DO ESCORAMENTO		3 / 5 / 82
2	Escavação até - 7.65 m	3 / 6 / 82
INSTALAÇÃO DO 2º NÍVEL DO ESCORAMENTO		11 / 6 / 82
3	Escavação até - 9.40 m	20 / 6 / 82
INSTALAÇÃO DO 3º NÍVEL DO ESCORAMENTO		28 / 6 / 82
4	Escavação até -11.70 m	4 / 7 / 82
INSTALAÇÃO DO 4º NÍVEL DO ESCORAMENTO		9 / 7 / 82
5	Escavação até - 13.80 m	15 / 7 / 82
BETONAGEM DA LAJE DE FUNDO		27 / 8 / 82
6	Retirada do 4º nível de escoras	7 / 9 / 82
BETONAGEM DA 2ª LAJE		21 / 9 / 82
7	Retirada do 3º nível de escoras	27 / 9 / 82
BETONAGEM DA 3ª LAJE		15 / 10 / 82
8	Retirada do 2º nível de escoras	18 / 10 / 82
BETONAGEM DA 4ª LAJE		26 / 10 / 82
9	Retirada do 1º nível de escoras	29 / 10 / 82

De notar (Quadro 12.VII) que a segunda fase de escavação foi levada 1,35 metros abaixo da profundidade a que foi instalado o segundo nível de escoras, ao contrário das restantes, em que se respeitou, aproximadamente, o valor de 0,70 metros, admitido no cálculo anteriormente referido.

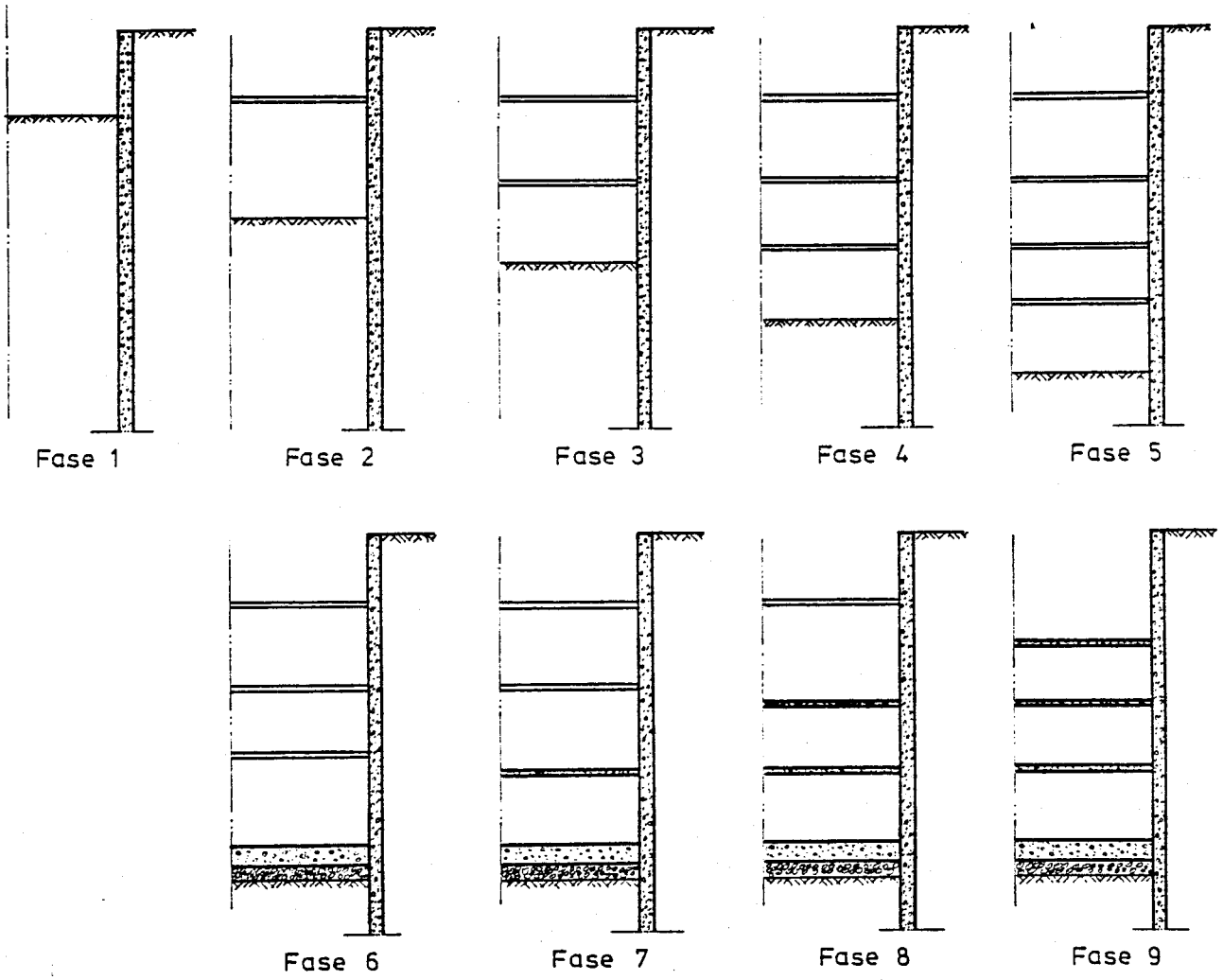


Fig. 12.11 - Fases construtivas abrangidas pela observação

Para a montagem das células dois processos diferentes foram adoptados, correspondendo a duas formas também distintas com que, por razões que seguidamente serão apontadas, foram instaladas as escoras.

No processo inicialmente seguido, de que se mostra um exemplo na Figura 12.12, uma das extremidades das escoras era dotada de um dispositivo (uma cabeça regulável BB20) que permitia realizar o seu ajuste à parede moldada. Na extremidade oposta a escora era introduzida e selada previamente numa cavidade rasgada na parede.

A cabeça regulável consta essencialmente de uma porca, acoplada à escora por meio de quatro cantoneiras, na qual corre uma barra roscada; esta barra quando recolhida aloja-se numa fenda para isso praticada na alma do perfil. O ajuste da escora é efectuado rodando no seu curso aquela barra

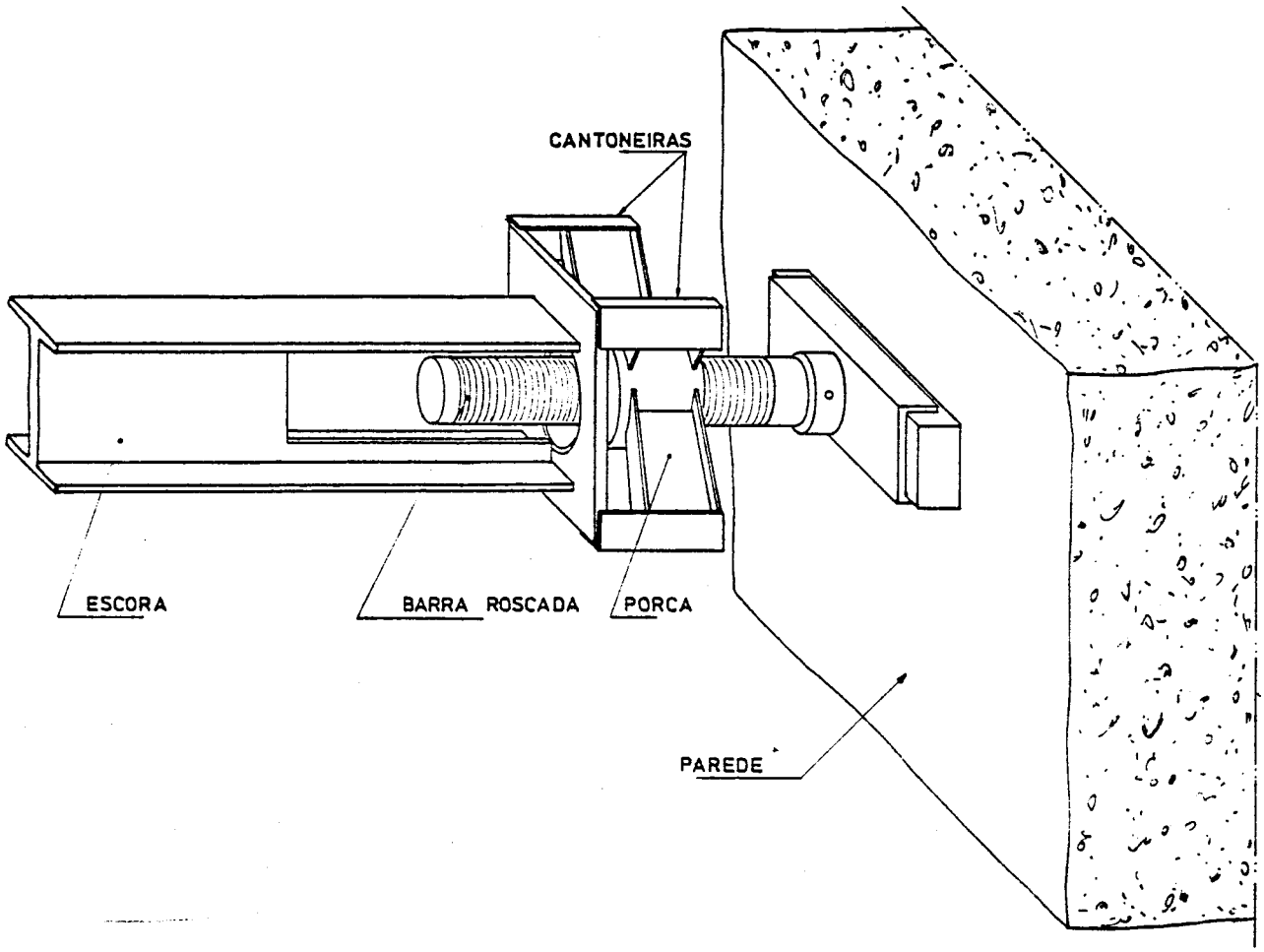


Fig. 12.12 - Escora dotada de cabeça regulável

até a sua extremidade ficar firmemente apertada contra a parede; a introdução de um varão de aço num orifício praticado no corpo da barra facilita o seu aperto com uma marreta. Efectuado o ajuste, a zona entre a porca e a parede era betonada, com o objectivo de conseguir uma ligação mais eficiente e eliminar as folgas ainda eventualmente existentes.

Nas escoras instrumentadas, a única diferença relativamente ao esquema descrito, consistia na realização prévia na parede, do lado da cabeça regulável, de uma superfície lisa normal ao eixo do perfil, superfície na qual a célula era colocada e fixa por meio de centralizadores, de modo que o seu eixo e o da escora ficassem alinhados, medida indispensável para o bom funcionamento das células de três cordas vibrantes como as usadas.

Após a instalação do primeiro nível do escoramento da forma citada, e quando a escavação progredia para alcançar a

plataforma para que o mesmo fosse feito para o nível seguinte, verificou-se que naquele as cabeças reguláveis não tinham resistência compatível com os esforços mobilizados, sofrendo, na sua quase totalidade, rotura pelas cantoneiras ou pelos cordões de soldadura que ligavam estes elementos ao resto do sistema. Aquela rotura, de natureza progressiva, ocorreu nos três primeiros dias do mês de Junho e provocou o crescimento dos deslocamentos da cortina para valores apreciáveis, só se verificando a estabilização dos mesmos quando na generalidade das escoras se deu o encosto da escora propriamente dita com a porca. Na Figura 12.13 mostra-se o aspecto de uma das escoras instrumentadas após o incidente. Como a imagem bem ilustra, os eixos da barra roscada e da célula ficaram desalinhados,o que veio perturbar gravemente as leituras dos esforços.



Fig. 12.13 - Escora instrumentada do primeiro nível após a rotura da cabeça regulável

Em consequência do sucedido, modificou-se o processo de instalação do escoramento, que passou a ser feito da forma que seguidamente se descreve e a Figura 12.14 ajudará a compreender.

As escoras eram cortadas com um comportamento inferior em cerca de meio metro ao de projecto, colocadas na posição apropriada e seladas numa das extremidades, como no proces-

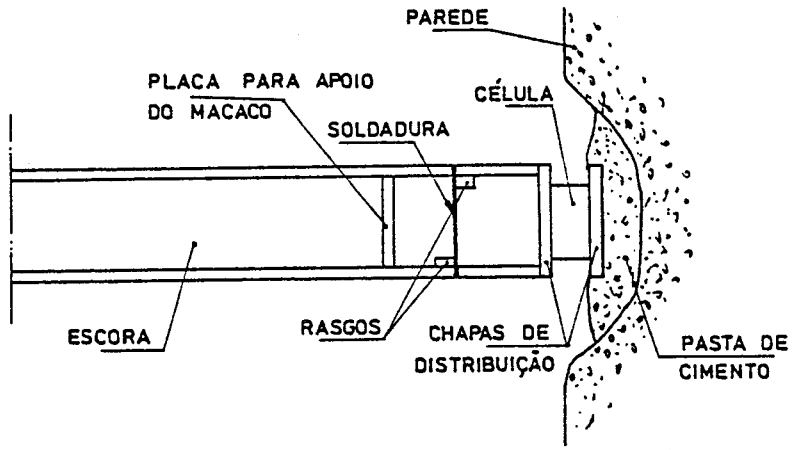


Fig. 12.14 - Escora instrumentada do terceiro nível sem cabeça regulável

so inicialmente adoptado, à parede moldada. Uma cavidade era feita na parede do lado oposto e preenchida por uma pasta de cimento pouco plástica. Um troço de perfil de comprimento sensivelmente igual à diferença entre o de projecto e o da parte já colocada era então encaixado entre esta e a parede. O encaixe era facilitado por dois pequenos rasgos, feitos na alma dos perfis junto aos banzos, e realizado com o auxílio de dois macacos, colocados de cada lado da alma, cuja acção expulsava parte da pasta de cimento presente na cavidade. Conseguido o perfeito alinhamento dos dois troços, estes eram soldados, retirando-se os macacos logo que a pasta de cimento ganhava presa.

Nas escoras instrumentadas, para que uma boa distribuição de carga nas células fosse conseguida, eram colocadas duas chapas de aço, uma sobre a pasta de cimento e a outra soldada na extremidade do troço de escora de menor comprimento; era nesta chapa que na operação de encaixe a célula era fixa, tendo a preocupação de alinhar o seu eixo com o do perfil.

O processo descrito, que se revelou totalmente satisfatório, foi adoptado também no primeiro nível de escoras, que, após a conclusão da segunda fase de escavação e da instalação do segundo nível, foi reparado. Tal operação foi levada a cabo mantendo ao lado de cada escora em reparação uma outra ajustada por meio de cunhas de aço. Só após a conclusão da reinstalação do primeiro nível foi dado seguimento às restantes fases construtivas programadas.

12.3.2 - DESLOCAMENTOS DA CORTINA

Um total de 16 campanhas de leituras nos tubos inclinométricos foi efectuado entre 12/3/82, imediatamente antes de iniciada a escavação, e 2/11/82, quando ficou completa a substituição do escoramento pelas lages dos pisos enterrados. Das 15 campanhas posteriores à de referência, incluem-se os resultados das 6 mais significativas nas Figuras 12.15 e 12.16.

A Figura 12.15 ilustra os deslocamentos da cortina medidos nos tubos inclinométricos 1 e 2 ao longo das cinco fases de escavação que constam do Quadro 12.VII. Na Figura 12.16

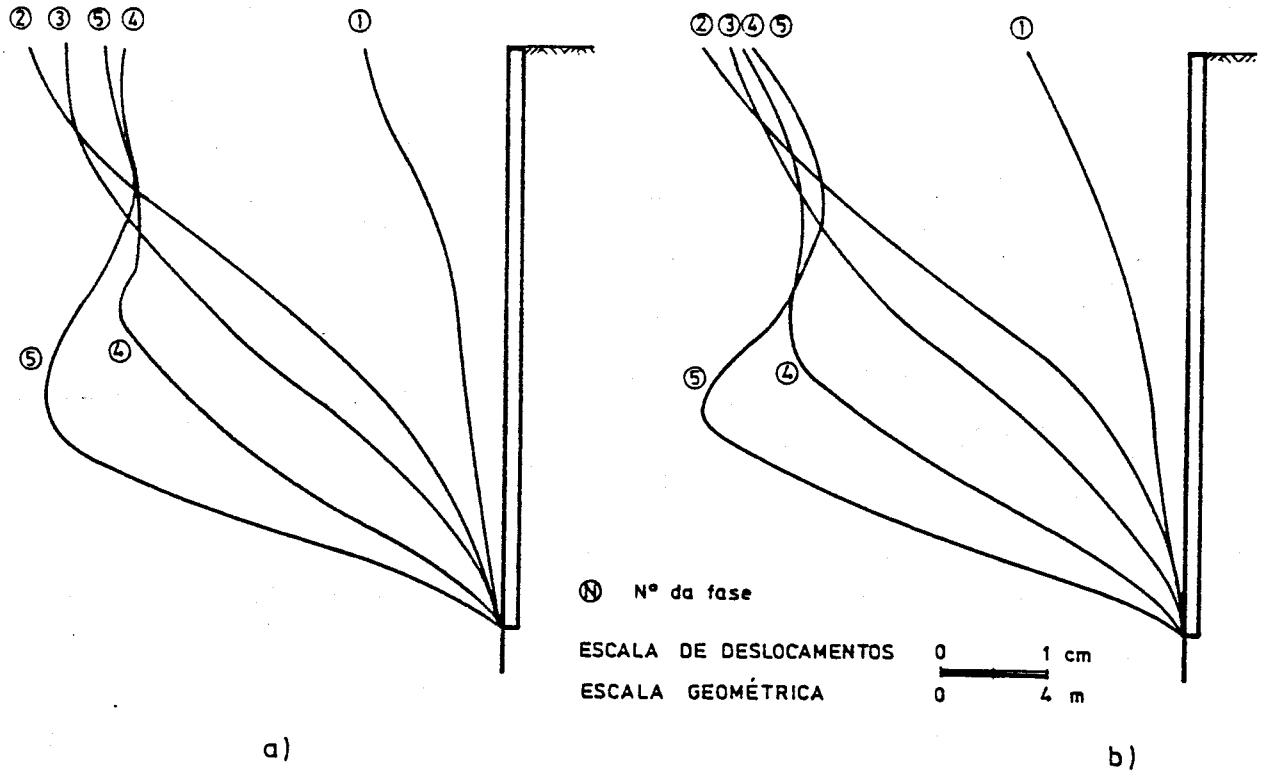


Fig. 12.15 - Deslocamentos laterais da parede observados nas cinco fases de escavação: a) tubo inclinométrico 1; b) tubo inclinométrico 2

representam-se os movimentos medidos nos mesmos tubos no fim da escavação e após a retirada do primeiro nível do escoramento (fases 5 e 9 referidas no Quadro 12.VII). As leituras cujos resultados se representam foram realizadas alguns dias após a conclusão da fase construtiva correspondente, de modo a aguardar a estabilização dos deslocamentos a esta associados.

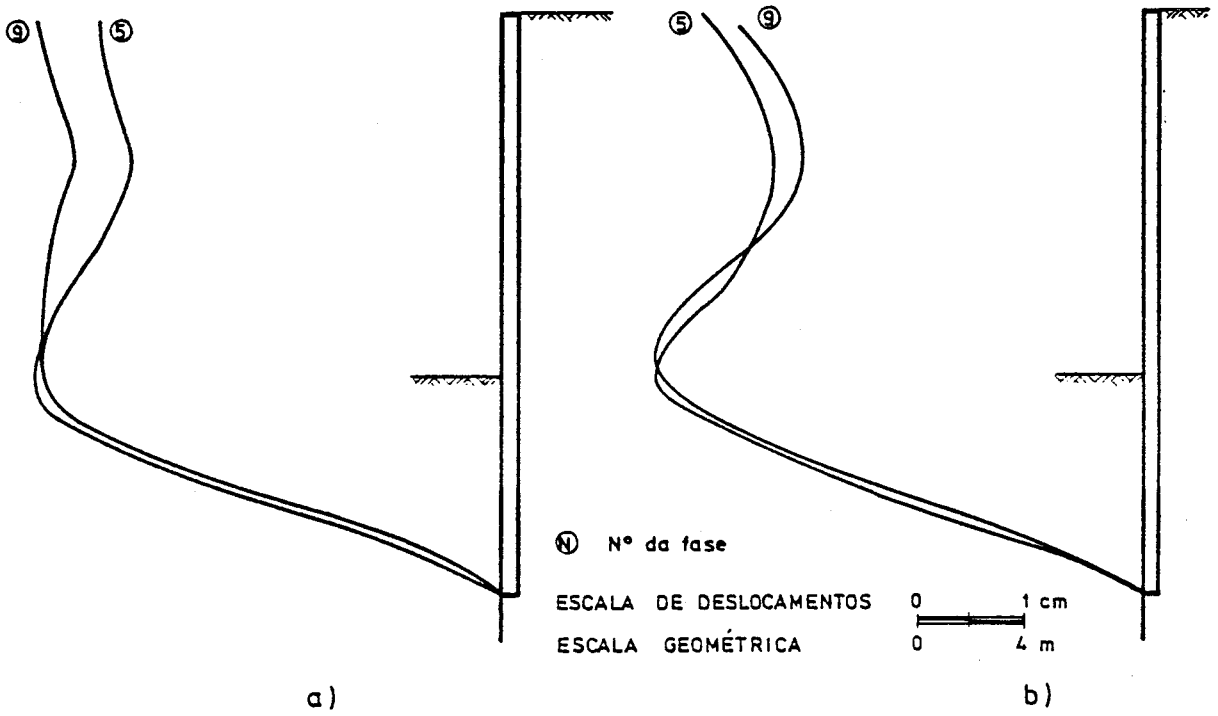


Fig. 12.16 - Deslocamentos laterais da parede observados no fim da escavação e após a completa substituição do escoramento pelas lajes: a) tubo inclinométrico 1; b) tubo inclinométrico 2

Os movimentos resultantes das leituras nos dois tubos inclinométricos são bastante próximos justificando os seguintes comentários:

1) os deslocamentos crescentes da base ao topo medidos na primeira fase apresentam o aspecto que é usual quando nenhum nível de escoras ou ancoragens está em serviço, atingindo no topo cerca de 1,5cm;

2) a rotura das cabeças reguláveis retirou ao primeiro nível de escoras grande parte da sua eficácia, tendo a parede experimentado na segunda fase de escavação um movimento do tipo do ocorrido na fase anterior, triplicando o deslocamento do seu topo;

3) com a terceira fase de escavação começa a desenvolver-se a convexidade da face da parede virada para a escavação, ocorrendo os maiores deslocamentos abaixo do segundo nível do escoramento, na parte cor

respondente à massa de solo nessa fase escavada e daí para baixo; a parede, apoiada no segundo nível de escoras e solicitada abaixo deste por forças dirigidas para a escavação, inverte na parte superior o sentido do seu movimento, deslocando-se agora, embora muito ligeiramente, de encontro ao maciço suportado;

4) na quarta fase os aspectos que na anterior se tinham revelado ganham maior desenvolvimento, de modo que os deslocamentos da cortina acima do nível da escavação são bastante próximos, oscilando entre os 3,5 e os 4,0 cm;

5) com a instalação das escoras do quarto nível e a realização da quinta fase de escavação, o deslocamento do topo da cortina deixa finalmente de ser máximo, passando este a verificar-se nas proximidades do fundo da escavação, onde atinge cerca de 4,5 cm; daí para baixo, os deslocamentos decrescem quase linearmente até ao pé da cortina;

6) ao contrário dos medidos no tubo 2, os deslocamentos registados no tubo 1 na fase 9 diferem significativamente dos correspondentes à conclusão da escavação, notando-se na parte superior um acréscimo de cerca de 6 mm, o que atesta o interesse em prolongar o estudo do comportamento da estrutura até às fases construtivas em que os níveis do escoramento são progressivamente substituidos pelas lajes das caves;

7) o valor do deslocamento máximo da cortina corresponde a cerca de 0,33% da profundidade do corte, o que, apesar de os deslocamentos associados à segunda fase de escavação terem sido, pelas razões oportunamente expostas, bastante elevados, se pode considerar razoável, em especial se fôr tida em conta a proximidade do nível freático da superfície do terreno e a profundidade considerável a que o bedrock

se situa; deve acrescentar-se que não foram detectadas danificações significativas, quer nas artérias vizinhas da escavação, quer no edifício contíguo à sua face Nascente.

12.3.3 - ESFORÇOS NO ESCORAMENTO

Mais de 50 campanhas de leituras dos esforços instalados no escoramento foram realizadas, incluindo-se a maioria delas no Quadro 12.VIII. As restantes são omitidas por não corresponderem a fases bem definidas do processo construtivo, representando medições efectuadas em simultâneo com fases de escavação, com os esforços evoluindo de um patamar mais ou menos estável para outro.

Para cada campanha são indicados, além dos esforços medidos, a data, hora e temperatura das escoras. Além disso, para campanhas realizadas com menos de 24 horas de intervalo, é igualmente incluido, para cada escora, o valor do parâmetro R_G que representa (ver 2.2.3) a razão entre a diferença nos esforços medidos nas campanhas citadas e aquela que ocorreria, associada à mesma variação de temperatura, caso toda a dilatação fosse impedida; para o efeito foram efectuadas leituras nas proximidades das horas de mais baixa e mais alta temperaturas, isto é, por volta das 6,00 e 15,00 horas, respectivamente. A temperatura das escoras foi medida por meio de um termómetro apropriado colocado na alma dos perfis. Atingido o fundo da escavação, como as variações nos esforços associadas às flutuações da temperatura fossem relativamente reduzidas, a realização de duas campanhas de leituras por dia foi interrompida.

Os valores médios dos esforços em cada escora correspondentes às várias fases construtivas, a média daqueles valores para as duas escoras instrumentadas de cada nível, e o afastamento percentual dos primeiros em relação a esta figuram no Quadro 12.IX. A Figura 12.17, por seu turno, mostra a evolução dos esforços nas duas escoras instrumentadas de cada nível ao longo da construção. Os diagramas de pressões aparentes calculados a partir dos esforços medidos nos dois

QUADRO 12. VIII

DATA		3/5	2/6	3/6	4/6	11/6	14/6	16/6	—	21/6	24/6	24/6	26/6	26/6	28/6	28/6	29/6	—	7/7	8/7	8/7	9/7	9/7	10/7	—	19/7	21/7	21/7	22/7	22/7	26/7	27/7	10/8	26/8	27/8	6/9	7/9	13/9	20/9	21/9	27/9	27/9	29/9	1/10	6/10	14/10	15/10 18/10	21/10	22/10	26/10	29/10
HORA		—	12:00	—	16:00	—	16:00	18:30	—	15:20	6:15	15:30	6:15	14:30	6:00	14:40	6:00	—	15:00	6:00	15:20	6:00	15:15	6:30	—	15:30	6:00	15:30	6:15	15:30	15:30	6:15	10:00	11:00	—	15:20	—	16:30	12:00	—	12:00	—	10:00	9:20	13:00	13:00	—	13:30	14:00	15:15	—
TEMPERATURA (°C)		—	34	—	27	—	36	24	—	32	13	24	15	32	16	40	18	—	26	17	27	15	36	15	—	25	16	30	15	35	36	16	24	22	—	29	—	29	25	—	25	—	23	16	24	25	—	25	24	24	—
Escora XII.1	F (kN)	—	—		—	—	351	20		32	34	36	38	42	38	44	37		19	18	18	19	21	19		22	20	21	20	20	21	19	18	30		28		26	29		29		34	31	36	42		141	125	118	
Escora XIII.1	F (kN)	—	138		151	—	91	16		11	14	22	20	32	21	36	19		8	5	7	6	12	6		15	11	21	11	19	23	14	18	38		40		32	27		36		30	29	47	51		190	175	170	
Escora XII.2	F (kN)									654	601	675	630	727	649	805	688		922	899	914	889	932	880		796	762	790	756	801	788	747	712	703		750		767	735		757		1014	984	1102	1051					
	R_G (%)										42		36		40					16		13		16			13		14		13																			
																33																																			
Escora XIII.2	F (kN)									441	401	449	416	489	429	571	503		661	634	652	630	672	625		592	567	598	562	608	611	568	564	571		566		609	612		628		769	760	851	860					
	R_G (%)										27		27		37					18		11		14			14		14		14																			
																19																																		
Escora XII.3	F (kN)																		1166	1108	1162	1105	1188	1148		1239	1197	1236	1185	1227	1194	1154	1078	1063		1026		1185	1140		1213										
	R_G (%)																		21		16		6			9		7		7																					
																				18		13					11																								
Escora XIII.3	F (kN)																		719	689	722	686	737	746		860	839	842	831	829	790	790	748	759		758		928	883		905										
	R_G (%)																		11		10		—			1		—		—																					
																				11		8					2																								
Escora XII.4	F (kN)																									521	501	530	513	543	539	491	506	526		574															
	R_G (%)																									13		9		15																					
																										7																								
Escora XIII.4	F (kN)																									844	834	840	838	850	840	810	837	865		880															
	R_G (%)																									3		3		10																					
																										1																								

MONTAGEM DO 1º NÍVEL

ROTURA DO SISTEMA DE LIGAÇÃO DO 1º NÍVEL DE ESCORAS A CORTINA

CONCLUSÃO DA 2ª FASE DE ESCAVAÇÃO

MONTAGEM DO 2º NÍVEL

REINSTALAÇÃO DO 1º NÍVEL

REALIZAÇÃO DA 3ª FASE DE ESCAVAÇÃO

MONTAGEM DO 3º NÍVEL

REALIZAÇÃO DA 4ª FASE DE ESCAVAÇÃO

MONTAGEM DO 4º NÍVEL

REALIZAÇÃO DA 5ª FASE DE ESCAVAÇÃO

BETONAGEM DA LAGE DE FUNDO

RETIRADA DO 4º NÍVEL DE ESCORAS

BETONAGEM DA 2ª LAGE

RETIRADA DO 3º NÍVEL DE ESCORAS

BETONAGEM DA 3ª LAGE . RETIRADA DO 2º NÍVEL DE ESCORAS .

BETONAGEM DA 4ª LAGE

RETIRADA DO 1º NÍVEL DE ESCORAS

QUADRO 12.IX

FASES	1º NÍVEL				2º NÍVEL				3º NÍVEL				4º NÍVEL			
	ESFORÇOS (kN)			Variação em torno da média (%)	ESFORÇOS (kN)			Variação em torno da média (%)	ESFORÇOS (kN)			Variação em torno da média (%)	ESFORÇOS (kN)			Variação em torno da média (%)
	Escora XII.1	Escora XIII.1	Média		Escora XII.2	Escora XIII.2	Média		Escora XII.3	Escora XIII.3	Média		Escora XII.4	Escora XIII.4	Média	
2ª	351 (1)	121 (1)	236 (1)	— (2)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3ª	38	22	30	— (2)	679	462	571	19	—	—	---	—	—	—	—	—
4ª	19	7	13	— (2)	906	646	776	17	1146	717	931	23	—	—	—	—
5ª	22	21	21	— (2)	761	581	671	13	1160	805	982	18	524	844	684	23
6ª	28	32	30	— (2)	753	616	685	10	1179	905	1043	13	—	—	—	—
7ª	36	39	38	— (2)	1038	810	924	14	—	—	—	—	—	—	—	—
8ª	128	178	153	16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(1) Valores antes da reinstalação e de fidelidade duvidosa

(2) Valores sem significado

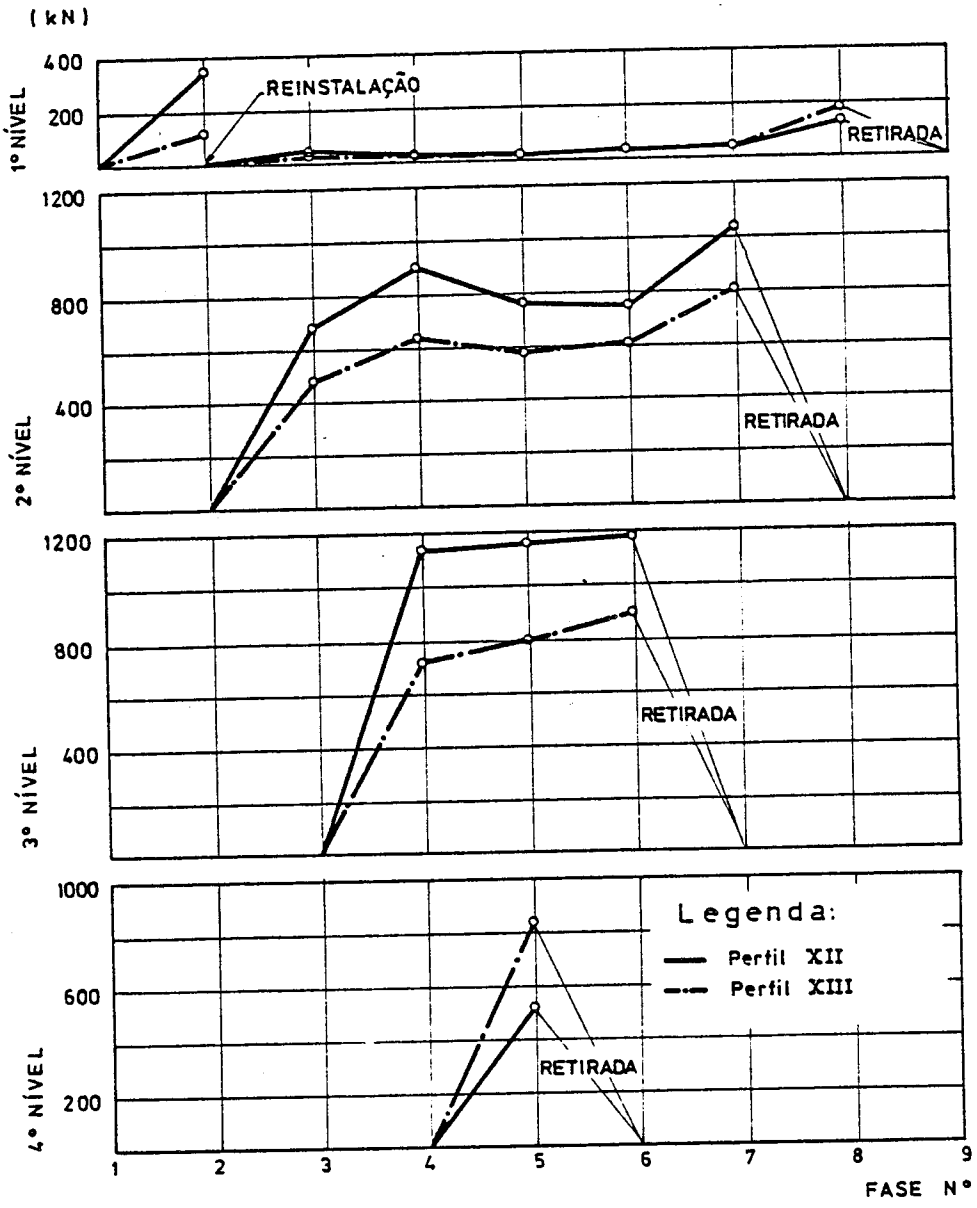


Fig. 12.17 - Esforços medidos no escoramento

perfis no fim da escavação representam-se na Figura 12.18.

Como já foi referido, a rotura das cabeças reguláveis do primeiro nível perturbou a medição dos esforços nele instalados no fim da segunda fase de escavação. Por isso, os valores que se indicam para esse nível antes da sua reinstalação merecem algumas reservas.

Os resultados obtidos sugerem os seguintes comentários:

1) é curioso notar que o primeiro nível, após a sua reinstalação, se mantém praticamente descarregado durante toda a construção, apenas voltanto a ser soli

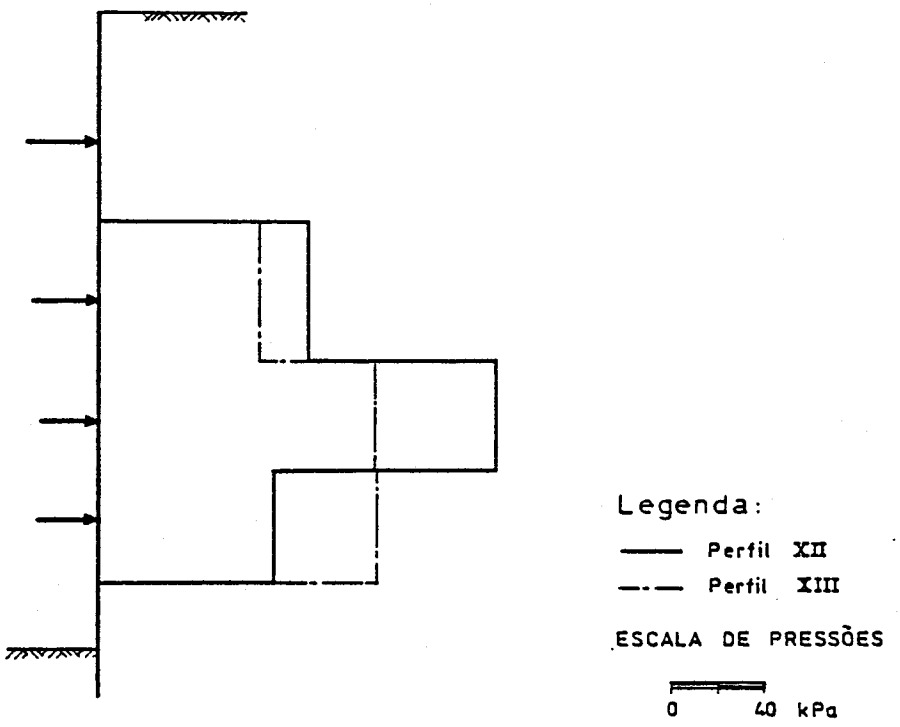


Fig. 12.18 - Diagramas de pressões aparentes no fim da escavação

citado por esforços de grandeza significativa na fase 8, quando o nível imediatamente inferior foi retirado; isso pode explicar-se porque, como já foi salientado na análise dos movimentos calculados e observados, colocado em serviço o segundo nível e prosseguindo a escavação abaixo dele, a cortina passa a deslocar-se na parte superior, embora muito ligeiramente, de encontro ao maciço suportado; é,aliás, por razão semelhante que se verificam decréscimos nos esforços do segundo nível na última fase de escavação; em consequência de os esforços serem muito reduzidos, o cálculo do parâmetro R_G deixa de ter significado para as escoras do primeiro nível, já que nessas circunstâncias a cortina oferece uma oposição muito incipiente à dilatação daquelas;

2) são muito apreciáveis, apesar da proximidade dos perfis instrumentados, as diferenças entre os esforços medidos nas escoras ao mesmo nível, registando-se um afastamento máximo do valor médio igual a

23%; a instrumentação de mais um ou dois perfis teria sido, portanto, muito útil para a apreciação mais aprofundada deste aspecto do problema, não se encontrando, infelizmente, disponíveis na altura as células para tal necessárias; nota-se, contudo, uma nítida tendência para a aproximação entre os esforços com o progresso das fases construtivas, de forma análoga, aliás, à detectada no capítulo anterior relativamente aos esforços nas ancoragens;

3) de forma semelhante aos movimentos da cortina, constata-se que o estudo da evolução dos esforços no escoramento nas fases construtivas posteriores à conclusão da escavação assume inegável importância, o que é comprovado pelo facto de os esforços máximos nos segundo e terceiro níveis ocorrerem já no processo de substituição das escoras pelas lajes das caves; merece destaque o acréscimo médio de 35% nos esforços do segundo nível quando o imediatamente inferior foi retirado;

4) o esforço medido na escora XII.2 no dia 6/10 é, de todos os medidos, aquele que corresponde a uma tensão de compressão mais elevada: cerca de 141 MPa, valor consideravelmente superior (em cerca de 30%) à tensão de segurança do aço utilizado para solicitações do tipo II, entrando em conta com a encurvadura;

5) o valor máximo de R_G, 0,42, verificou-se também na escora XII.2 num dia em que a amplitude térmica entre as duas leituras foi de apenas 11°C; quatro dias depois, para a máxima amplitude térmica ocorrida durante a observação, 24°C, o mesmo parâmetro atingiu o valor de 0,40, correspondendo a um acréscimo total no esforço de compressão de 156 kN, o máximo de todos os registados em consequência das variações de temperatura; pôde constatar-se, por outro lado, uma forte tendência para o amortecimento com o tempo daquelas oscilações nos esforços, tendência que

se manifesta numa dada fase construtiva e não apenas de fase para fase; essa será possivelmente a razão porque se verifica o decréscimo dos valores máximos de R_G em profundidade nos três últimos níveis do escoramento, já que não é provável que aquele esteja associado a diferenças importantes na deformabilidade do maciço adjacente às respectivas extremidades, que é, nos três casos, o estrato de argila; esta suposição é reforçada pelo facto de serem próximos os valores do parâmetro em causa nos diversos níveis numa mesma fase.

12.4 - COMPARAÇÃO DOS COMPORTAMENTOS OBSERVADO E CALCULADO

12.4.1 - CÁLCULO DE PREVISÃO

Na Figura 12.19 representam-se os deslocamentos da cortina nas primeira , segunda e quinta fases, resultantes do cálculo efectuado previamente à realização da escavação e os observados em obra. A discordância entre o comportamento previsto e o observado é notável, sendo evidente que um dos factores por isso responsáveis terá sido a rotura das cabeças do primeiro nível do escoramento que permitiu o crescimento dos deslocamentos da parte superior da cortina, precisamente a zona onde é maior a diferença entre as duas deformadas.

Na Figura 12.20 ilustra-se, por sua vez, a evolução dos esforços nas escoras decorrentes do cálculo e da observação. Curiosamente, e com a excepção inevitável do primeiro nível, nos três restantes constata-se uma razoável concordância qualitativa e quantitativa entre os dois tipos de esforços, estando os calculados compreendidos entre os medidos nos dois perfis instrumentados de cada nível.

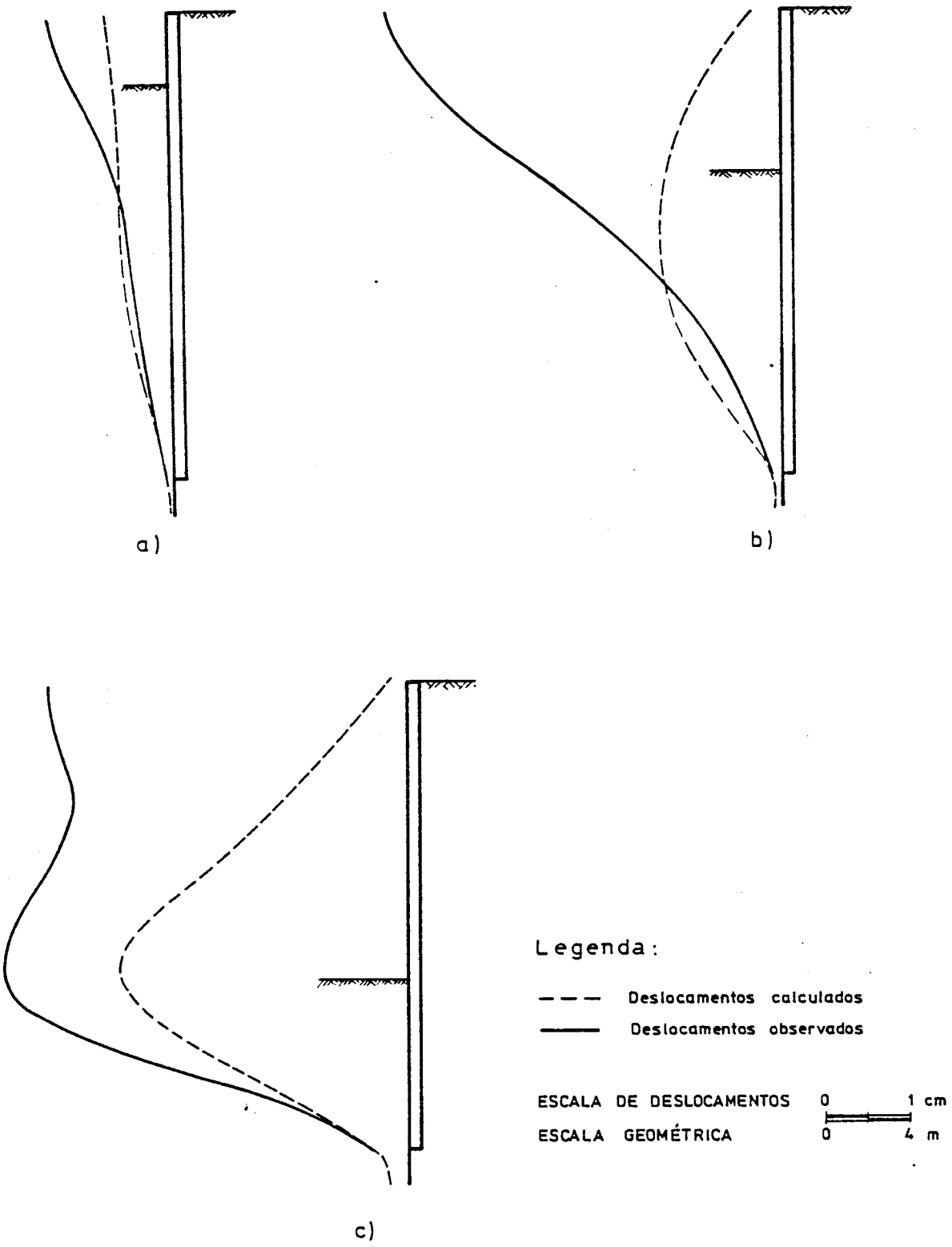


Fig. 12.19 - Comparação dos deslocamentos previstos e observados: a) fase 1; b) fase 2; c) fase 5

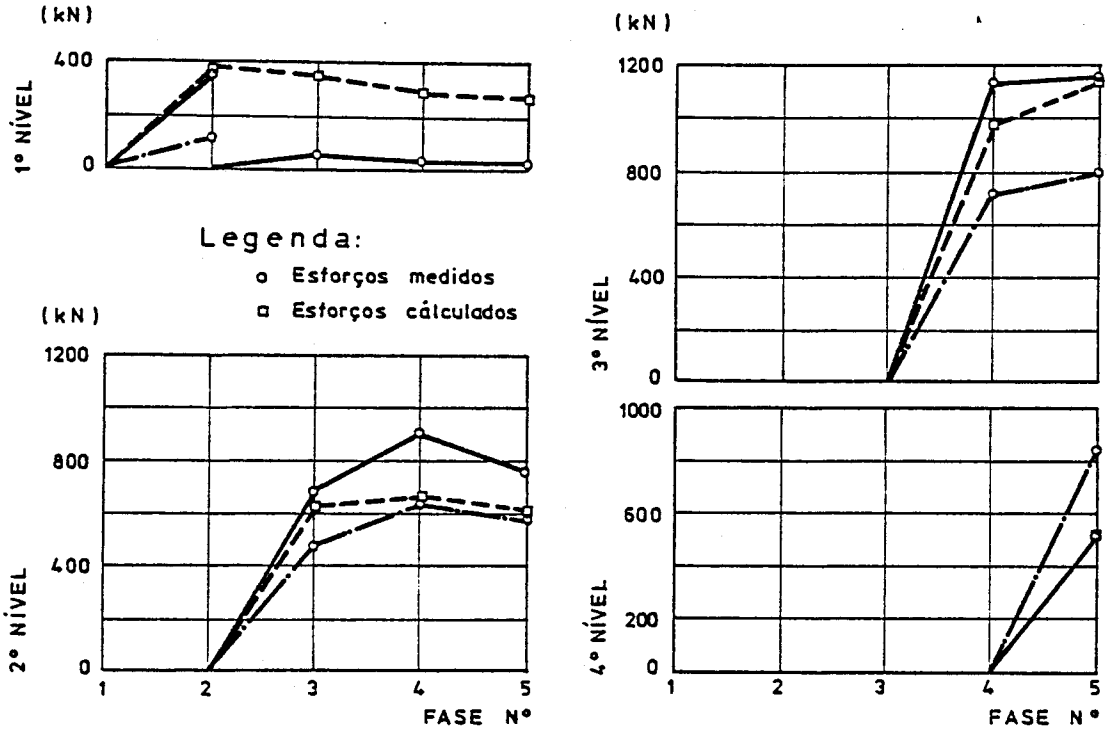


Fig. 12.20 - Comparação dos esforços previstos e observados no escoramento

12.4.2 - CÁLCULOS EFECTUADOS "A POSTERIORI"

12.4.2.1 - ESTUDO DAS CINCO FASES DE ESCAVAÇÃO

Como é evidente, e se pode comprovar nomeadamente pelo exame da Figura 12.19a, as discordâncias entre os resultados do cálculo de previsão e da observação não estão apenas associadas às diferenças entre os valores da rigidez do primeiro nível do escoramento admitido no cálculo e exibido em obra.

Com a escavação concluída, e de posse dos resultados da observação, procedeu-se à realização de uma série de cálculos para um mais aprofundado estudo do problema, cálculos esses em que:

a) na segunda fase a escavação foi levada até à profundidade atingida em obra, profundidade essa que é significativamente maior do que a admitida no cálculo inicialmente efectuado;

b) os parâmetros definidores do comportamento mecânico do maciço foram adoptados na base dos ensaios já referidos no ponto 2.2 deste capítulo, pois falharam as tentativas efectuadas no local, já com a escavação concluída, de realizar ensaios com um pressiómetro autoperfurador, devido a problemas relacionados com o facto de ser a primeira vez que tal aparelho era utilizado; de qualquer das formas, foram consideradas alterações nas características de deformabilidade da camada de aterro e do estrato de areia pelo emprego de outras correlações diferentes da traduzida pela equação (12.1);

c) a rigidez do escoramento foi adoptada a partir dos resultados da observação, eliminando-se, assim, de certa forma, uma das incógnitas do problema.

No que respeita a este último aspecto, a rigidez de cada nível de escoras foi calculada a partir do esforço nele mobilizado na fase seguinte à da respectiva instalação, e do deslocamento, na mesma fase, do ponto da parede à profundidade desse nível. Esta avaliação foi efectuada de duas formas distintas: i) tendo em atenção que o perfil XIII intercepta a parede praticamente na secção correspondente ao tubo inclinométrico 1 (ver Figura 12.1), aquela rigidez foi calculada na base dos esforços e deslocamentos observados, respectivamente, naquele perfil e neste tubo; ii) considerando que os efeitos tridimensionais são neste caso reduzidos, o que é confirmado pelo facto de os deslocamentos medidos até à conclusão da escavação nos tubos 1 e 2, este colocado sensivelmente a meia distância entre os perfis instrumentados, serem muito próximos, procedeu-se ao cálculo na base dos valores médios dos deslocamentos e esforços incrementais registados nos tubos e perfis referidos.

No Quadro 12.X indicam-se os resultados da avaliação citada expressos em percentagem do respectivo valor teórico; para o primeiro nível incluem-se os valores também após a reinstalação, mas sendo estes calculados a partir dos esforços e deslocamentos associados à fase 8, única fase em que nesse nível, após aquela operação, se mobilizaram esforços

QUADRO 12.X

NÍVEL DE ESCORAS	1	1*	2	3	4
Rigidez efectiva / Rigidez teórica (%) (TUBO 1 - PERFIL XIII)	1.2	8	40	*31	40
Rigidez efectiva / Rigidez teórica (%) (ESFORÇOS E DESLOCA. MÉDIOS)	2.5	9	48	30	38
Rigidez efectiva / Rigidez teórica (%) (CÁLCULOS "A POSTERIORI")	2.5	9	45	30	40

* Após reinstalação

de grandeza significativa.

Para além da proximidade dos valores obtidos das duas formas descritas e da extremamente reduzida rigidez exibida pelo primeiro nível em consequência da rotura das cabeças reguláveis, são surpreendentemente baixos os valores obtidos para os três restantes níveis, se fôr tido em consideração o processo de instalação dos mesmos, em que foram eliminados quaisquer dispositivos mais deformáveis entre o corpo das escoras e a parede moldada.

Deve esclarecer-se que o cálculo da rigidez teórica foi feito admitindo que o ponto médio de cada escora tem deslocamento nulo segundo a direcção horizontal, hipótese que podendo não ser inteiramente válida não explica os valores muito baixos encontrados para a razão K_e/K_t. Com efeito, já que no terrapleno do lado oposto ao da face instrumentada as condições de sobrecarga são mais severas (ver Figura 12.1), é provável que o ponto de deslocamento horizontal nulo esteja, em cada secção, mais próximo da face referida. Dessa forma, caso seja significativa (o que não é crível) a distância desse ponto ao ponto médio da escora, isso originará uma sobreestimação da razão K_e/K_t e não o contrário. Isso não tem, de qualquer forma, repercussões nos parâmetros de cálculo, que correspondem aos próprios valores da rigidez efectiva determinados da forma enunciada.

Por outro lado, desses valores, os calculados para os três últimos níveis, e no primeiro após a respectiva reinstalação, devem ser encarados com alguma reserva, pois a reduzida grandeza dos deslocamentos dos pontos em que tais níveis se ligam à cortina tornam mais prováveis erros significati -

vos naquela avaliação. Contudo, a relativa proximidade da razão K_e / K_t nos níveis em causa parece sugerir, por seu turno, que essa avaliação não terá sido de todo incorrecta. Por isso, nos cálculos efectuados "a posteriori", consideraram-se para a rigidez efectiva do escoramento os valores correspondentes aos indicados na terceira linha do Quadro 12.X,

Numa primeira parte do estudo foram efectuados três cálculos intervindo no módulo de deformabilidade da camada de aterro e do estrato de areia da forma indicada no Quadro 12.XI.

QUADRO 12.XI

CÁLCULO	CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DO ATERRO E DA AREIA
A	$E = 3\,R_p$
B	$E = 1.5\,R_p$
C	$E = 1.5\,R_p$ $E_{dr} = \alpha\,R_p$ (ver α no quadro 12.IV)

Na Figura 12.21 representam-se os deslocamentos laterais da parede moldada nas segunda e quinta (última) fases de escavação medidos no tubo 1 e resultantes dos cálculos citados. Aos deslocamentos medidos somou-se o deslocamento calculado no pé da parede, igual nos três cálculos, para mais correcta comparação dos resultados.

Os deslocamentos derivados do primeiro dos cálculos, o cálculo A, aquele em que os parâmetros definidores do comportamento mecânico do maciço não sofreram alteração relativamente ao cálculo para previsão do comportamento, diferem acentuadamente dos medidos. Embora tal facto signifique que o afastamento dos resultados da observação em relação aos do cálculo efectuado "a priori" se não deve apenas aos valores neste admitidos para a rigidez do escoramento, deve ser notado que o incidente ocorrido com o primeiro nível de escoras implicou um crescimento dos níveis de tensão no maciço que, caso fosse previsível, aconselharia a adopção de módulos de deformabilidade do aterro e da areia mais próximos, ou mesmo coincidentes, com os limites inferiores dos valores incluí -

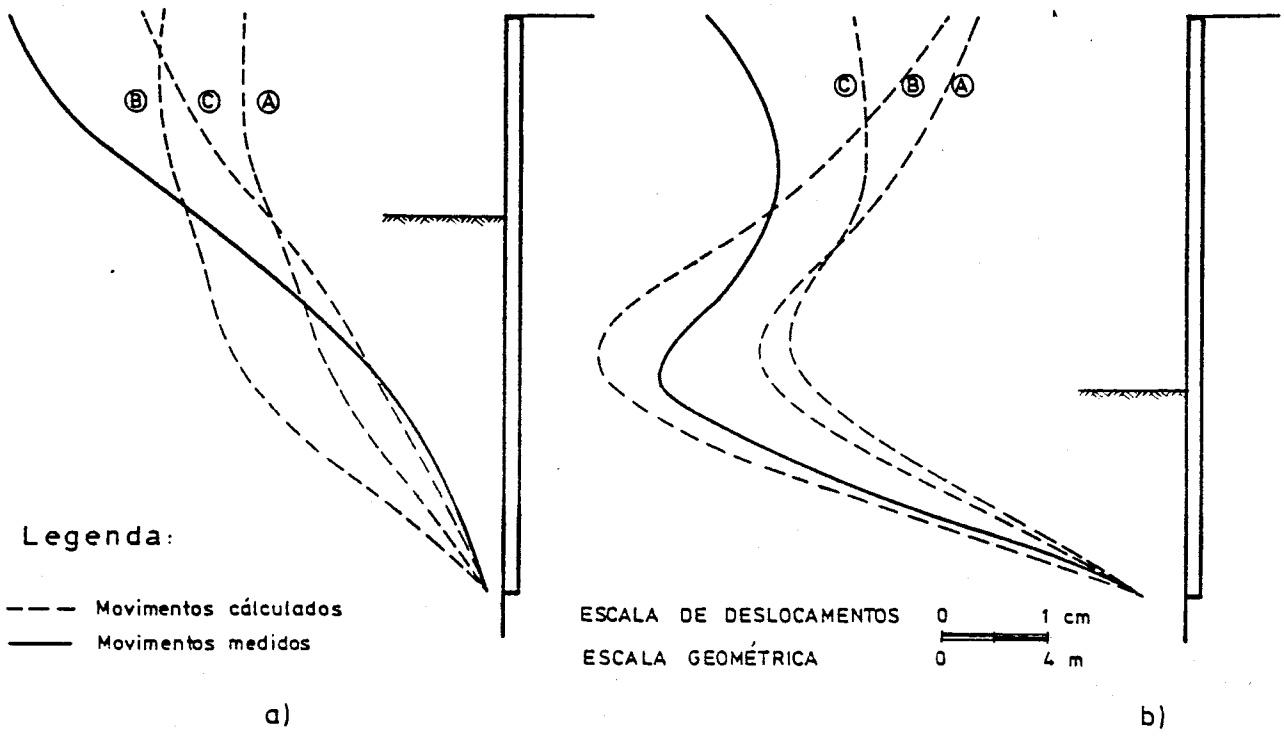


Fig. 12.21 - Deslocamentos da parede medidos e calculados "a posteriori"; a) fase 2; b) fase 5

dos no Quadro 12.IV.

Contudo, como se pode igualmente verificar pela mesma figura, a aproximação conseguida com os resultados do cálculo B, em que os módulos de deformabilidade da camada de aterro e do estrato de areia foram já baseados na correlação mais pessimista, está longe de se poder considerar aceitável. Deve sublinhar-se, aliás, que mais notórias do que as diferenças na grandeza dos deslocamentos, são as diferenças qualitativas, já que o próprio aspecto global da deformada da cortina, comum aos dois cálculos, se afasta consideravelmente do observado.

Uma terceira tentativa de reproduzir o comportamento observado foi ensaiada, considerando que a grande diferença que nos resultados dos cálculos A e B se verifica entre os deslocamentos finais do topo da parede moldada e os dos pontos mais próximos do fundo da escavação, diferença que se não detecta nos resultados da observação, poderia ser devida ao facto de o aterro exibir um módulo de deformabilidade muito reduzido quando nas fases mais adiantadas do processo construtivo a inversão do sentido do movimento da parte superior

da cortina nele ocasiona decréscimos nas tensões de corte.

Assim, no cálculo C o comportamento mecânico do aterro e do estrato de areia passou a ser definido por dois módulos de deformabilidade, um para primeira carga e outro para trajectórias de tensões em descarga ou recarga, iguais, respectivamente, aos limites inferior e superior dos diversos valores incluidos no Quadro 12.IV.

Como mostra ainda a Figura 12.21, a concordância qualitativa dos resultados deste cálculo com os da observação passa a ser excelente, e mesmo em termos quantitativos a aproximação conseguida pode considerar-se francamente razoável. Aspecto extremamente interessante é o facto de a alteração referida afectar também profundamente os deslocamentos na segunda fase de escavação, em que a face exposta da cortina passa a assumir uma ligeira concavidade melhorando assim de forma notável a aproximação com o comportamento observado. Isso é resultado de um fenómeno, já detalhadamente analisado em 5.4, que se relaciona com a existência de uma zona do maciço do lado da escavação, quando a profundidade desta não é ainda muito grande, que se encontra em descarga, fruto da aproximação das grandezas das tensões principais iniciais. Essa zona passa, em consequência, a exibir um módulo de deformabilidade mais elevado, alterando da forma que a Figura 12.21a expressa os deslocamentos da cortina.

Na Figura 12.22 representam-se os deslocamentos relativos ao cálculo C em todas as fases de escavação, tornando-se a sua comparação com a Figura 12.15 particularmente sugestiva a respeito da concordância obtida com os deslocamentos observados.

Esta concordância, no que respeita aos esforços no escoramento é, como mostra a Figura 12.23, também muito boa, mantendo-se nos quatro níveis os esforços calculados entre os medidos nos dois perfis instrumentados. É compreensível, por outro lado, a maior aproximação dos esforços calculados em cada fase e para cada nível em relação aos mais baixos dentre os medidos (com a única excepção do que acontece na fase 5 no terceiro nível), já que os deslocamentos calculados são também inferiores aos observados.

As pressões sobre a cortina no fim da escavação, obtidas no mesmo cálculo, ilustram-se na Figura 12.24. No aterro

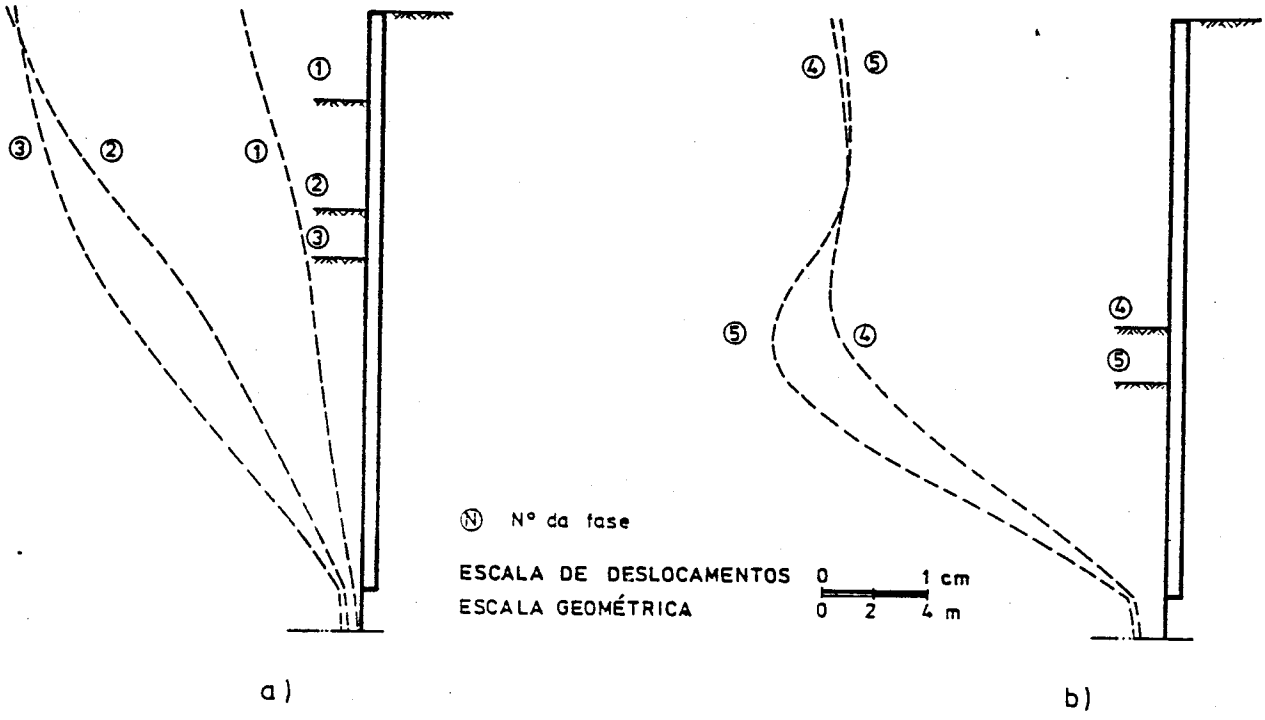


Fig. 12.22 - Deslocamentos da cortina (cálculo C): a) fases 1 a 3; b) fases 4 e 5

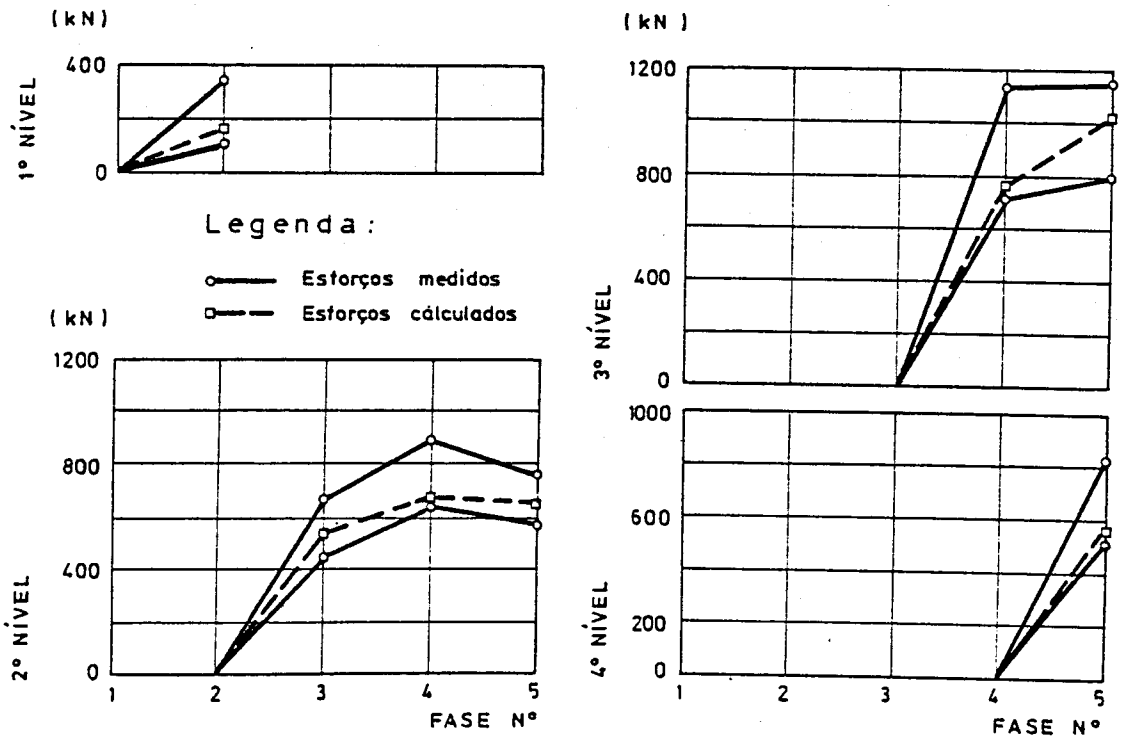


Fig. 12.23 - Esforços medidos e calculados (cálculo C) no escoramento até à conclusão da escavação

e no estrato de areia distinguem-se as pressões do solo das hidrostáticas, enquanto que no estrato de argila as pressões representadas são pressões totais.

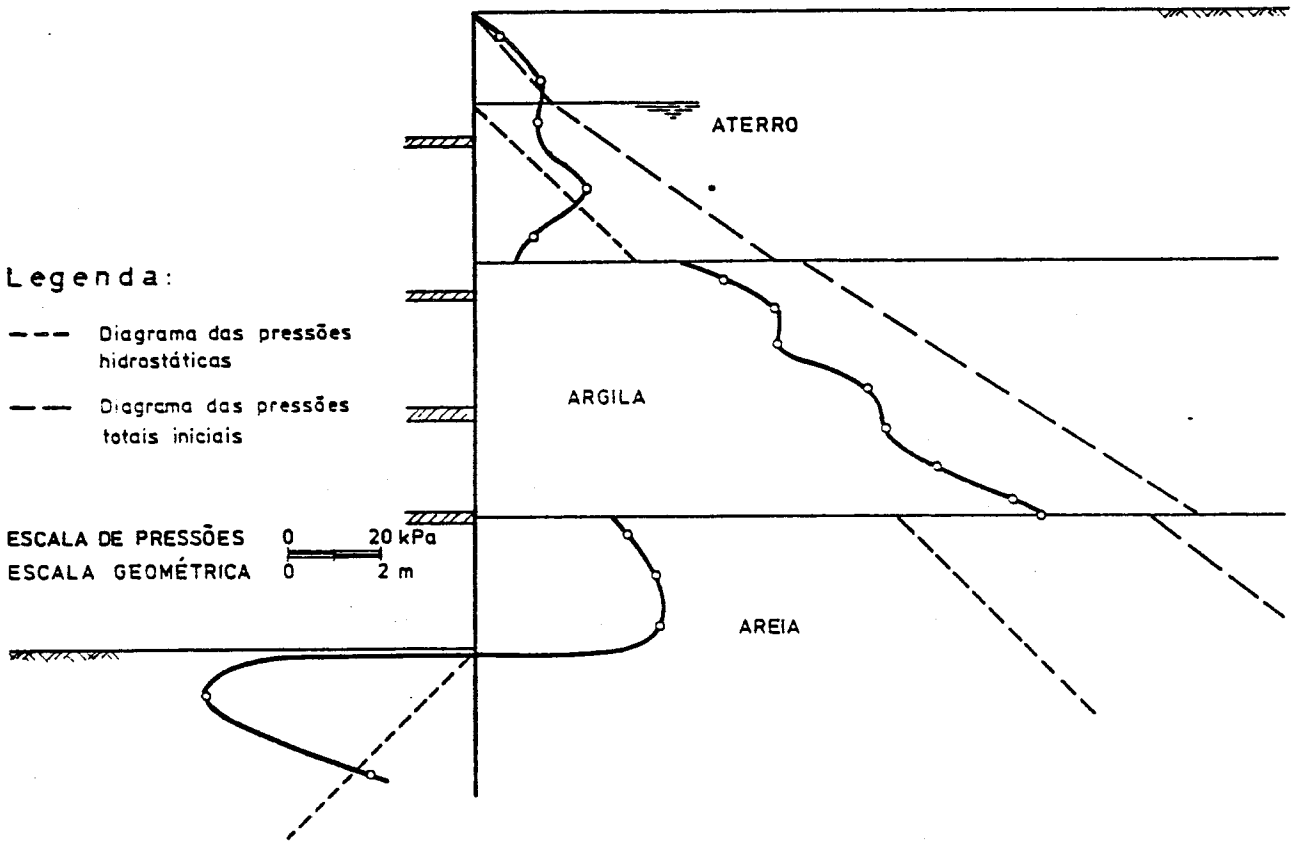


Fig. 12.24 - Pressões sobre a cortina no fim da escavação (cálculo C)

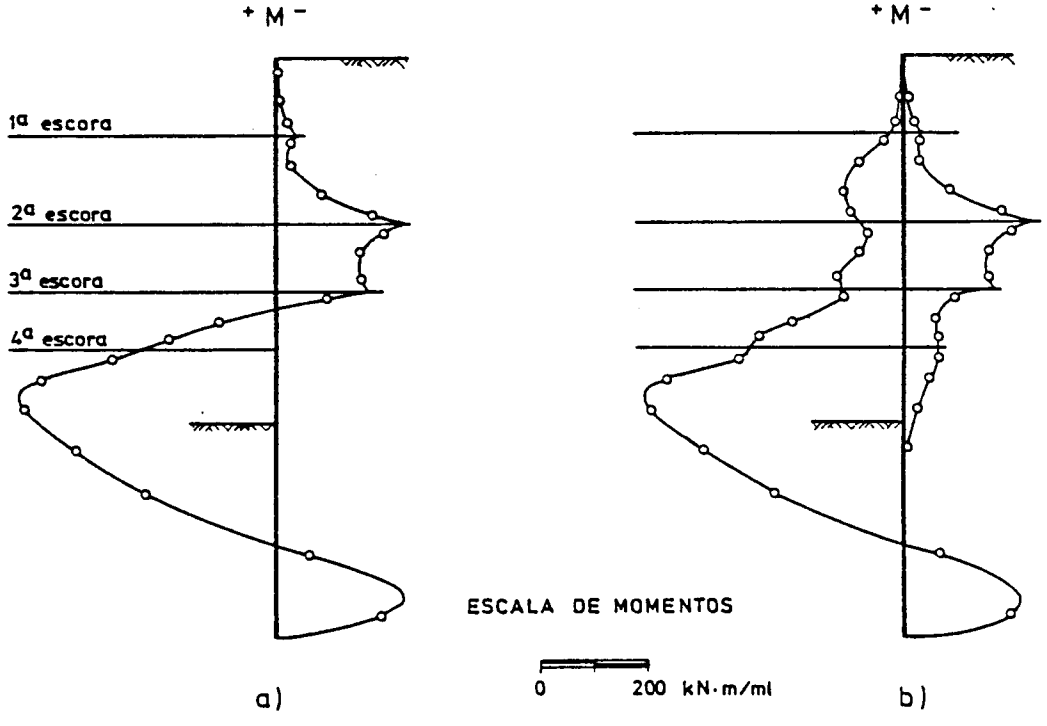


Fig. 12.25 - Momentos flectores na cortina (cálculo C): a) fim da escavação; b) envolvente dos diagramas nas cinco fases de escavação

Por seu turno, a Figura 12.25 diz respeito aos momentos flectores calculados no fim da escavação e à envolvente dos diagramas de momentos nas cinco fases de escavação. Os diagramas representados não diferem essencialmente dos resultantes do cálculo efectuado "a priori", tendo-se verificado um decréscimo da ordem dos 10% na grandeza do momento máximo positivo e um aumento sensível da altura da parede abrangida pelos momentos negativos, que no entanto não ultrapassam valores relativamente modestos.

12.4.2.2 - ESTUDO DA SUBSTITUIÇÃO DO ESCORAMENTO PELAS LAJES

Este estudo, efectuado logo que a escavação atingiu o seu termo, foi extremamente útil ainda durante a execução do resto da obra, isto é, durante as fases de substituição do escoamento pelas lajes dos pisos enterrados. Com efeito, interessava que ao ser betonada determinada laje não existisse inferiormente em serviço qualquer nível do escoramento, já que, de contrário, e como é compreensível, adviriam grandes dificuldades na retirada e recuperação posterior dessas escoras. As posições relativas bastante díspares dos níveis do escoramento e das lajes (ver Quadros 12.I e 12.II), fruto de uma alteração ao projecto da estrutura quando a escavação ia já adiantada, aconselhavam, contudo, que um estudo fosse efectuado de modo a investigar se os esforços e deslocamentos resultantes do seguimento do processo faseado ilustrado na Figura 12.11 seriam comportáveis.

Esse estudo, que permitiu concluir pela possibilidade da adopção do processo construtivo citado, foi realizado adoptando parâmetros idênticos aos que basearam o cálculo C, simulando agora, além das cinco fases de escavação naquele já estudadas, mais quatro incrementos, correspondentes às fases construtivas designadas no Quadro 12.VII e na Figura 12.11 de 6 a 9.

Representam-se na Figura 12.26 duas envolventes de diagramas de momentos flectores: uma delas é a já representada, noutra escala, na Figura 12.25b, e diz respeito às fases necessárias para ser atingida a profundidade projectada pa-

ra a escavação; a outra corresponde às quatro fases construtivas posteriores. Como se pode verificar, esta envolvente só excede a primeira em zonas muito restritas onde os momentos atingidos são de grandeza semelhante ou inferior aos máximos ocorridos até ao fim da escavação, em qualquer dos casos perfeitamente admissíveis.

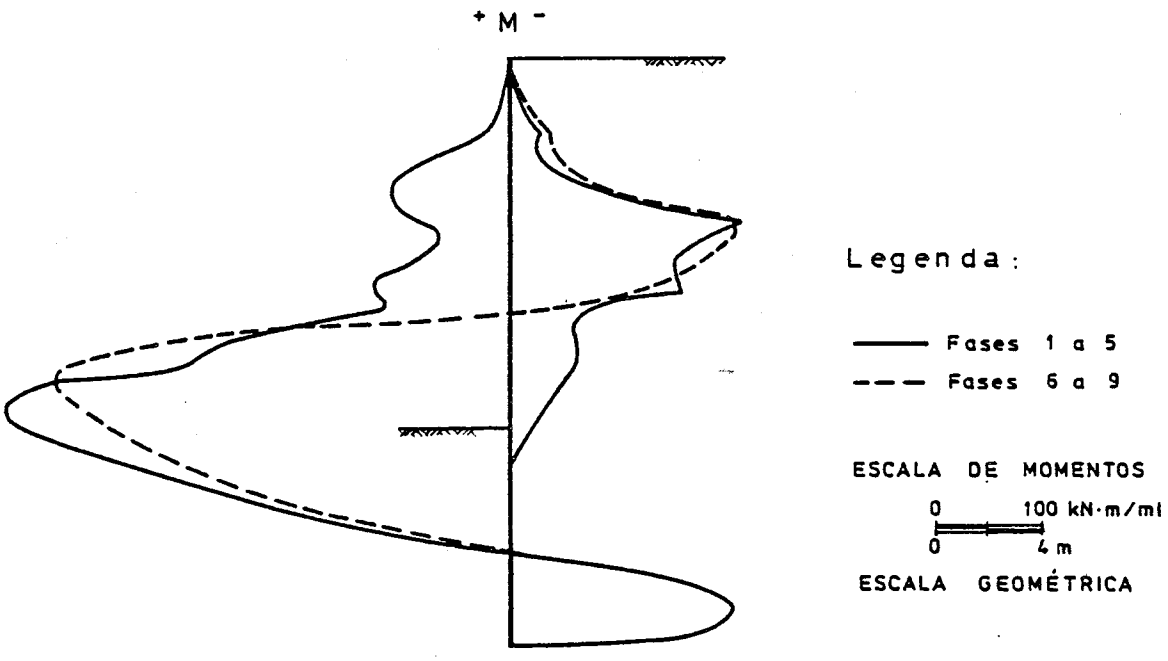


Fig. 12.26 - Envolventes dos diagramas de momentos flectores até ao fim da escavação e desta até à retirada completa do escoramento

A Figura 12.27 diz respeito aos esforços no escoramento calculados e medidos desde a instalação do primeiro nível até à retirada do mesmo. A concordância mantém-se excelente nas quatro últimas fases, embora deva ser notado que o esforço instalado na escora XII.2 na fase 7 excedeu significativamente a tensão de segurança no aço. Apenas no primeiro nível na fase 8 é que o esforço calculado se não encontra no intervalo dos medidos, embora no caso referido estes sejam pouco significativos.

No que respeita aos deslocamentos, o acréscimo calculado para as quatro últimas fases, em relação ao fim da escavação, cifra-se, na metade superior da cortina, em cerca de 2,5 mm, tendo o mesmo acréscimo oscilado entre valores praticamente nulos e os 6 mm nos deslocamentos observados. Na Figura 12.28 representam-se os deslocamentos finais (fase 9)

calculados e medidos nos dois tubos inclinométricos.

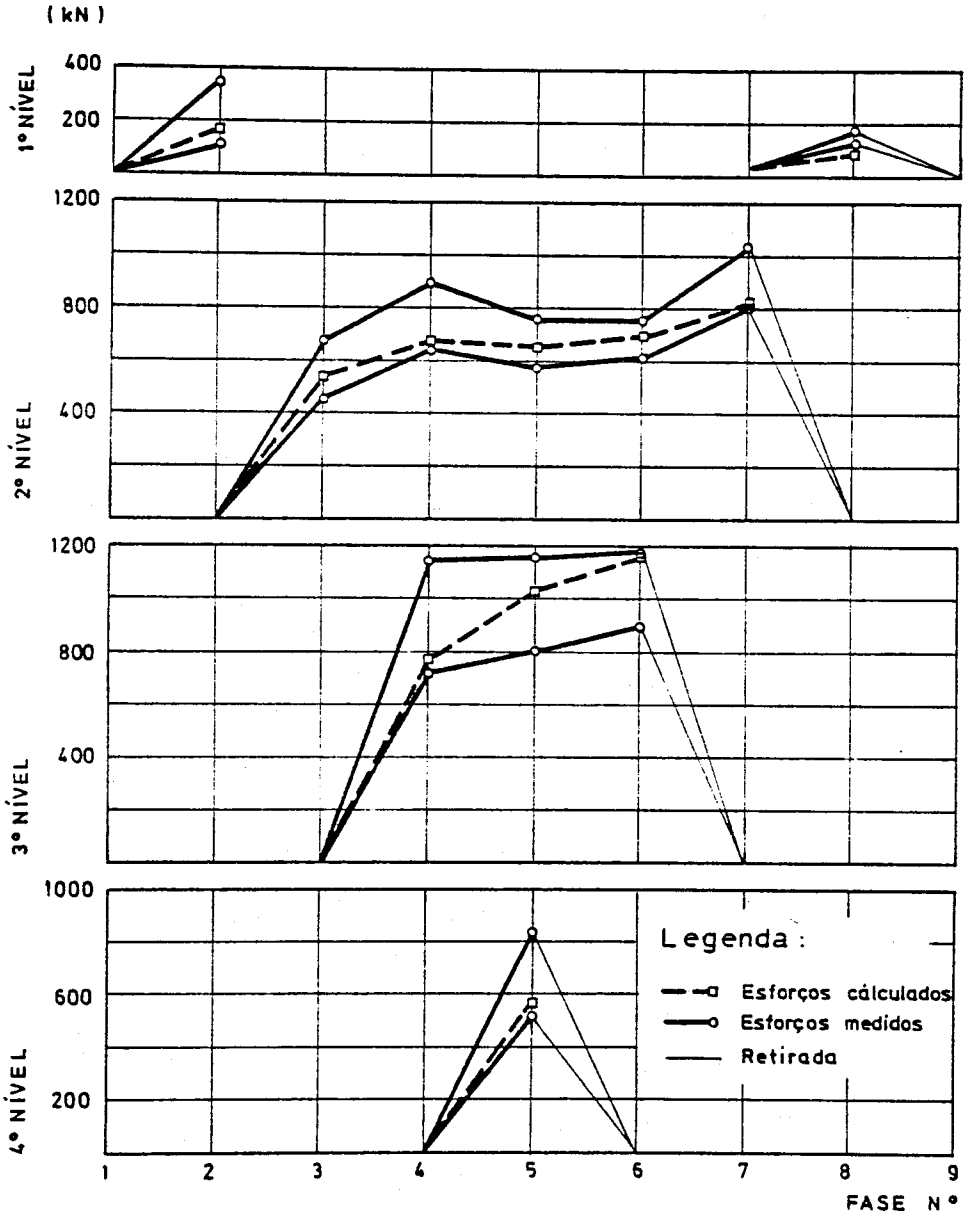


Fig. 12.27 - Esforços calculados e medidos no escoramento até à sua completa substituição pelas lajes

12.4.2.3 - ESTUDO DAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA NO ESCORAMENTO

Pelo procedimento descrito em 3.3.4 simularam-se as variações de temperatura no escoramento concluidas as tercei - ra, quarta e quinta fases de escavação. As variações de temperatura consideradas foram iguais às máximas registadas nas fases correspondentes durante a observação (ver Quadro 12.VIII), respectivamente, 24, 21 e 20°C. Nesse estudo adoptaram-se os

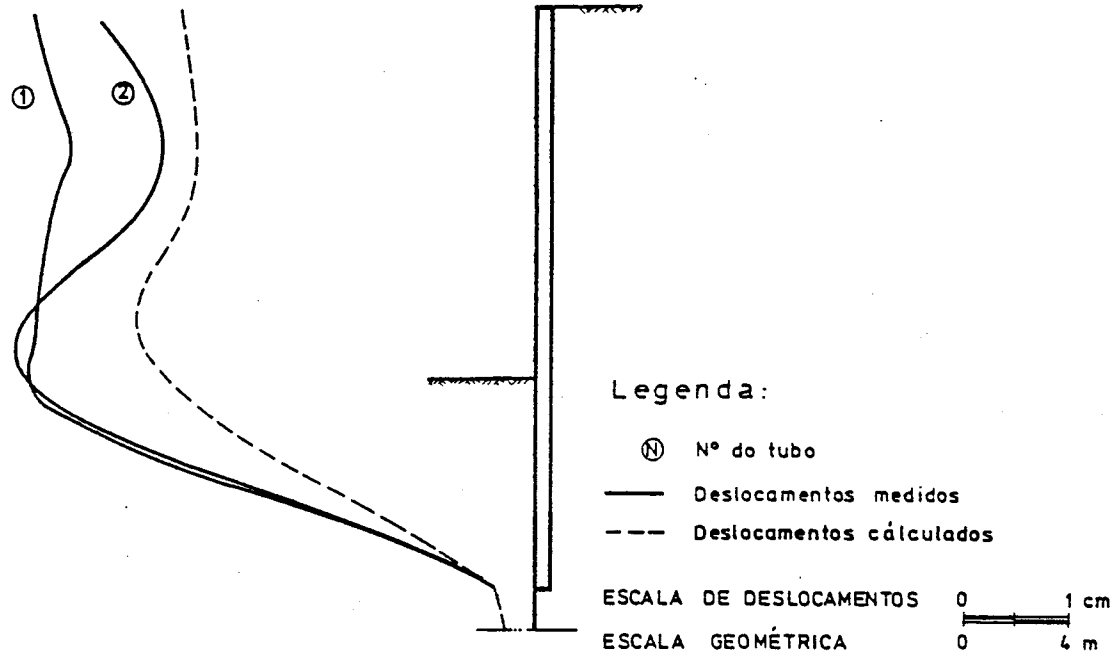


Fig. 12.28 - Deslocamentos medidos e calculados da parede após a completa substituição do escoramento pelas lajes

parâmetros dos cálculos anteriores que tinham reproduzido com boa aproximação o comportamento observado.

No Quadro 12.XII indicam-se os valores do parâmetro R_G determinados no cálculo e na observação. Dos resultados da observação incluem-se não só o intervalo de valores registado em cada fase nas duas escoras instrumentadas de cada nível mas também os valores correspondentes à variação (máxi-

QUADRO 12.XII

NÍVEL DE ESCORAS	2º			3º			4º		
FASE DE ESCAVAÇÃO CONCLUÍDA / R_G	OBSERVAÇÃO		CÁLCULO	OBSERVAÇÃO		CÁLCULO	OBSERVAÇÃO		CÁLCULO
	total	var. max. temp.		total	var. max. temp.		total	var. max. temp.	
3	0.19-0.42	0.37-0.40	0.14	—	—	—	—	—	—
4	0.11-0.18	0.14-0.16	0.02	0.0-0.21	0.0-0.06	0.08	—	—	—
5	0.13-0.15	0.13-0.14	0.03	0.0-0.11	0.0-0.07	0.02	0.01-0.15	0.03-0.15	0.13

mal de temperatura considerada no cálculo.

Os resultados expressos sugerem duas conclusões fundamentais.

Em primeiro lugar, os valores calculados são, dum modo geral, francamente inferiores aos medidos. Esta discordância é, possivelmente, resultado de um aspecto, típico no comportamento mecânico dos maciços terrosos (ver 4.2.3), que os leva a exibirem perante modestas variações (decréscimos, no problema em análise) nas tensões de corte um módulo de deformabilidade muito alto. No problema estudado este módulo é mesmo bastante mais elevado que os adoptados no cálculo, determinados a partir de ciclos de descarga-recarga em ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, no caso do estrato de argila, e da mais optimista das correlações entre aquele parâmetro e R_p, no caso da camada de aterro e do estrato de areia. A previsão dos esforços associados às variações de temperatura parece, assim, muito difícil, devendo os resultados obtidos ser entendidos como provavelmente inferiores aos que em obra poderão verificar-se.

Por outro lado, passando à segunda conclusão, constata-se que os valores máximos calculados para R_G em cada nível ocorrem na fase de escavação seguinte à respectiva instalação, passando a assumir, com o decorrer do processo construtivo, valores muito menores. Este aspecto, que em termos qualitativos está de acordo com os resultados da observação, poderá explicar-se com a concentração de pressões que numa dada fase de escavação tende a desenvolver-se junto do nível de suportes situado nas imediatas proximidades da massa de solo retirada, concentração essa que, naturalmente, dificulta a dilatação do escoramento. Colocado em serviço um outro nível e prosseguindo a escavação abaixo deste, o primeiro tende a ser aliviado, decrescendo em consequência os esforços associados às variações de temperatura.

12.4.2.4 - ESTUDO DA IMPORTÂNCIA DA VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE POISSON

Em todos os cálculos anteriormente citados o coeficiente de Poisson da camada de aterro e do estrato de areia foi

considerado constantemente igual a 0,35 para todos os elementos solicitados por tensões de corte inferiores às tensões de rotura. É sabido, porém, que aquele coeficiente depende, da mesma forma, aliás, que o módulo de deformabilidade, da tensão normal octaédrica e do nível de tensão, embora os ensaios "in situ" não possam caracterizar essa dependência.

Como já foi referido em 5.2, é conhecida uma formulação (Kulhawy et al, 1969) em que tal dependência é traduzida por uma expressão em que intervêm três parâmetros, G, F e d, cujos valores, determinados por meio de ensaios triaxiais, variam dentro de limites bastante próximos de, respectivamente, 0,35, 0,10 e 3,0 em solos de compacidade e granulometria não muito diferentes daquelas que possuem as duas formações em causa (Wong e Duncan, 1974). Adoptaram-se, por isso, os mesmos valores num cálculo em que se procurou investigar a importância da variação do coeficiente de Poisson no problema em análise, mantendo-se, por outro lado, todos os restantes parâmetros, relativos ao solo e ao escoramento, iguais aos que baseram os cálculos que forneceram resultados em boa concordância com o comportamento observado.

Na Figura 12.29 representam-se os deslocamentos da cortina e os assentamentos do terrapleno concluida a escava -

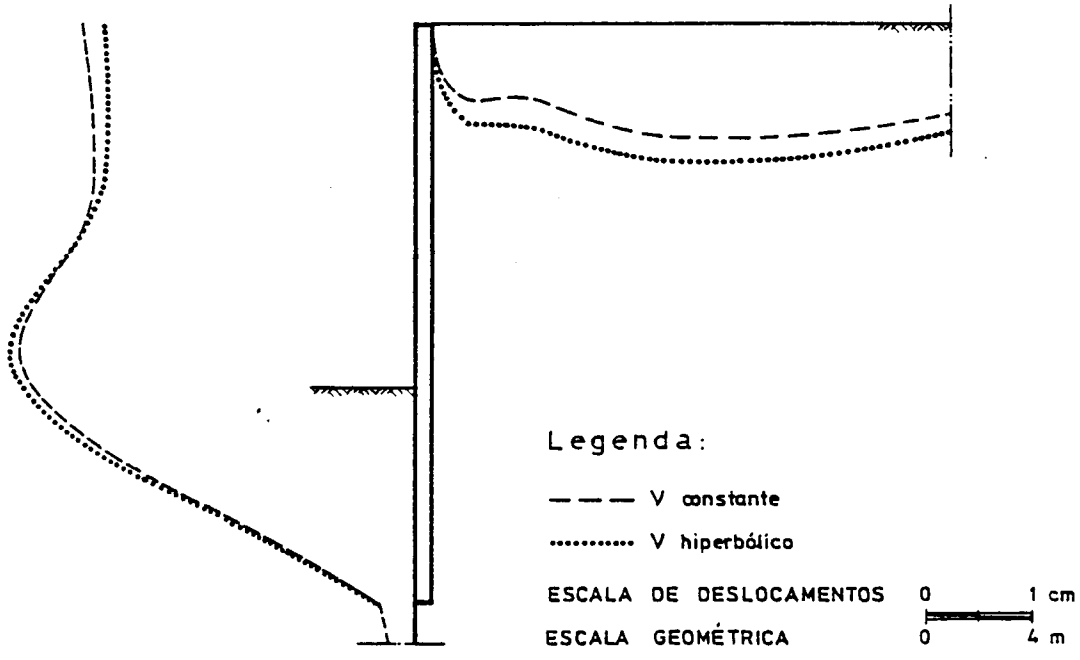


Fig. 12.29 - Deslocamentos da parede e assentamentos da superfície finda a escavação para duas hipóteses relativas ao coeficiente de Poisson do aterro e do estrato de areia

ção para as duas hipóteses consideradas para o coeficiente de Poisson. Verifica-se que nos deslocamentos laterais da parede as diferenças são diminutas, sendo também pequenas, em consequência, as repercussões nos esforços mobilizados no escoramento. No que respeita aos assentamentos, pelo contrário, constata-se uma mais apreciável influência das variações naquele coeficiente, registando-se acréscimos da ordem dos 25% relativamente ao cálculo em que ele foi admitido como constante.

Já que os deslocamentos na face do corte se mantiveram praticamente inalterados, os acréscimos citados podem explicar-se pelo facto de, no cálculo correspondente, o coeficiente de Poisson passar a assumir valores mais elevados com o crescimento das tensões de corte, tendendo a reduzir as variações de volume, e a tornar mais próximas as áreas compreendidas entre as posições iniciais e finais da superfície do terreno e da cortina.

12.5 - CONCLUSÕES

O estudo efectuado, envolvendo a observação da obra e a sua análise por elementos finitos, mostrou-se extremamente interessante pelos ensinamentos que dele puderam ser aproveitados, pondo, em simultâneo, à prova as capacidades do modelo de cálculo para a consideração de solicitações e fases construtivas tão diversas como o rebaixamento do nível freático, a retirada de parte do maciço, a instalação de escoras, as variações de temperatura no escoramento e a substituição deste pelas lajes dos pisos enterrados.

Pôde constatar-se a grande dificuldade em proceder a uma previsão aproximada do comportamento da estrutura, devido, por um lado, à precária caracterização do comportamento mecânico do maciço que a sua natureza fundamentalmente arenosa permitiu realizar, e, por outro lado, ao afastamento, extremamente variável e não susceptível de ser estimado, da rigidez do escoramento relativamente ao valor teórico.

As análises "a posteriori", como aquelas que foram efectuadas quando a escavação atingiu a profundidade projecta

da, e de posse dos resultados da observação do comportamento até aí obtidos, revelaram-se de grande utilidade nas fases construtivas seguintes, permitindo tomar decisões que facilitaram muito significativamente as operações, e efectuar a partir de então uma previsão que se veio a revelar muito aproximada. Deve ser sublinhado, todavia, que tal tipo de análises não se deve resumir a simples tentativas de aproximar aspectos parciais dos resultados da observação com os resultados dos cálculos, mas a globabilidade daqueles com os aspectos correspondentes destes, o que exige que o problema seja encarado com sentido crítico e um entendimento claro dos fenómenos nele envolvidos, para se detectarem os parâmetros fundamentalmente responsáveis pelas discordâncias ocorridas.

Nessas análises pôde verificar-se que na aplicação das correlações conhecidas entre os resultados dos ensaios de penetração e o módulo de deformabilidade do solo, é indispensável um julgamento criterioso para que sejam possíveis resultados com aproximação aceitável. Muito em especial, os resultados obtidos puseram mais uma vez em evidência a importância que assume nos problemas em estudo, mesmo quando não estão envolvidos pré-esforços significativos dos elementos que apoiam a cortina, a consideração de módulos de deformabilidade adequados às trajectórias de tensões em cada elemento. Verificou-se, nomeadamente, que os módulos de descarga-recarga devem ser tomados iguais aos valores mais próximos do limite superior da gama resultante da aplicação das correlações conhecidas, ao passo que a adopção do módulo de primeira carga deve depender dos níveis de tensão previsíveis. Como é óbvio, é a partir da realização de estudos deste tipo que se pode aperfeiçoar e fundamentar a formulação de julgamentos mais adequados em casos futuros.

Por outro lado, a consideração da variação do coeficiente de Poisson com o estado de tensão mostrou-se importante nos assentamentos calculados. Não se sabe, porém, qual dos resultados obtidos mais se aproxima dos assentamentos efectivamente verificados, já que a observação não englobou a avaliação destes, e os parâmetros definidores da variação citada não podem ser determinados senão a partir de tabelas de aplicação muito discutível.

Por fim, a simulação das variações de temperatura no es

coramento mostrou-se muito difícil, porque, implicando decrés cimos extremamente reduzidos nas tensões de corte no maciço, este se comporta com um módulo de deformabilidade muito elevado, que origina uma importante subestimação dos esforços associados às variações referidas.

CAPITULO 13

ABORDAGEM À ANÁLISE TRIDIMENSIONAL POR ELEMENTOS FINITOS DOS PROBLEMAS EM ESTUDO

13.1 - INTRODUÇÃO

As análises efectuadas nos capítulos anteriores têm como hipótese comum a existência de um estado plano de deformação. Contudo, os problemas reais estudados envolvem equilíbrios tipicamente tridimensionais.

Em primeiro lugar, há que atender às dimensões em planta da escavação. Nem sempre uma dessas dimensões é muito maior do que a outra, ganhando então importância a redistribuição por efeito de arco das pressões de terras nas zonas mais próximas dos cantos, assim como o facto de a cortina em cada face estar rigidamente apoiada na face adjacente. Melhorando as condições de apoio da cortina e reduzindo-se as pressões que a solicitam, os esforços na estrutura de suporte vêm, naturalmente, reduzidos, e com eles os deslocamentos.

Embora apresente inegável interesse o estudo desses fenómenos, pelas importantes economias que daí poderiam resultar, a sua abordagem por meio de modelos matemáticos baseados no método dos elementos finitos exigiria computadores de capacidade bastante maior do que a dos disponíveis actualmente.

Em segundo lugar, a natureza tridimensional dos equilíbrios em análise resulta de serem pontuais os apoios da cortina, isto é, as ancoragens ou escoras, e as forças àquela aplicadas quando estas são pré-esforçadas.

Nos modelos planos como o que tem vindo a ser aplicado, a rigidez e o pré-esforço dos apoios citados são divididos pelo respectivo afastamento na horizontal, resultando pois que os deslocamentos, pressões de terras e momentos flecto-

res na cortina se admitem iguais de secção para secção vertical.

Uma tentativa de avaliação do erro cometido nas análises planas no que respeita a este último aspecto foi empreendida por Tsui e Clough (1974) na base de ensaios em modelo reduzido de uma escavação num maciço arenoso suportada por uma cortina ancorada muito flexível.

Na Figura 13.1a os autores representam os momentos flectores numa secção horizontal ao nível das ancoragens associados ao pré-esforço de duas delas; nas partes b) e c) da mesma figura esboçam-se, respectivamente, os momentos na mesma secção relativos à fase de escavação posterior e o diagrama resultante das duas fases referidas. A distribuição dos momentos é sugestiva àcerca dos efeitos tridimensionais envolvidos no problema.

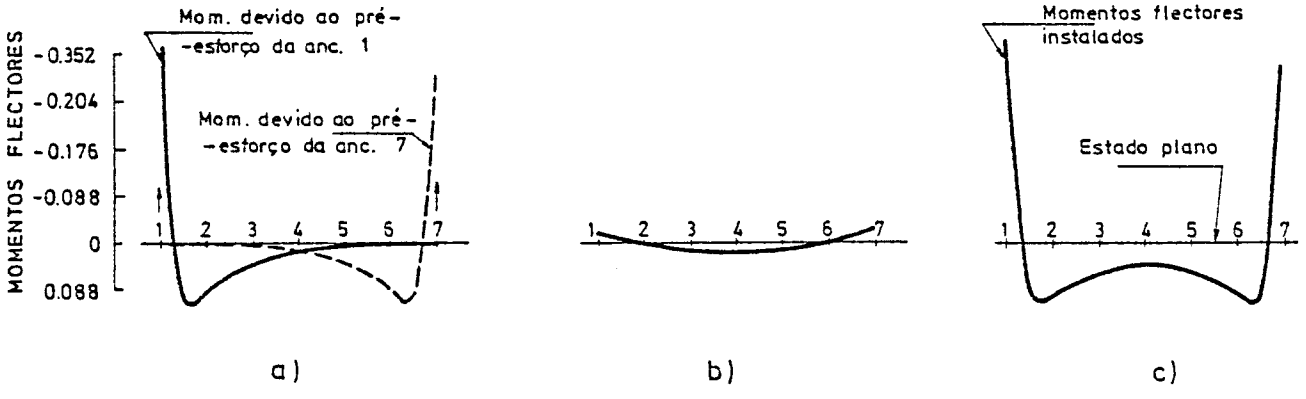


Fig. 13.1 - Momentos flectores numa secção horizontal ao nível das ancoragens (Tsui e Clough, 1974): a) fase de pré-esforço das ancoragens; b) escavação posterior; c) diagrama resultante das duas fases

Dado que os resultados obtidos para as fases de pré-esforço (Figura 13.1a), mostravam uma grande similaridade qualitativa e quantitativa com aqueles que podem ser obtidos a partir da teoria para uma viga em apoio elástico solicitada por cargas pontuais, os autores deitaram mão do conceito de flexibilidade daquela teoria para quantificar a aproximação do equilíbrio presente em cada caso nas cortinas ancoradas relativamente a um estado plano de deformação.

A flexibilidade do sistema é definida em termos do chamado comprimento característico, parâmetro que engloba as rigidezes da viga e do solo e que pode ser comparado com o es-

paçamento das ancoragens. Aquele comprimento é definido pela equação

$$L_o = \sqrt[3]{\frac{2\,D\,(1 - \nu_s^2)}{E_s}} \qquad (13.1)$$

sendo

$$D = \frac{E\,h^3}{12\,(1 - \nu^2)} \qquad (13.2)$$

em que E, ν, E_s e ν_s são, respectivamente, os módulos de deformabilidade e os coeficientes de Poisson da viga e do solo e h a espessura da viga.

Aplicando a teoria citada, os autores relacionaram na curva representada na Figura 13.2 a razão do afastamento na horizontal das ancoragens pelo comprimento característico com o afastamento máximo percentual das pressões instaladas a esse nível relativamente à distribuição uniforme admitida nas análises planas.

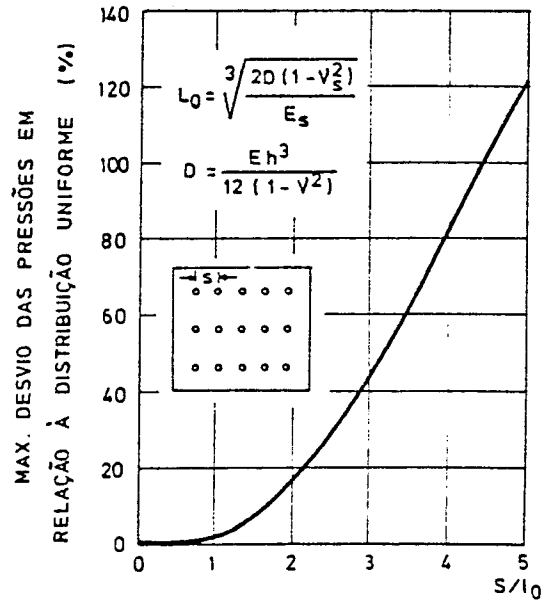


Fig. 13.2 - Desvio percentual das pressões ao nível das ancoragens relativamente às análises planas (Tsui e Clough, 1974)

Para os valores mais correntes das secções das cortinas de paredes moldadas, das características de deformabilidade dos maciços terrosos e do espaçamento entre ancoragens do mesmo nível, os autores concluem que o desvio máximo das pressões será inferior a 20%. Para as cortinas mais flexíveis, como as constituidas por estacas-pranchas, aquela percentagem poderá, segundo a mesma figura, ultrapassar os 100%, embora, como sublinham os autores, para tais casos sejam usadas vigas para distribuição das forças aplicadas pelas ancoragens, que farão com que o desvio relativamente à situação de deformação plana seja bastante menos severo.

13.2 - ESTUDO EFECTUADO

13.2.1 - INTRODUÇÃO

O estudo por elementos finitos desta questão, isto é, do equilíbrio tridimensional determinado pelo carácter pontual dos apoios da cortina e das forças por eles aplicadas torna-se possível, já que a adequada consideração das condições de simetria permite simplificar o problema e adoptar malhas compatíveis com a capacidade dos computadores disponíveis, embora, ainda assim, exigindo elevados tempos de cálculo.

Com efeito, aquelas condições de simetria, aliás evidenciadas pela distribuição dos momentos flectores na Figura 13.1, fazem com que sejam nulas as tensões de corte numa sucessão de planos normais ao plano da cortina coincidindo com as secções em que a mesma está apoiada e também com todas as que destas são equidistantes.

Verifica-se, pois, que o estudo do equilíbrio tridimensional se pode resumir à análise da fatia indicada na Figura 13.3, impondo que sejam nulos os deslocamentos na direcção normal (oy) aos planos citados dos pontos a estes pertencentes e considerando a rigidez dos apoios e o respectivo pré-esforço iguais a metade dos valores reais. De forma semelhante às análises planas, nas faces da fatia normais ao ei-

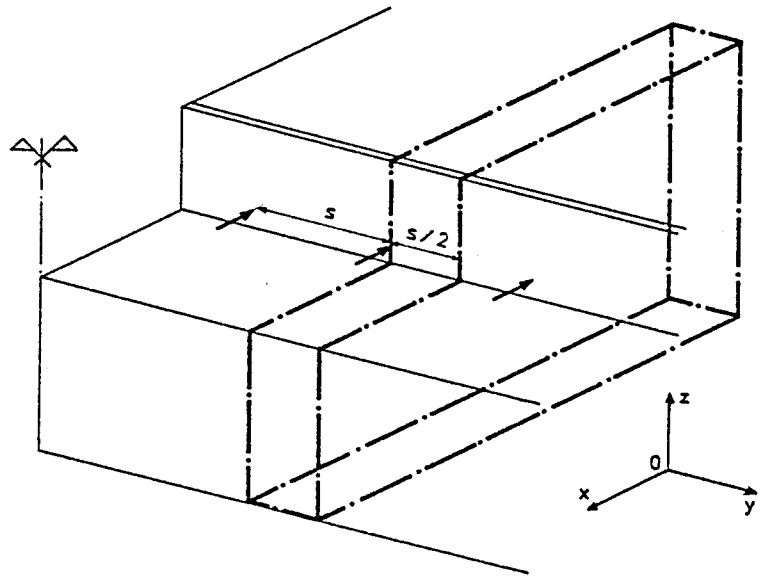


Fig. 13.3 - Fatia representativa do equilíbrio tridimensional resultante de uma escavação de desenvolvimento infinito suportada por uma estrutura flexível escorada ou ancorada

xo ox (Figura 13.3) são nulos os deslocamentos segundo o mesmo eixo, sendo também nulos quaisquer deslocamentos dos pontos situados na sua base.

13.2.2 - O MODELO DE CÁLCULO

A menos de ligeiras adaptações, o modelo de cálculo utilizado coincide com aquele que se apresenta em algumas publicações do LNEC (Ocampo, 1982; Pedro e Pina, 1982), tendo sido já aplicado ao estudo de diversos problemas, com destaque para as estruturas subterrâneas (Sousa, 1983; Gracias Fernandes, 1983).

O maciço e a cortina são representados por elementos subparamétricos do tipo cúbico com 8 nós, enquanto que para a representação da superfície de contacto entre aqueles dois materiais se utilizam elementos de junta planos de 8 nós e espessura nula.

Todos os elementos são considerados com comportamento isotrópico e elástico linear.

O estado de tensão inicial é introduzido como dado, através das 6 componentes da tensão nos pontos nodais.

As análises são efectuadas por incrementos, correspondendo estes às fases construtivas a simular, no caso presente, a escavação e o pré-esforço e instalação das ancoragens e escoras.

O pré-esforço é simulado com a aplicação de forças concentradas. À instalação das ancoragens e escoras corresponde no modelo a introdução no respectivo ponto de ligação à cortina, e na fase apropriada, de um apoio elástico com a rigidez e orientação do apoio que se pretende simular.

Para a consideração das fases de escavação, por seu turno, o processo usado difere sensivelmente do referido a propósito do modelo plano, nomeadamente no que respeita à avaliação das tensões na superfície que limita a massa de solo a retirar. Essa avaliação é feita por meio de uma extrapolação das tensões nos pontos de Gauss nos elementos tridimensionais a escavar para as respectivas faces, após o que se calculam as forças nodais equivalentes a essas tensões. A aproximação dessas forças nos elementos em contacto com a cortina em relação às calculadas a partir das tensões nos elementos de junta adjacentes, verificou-se ser muito boa.

Na Figura 13.4 representam-se os resultados de um teste consistinto na solicitação de uma viga encastrada numa extremidade e simplesmente apoiada na outra por uma carga concentrada vertical; a viga é representada por seis elementos subparamétricos. Os momentos flectores e os deslocamentos calculados coincidem, como se pode comprovar pelo exame da figura, com os valores teóricos.

Para a adopção da malha de elementos finitos mais adequada para a análise do problema que se pretendia estudar, efectuou-se uma série de cálculos de uma laje como a que se representa na Figura 13.5a, solicitada da forma aí indicada, e impondo para condições fronteira condições idênticas àquelas a que a cortina está sujeita e que já foram discutidas em 13.2.1. Os resultados foram comparados com os obtidos a partir da aplicação de um outro modelo de cálculo (LNEC, 1974) apropriado para o estudo de cascas espessas, em que a laje foi representada por 192 elementos com funções interpoladoras de deslocamentos parabólicas.

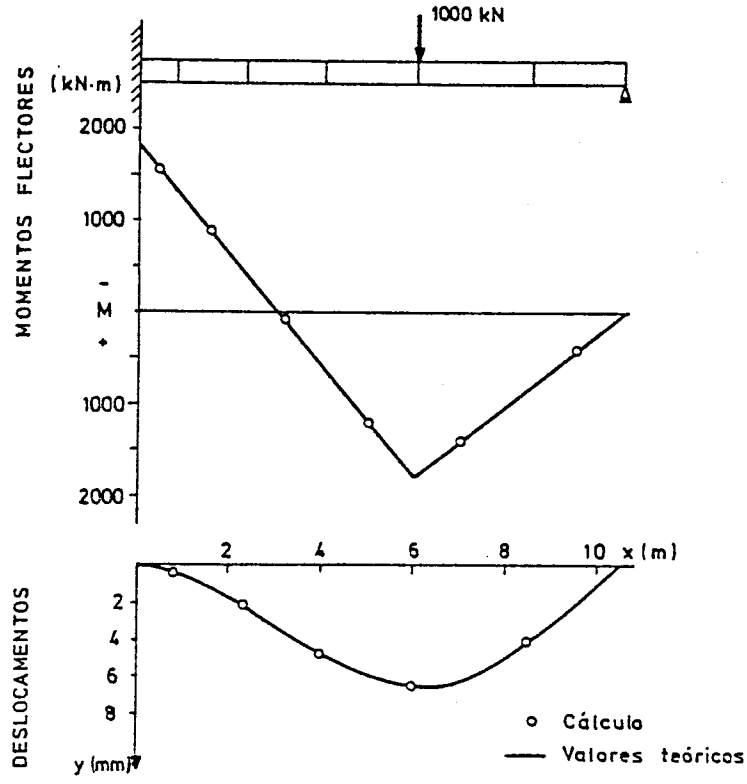
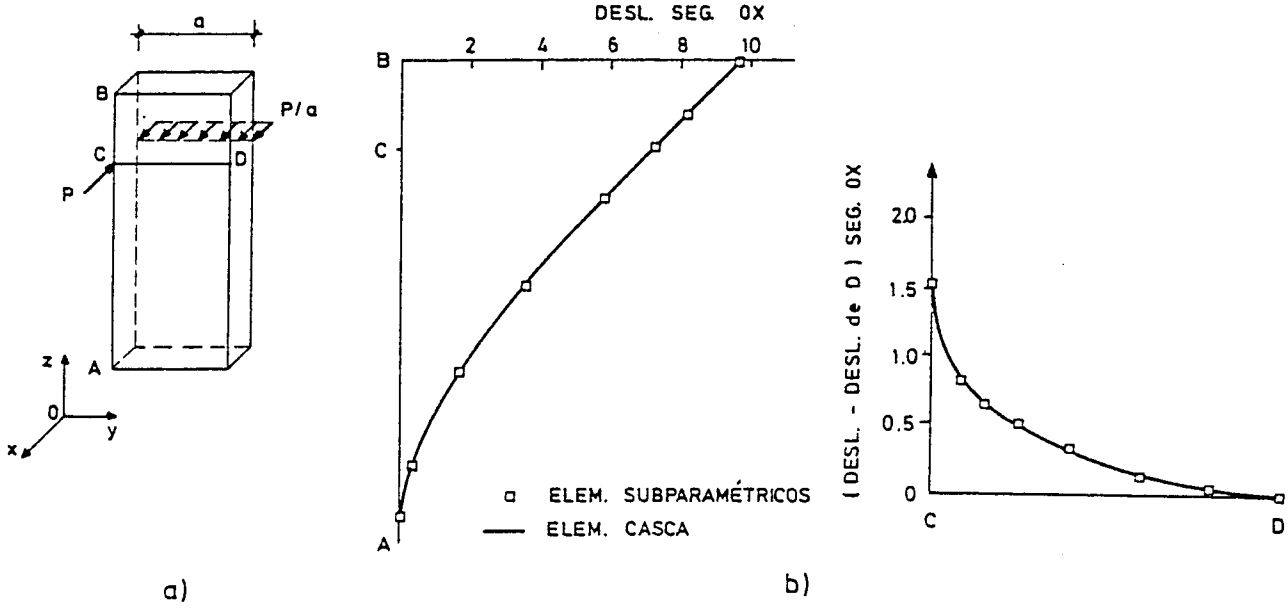


Fig. 13.4 - Teste do modelo de cálculo

Na Figura 13.5b representam-se os deslocamentos segundo o eixo ox ao longo das linhas AB e CD obtidos a partir do cálculo de referência e de uma aplicação do modelo que atrás foi descrito, em que a laje foi representada por 56 elemen-



a) b)

Fig. 13.5 - Estudo da malha de elementos finitos: a) problema analisado; b) deslocamentos calculados ao longo de duas secções

tos subparamétricos. A concordância é também muito boa, tendo, em consequência, sido adoptada a malha correspondente na representação da parede moldada no problema seguidamente apresentado.

13.2.3 - O PROBLEMA ANALISADO

Considerou-se o caso de uma escavação de desenvolvimento praticamente infinito, com 11,7 m de profundidade e 14,0 m de largura num maciço argiloso de 14,0 m de possança, sobrejacente ao bedrock. Para o maciço adoptaram-se o módulo de deformabilidade, o coeficiente de Poisson e o coeficiente de impulso em repouso, respectivamente, iguais a 40000 kPa, 0,49 e 1,0.

As características da estrutura de suporte foram consideradas de forma a favorecer a importância dos efeitos tridimensionais no equilíbrio a analisar. Desta forma, a parede moldada, levada até ao bedrock, foi admitida com a espessura mínima dentre os valores correntes, isto é, 0,40 m, e para os apoios da cortina foram adoptadas escoras pré-esforçadas, de modo que, devido à sua grande rigidez, os efeitos citados fossem amplificados e não atenuados na fase de escavação seguinte ao respectivo pré-esforço. As escoras, dispostas num único nível a 3,5 m do topo da cortina, foram consideradas nos cálculos com rigidez igual à teórica. O seu pré-esforço varia de cálculo para cálculo, já que o respectivo espaçamento horizontal é variável, mas corresponde a um valor de 150 kN por metro de desenvolvimento da escavação. De igual modo, a área da secção do escoramento representa uma secção de aço de 50 cm^2 por metro linear a que, por exemplo, corresponde um perfil GREY DIN 24 de 2,0 em 2,0 m.

Os cálculos foram efectuados em dois incrementos. No primeiro simulam-se em conjunto as duas primeiras fases construtivas: a escavação até 3,5 m de profundidade e o pré-esforço do escoramento; o segundo corresponde à escavação até à profundidade projectada (11,7 m), sendo no seu início introduzido o apoio elástico correspondente à escora anteriormente instalada.

O tempo de computação para cada cálculo rondou os 126 minutos, não tendo sido efectuadas, como é óbvio, iterações.

Na Figura 13.6 representam-se duas secções da malha de elementos finitos, que compreendia 792 pontos nodais e 560 elementos, sendo dentre estes 416 elementos subparamétricos do tipo cúbico e os restantes 144 elementos de junta, dispostos entre o maciço e a parede moldada. Esta foi representada, tendo em atenção os resultados expressos na Figura 13.5, por 56 elementos.

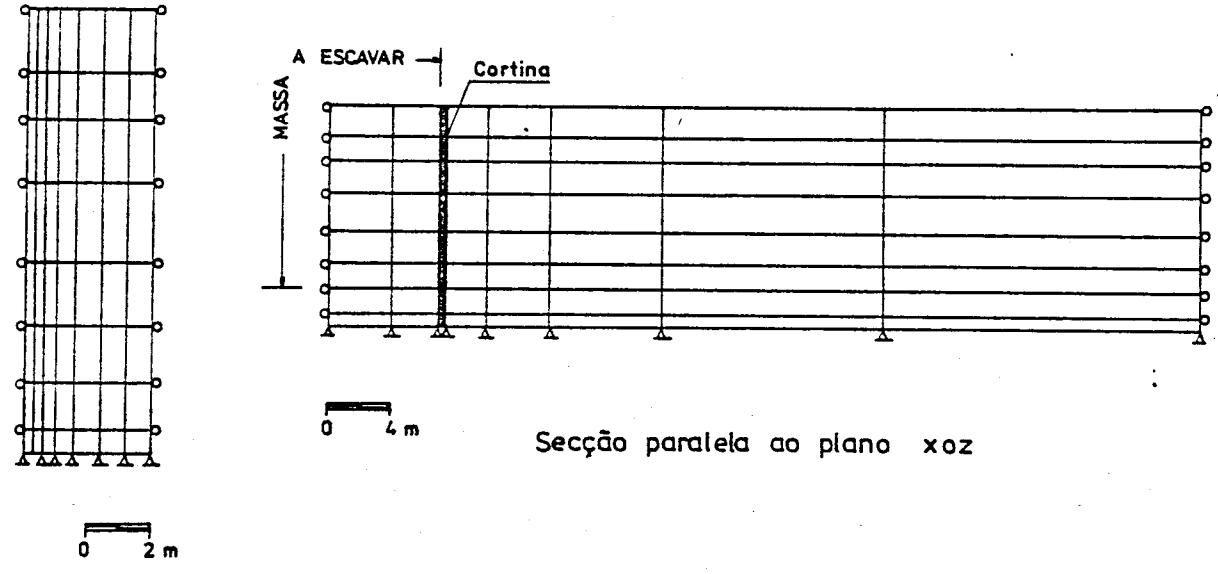


Fig. 13.6 - Duas secções da malha de elementos finitos adoptada

Foram efectuados três cálculos com outros tantos valores do espaçamento entre escoras, 2,0, 4,0 e 8,0 m, abrangendo um intervalo fora do qual não será provável existirem valores do mesmo parâmetro em problemas reais.

13.2.4 - RESULTADOS

As Figuras 13.7 a 13.10 contêm os aspectos mais salientes dos resultados obtidos no cálculo em que foi adoptado o máximo valor do afastamento entre escoras. Em conjunto com os resultados da análise tridimensional incluem-se os obti-

dos a partir de uma aplicação do modelo plano com os mesmos parâmetros e incrementos e com uma malha igual à que se representa na parte direita da Figura 13.6. Os resultados para os outros dois valores do espaçamento dos apoios são qualitativamente semelhantes aos representados nas figuras citadas, embora, compreensivelmente, mais próximos dos relativos à análise em estado plano de deformação.

Da Figura 13.7a constam os deslocamentos finais da cortina; para a análise tridimensional representam-se os deslocamentos em duas secções verticais, a que coincide com aquela em que a parede está escorada e a equidistante das escoras. Naturalmente, os deslocamentos resultantes da análise plana estão entre os obtidos naquelas duas secções, embora seja de notar que estes apenas diferem significativamente na parte superior da cortina, já que na restante, e nomeadamente na zona onde se verificam os respectivos valores máximos, são praticamente coincidentes. Na Figura 13.7b pode apreciar-se a evolução dos deslocamentos finais para a escavação ao longo da secção horizontal ao nível em que à cortina está escorada.

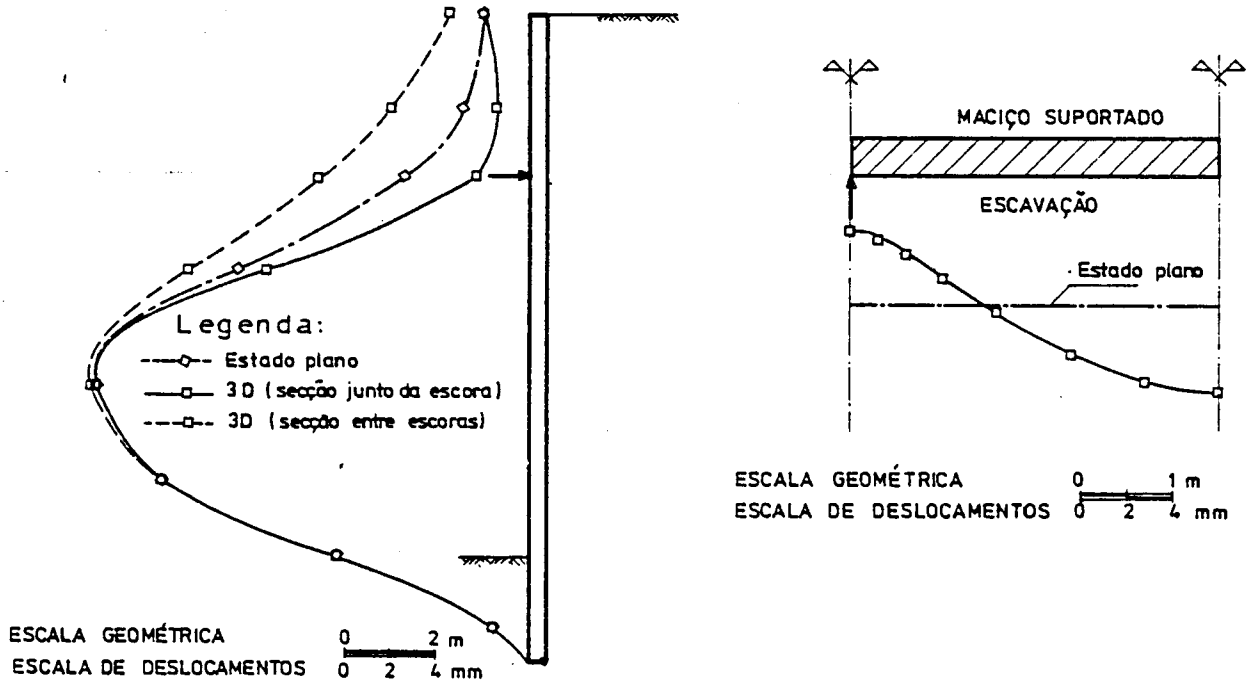


Fig. 13.7 - Deslocamentos finais calculados pelos modelos tridimensional e plano (afastamento entre escoras de 8,0 m): a) secções verticais; b) secção horizontal ao nível do escoramento

As pressões de terras concluida a escavação ilustram -se na Figura 13.8, sendo máximas junto da secção em que são mínimos os deslocamentos, isto é, junto da escora. Pode notar-se que as diferenças entre as pressões extremas e destas para as obtidas no cálculo em estado plano de deformação, ao nível do escoramento, são francamente mais importantes que as referentes aos deslocamentos. Os três diagramas passam a assumir valores muito próximos na metada inferior da cortina, em sintonia com os deslocamentos.

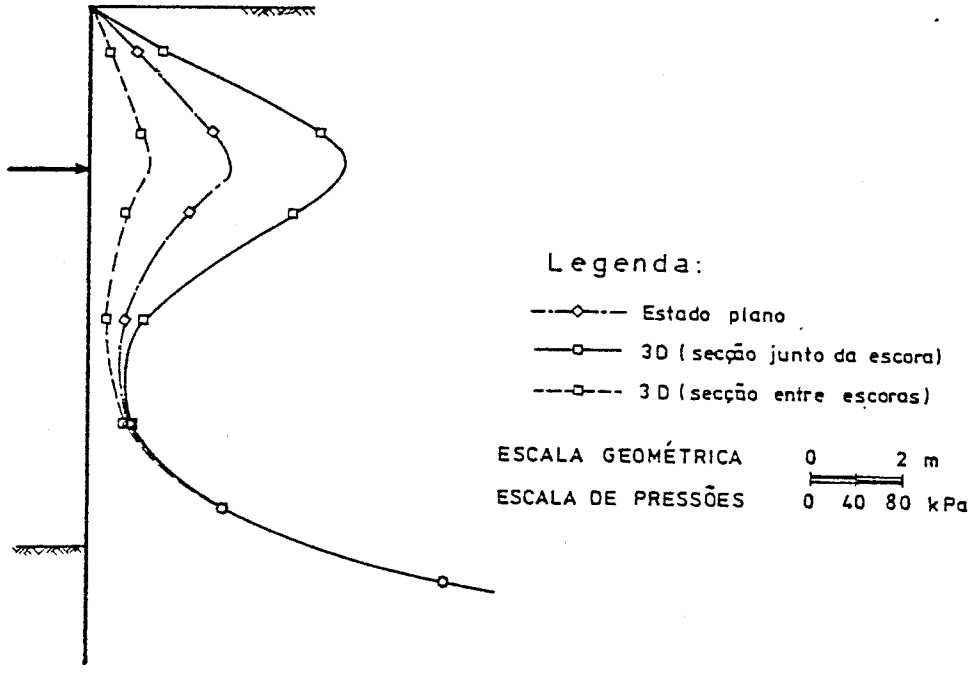


Fig. 13.8 - Pressões de terras no fim da escavação calculadas pelos modelos tridimensional e plano (secções verticais, afastamento entre escoras de 8,0 m)

No que respeita aos momentos flectores nas mesmas fase e secções, que se incluem na Figura 13.9, algo de muito semelhante se passa, isto é, são importantes as diferenças nos momentos negativos junto das escoras, enquanto que os positivos na parte central da parede e os negativos na zona próxima do encastramento são muito semelhantes ou mesmo coincidentes.

Na Figura 13.10 podem examinar-se os momentos flectores nas fases 2 e 3 (pré-esforço e fim da escavação, respectivamente) em duas secções horizontais, uma delas próxima do

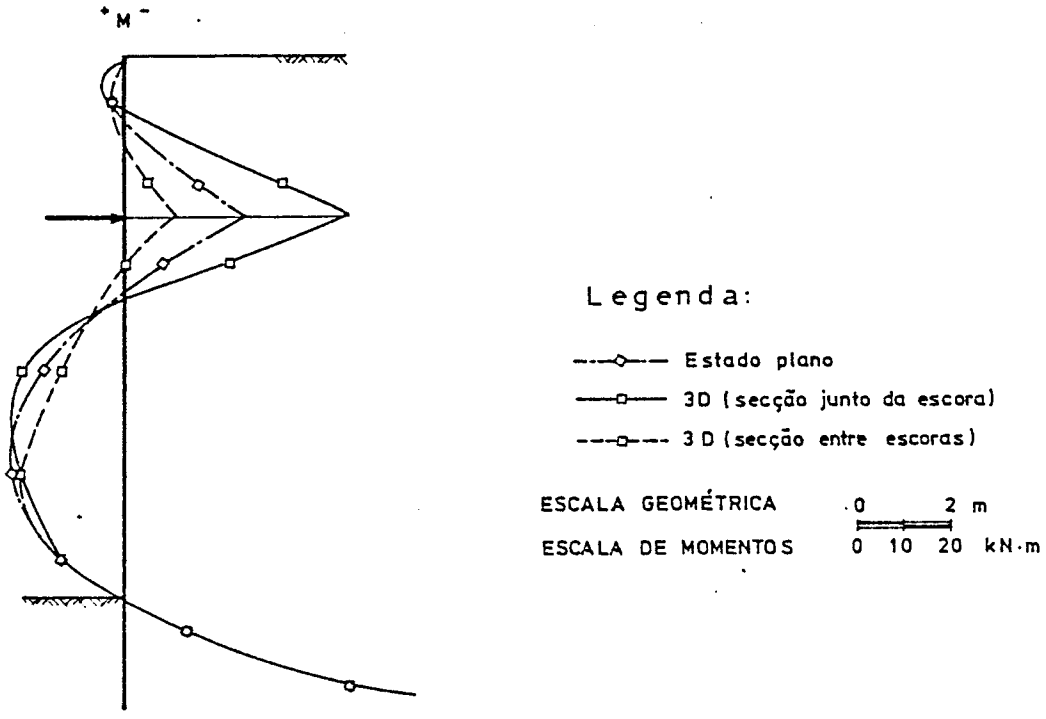


Fig. 13.9 - Momentos flectores no fim da escavação calculados pelos modelos tridimensional e plano (secções verticais, afastamento entre escoras de 8,0 m)

nível do escoramento e a outra 5,5 m abaixo deste. Os resultados expressos manifestam boa concordância com os obtidos experimentalmente por Tsui e Clough (Figura 13.1). Na secção situada a maior profundidade os momentos são positivos e de grandeza praticamente desprezável. Na secção próxima do escoramento, pelo contrário, os momentos negativos que se desenvolvem nas zonas mais próximas dos apoios atingem valores da ordem de grandeza dos momentos do mesmo sinal calculados para a seção vertical correspondente, e exibem acentuado crescimento da fase de pré-esforço para a fase seguinte. Ainda na mesma secção horizontal, os momentos positivos que ocorrem na zona mais afastada dos apoios são, por seu turno, de grandeza relativamente reduzida.

Passando a analisar em conjunto os resultados dos três cálculos com o modelo tridimensional, relaciona-se na Fig. 13.11a o afastamento horizontal das escoras com as razões dos valores máximos das pressões de terras e dos momentos flectores negativos nas secções verticais, junto do escoramento, pelos valores homólogos resultantes do cálculo em es-

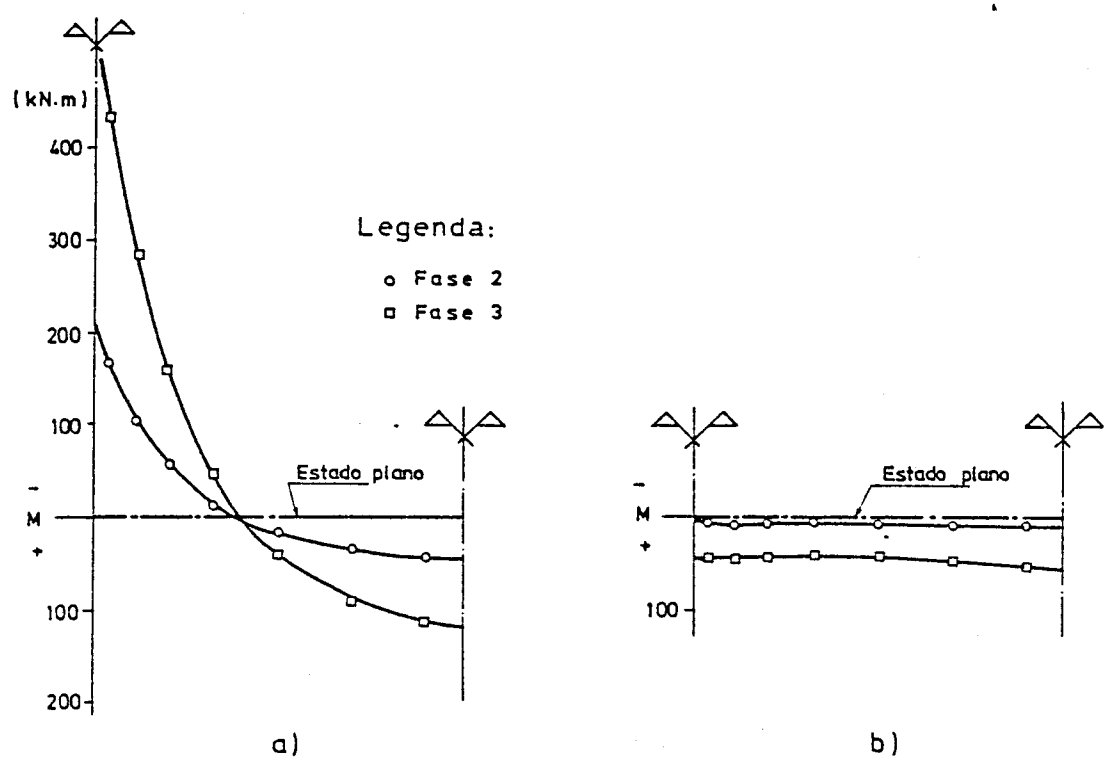


Fig. 13.10 - Momentos flectores após o pré-esforço do escoramento e concluida a escavação (afastamento entre escoras de 8,0 m): a) secção horizontal próxima do nível do escoramento; b) secção horizontal 5,5 m abaixo do escoramento

tado plano de deformação. Verifica-se que para os valores mais correntes do afastamento referido aquelas razões são inferiores a 1,5. No que respeita aos deslocamentos, a aproximação aos resultados do cálculo plano é, para os outros dois valores adoptados para a distância entre escoras, quase completa.

Na Figura 13.11b pode examinar-se a dependência dos valores máximos dos momentos flectores que ocorrem na secção horizontal ao nível do escoramento relativamente ao espaçamento deste. Pode constatar-se um acentuado decréscimo dos momentos com a aproximação dos apoios da cortina, mas importa sublinhar que para os valores mais correntes da distância entre aqueles apoios, digamos entre 2,0 e 4,0 m, os momentos negativos atingem ainda valores muito significativos.

De referir, finalmente, que nos três cálculos tridimensionais os valores da razão dos esforços finais nas escoras pelo respectivo espaçamento horizontal são muito semelhantes

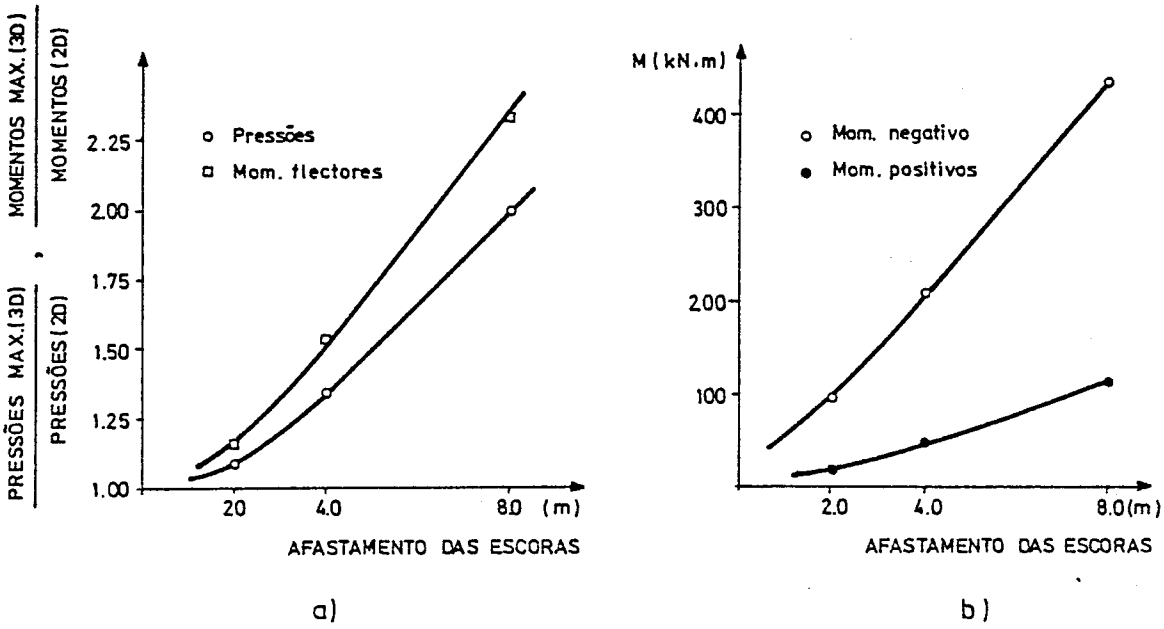


Fig. 13.11a) - Dependência em relação ao afastamento entre escoras: a) razões dos valores máximos das pressões e momentos ao nível do escoramento decorrentes dos modelos tridimensional e plano (secções verticais); b) momentos numa secção horizontal ao nível do escoramento

e manifestam igualmente boa concordância com o resultado correspondente do cálculo plano; os valores em causa são da ordem dos 460 kN/ml.

13.3 - CONCLUSÕES

Os resultados discutidos põem em relevo a natureza tridimensional dos equilíbrios envolvidos nos problemas em estudo.

O afastamento, expresso na Figura 13.11a, dos valores máximos dos momentos flectores e pressões de terras obtidos nas análises tridimensionais em relação aos valores homólogos resultantes da análise plana, pode ser considerado importante. Não deve ser esquecido, contudo, que a mesma figura diz respeito apenas a aspectos parciais dos resultados e que os valores que dela constam representarão tão só um limite superior do afastamento entre os resultados dos dois tipos de a-

nálises, já que, deliberadamente, se adoptaram os parâmetros da estrutura de suporte de modo a favorecer a natureza tridimensional do equilíbrio resultante da escavação.

Pôde constatar-se que, no que respeita aos deslocamentos e aos esforços nas escoras, o interesse das análises tridimensionais é limitado, muito em especial se se atender à dificuldade em efectuar uma previsão aproximada dos primeiros.

Por outro lado, os resultados põem em evidência, no que se refere aos momentos flectores, em particular nos casos em que as ancoragens e escoras estão bastante afastadas e os respectivos valores do pré-esforço ou rigidez são elevados, a necessidade de reforçar a armadura da parede moldada ao nível dos apoios, nas direcções vertical e horizontal, para ter em consideração os momentos, em especial os de sinal negativo, que aí se desenvolvem, e que são subestimados ou mesmo ignorados nas análises que admitem a existência de um estado plano de deformação.

Importa atender, por fim, ao avaliar da necessidade do estudo dos problemas em causa por meio de modelos tridimensionais como o aplicado, que numa situação em que estrutura de suporte inclua mais de que um nível de escoras ou ancoragens as diferenças em relação aos resultados obtidos a partir de modelos planos assumirão provavelmente maior importância no contexto global do que a posta em evidência para o caso analisado. Pelo considerável acréscimo no número de incrementos de cálculo e pela malha de elementos finitos que exigiria, não foi contudo possível incluir neste capítulo a análise de um problema desse tipo.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o trabalho que agora se finaliza, em que foram abordados aspectos muito diversos envolvidos no dimensionamento das estruturas flexíveis para suporte de terras, pretendeu contribuir-se para que o seu projecto se possa efectuar com mais segurança e economia, nomeadamente através de um progresso na capacidade de previsão e interpretação do comportamento das obras geotécnicas em que tais estruturas são empregues.

Sem deixar de previlegiar a via dos modelos matemáticos baseados no método dos elementos finitos, atribuiu-se também grande importância ao estudo da bibliografia da especialidade, à experimentação e à observação das obras.

Para além do estudo bibliográfico, cuja importância seria ocioso comentar, sobre as três outras vias prosseguidas no presente trabalho, e sobre os resultados nelas colhidos, entende-se pertinente adiantar, em jeito de conclusão, algumas muito sucintas considerações.

A determinação dos principais parâmetros de cálculo é, seja qual fôr a obra geotécnica e o método por meio do qual vai ser analisada, parte de importância fundamental no estudo a efectuar. Métodos mais potentes e refinados, como o método dos elementos finitos, exigem em complemento campanhas de caracterização mais completas e cuidadas.

Tendo isso em consideração, equacionou-se com algum de

talhe a problemática da caracterização do comportamento mecânico e do estado de tensão inicial do maciço interessado pela escavação, destacando a importância, e as limitações e dificuldades inerentes à respectiva avaliação, dos diferentes parâmetros e modelos por meio dos quais aqueles comportamento e estado de tensão são representados.

Foi dada particular importância à análise da evolução do estado de tensão no maciço determinada pelas fases construtivas típicas nas obras geotécnicas em causa. Concluiu-se que os sucessivos ciclos de tensões, consistindo em acréscimos e decréscimos alternados nas tensões de corte, tornam essencial que a representação do comportamento mecânico do solo seja efectuada por meio de um modelo que consagre a dependência do módulo de deformabilidade em relação ao nível e à trajectória de tensões. Salientou-se, em complemento, a importância de uma programação adequada do modelo de cálculo de forma a que em cada incremento seja atribuido a cada elemento o módulo de deformabilidade apropriado à respectiva evolução do estado de tensão, já que essa evolução pode diferir largamente, numa mesma fase, de zona para zona do maciço. Verificou-se que a consideração destes aspectos se traduz na redução dos deslocamentos finais calculados.

Nos problemas em estudo os parâmetros de cálculo compreendem também as características mecânicas da superfície de contacto entre a cortina e o maciço envolvente e dos elementos componentes da estrutura de suporte, nomeadamente das ancoragens.

Os ensaios da superfície de contacto entre uma parede moldada e um maciço argiloso, permitiram a adopção, nas análises posteriormente efectuadas, de valores que se presume serem representativos em muitos casos para os respectivos parâmetros de deformabilidade e de resistência, já que as informações presentes na bibliografia a tal respeito são escassas e contraditórias

A análise dos ensaios de ancoragens de que se dispunha, permitiu, por outro lado, concluir que é, em muitos casos, considerável o afastamento da rigidez efectiva em relação à

rigidez teórica, tornando, em consequência, necessário representar o comportamento mecânico daqueles elementos por meio de um modelo não linear. A aplicação do modelo hiperbólico à representação do comportamento não linear das ancoragens e a sua inclusão no modelo de cálculo, é exemplo de uma relação fecunda entre os progressos na formulação matemática dos problemas e o seu estudo por via experimental. De igual modo, importa referir a consequente alteração conceptual consagrada no modelo de cálculo, de modo a assegurar que o comportamento mecânico das ancoragens seja, em qualquer caso, introduzido como dado do problema e não obtido como resultado.

Por meio do modelo de cálculo em estado plano de deformação foram analisados vários problemas e questões.

Destacou-se a forma como através de pré-esforços das ancoragens adequadamente escolhidos se pode condicionar o estado de tensão-deformação do maciço e melhorar significativamente o comportamento global. A este propósito terá ficado clara a importância muito particular do método dos elementos finitos no dimensionamento de estruturas de suporte do tipo das cortinas ancoradas, isto é, de carácter activo, nomeadamente através da possibilidade que oferece para o estabelecimento dos pré-esforços mais convenientes.

A problemática da evolução dos esforços nas ancoragens nas fases construtivas posteriores ao respectivo pré-esforço foi analisada. Concluiu-se que o esforço máximo de serviço depende, antes de mais, do valor daquele que é instalado inicialmente como pré-esforço, crescendo com este. Contudo, com esse crescimento, diminui também a diferença entre os esforços iniciais e máximos, logo as incertezas quanto ao comportamento que as ancoragens exibem em serviço.

Por outro lado, pôde verificar-se que para uma previsão aproximada dos esforços de serviço naqueles elementos da estrutura de suporte é indispensável a adequada consideração no modelo de cálculo do seu comportamento não linear e dos deslocamentos das zonas de selagem associados à escavação. De igual forma, foi salientada a conveniência de, nas operações de pré-esforço, elevar a tracção até ao valor do esforço má-

ximo previsto, antes da blocagem das ancoragens à carga de projecto.

Em todas as análises foi dada particular atenção aos deslocamentos calculados e aos parâmetros neles mais influentes. Ensaiaram-se algumas explicações para a forma como os deslocamentos da cortina determinam a grandeza e a distribuição dos assentamentos no terrapleno. Concluiu-se que, para condições próximas da inexistência de variações de volume no maciço, a grandeza do assentamento máximo será, em regra, inferior ao deslocamento lateral máximo na face do corte, e depende fundamentalmente do deslocamento médio nesta face. Relacionaram-se, por outro lado, a curvatura da deformada da cortina com a concavidade da superfície do terreno, sendo esta favorecida igualmente pelas tensões tangenciais de sentido ascendente mobilizadas na face de contacto da parede com o maciço suportado.

Foram postos em evidência os traços essenciais do comportamento de uma cortina em que são precárias as condições de apoio às cargas verticais, apontando as insuficiências dos métodos correntemente empregues para o cálculo da capacidade de carga do maciço a solicitações daquele tipo. Demonstrou-se que tais insuficiências estão essencialmente associadas à impossibilidade em mobilizar parcelas importantes da resistência lateral na face de contacto da cortina com o maciço suportado, impossibilidade essa que foi relacionada com o tipo de movimento experimentado pela cortina para as condições em causa. Como consequência disso, a solicitação é na sua quase totalidade equilibrada pela resistência lateral mobilizada na face de contacto da cortina com o maciço do lado da escavação e pela resistência de ponta. Esta, contudo, ao contrário da primeira, exige para a sua mobilização assentamentos consideráveis, donde resulta que quando estes não podem ser admitidos ou quando é reduzida a secção da cortina, a sua altura deve ser estabelecida de modo que a resistência lateral mobilizável equilibre praticamente a totalidade da solicitação vertical. De salientar o confronto muito satisfatório conseguido nesta questão com resultados publicados ácer-

ca de alguns aspectos do comportamento de obras e ensaios em modelo reduzido em circunstâncias semelhantes, confronto que encorajou uma análise atenta do problema e evidencia a possibilidade de pelo menos proceder a uma comparação qualitativa dos resultados obtidos pelo método dos elementos finitos através da bibliografia, quando se não tem a oportunidade de observar obras ou modelos físicos nas exactas condições em que por aquele método foram simulados.

As duas grandes escavações cujo comportamento foi observado no âmbito do presente trabalho, e comparado com resultados de análises por elementos finitos baseadas na determinação experimental dos principais parâmetros de cálculo, forneceram conclusões do maior interesse.

No primeiro caso estudado, o comportamento observado, aliás excelente, da estrutura de suporte, uma parede moldada monoancorada, foi reproduzido, em termos globais, com bastante boa aproximação pelos resultados da aplicação do modelo de cálculo. Foi salientado, a propósito desse facto, que as condições particulares do problema, nomeadamente as reduzidas flexibilidade da cortina e profundidade do bedrock, eram favoráveis a uma reprodução mais ou menos fiel do comportamento real, ainda que alguns dos parâmetros de cálculo não fossem provavelmente os mais representativos.

Na segunda escavação observada, pelo contrário, estavam reunidas condições que tornaram extremamente difícil a previsão aproximada do seu comportamento, devido à natureza essencialmente arenosa do maciço e ao facto de a cortina de parede moldada ser suportada por escoras não pré-esforçadas. O afastamento da rigidez exibida em serviço pelo escoramento em relação aos respectivos valores teóricos contribuiu decisivamente para que o comportamento observado se distanciasse acentuadamente do previsto. Nas análises efectuadas já de posse dos resultados da observação até ao fim da escavação, logo dos valores da rigidez efectiva exibida pelo escoramento, pôde confirmar-se que para uma reprodução aproximada do comportamento real é também fundamental a atribuição aos elementos representativos do maciço de módulos de defor-

mabilidade apropriados às diversas trajectórias de tensões nele ocorridas durante o processo construtivo. Para os estratos não argilosos, em que as características mecânicas foram determinadas a partir de correlações com resultados de ensaios de penetração, isso implicou a adopção de duas correlações, uma correspondente a valores mais baixos do coeficiente de proporcionalidade entre R_p e E, para primeira carga, e outra em que aquele coeficiente é mais elevado, para as fases que implicassem reduções nas tensões de corte ou acréscimos até valores já antes atingidos. Com os parâmetros de cálculo corrigidos da forma indicada, foi possível prever com boa aproximação o comportamento observado na segunda fase da obra que consistiu na substituição gradual das escoras pelas lajes dos pisos enterrados. Verificou-se, ainda, ser muito difícil a previsão dos esforços no escoramento associados a variações de temperatura.

A abordagem aos problemas em estudo por meio de modelos matemáticos tridimensionais, como o aplicado no último capítulo, continua ainda limitada pela capacidade dos computadores disponíveis e pelo extremamente elevado custo das análises. Apesar dessas limitações, que permitem apenas a realização de análises lineares de problemas envolvendo um mínimo de incrementos de cálculo, apesar disso, dizia-se, tal estudo tem o interesse de evidenciar alguns aspectos que as análises em estado plano de deformação subestimam ou mesmo ignoram, em especial os momentos flectores nas secções horizontais próximas dos níveis em que a cortina está apoiada.

Acerca do prosseguimento dos estudos entende-se que ele deve ser dirigido segundo quatro vectores fundamentais.

Em primeiro lugar, e aproveitando as perspectivas que se abrem àcerca de um significativo aumento das potencialidades dos centros de cálculo da Universidade do Porto e do LNEC, pretende-se aprofundar os estudos com modelos tridimensionais agora iniciados. Esses estudos serão dirigidos muito em especial à análise de escavações cujo desenvolvimento seja da mesma ordem de grandeza da respectiva largura, procurando investigar a importância dos efeitos de canto e formular conclu -

sões que possam traduzir-se em economias na construção.

Um segundo aspecto que se pretende desenvolver é a inclusão no modelo de cálculo plano de modelos reológicos do tipo elastoplástico para a representação do comportamento do maciço. Com estes modelos espera-se estudar a problemática da rotura do fundo nas escavações em espessos estratos de argilas moles, e os esforços na parte enterrada da cortina quando esta é prolongada até ao bedrock para assegurar a estabilidade. De mesma forma, a questão da estabilidade da escavação quando são precárias as condições de apoio da cortina às cargas verticais poderá ser reanalisada, para comprovar ou, eventualmente, corrigir e completar os resultados já obtidos.

Outra via de investigação que se considera de muito interesse iniciar é a implementação de modelos de cálculo para o estudo do comportamento diferido das obras geotécnicas em questão, permitindo acompanhar no tempo o processo de dissipação das pressões neutras associadas às fases construtivas necessárias para atingir a profundidade projectada para a escavação. Dessa forma poderão, entre outros aspectos, prever-se com maior aproximação os assentamentos finais na superfície do terreno, o que, obviamente, se reveste da maior importância.

Finalmente, um quarto vector que se considera fundamental, e complementar dos três primeiros, é o prosseguimento do confronto entre os resultados da aplicação dos modelos matemáticos e o comportamento real das obras. Os dois casos relatados no presente trabalho, apesar de algumas dificuldades compreensíveis, resultantes do carácter de certo modo pioneiro, neste tipo de obras e no nosso país, que assumiram, podem considerar-se um início encorajador de futuras experiências. Em particular, eles mostram que apesar de consideráveis as dificuldades na previsão do comportamento das obras em causa podem ser parcialmente superadas se a experiência em casos afins puder servir de base a um julgamento criterioso sobre as informações, ainda que limitadas, provenientes dos ensaios que foi possível efectuar para a caracterização geotéc

nica do maciço. A este respeito, deve acrescentar-se que é também indispensável incentivar esforços para que o planeamento e a condução das campanhas para aquela caracterização sejam feitas de forma mais adequada, o que não significa necessariamente a realização de ensaios mais dispendiosos ou em maior número, mas dos mais apropriados a cada situação, isto é, tendo em conta as características do maciço, o tipo de obra geotécnica a realizar e o método por meio do qual se pretende projectá-la.

Lisboa, Março de 1983

Manuel António de Matos Fernandes

MANUEL ANTÓNIO DE MATOS FERNANDES

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AAS, G. (1965). A study of the effect of vane shape and rate of strain on the measured values of in-situ shear strength of clays. Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech.Found. Eng., Montreal, Vol. 1, p. 141-145

AL-HUSSAINI, M.M. e TOWNSEND, F.C. (1975). Investigation of Ko testing in cohesionless soils. Technical Report S-75-16, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi

AL-HUSSAINI, M.M. e JOHNSON, L.D. (1977). Finite element analysis of a reinforced earth wall. Technical Report S-77-6, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississipi

ALMEIDA PEREIRA, O. (1969). Determinação das características estruturais de pavimentos a partir da linha de influência obtida em ensaios de carga com pneu. Tese apresentada ao concurso para especialista, LNEC, Lisboa

ALPAN, I. (1967). The empirical evaluation of the coeffi - cient K_o and K_{or}. Soils and Foundations, Japonese Soc. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 7, N. 1, p. 31-40

AMBIRU, T., MIYOSHI, M. e OKABE, T. (1981). Excavation work for Tokyo Metropolitan Subway Line N. 10. Construction in soft cohesive layer. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech.

Found. Eng., Tokyo, Case History Volume, p.311-318

ANDERSON, W.P., HANNA, T.H. e PONNIAH, D.A. (1975).Behaviour of laboratory scale anchored retaining walls supporting surcharged backfills. Proc. First Baltic Conf. Soil Mech. Found. Eng., Gdansk, Vol. 3, Section III, p. 1-10

ANDERSON, W.F., HANNA, T.H., PONNIAH, D.A. e SHAH, S.A. (1982). Laboratory-scale tests on anchored retaining walls supporting backfill with surface loading. Canadian Geotech. Journal, Vol. 19, N. 3, p. 213-224

ARMENTO, W.J. (1972). Criteria for lateral pressures for braced cuts. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Purdue University, Lafayette, Indiana, Session V, Vol. 1, Part 2, p.1283--1302

ARTHUR, J.R. e PHILLIPS, A.B. (1975). Homogeneous and layered sand in triaxial compression. Géotechnique, Vol. 25, N. 4, p. 799-815

ATKINSON, J.H. (1973). The deformation of undisturbed London Clay. PhD thesis, Univ. of London

ATKINSON, J.H. e KUBBA, L.M. (1981). Some effects of sample disturbance on soft clay.Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 2, p. 423-426

BARLA, G. e MASCARDI, C. (1974). High anchored wall in Genoa. Proc. Conf. on Diaphragm walls and Anchorages, ICE,London, p. 123-128

BEGEMANN, H. (1974). General Report. Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2.1, p. 29-39

BEGEMAN, H. (1976). The influence of excavation on soil strength below excavation level. Proc. 6th Europ.Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vienna, Vol. 1.2, p. 613-616

BERESANTSEV, V.G., KHRISTOFOROV, V.S. e GOLUBKOV, V.N.(1961). Load bearing capacity and deformation of piled foundations. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, Vol. 2, p. 11-15

BERRE, T. e BJERRUM, L. (1973). Shear strength of normally consolidated clays. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, Vol. 1, Part 1, p.39-49

BISHOP, A.W. (1955). The use of the slip circle in the stability of slopes. Géotechnique, Vol. 15, N. 1, p. 7-17

BISHOP, A.W. e BJERRUM, L. (1960). The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. Proc. Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Boulder, Col., p. 437-501

BJERRUM, L. e EIDE, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. Géotechnique, Vol. 6, N. 1, p.32-47

BJERRUM, L. e KIRKEDAM, R. (1958). Some notes on earth pressure in stiff fissured clay. Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, Vol. 1, p. 95-99

BJERRUM, L. (1963). Contribuição para a discussão na Sessão N. 6, Proc. Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, Vol. 2, p. 135-137

BJERRUM, L. (1969).Ver Peck (1969)

BJERRUM, L. e ANDERSEN, K.H. (1972). In-Situ measurement of lateral pressures in clay. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, pp 11-20

BJERRUM, L., CLAUSEN, C., e DUNCAN, J. (1972). Stability of flexible structures. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, General Report

BJERRUM, L. (1972). Embankments on soft ground. Proc.Conf.

on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, ASCE, Purdue University, Lafayette, Indiana, Vol. 2, p.1-54

BJERRUM, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, General Report, Vol. 3, p. 111-159

BLUM, H. (1931). Einspannungsverhaeltnisse bei Bohlwerken. W. Ernst und Sohn, Berlin

BOUSSINESQ, J. (1885). Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthier-Villars, Paris

BOWLES, J.E. (1974). Analytical and computer methods in foundation engineering. Mac Graw-Hill Book Comp., New York

BRANSBY, P.L. (1974). Contribuição para a discussão. Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, ICE, London, p. 135

BRINCH HANSEN, J. (1953). Earth Pressure Calculation. Danish Geotechnical Press, Copehangen

BROMS, B.B. e Stille, H. (1976). Failure of anchored sheet pile walls. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT3, p. 235-251

BROMS, B.B. (1980). Soil sampling in Europe: state-of-the-art. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT1, p.65-98

BROOKER, E.W. e IRELAND, H.O. (1965). Earth pressure at rest related to stress history. Canadian Geotech. Journal, Vol. 2, N. 1, p. 1-15

BROWN, C. e KING, I. (1966). Automatic embankment analysis: equilibrium and instability conditions. Géotechnique,

Vol. 16, N. 3, p. 209-219

BUISMAN, A.S. (1940). Grondmechanica. Waltman, Delft.

BURLAND, J.B. (1963). Contribuição para a discussão na Sessão N. 4. Proc. Symposium of Grouts and Drilling Muds, "Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice", Butterworths, London, p. 223-225

BURLAND, J.B., Simpson, B. e St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Proc. 7th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brighton, Vol. 1, p. 13-29

BURLAND, J.B., POTTS, D.M. e WALSH, N.M. (1981). The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls.Ground Engineering, Vol. 14, N. 5, p. 28-38

CAMPANELLA, R.G. e VAID, Y.P. (1972). A simple K_o - triaxial cell. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, N. 3, p. 249-260

CANADIAN FOUNDATION ENGINEERING MANUAL (1978). Foundations Committee of the Canadian Geotechnical Society. Montreal, Canada

CASAGRANDE, L. (1973). Comments on conventional design of retaining structures. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM2, p. 181-198

CERNAK, B. (1976). The time effect of suspension on the behaviour of piers. Proc. 6th Europ.Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vienna, Vol. 1.1, p. 111-114

CHADEISSON, R. (1961). Influence of the boring methods on the behaviour of cast-in-place bored piles. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, Vol. 2, p. 27-31

CHANDRASEKARAN, V. e KING, G. (1974). Simulation of excavation using finite elements. Journal Geotech. Eng.Div., ASCE, GT9, p. 1086-1089

CHANG, C. e DUNCAN, J. (1970). Analysis of soil movement around a deep excavation. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM5, p.1655-1681

CHAPMAN, K.R., CORDING, E.J. e SCHNABEL, H. (1972). Performance of a braced excavation in granular an cohesive soils. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Session V, Vol. 3, p. 271-293

CLOUGH, R.W. e WOODWARD, R.J. (1967). Analysis of embankment stresses and deformations. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM4, p. 529-549

CLOUGH, G.W. e DUNCAN, J. (1969). Finite element analyses of Port Allen and Old River Locks. U S Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Missipi, Contract Report S-69-6

CLOUGH, G.W. e DUNCAN, J. (1971). Finite element analyses of retaining wall behavior. Journal Soil Mech. Found.Div., ASCE, SM12, p.1657-1673

CLOUGH, G.W., WEBER, P.R. e LAMONT, J. (1972). Design and observation of a tied-back wall. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. 1, Part. 2, p. 1367-1390

CLOUGH, G.W. e TSUI, Y. (1974). Performance of tied-back walls in clay. Journal Geotech. Div., GT12, ASCE, p. 1259-1273

CLOUGH, G.W. (1976). Deep excavations and retaining structures, em "Analysis and Design of Building Foundations",

Chap. 14, Edited by H. Fang Envo Publishing Comp., Inc., Pensylvania

CLOUGH, G.W. e MANA, A.I. (1976). Lessons learned in finite element analyses of temporary excavations in soft clay. Proc. Second Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, Vol. 1, p. 496--510

CLOUGH, G.W. e TSUI, Y. (1977). Static analysis of earth retaining structures, em "Numerical Methods in Geotechnical Engineering", Chap. 15, Edited by C. Desai. Mac Graw-Hill Book Company, New York

CLOUGH, G.W. e DAVIDSON, R.R. (1977). Effects of construction on geotechnical performance. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Specialty Session N. 3, p. 15-53

CLOUGH, G.W. e DENBY, G.M. (1977). Stabilizing berm design for temporary walls in clay. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT2, p. 75-90

CLOUGH, G.W., MANA, A.I. e MAYU, P.H. (1977). A method for predicting movements of crosslot braced walls in clay. Preprint nº 2923 presented to Nacional ASCE Meeting, San Francisco

CLOUGH, G.W., HANSEN, L.A. e MANA, A.I. (1979). Prediction of supported excavation movements under marginal stability conditions in clay. Proc. Third Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, p. 1485-1502

CLOUGH, G.W. e CHAMEAU, J. (1980). Measured effects of vibratory sheetpile driving. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT10, p. 1081-1099

CLOUGH, G.W. e HANSEN, L.A. (1981). Clay anisotropy and braced wall behavior. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE,

GT7, p. 893-913

CLOUGH, G.W. e SCHMIDT, B. (1981). Design and performance of excavations and tunnels in soft clay, em "Soft Clay Engineering", Chap. 8, Edited by E.W. Brand and R.P. Brenner. Elsevier Scientific Publishing Company, Amesterdam

COLE, K.W. e BURLAND, J.B. (1972). Observation of retaining wall movements associated with a large excavation. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, p. 445-453

CORBETT, B.O., Davies, R.V. e LANGFORD, A.D. (1974). A load bearing diaphragm wall at Kensington and Chelsea Town Hall, London. Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, ICE, London, p. 57-62

CORREIA, R. (1977). Estudos dos escoamentos permanentes em meios porosos pelo método dos elementos finitos.LNEC, Relatório, Proc. 55/16/5023, Lisboa

CORREIA, R. (1982). Aplicação de modelos matemáticos ao estudo de aterros construidos sobre solos argilosos moles. Tese apresentada ao concurso para especialista,LNEC, Lisboa

CORREIA de ARAÚJO, F. (1942). Estudo dos maciços terrosos e dos seus suportes. Edições Lopes da Silva, Porto

CORREIA de ARAÚJO, F. (1961). Elasticidade e Plasticidade.Edição do autor, Porto

COSTA NUNES, A.J. (1982). Conferência proferida no LNEC em 20 de Maio. Lisboa

COSTA-FILHO, L.F. e VAUGHAN, P.R. (1980). Discussão do trabalho de Simpson et al (1979). Géotechnique, Vol. 30, N. 3, p. 336-339

COULOMB, C.A. (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de stati - que relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences, Paris, Vol. 3, p. 38

CREED, B.E., SIMONS, N.E. e SILLS, G.C. (1980). Back analy - sis of the behaviour of a diaphragm wall supported ex- cavation in London Clay. Proc. Second Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff, p. 743-758, Pentech Press, London

CUNNINGHAM, J.A. e FERNANDEZ, J.I. (1972). Performance of two slurry wall systems in Chicago. Proc. Conf. on Per formance of Earth and Earth Supported Structures,ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. 1, Part 2, p. 1425-1449

D'APPOLONIA, D.J. (1971). Effect of foundation construction on nearly structures. Proc. 4th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., San Juan, Puerto Rico, Vol. 1, p. 189-236

DAVIS, E.H. e CHRISTIAN, J.T. (1971). Bearing capacity of anisotropic cohesive soils. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM5, p. 753-769

DAY, P.,WATES, J. e KNIGHT, K. (1981). Skin friction on under slurry piles. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 2, p. 689-692

DENBY, G.M. e CLOUGH G.W. (1980). Self-boring pressuremeter tests in clay. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT12, p. 1369-1387

DESAI, C.S. (1974). Numerical design analysis for piles in sands. Journal Geotech. Div., ASCE, GT6, p. 613-635

DESAI, C.S. (1977). Soil-structure interaction and simula - tion problems, em "Finite Elements in Geomechanics", Chap. 7, Edited by G. Gudehus. John Wiley and Sons

DIBIAGIO, E. e B JERRUM, L. (1957). Earth pressure measurements in a trench excavated in stiff marine clay. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, Vol. 2, p. 196-202

DIBIAGIO, E. e KJAERNSLI, B. (1961). Strut loads and related measurements on contract 63a of the Oslo Subway. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, Vol. 2, p. 395-401

DIBIAGIO, E. (1966). Stresses and displacements around an unbraced rectangular excavation in an elastic medium. Ph. D. Thesis, University of Illinois

DIBIAGIO, E. e MYRVOLL, F. (1972). Full scale field tests of a slurry-trench excavation in soft clay. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1,p. 461-471

DIBIAGIO, E. e ROTI, J.A. (1972). Earth pressure measurements on a braced slurry-trench wall in soft clay. Proc.5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1,p. 473-483

DIN 4125, PARTE 1 (1972). Erd und Felsanker. Verpressanker fur vorubergehend zwecke in Lockergestein. Bemessung, Ausfuhrung und Prufung (Soil and rock anchors; tempo - rary soil anchors; analysis, structural design and testing)

DOHERTY, W., WILSON, E. e TAYLOR, R. (1969). Stress analysis of axisymmetric solids utilizing higher-order quadrilateral finite elements. Report N. S.E.S.M. 69-3,Structural Eng. Labor., Univ. California, Berkeley,California

DONAGHE, R.T. e TOWNSEND, F.C. (1978). Effects of anisotro - pic versus isotropic consolidation in consolidated-undrained triaxial compression tests of cohesive soils.

Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 1, N. 4, p. 173-189

DUNCAN, J. e DUNLOP, P. (1969). Slopes in stiff fissured clays and shales. Journal Soil Mech. Found. Div.,ASCE, SM2, p. 467-492

DUNCAN, J. e CHANG, C. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM 5, p. 1629-1653

DUNCAN, J. e BUCHIGNANI, A.L. (1976). An Engineering Manual for Settlement Studies. Department of Civil Engineering, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley

DYSLI, M., FONTANA, A. e RYBISAR, J. (1979). Enceinte en paroi moulée dans des limons argileux: calculs et observations. Proc. 7th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brighton, Vol. 3, p. 197-205

EGGER, P. (1972). Influence of wall stiffness and anchor prestressing on earth pressure distribution. Proc.5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, p. 259-264

EIDE, O. AAS, G. e JOSANG, T. (1972). Special application of cast-in-place walls for tunnels in soft clay in Oslo. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, p. 485-498

ELSON, W.K. (1968). Experimental investigation on the stability of slurry trenches. Géotechnique, Vol.18, N. 1,p. 37-49

ENDO, M. (1963). Earth pressure in the excavation work of alluvial clay stratum. Proc. Budapest Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., p. 21-46

FALCÃO, J. C.B. (1971). Aplicação do método dos elementos fi

nitos ao dimensionamento de barragens de terra. Tese apresentada ao concurso para Especialista, LNEC, Lisboa

FARMER, J.W., BUCLEY, P.J. e SLIWINSKI, Z. (1971). The effect of bentonite on the skin friction of cast in place piles. Proc. Conf. Behaviour of Piles, ICE, London, p. 115-120

FARMER, J.W. e ATTEWELL, P.B. (1973). Ground movements caused by a bentonite-supported excavation in London Clay. Géotechnique, Vol. 23, N. 4, p. 576-581

FELLENIUS, W. (1927). Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohaesion und unter Annahme Kreiszylindrischer Gleitflaechen. Ernst, Berlin

FOLQUE, J. (1973). Compressibilidade de areias determinada por ensaios de penetração. Geotecnia, N. 6, p. 19-27

FOLQUE, J. (1976). Características mecânicas de solos deduzidas de ensaios de penetração. Geotecnia, N. 17, p.73-83

GHIONNA, V.,JAMIOLKOWSKI M. e PASQUALINI, E. (1981). On estimating K_o for overconsolidated granular soils (discussion). Géotechnique, Vol. 31, N. 4, p. 574-577

GOLDBERG, D.T., JAWORSKI, W.E e GORDON, M.D. (1976). Ver Clough e Schmidt (1981)

GOLDER, H.Q., GOULD J.P., Lambe, T.W., Tschebotarioff, G.P. e WILSON, S.D. (1970). Predicted performance of braced excavation.Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM3, p.801-815

GOLDER, H.Q. (1973). Discussão de Casagrande (1973). Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM10, p. 900-902

GOODMAN, L.E. e BROWN, C.B. (1963). Dead load stresses and the instability of slopes. Journal Soil Mech. Found.

Div., ASCE, SM3, p. 103-134

GOODMAN, R., TAYLOR, R. e BREKKE, T. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. Journal Soil Mechanics Foundations Div., ASCE, SM3, p. 637-659

GOULD, J.P. (1972). Design of temporary earth retaining structures for the Washintgon Subway system. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Retaining Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. 3, p.251--253

GRACIAS FERNANDES, J.C. (1983). Anālise do comportamento de tūneis em maciços terrosos. Tese a apresentar ao con - curso para especialista, LNEC, Lisboa

GRIFFIN, D.F. (1972). Errors of in-place density measurements in cohesionless soils. "Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects Involving Cohe - sionless Soil", A Symposium presented at the 75th Annual Meeting, ASTM, Los Angeles, p. 195-206

HANNA, T.H. (1968). Design and behaviour of tied-back retaining walls. Proc. Third Budapest Conf. Soil Mech.Found. Eng., p. 410-418

HANNA, T.H. e MATALLANA, G.A. (1970). The behaviour of tied--back retaining walls. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, N. 4, p. 372-396

HANNA, T.H. e ABU-TALEB. M.G. (1972). Anchor supported walls: research and practice. Ground Engineering, Vol. 5,N.2 p. 16-20

HANNA, T.H. e KURDI, I. (1974). Studies on anchored flexible retaining walls in sand. Journal Geotech. Eng.Div., ASCE, GT10, p. 1107-1122

HANNA, T.H. (1978). Diaphragm Walls, em "Developments in Soil Mechanics", Chap. 6, Edited by C.R. Scott. Applied Science Publishers, London

HANSEN, L.A. (1980). Prediction of the behaviour of braced excavation in anisotropic clay. Ph.D. Thesis, Stanford University

HANSEN, L.A. e CLOUGH, G.W. (1981). The significance of clay anisotropy. Finite element analyses of supported excavations. "Implementation of Computer Procedures and Stress-Strain Laws in Geotechnical Engineering", Proc. of the Symposium held at Chicago, Illions, Edited by C.S. Desai and S.K. Sanena, Vol. 1, p. 73-92

HENKEL, D.J. e WADE, N.H. (1966). Plane strain tests on a saturated remoulded clay. Journal Soil Mech. Found. Division, ASCE, SM6, p. 67-80

HENKEL, D.J. (1970). Geotechnical considerations of lateral stresses. Proc. Specialty Conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell Univ., Ithaca, New York, p. 1-49

ISHIHARA, K. (1977). Ver Ladd et al (1977)

JAKY, J. (1944). The coeffecient of earth pressure at rest. Journal Soc. of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, Oct., p. 355-358

JAMES, E.L. e JACK, B.J. (1974). A design study of diaphragm walls. Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, ICE, London, p. 41-49

JANBU, N. (1954). Application of composite slip surfaces for stability analysis. Proc. Europ. Conf. on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Vol. 3, p. 43-49

JANBU, N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculations by generalized procedure of slices. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, Vol. 2, p. 207-212

JANBU, N. (1963). Soil Compressibility as determined by

oedometer and triaxial tests. Proc. Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, Vol. 1, p. 19-25

JAWORSKI, W.E. (1973). An evaluation of the performance of a braced excavation. Ph. D. Thesis, Massachussetts Ins - titute of Technology

JELINEK, R. e OSTERMAYER, H. (1966). Verankerung von BaugrubenumschlieBungen. Vortrage der Baugrundtagung, Munchen, Deutsche Gesellschaft fur Erdund Grundbau, p. 271-310

JELINEK, R. e OSTERMAYER, H. (1967). Zur Berechnung von Fangedammen und Verankerten Stutzwanden. Die Bautechnik, Berlin, 5, p. 167-171, 6,p. 203-207

KAISER, P.K. e HEWITT, K.J. (1982). The effect of groundwa - ter flow on the stability and design of retained excavations. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 19, N. 2, p. 139-153

KALIN, M. (1977). Hydraulic piping-theoretical and experimental findings. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 14, p. 107-124

KANATANI, Y., MIYAZAKI, Y. e MORIWAKI,T. (1981). Excavation work of Kitachiba Water Purification ajoining caisson in soft alternate-layer ground. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Case History Volume, p. 335-342

KARLSRUD, K. e MYRVOLL, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick-clay. Proc. 6th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vienna, Vol. 1.1, p. 157-164

KARLSRUD, K. (1976). Contribuição para a discussão na Sessão nº 3. Proc. Conf. on A Review of Disphragm Walls,ICE, London, p. 50-52

KAWASAKI, T., IKUTA, Y., MARUOKA, M., MITOMA, T., MATSUI, O.

e YAHAGI, T. (1981). Sakauchi construction for Osaka Nº 3 building in soft having high artesian water level. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Case History Volume, p. 327-334

KÉZDI, A. (1975). Pile Foundations, em "Foundation Engineering Handbook", Chap. 19, Edited by H. Winterkorn and H. Fang. Van Nostrand Reinhold Comp., New York

KIENBERGER, H. (1974). Diaphragm walls as load bearing foundations. Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, ICE, London, p. 19-21

KINOSHITA, T., MITSUHASHI, K. e HAGIWARA, E. (1981). Open cut excavation in soft clay ground at Ha-Ooka River Section of Yokohama-Haneda Airport Expressway. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Case History Volume, p. 319-326

KO, H. e SCOTT, R. (1967). Deformation of sand in shear. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM5, p. 283-310

KONDNER, R. (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM1, p. 115-143

KONDNER, R. e ZELASKO, J. (1963). A hyperbolic stress-strain formulation for sands. Proc. Second Pan-American Conf. Soil Mech. Found. Eng., Brazil, Vol. 1, p. 289-324

KRANZ, E. (1953). Uber die Verankerung von Spundwanden. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin

KUESEL, T.R. (1969). Contribuição para a discussão na Sessão Plenária nº 4. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., México City, Vol. 3, p. 316-320

KULHAWY, F.H., DUNCAN, J.M. e SEED, H.B. (1969). Finite element analysis of stresses and movements in embankments during construction. Geotechnical Engineering Report

N. TE-69-4, University of California, Berkeley,Cali - fornia

KULHAWY, F.H. (1973). Analysis of underground openings in rock by finite element methods. Final Report, U.S. Bureau of Mines, Contract N. H0210029

KULHAWY, F.H. (1977). Embankments and excavations, em "Numerical Methods in Geotechnical Engineering", Chap. 16, Edited by Chandrakant Desai. Mac Graw-Hill Book Company, New York

LACROIX, Y. e HORN, H.M. (1972). Direct determination and indirect evaluation of relative density and its use on earthwork construction projects. "Evaluation of Relative Density and Its Role in Geothechnical Projects Involving Cohesionless Soils", A Symposium presented at the 75th Annual Meeting, ASTM, Los Angeles, p. 251-280

LADD, C. e FOOTT, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. Journal Geotech. Eng. Div.,ASCE, GT7, p. 763-786

LADD, C., FOOTT, R., YSHIHARA, K., SCHLOSSER, F. e POULOS,H. (1977). Stress-deformation and strength characteristics. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Vol. 2, p. 421-494

LAMBE, T.W. e TURNER, E.K. (1970). Braced excavations. Proc. Spec. Conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, Cornell Univ., Ithaca, N.Y., p. 149-218

LAMBE, T.W., WOLFSKILL, L.A. e WONG, I.H. (1970). Measured performance of braced excavation. J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM3, p. 817-836

LAMBE, T.W. (1972). Predicting performance of braced excavations. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, In

diana, Vol. 3, p. 255-256

LAMBE, T.W.,WOLFSKILL, L.A. e JAWORSKI, W.E. (1972). The performance of a subway excavation. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. 1, Part 2, p. 1403-1424

LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1979). Soil Mechanics, S.I. Version. John Wiley and Sons, New York

LARSON, M.L., WILLETTE, W.R., HALL, H.C. e GNAEDINGER, J. P. (1972). A case study of a soil anchor tie-back system. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana,Vol. 1, Part 2, p. 1341-1366

LAW, K.T. e HOLTZ, R.D. (1978). A note on Skempton's A parameter with rotation of principal stresses. Géotechnique, Vol. 28, N. 1, p. 57-64

LEFEBVRE, G., PHILIBERT, A., BOZUZUK, M. e PARÉ, J.J. (1981). Fissuring from hydraulic fracture of clay soil. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm,Vol. 2, p. 513-518

LEROUEIL, S. e TAVENAS, F. (1981). Pitfalls of back-analyses. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 1, p. 185-190

LITTLEJOHN, G.S. (1970). Resposta do autor. Proc. Conf. on Ground Engineering, ICE, London, p. 119-120

LITTLEJOHN, G.S. (1972). Anchored diaphragm walls in sand. Ground Engineering, Vol. 5, N. 1, p. 12-17

LITTLEJOHN, G.S. e MACFARLLANE, I.M. (1974). A case history study of multi-tied diaphragm wall. Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, ICE, London, p. 113--121

LITTLEJOHN, G.S. (1976). Contribuição para a discussão na Sessão nº 4. Proc. Conf. on A Review of Diaphragm Walls, ICE, London, p.62-63

LIU, T.K. e DUGAN, J.P. (1972). An instrumented tied-back deep excavation. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. 1, Part 2, p. 1323-1339

LNEC (1969). Consolidação da encosta Outeiro da Forca-Portas do Sol em Santarém. Análise e apreciação de toda a obra e suas condições de segurança. Relatório, Proc. 54/1/3206, Lisboa

LNEC (1974). Elementos finitos para o estudo de cascas derivados de elementos tridimensionais parabólicos. Relatório, Proc. 46/11/5272, Lisboa

LOCHER, H.G. (1969). Anchored retaining walls and cut-off walls. VSL Bulletin, Losinger and Comp., Berne, Switzerland

MALJIAN, P.A. e VAN BEVEREN, J. (1974). Tied-back deep excavations in Los Angeles area. Journal Construction Div., ASCE, C03, p. 337-356

MANA, A.I. (1978). Finite-element analyses of deep excavation behavior in soft clay. Ph. D. Thesis, Stanford University

MANA, A.I. e Clough, G.W. (1981). Prediction of movements for braced cuts in clay. Journal Geotech. Eng. Div.,ASCE, GT6, p. 759-777

MANSUR, C.I. e KAUFMAN, R.I. (1962). Dewatering, em "Foundation Engineering", Chap. 3, Edited by G. Leonards. Mac Graw-Hill Book Comp., Inc., New York

MARCHINI, S. (1977). Deep excavations for foundations from the point of view of the contractor and his relationship to the owner and the engineer. Proc. 9th Int. Conf.Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Spec. Session N. 3, p. 104-139

MASCARDI, C. (1976). Contribuição para a discussão. Proc.Conf. on a Review of Diaphragm Walls, ICE, London, Session V, p.90

MASSARSCH, K.R. e BROMS, B.B. (1978). Lateral earth pressure at rest in soft clay. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT1, p. 146-148

MASSONET, C. (1962). Résistance des matériaux. Dunod, Paris

MATOS FERNANDES, M. (1981a). Paredes moldadas e outras estruturas flexíveis para suporte de terras. Estado de conhecimentos ãcerca do seu dimensionamento. LNEC, Relatório, Proc. 55/13/6187, Abril, Lisboa

MATOS FERNANDES, M. (1981b). Aplicação do modelo hiperbólico à representação do comportamento não linear das ancoragens. Comunicação ao 1º Encontro Luso-Brasileiro de Geotecnia, Tema IV, 25 e 26 de Junho, Lisboa

MATOS FERNANDES, M. (1982). Observação da estrutura de suporte de uma grande escavação. Comunicação às Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, Tema E, 15 a 19 de Novembro, Lisboa

MATOS FERNANDES, M. (1983). Modelo de cálculo para o estudo pelo método dos elementos finitos de escavações suportadas por estruturas flexíveis. LNEC, Relatório, Proc. 55/0/7380, Lisboa

McCAUL, C. (1980). Contribuição para a discussão. Proc. Second Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Session VII, p. 954, Cardiff, Pentech Press, London

MELO, F.G. (1982). Ensaio de carga em placa. Seminário 276, LNEC, Lisboa, p. 65-93

MEYERHOF, G.G. (1974). General Report. Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2.1, p. 40-48

MILLIGAN, V. (1977). The uncertain equation between design and construction in soil engineering. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Specialty Session N. 3, p. 54-103

MINDLIN, R.D. (1936). Discussion on pressure distributions on retaining walls. Proc. First Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Harvard Univ., Massachusetts, Vol. 3, p. 155-157

MINEIRO, A.J. (1969). Pore water pressure prediction under plane strain. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., México City, Vol. 1, p. 275-279

MINEIRO, A.J. (1975). Dinâmica de solos frágeis. Aplicações à microzonagem sísmica e ao dimensionamento de barragens de terra. Dissertação apresentada ao IST para a obtenção do grau de Doutor em Ciências de Engenharia (Estruturas), Lisboa

MINEIRO, A.J., BRITO, J.A. e FERNANDES, J.S. (1981). Étude d'une parois moulée multi-ancrée. Proc. 10th Int.Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 2, p. 187-192

MIRANDA SOARES, M. e RIBAS, J. (1979). Preliminary results of an instrumented section of the Rio Subway. Proc. 6th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng., Lima, Peru, Spec. Session on Tunnels and Excavations

MITCHELL, J.K. e GARDNER, W.S. (1971). Analysis of load-bearing fills over soft subsoils. Journal Soil Mech.Found. Div., ASCE, SM11, p. 1549-1571

MORGENSTERN, N.R. e EISENSTEIN, Z. (1970). Methods of estimating lateral loads and deformations. Proc. Specialty Conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, Cornell Univ., Ithaca, p. 51-102

MORGENSTERN, N.R. e SEGO, D.C. (1981). Performance of temporary tie-backs under winter conditions. Canadian Geotech. Journal, Vol. 18, p. 566-572

MORTON, K., CATER, R.W. e LINNEY, L. (1980). Observed settlements of buildings adjacent to stations constructed for the modified initial system of the mass transit railway, Hong Kong. Proc. 6th Southeast Asian Conf. on Soil Eng., Taipei, Vol. 1, p. 415-429

MULLER-KIRCHENBAUER, H. (1972). Stability of slurry trenches. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, p. 543-553

MURPHY, D.J., CLOUGH, G.W. e WOOLWORTH, R.S. (1975). Temporary excavation in varved clay. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT3, p. 279-295

NASH, K.L. (1974). Stability of trenches filled with fluids. Journal Construction Division, ASCE, C04, p. 533-542

NAYLOR, D.J., PANDE, G.N., SIMPSON, B. e TABB, R. (1981). Finite Elements in Geotechnical Engineering. Pineridge Press, Swansea, U.K.

O'ROURKE, T.D. (1981). Ground movements caused by braced excavation. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT9, p. 1159-1178

OCAMPO, F. (1982). Aplicação de modelos de cálculo tridimensionais na análise de grandes estruturas subterrâneas. LNEC, Relatório, Proc. 47/11/7315, Lisboa

ODA, M. (1972a). Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular material. Soils and Foundations, Vol. 12, N. 1, p. 17-36

ODA, M. (1972b). The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand. Soils and Foundations. Vol.12, N. 2, p. 1-18

ODA, M. (1981). Anisotropic strength of cohesionless sands. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT9, p. 1219-1231

OSAIMI, A.E. (1977). Finite-element analysis of time-dependent deformations and pore pressures in excavations and embankments. Ph. D. Thesis, Stanford University

OSAIMI, A.E. e CLOUGH, G.W. (1979). Pore-pressure dissipation during excavation. Journal Geotech. Div., ASCE, GT4, p. 481-498

OSTERMAYER, H. (1976). Practice in the detail design applications of anchorages. Proc. Conf. on A Review of Diphragm Walls, ICE, London, p. 55-61

OSTERMAYER, H. e SCHEELE, F. (1977). Research on ground anchors in non-cohesive soils. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Specialty Session N.4

OTTA, L. (1979). Stability analysis of tied-back walls,slopes, dams and strip foundations. Proc. Third Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 3, p. 1205-1216

PALMER, J.H. e KENNEY, T.C. (1972). Analytical study of a braced excavation in weak clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, p. 145-164

PAPPAS, N.D. e SEXSMITH, D.P. (1968). Performance monitoring of a deep cofferdam in sensitive clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 5, p. 80-96

PARKINSON, J.J. e FENOUX, G.Y. (1976). Soulèvement de fond de fouille en site urban. Proc. 6th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vienna, Vol. 1.2, p. 641-646

PECK, R.B. (1943). Earth pressure measurments in open cuts, Chicago Subway. Transactions, ASCE, p. 1008-1036

PECK, R.B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mē-

xico City, General Report, Strate-of-The-Art Volume, p. 225-290

PECK, R.B. (1972). Soil-structure interaction. Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth Retaining Structures, ASCE, Purdue Univ., Lafayette, Indiana, Vol. 2, p. 145--154 e Vol. 3, p. 249-250

PECK, R.B., HANSON, W.E. e THORNBURN, T.H. (1974). Founda - tion Engineering. Second Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York

PEDRO, J.P. (1967). Dimensionamento de barragens de betão pe lo método dos elementos finitos. Tese apresentada ao con curso para Especialista, LNEC, Lisboa

PEDRO, J.O. e PINA, C.A. (1982). Estudo de equilíbrios tridi mensionais em estruturas laminares e maciças utilizando elementos finitos subparamétricos. LNEC, Relatório, Proc. 46/11/7302, Lisboa

PERLOW, M. e RICHARDS, A.F. (1977). Influence of shear velo- city on vane shear strength. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT1, p. 19-32

PINELO, A. (1980). Dimensionamento de ancoragens e cortinas ancoradas. Tese apresentada ao concurso para especialis- ta, LNEC, Lisboa

PINELO, A. e MATOS FERNANDES, M. (1981). Anchors' behaviour and tied back walls analysis. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 2, p. 219-225

PLANT, G.W. (1972). Anchor inclination - its effects on the performance of a laboratory scale tied-back retaining wall. Proc. ICE, Vol. 53, Part 2, p. 257-274

POTIONDY, J.G. (1961). Skin friction between various soils and construction materials. Géotechnique, Vol. 11, N. 4, p. 339-353

POULOS, H.G. e DAVIS, E.H. (1974). Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York

PRENTIS, E.A. e WHITE, L. (1950). Underpinning.Columbia Univ. Press, Second Edition, New York

PRODINGER, W. e VEDER, Ch. (1981). Bearing capacity of floating groups of disphragm-walls. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 2, p. 809-813

RANKE, A. e OSTERMAYER, H. (1968). Beitrag zur Stabilitatsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubemumschlie - Bungen. Die Bautechnik, N. 10, p. 341-350

RANKINE, W.J. (1857). On the stability of loose earth. Transactions Royal Society, London, Vol. 147, Part 1, p. 9--27

RATTAY, W. e WELZIEN, K. (1975). Diaphragm walls-effect of ground water lowering on filter cake formation. Proc. First Baltic Conf. Soil Mech. Found. Eng., Gdansk,Vol. 3, Section III, p. 191-197

REESE, L.C., O'NEILL, M.W. e TOUMA, F.T. (1973). Bored piles installed by slurry displacement. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Moscow, Vol. 2, Part 1, p. 203--209

RÉMY, J.P. e FUJII,J. (1975). A influência da escavação das lamelas de paredes moldadas no recalque das estrutu - ras adjacentes. Proc. 5º Congresso Panamericano Mec. Suelos Ing. Fund., Buenos Aires, Vol. 1, p. 425-435

RICCERI, G. e SORANZO, M. (1981). Anisotropic behaviour of a saturated uniform sand. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 1, p. 759-764

RICHARDS, B.G. (1977). Pressures on a retaining wall by an expansive clay. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Vol. 1, p. 705-710

ROCHA, M. (1981). Mecânica das Rochas, LNEC, Lisboa

ROWE, P.W. (1952). Anchored sheet-pile walls. Proc. ICE,London, Vol. 1, p. 705-710

ROWE, P.W. (1955a). A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls. Proc. ICE, London, Vol. 4, N. 1, p. 32-69

ROWE, P.W. (1955b). Sheet-pide walls encastré at the anchorage. Proc. ICE, London, Vol. 4, N. 1, p. 70-87

ROWE, P.W. (1955c). The flexible characteristics of sheet -pile walls. The Structural Engineer, ICE, London, Vol. 34, N. 5, p. 150-158

ROWE, P.W. (1956a). Sheet-pile walls at failure. Proc. ICE, London, Vol. 5, N. 3, p. 276-315

ROWE, P.W. (1956b). Present situation on retaining wall design. The Structural Engineer, ICE, London, Vol. 34, N. 6, p. 204-217

ROWE, P.W. (1957). Sheet-pile walls in clay. Proc. ICE, London, Vol. 7, Session 1956-57, p. 629-654

ROWE, P.W. (1958). Measurements on sheet-pile walls driven into clay. Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure,Vol. 2, p. 127-133

ROWE, P.W., e BRIGGS, A. (1961). Measurements on model strutted sheet pile excavations. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, Vol. 2, p. 473-478

SALVEDURAI, A.P. (1981). A theoretical estimate of the tilt of a surface foundation due to an inclined anchor load applied at the interior of the soil medium. Int.Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5, p. 369-378

SANDEGREN, E., SAHLSTROM, P.O. e STILLE, H. (1972). Behaviour of anchored sheet-pile wall exposed to frost action. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Madrid, Vol. 1, p. 285-291

SANDQVIST, G. (1972). Back-tied sheet-pile wall in friction soil. Deformations and drag forces due to filling and freezing. Proc. 5th Europ. Conf. Soil Mech. Found.Eng., Madrid, Vol. 1, z. 293-298

SANGLERAT, G. (1981). Contribuição para a discussão na Sessão N.1.10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 4, p. 588-589

SCHMERTMANN, J.H. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, SM3, p. 1011-1043

SCHMIDT, B. (1966). Discussão do trabalho de Brooker e Ireland (1965). Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, N. 4, 9. 239-242

SCHMITT, G.P. (1974). Stability of tied-back retaining walls. Deutsche Beitrag zur Geotechnik, N. 2, p. 165-174

SCHENEEBELI, G. (1971). Les Parois Moulées dans le Sol. Editions Eyrolles, Paris

SCHWAB, E. e BROMS, B.B.(1976). Bottom heave in soft soils. Proc. 6th Europ. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vienna, Vol. 1.2, p. 647-650

SECO PINTO, P.S. (1982). A problemática da observação no dimensionamento de barragens de aterro. Dissertação apresentada à U.N.L. para o grau de mestre em Mecânica dos Solos, Lisboa

SEED, H.B., SINGH, S. e CHAN, C.K. (1982). Considerations in undisturbed sampling of sands. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT2, p. 265-283

SEROTA, S. e JENNINGS, R.A. (1959). The elastic heave of the bottom of excavations. Géotechnique, Vol. 9, N.2, p. 62-70

SHERIF, M.A. e ISHIBASHI, I. (1981). Overconsolidation effects on K_o values. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 1, p.785-788

SHERIF, M.M. e MACKEY, R.D. (1977). Pressures on retaining walls with repeated loading. Journal Geotech. Eng.Div., ASCE, GT11, p. 1341-1345

SILLS, G.C., BURLAND, J.B. e CZECHOWSKI, M.K. (1977).Behaviour of an anchored diaphragm wall in stiff clay. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo, Vol. 2, p. 147-154

SIMONS, N. (1974). Normally consolidated and lightly over--consolidated cohesive materials. Proc. Conf. on Settlement of Structures. Cambridge, Session 2, p. 500--530

SIMPSON, B., O'RIORDAN, N. e CROFT, D. (1979). A computer model for the analysis of ground movements in London Clay. Géotechnique, Vol. 29, N. 2, p. 149-175

SIMPSON, B. (1981). Finite elements in design with particular reference to deep basements in London Clay, em "Finite Elements in Geotechnical Engineering", Chap. 12, by Naylor, D.J., Pande, G.N., Simpson, B. e Tabb, R. Pineridge Press, Swansea, U.K.

SINGH, S., SEED, H.B. e CHAN, C.K. (1982). Undisturbed sampling of saturated sands by freezing. Journal Geotech. Eng. Div., ASCE, GT2, p. 247-264

SKEMPTON, A.W. (1951). The bearing capacity of clays. Proc. Building Research Congress, London, Div. 1, p. 180--189

SKEMPTON, A.W. e WARD, W.H. (1952). Investigations concerning a deep cofferdam in the Thames Estuary clay at a Shellhaven. Géotechnique, Vol. 3, Sep., p. 29-64

SKEMPTON, A.W. (1954). The pore-pressure coeffecients A and B. Géotechnique, Vol. 7, N. 4, p. 168-178

SKEMPTON, A.W. e MACDONALD, D.H. (1956). Allowable settlement of buildings. Proc. ICE, London, Vol. 5, p. 727--768

SLIWINSKI, Z. e FLEMING, W.G. (1974). Practical consideration affecting the construction of diaphragm walls. Proc. Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, ICE, London, p. 1-10

SOUSA, L.R. (1983). Three dimensional analysis of large underground power stations. Proc. 5th Int. Conf. Rock Mechanics, Melbourne

SOWERS, G.B. e SOWERS, G.F. (1967). Failures of bulkhead and excavation bracing. Civil Engineering, ASCE, Vol. 37, N. 1, p. 72-77

SPILKER, A. (1937). Mitteilung uber die Messung der Krafte in einer Baugrubenaussteifung (nota sobre medições de forças numa escavação escorada). Bautechnik, 15, p.16--18

STEGER, E.H. (1976). Case histories of problems with deep excavations and slopes. Proc. 6th Europ. Conf. Soil Mech. Found., Vienna, Vol. 1.1, p. 197-200

STILLE, H. (1976). Behaviour of anchored sheet pile walls. Ph. D. Thesis, Royal Inst. Technology, Dep. Soil and Rock Mech., Stockholm

STILLE, H., FREDRIKSSON, A. e BROMS, B.B. (1976). Analysis of a test embankment considering the anisotropy of the soil. Proc. Second Int. Conf. on Numerical Methods

in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, Vol. 2, p. 611-622

STROH, D. (1974). Finite element analysis of deep excavation. Deutsche Beitrage zur Geotechnik, N. 2, p. 150-164

STROH, D. e BRETH, H. (1976). Deformation of deep excavations. Proc. Second Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, Vol. 2, p. 686-700

STROUD, M. A. e SWEENEY, D..J. (1976). Contribuição para a discussão. Proc. Conf. on A Review on Diaphragm Walls, ICE, London, p. 142-148

SUTHERLAND, H. (1974). Granular materials. Proc. Conf. on Settlement of Structures, Cambridge, Session 1, p.473-499

SYMONS, I.F. (1980). Contribuição para a discussão. Proc. Second Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Session VII, p. 948, Cardiff, Pentech Press, London

TAIT, R.G. e TAYLOR, H.T. (1975). Rigid and flexible bracing systems on adjacent sites. Journal Construction Div., ASCE, CO2, p. 365-376

TAVENAS, F.A., LADD, R.S.e LA ROCHELLE, P. (1972). Accuracy of relative density measurements: results of a comparative test program. "Evaluation of Relative Density and Its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils", A Symposium presented at the 75th Annual Meeting, ASTM, Los Angeles, p. 18-60

TAYLOR, D.W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York

TERZAGHI, K. (1922). Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhutung (a rotura de barragens por "piping" e a sua prevenção). Die Wasserkraft, 17, p. 445-449. Republicado em "From Theory to Practice in Soil Mechanics",John

Wiley and Sons, 1960, New York, p. 114-118

TERZAGHI, K. (1941). Large retaining-wall tests. Eng. News--Record, 112, p. 136-140, 259-262, 316-318, 403-406, 503-508

TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York

TERZAGHI, K. e PECK, R.B. (1967). Soil Mechanics in Engineering Practice. Second Edition, John Wiley and Sons, Inc. New York

THOMAS, D. (1968). Deepsounding test results and the settlement of spread footings on normally consolidated sands. Géotechnique, Vol. 18, N. 4, p. 472-488

THON, G. e HARLAN, R.C. (1971). Slurry walls for Bart Civic Center Subway Station. Journal Soil Mech. Found.Div., ASCE, SM9, p. 1317-1334

TOMLINSON, M.J. (1957). The adhesion of piles driven in clay soils. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, Vol. 2, p. 66-71

TOMLINSON, M.J. (1971). Some effects of pile driving on skin friction. Proc. Conf. on Behaviour of Piles, ICE, London, p. 107-114

TROFIMENKOV, J.G. (1974). General Report. Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2.1, p. 20-28

TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1951). Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. MacGraw-Hill Book Comp., New York

TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1973). Foundations, Retaining and Earth Structures. MacGraw-Hill Book Company, New York

TSUI, Y. (1974). A fundamental study of tied-back wall beha

vior. Ph. D. Thesis, Duke University

TSUI, Y. e CLOUGH G.W. (1974). Plane strain approximations in finite element analyses of temporary walls. Proc. Conf. on Analysis and Design in Geotechnical Engineering, Univ. of Texas, Austin, Texas, Vol. 1, p. 173--198

VAN ZYL, D. e HARR, M.E. (1981). Seepage erosion analyses of structures. Proc.10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Stockholm, Vol. 1, p. 503-509

VAUGHAN, P. e WALBANCKE, J. (1973). Pore pressure changes and the delayed failure of cutting slopes in overconsolidated clay. Géotechnique, Vol. 23, N. 4, p. 531-539

VEIGA PINTO, A.A. (1983). Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento. Tese a apresentar ao concurso para especialista, LNEC, Lisboa

VESIČ, A.S. (1970). Load transfer in pile-soil system, em "Design and Instalation of Pile Foundations and Cellular Structures", Edited by H. Fang and T.D. Dismuke,p. 47-74. Envo Publishing Company, Lehigh Valley, Pensylvania

WARD, W.H. (1969). Contribuição para a discussão na Sessão Plenária N. 4. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., México City, Vol. 3, p. 361

WONG, I.H. (1971). Analysis of braced excavations. Ph. D.Thesis. Massachusetts Institute of Technology

WONG, I.H. (1980). Ground settlement related to dewatering for a subway excavation. Proc. Second Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff, Pentech Press, London

WONG, K.S. e DUNCAN, J. (1974). Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Report TE-74-3, College of Engineering, Office of Research Services, Univ. of California, Berkeley, California

WROTH, C.P. (1975). In situ measurement of initial stresses and deformation characteristics. Proc. Spec. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE Ralleigh, Vol. 2, p. 181-230, State-of-the-Art Paper

ZEEVAERT, L. (1973). Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Van Nostrand Reinhold Company,New York

ZIENKIEWIEZ, O.C. (1977). The Finite Element Method. Third Edition, McGraw-Hill Book Comp., New York

ZOLKOV, E. e WISEMAN, G. (1968). Engineering properties of dune and beach sands and the influence of stress history. Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.,Montreal, Vol. 1, p. 134-138

ANEXO A

REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO. RESULTADOS DOS TESTES DO MODELO DE CÁLCULO.

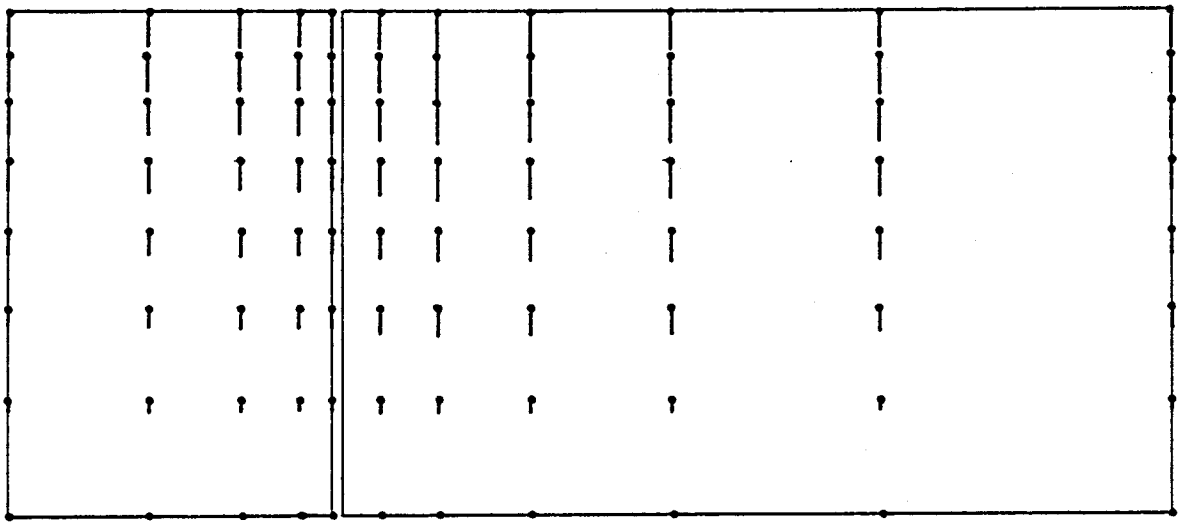


Fig. A.1 - Deslocamentos calculados para o exemplo da Figura 3.11a

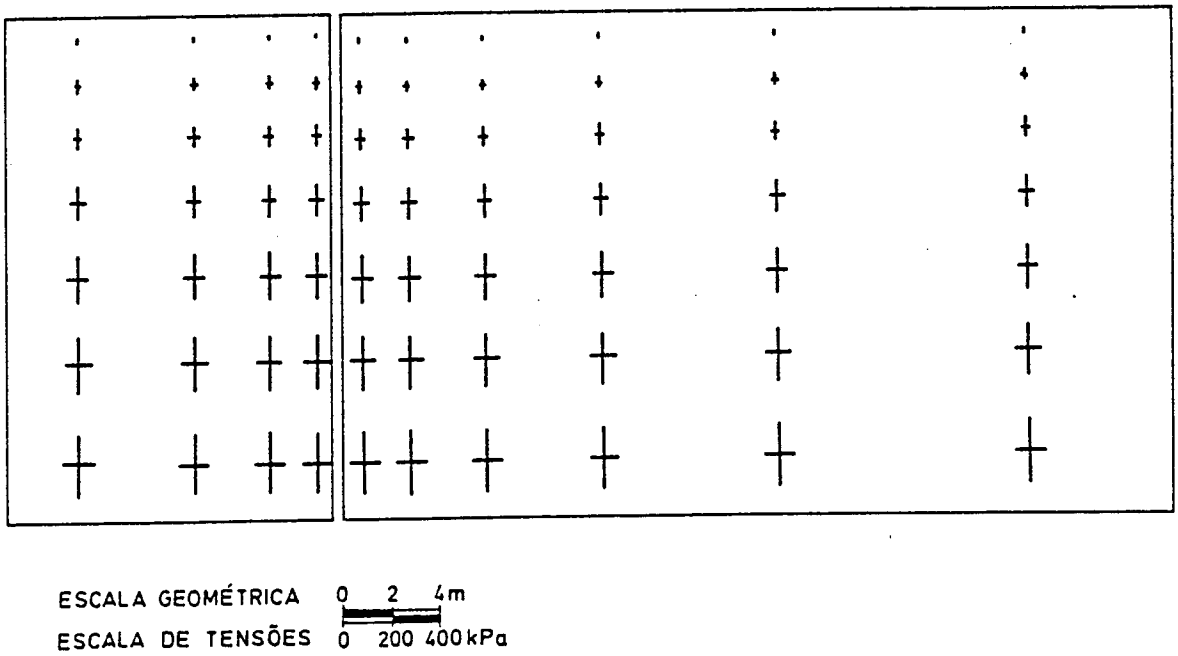


Fig. A.2 - Tensões efectivas principais para o exemplo da Figura 3.11a

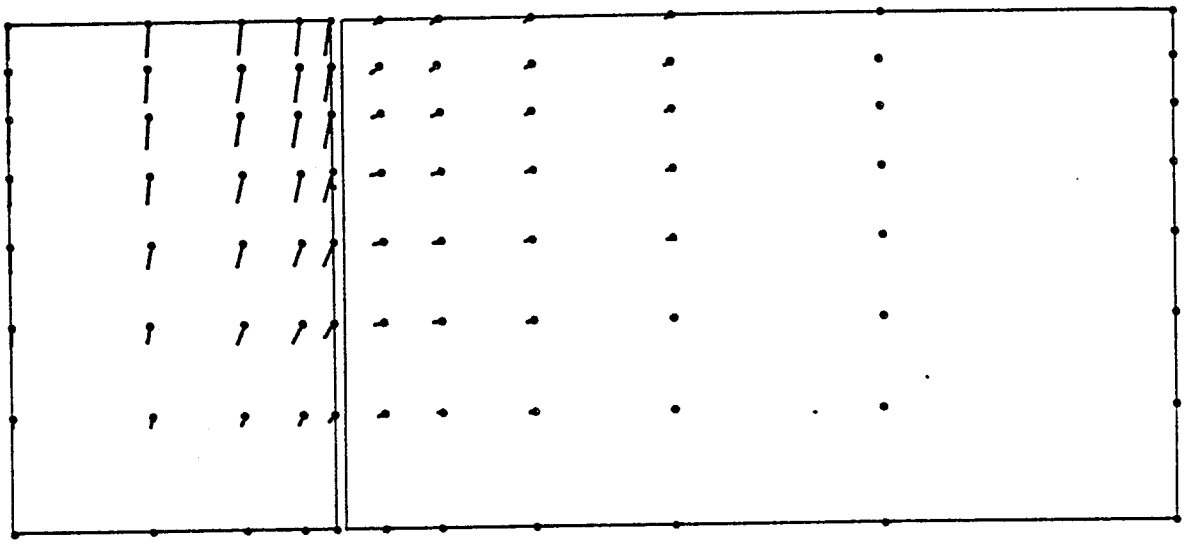


Fig. A.3 - Deslocamentos calculados para o exemplo da Figura 3.11b

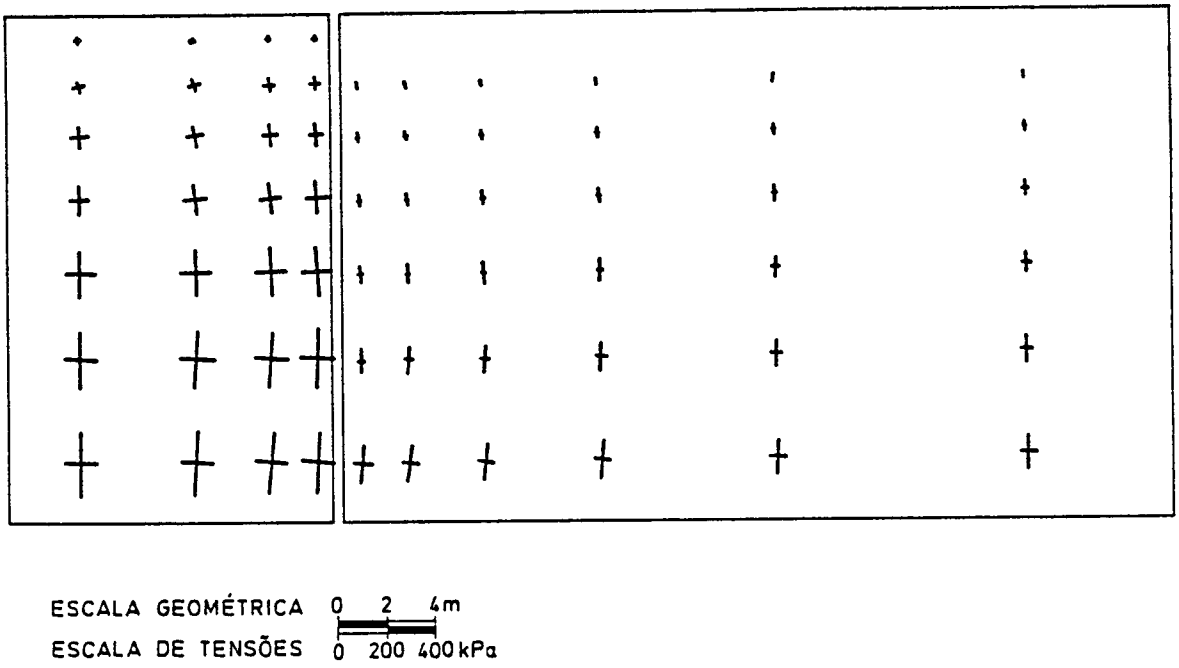
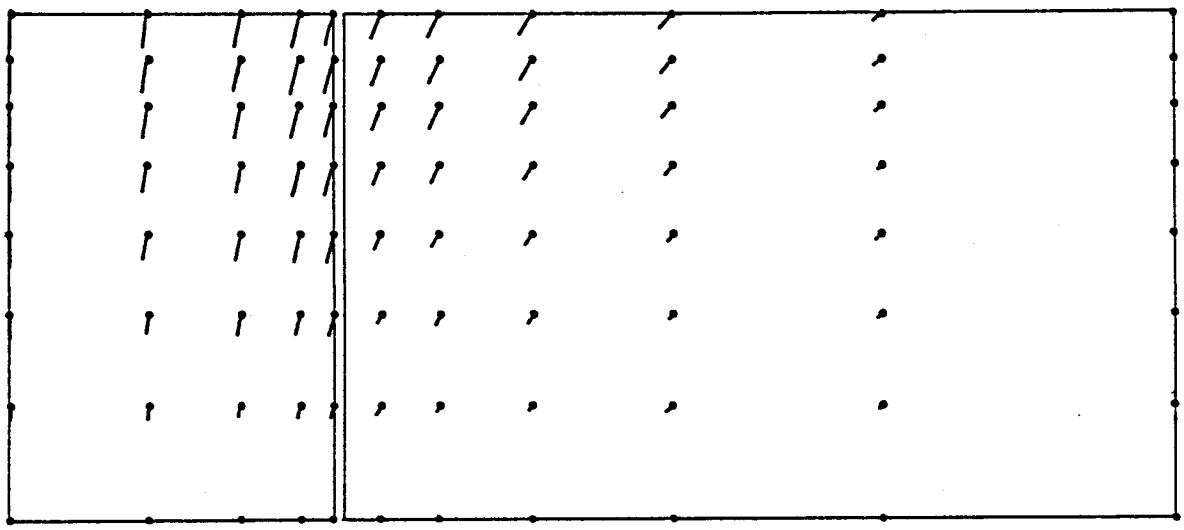
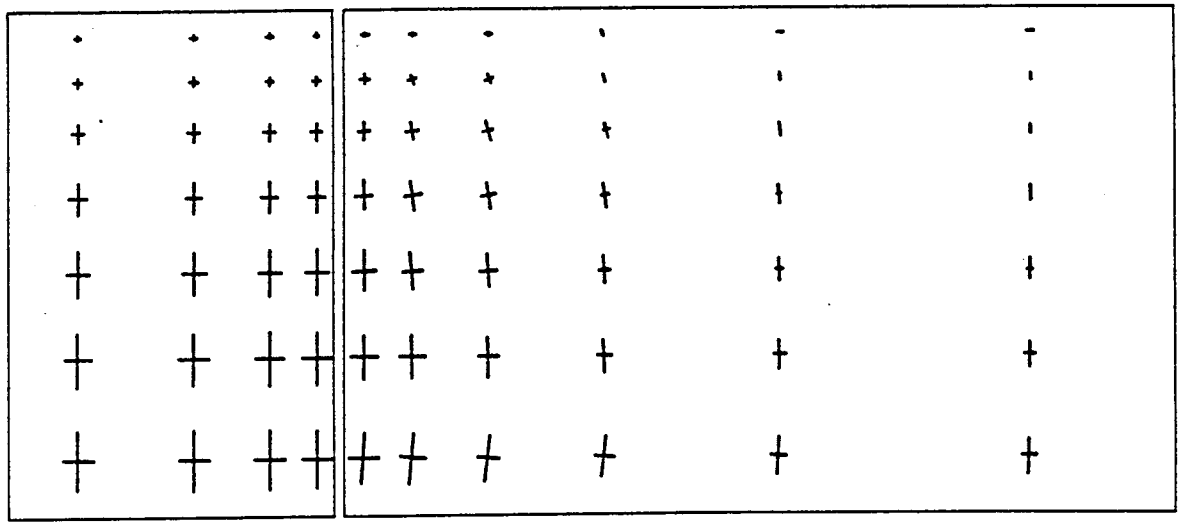


Fig. A.4 - Tensões efectivas principais para o exemplo da Figura 3.11b



ESCALA GEOMÉTRICA 0 2 4m
ESCALA DE DESLOCAMENTOS 0 6 12cm

Fig. A.5 - Deslocamentos calculados para o exemplo da Figura 3.12



ESCALA GEOMÉTRICA 0 2 4m
ESCALA DE TENSÕES 0 200 400kPa

Fig. A.6 - Tensões efectivas principais para o exemplo da Figura 3.12

ANEXO B

ENSAIOS DE ANCORAGENS. APROXIMAÇÃO HIPERBÓLICA

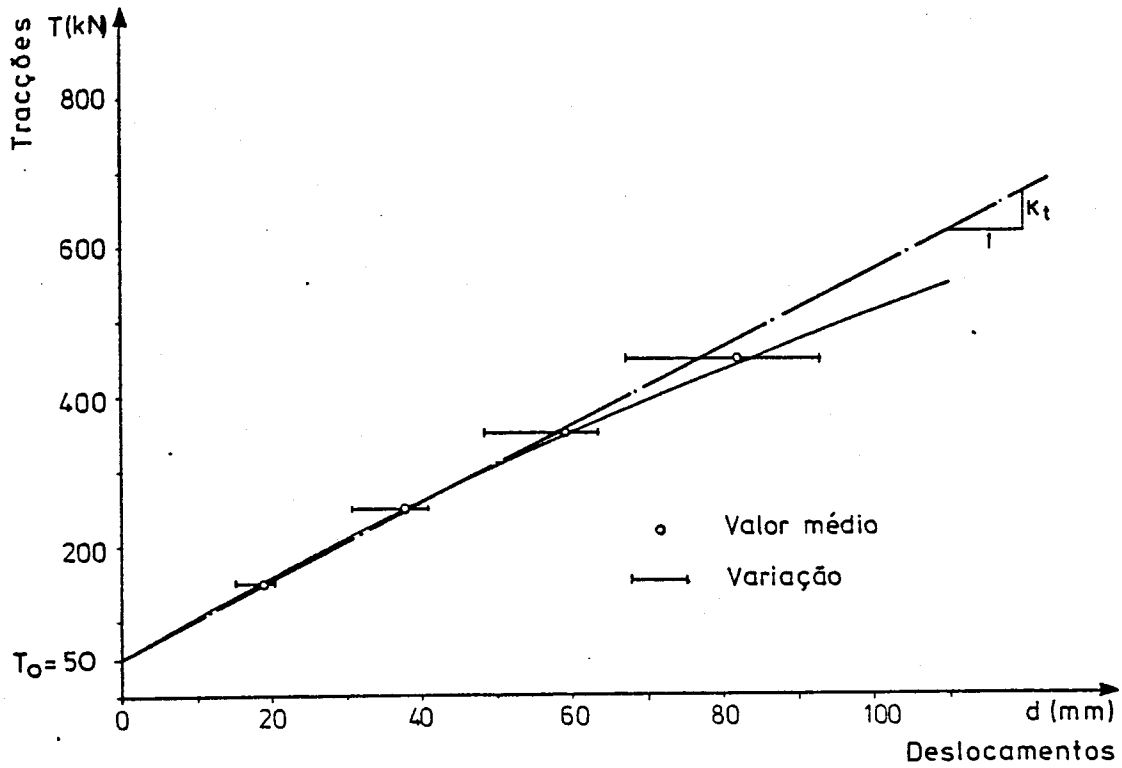


Fig. B.1 - Monsanto (1º nível): 8 ancoragens

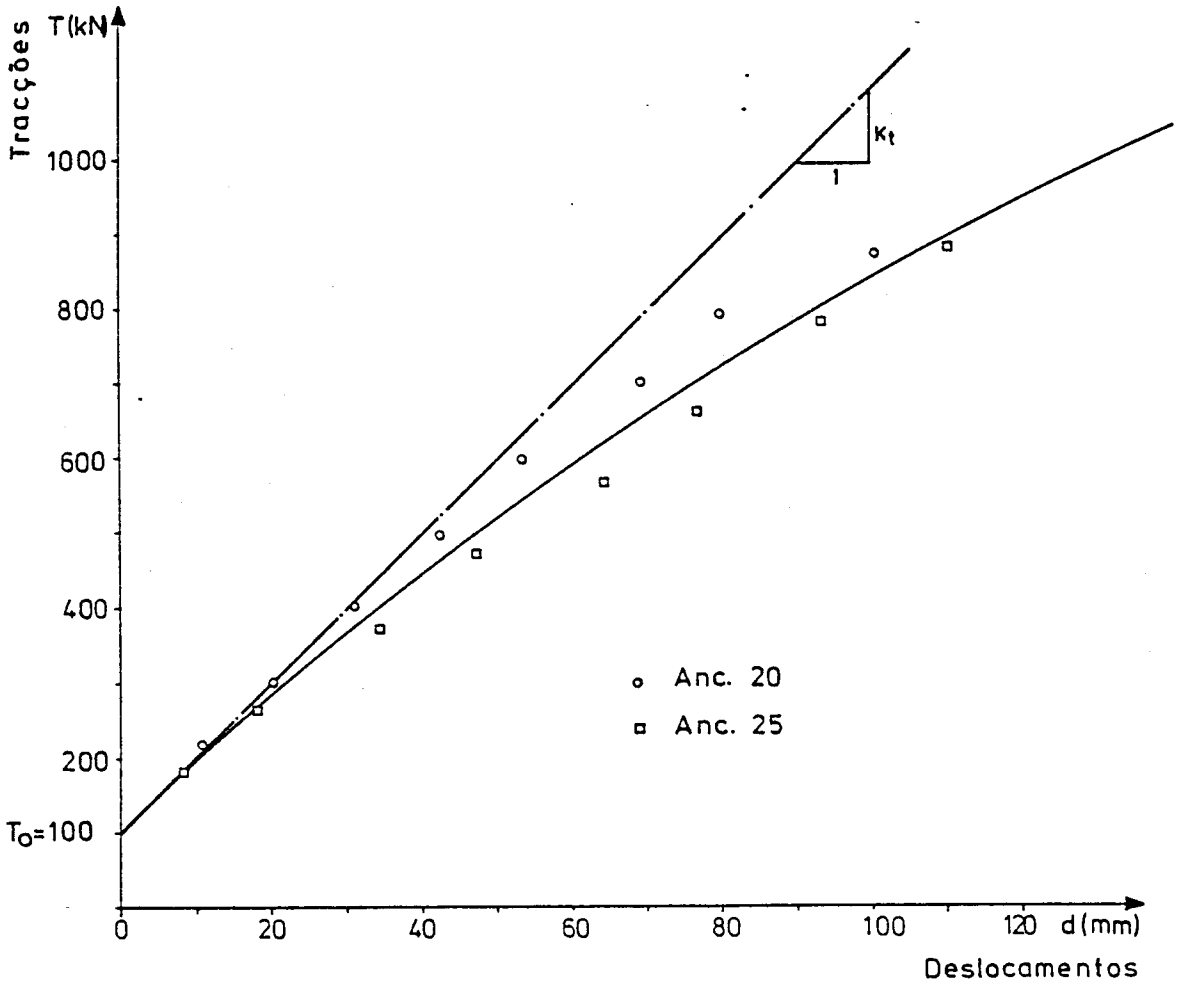


Fig. B.2 - Monsanto (2º nível): Ancoragens 20 e 25

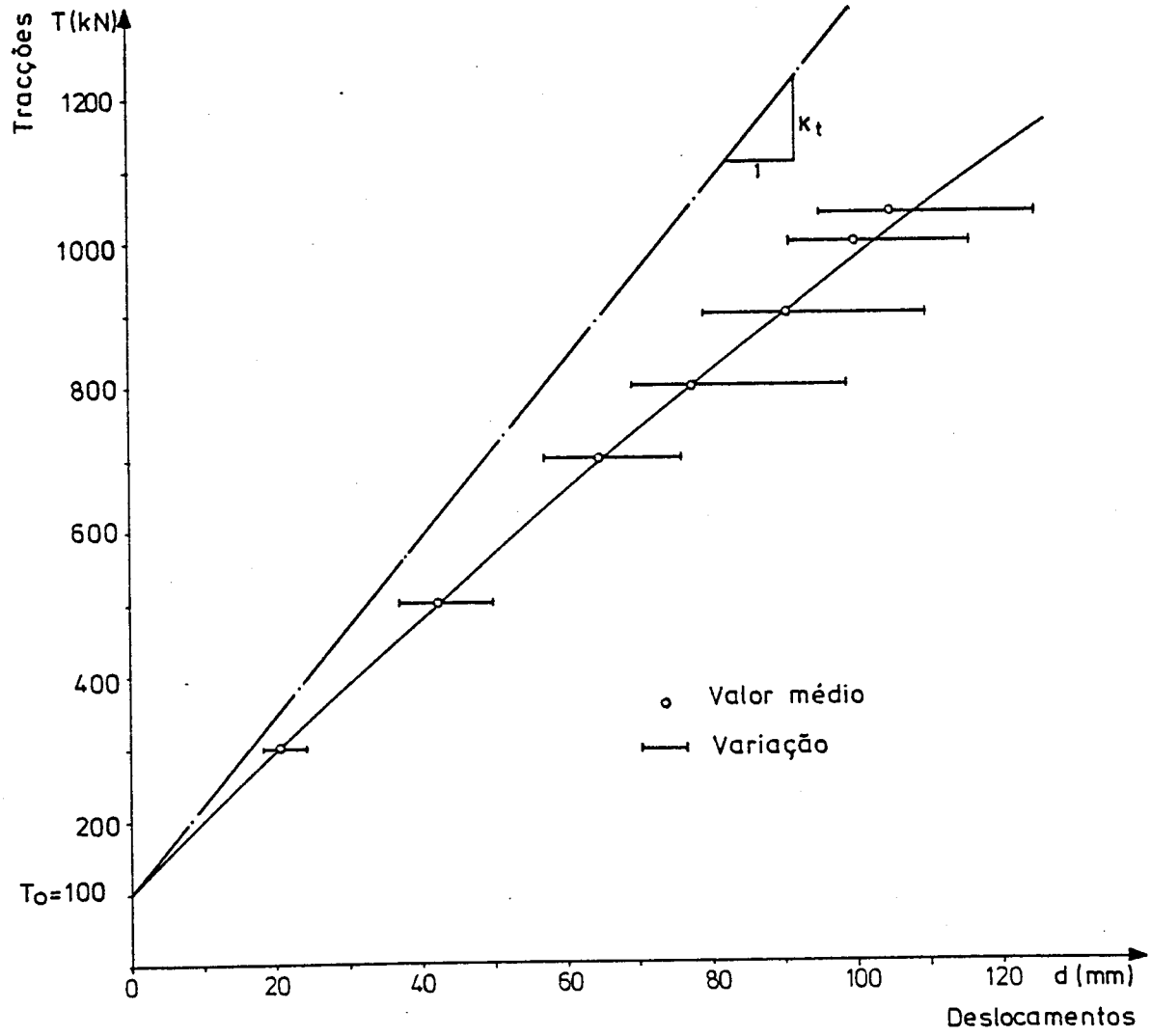


Fig. B.3 - Monsanto (3º nível): 23 ancoragens

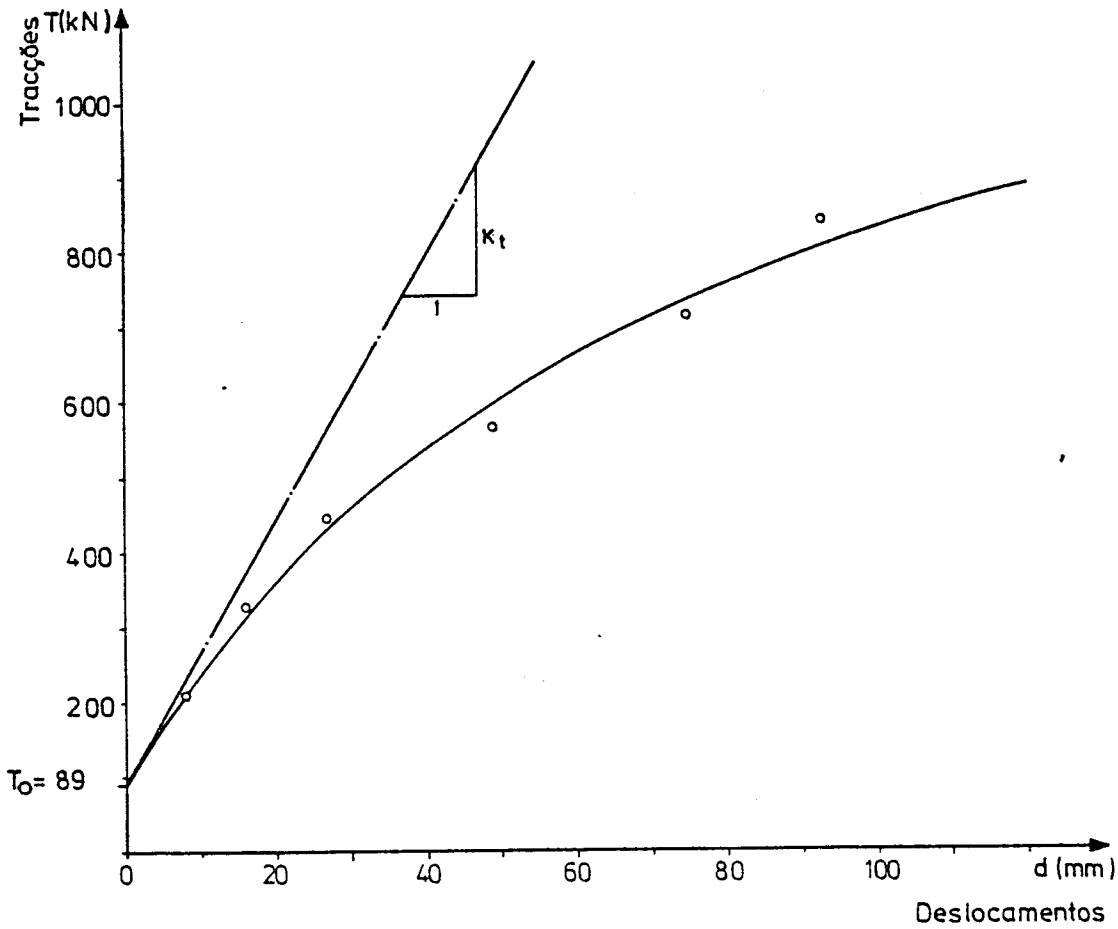


Fig. B.4 - Casal Ventoso: Ancoragem E1

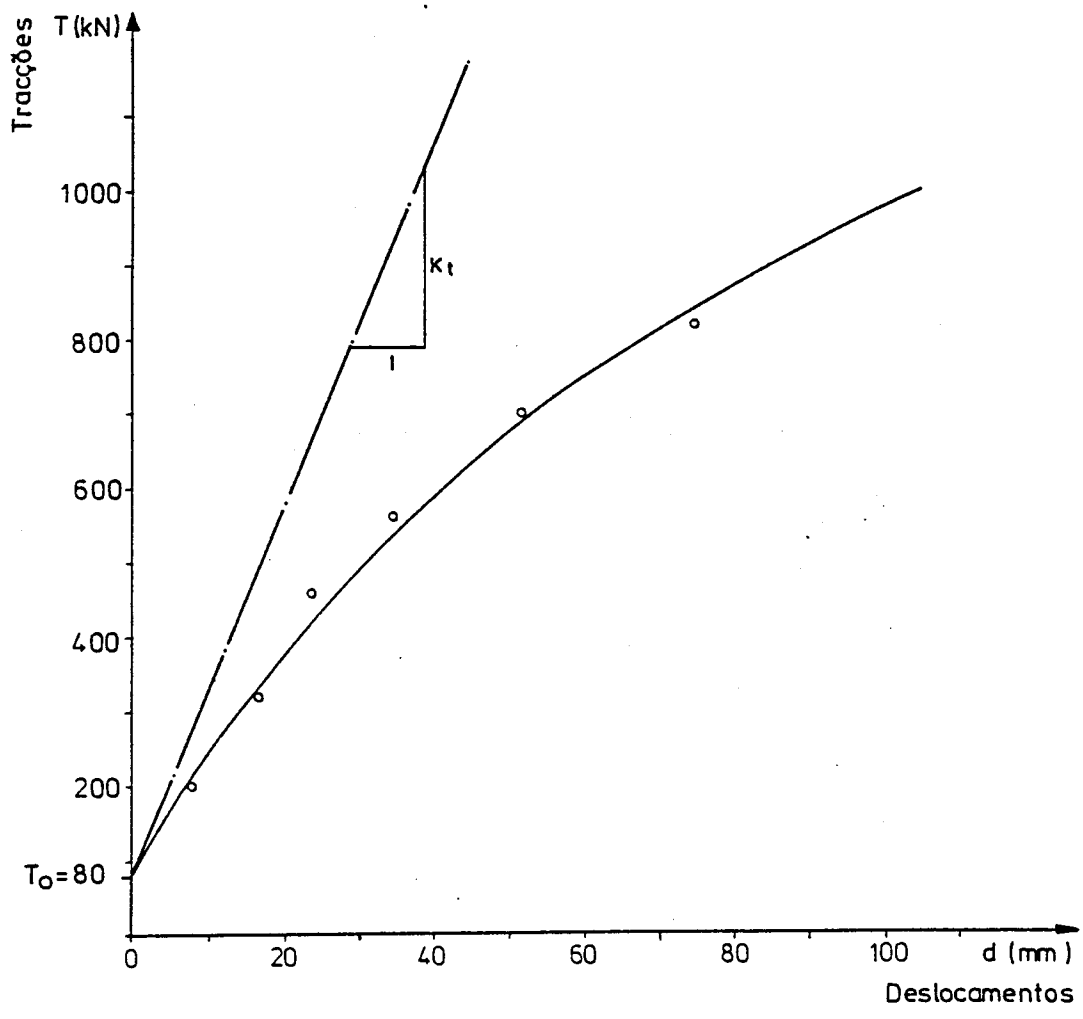


Fig. B.5 - Casal Ventoso: Ancoragem E2

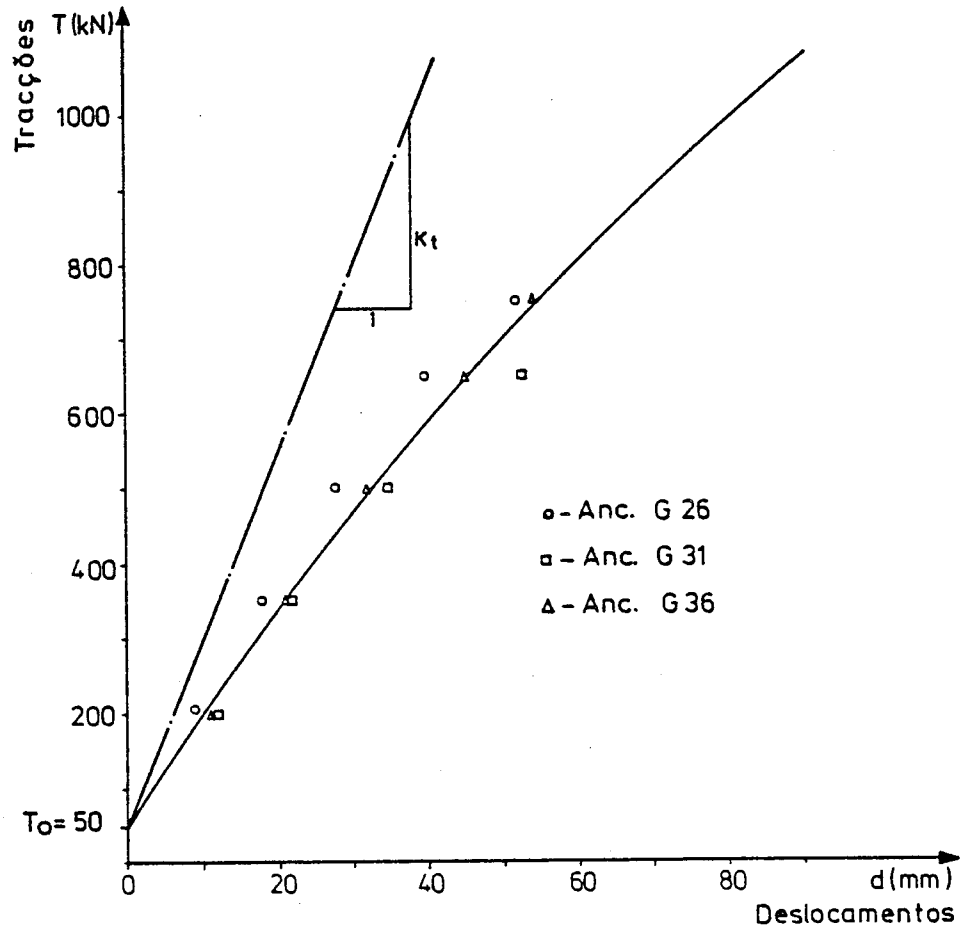


Fig. B.6 - Casal Ventoso: Ancoragens G26, G31 e G36

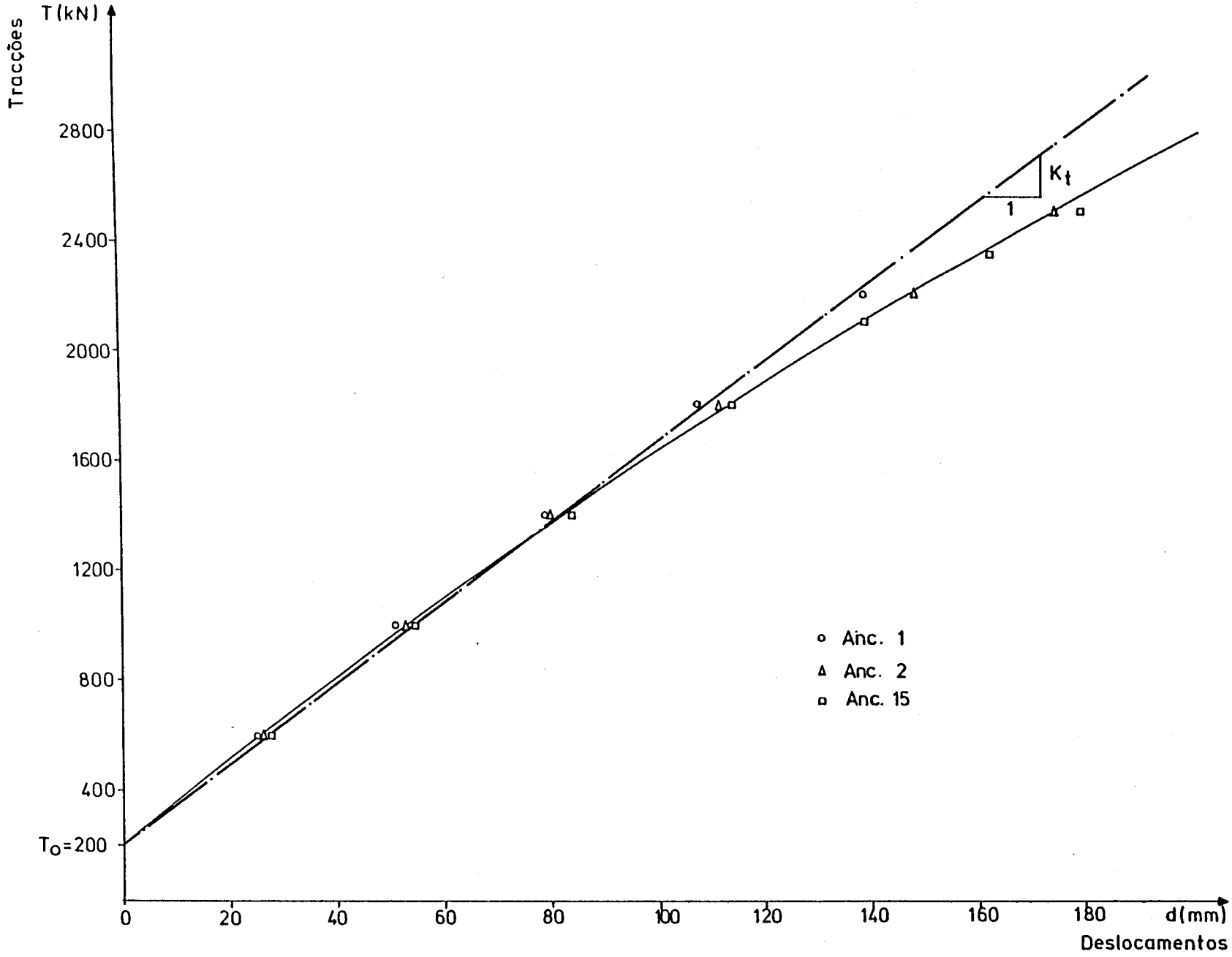


Fig. B,7 - Almada: Ancoragens 1, 2 e 15

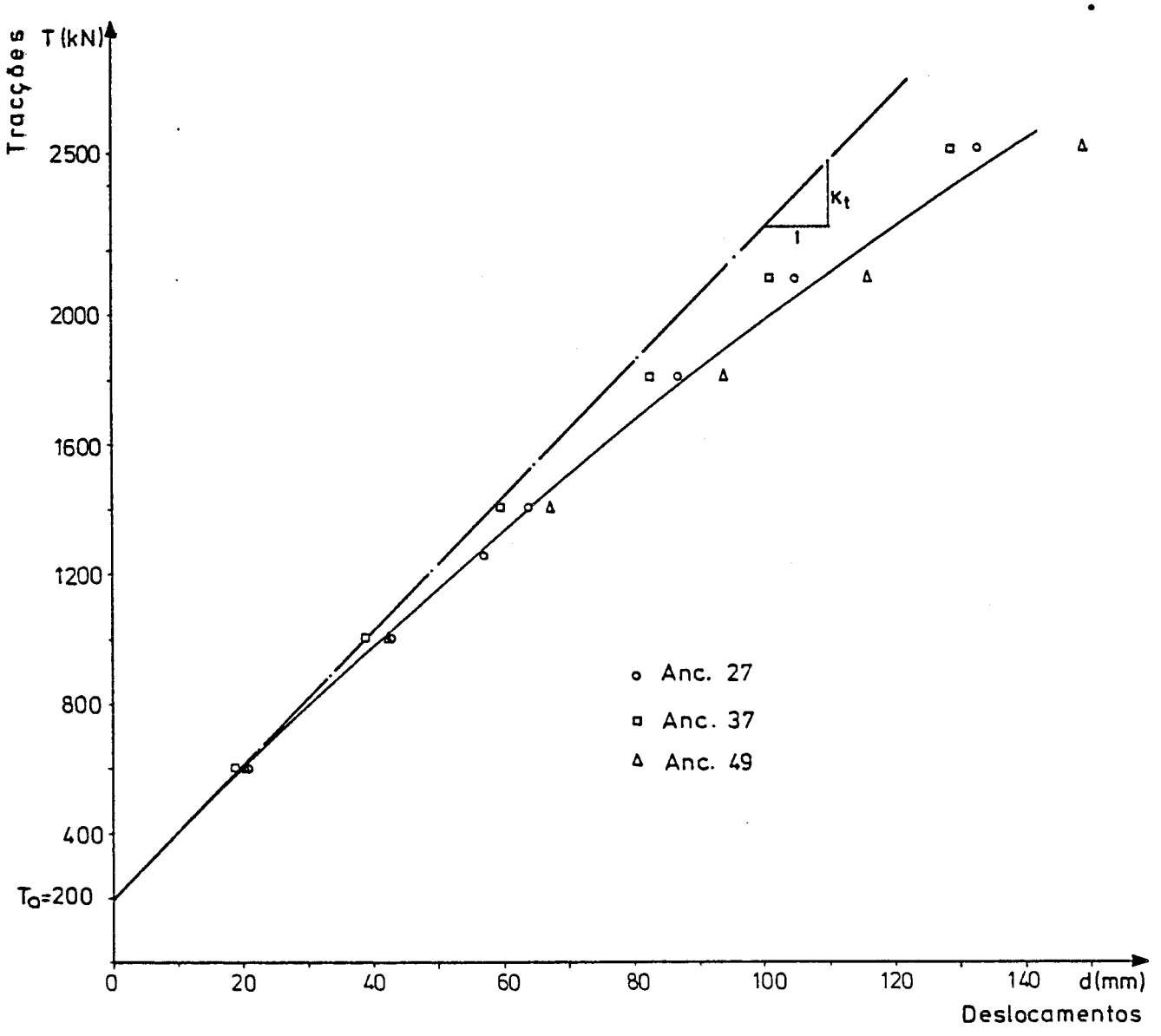


Fig. B.8 - Almada: Ancoragens 27, 37 e 49

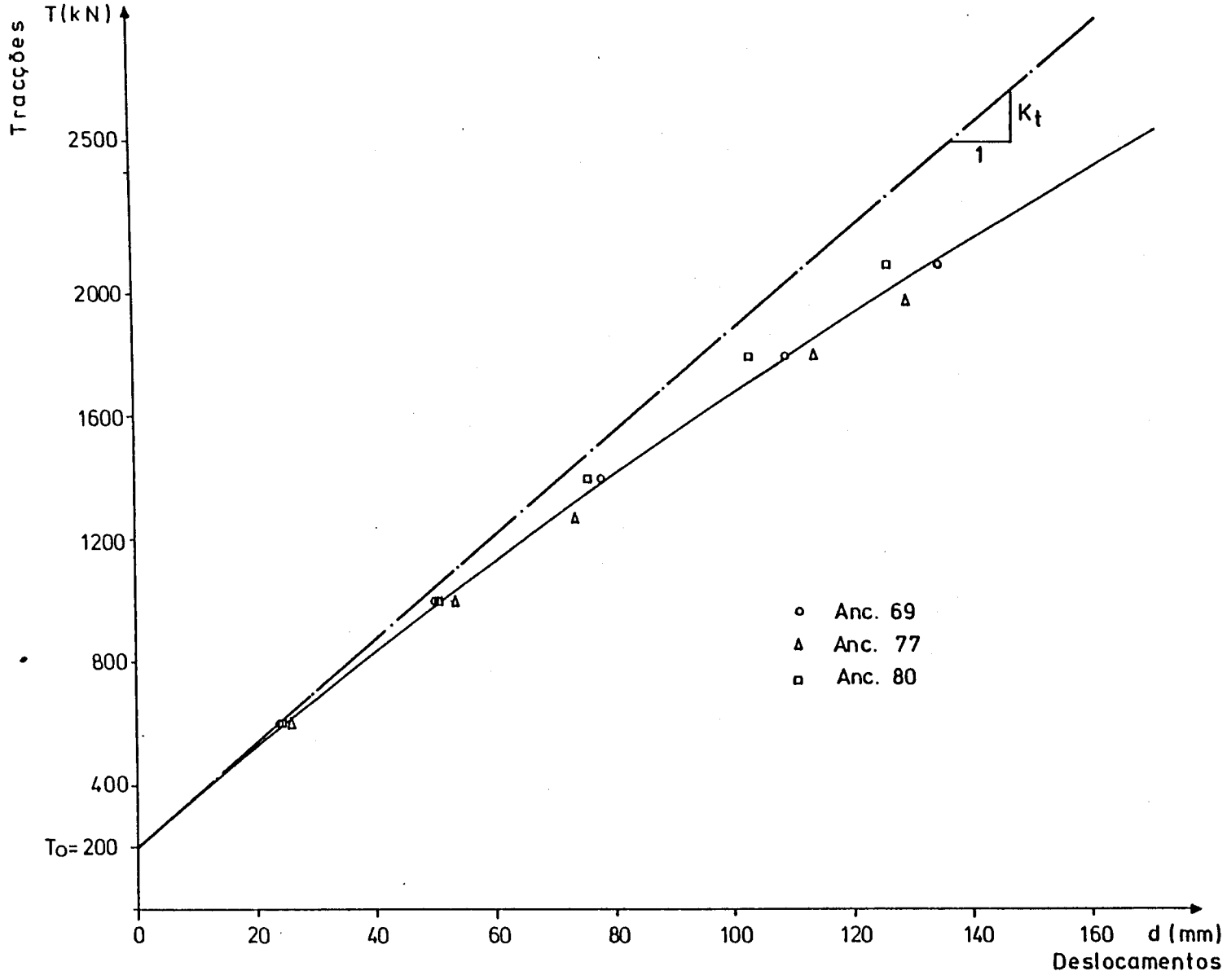


Fig. B.9 - Almada: Ancoragens 69, 77 e 80

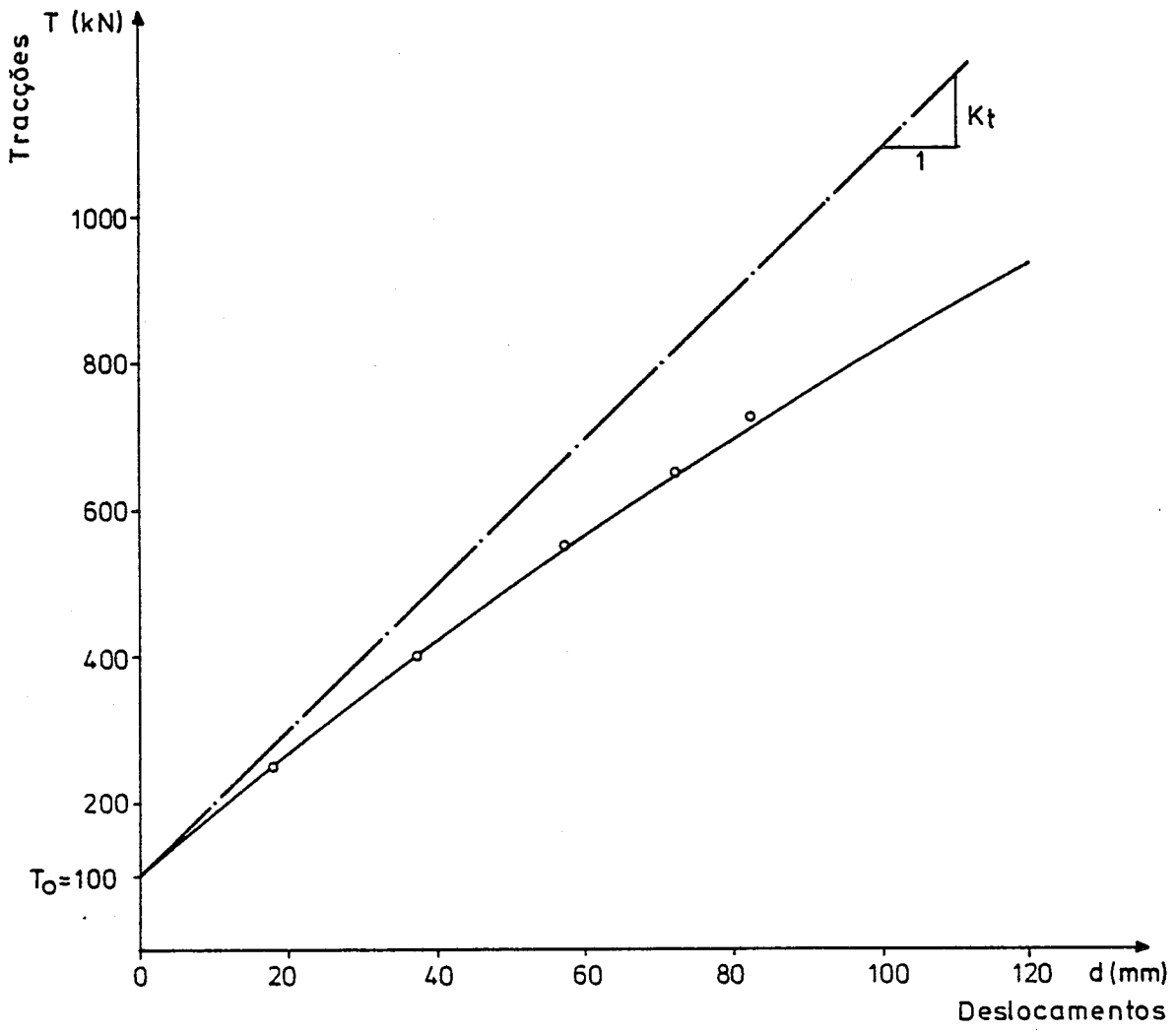


Fig. B.10 - Martim Moniz: Ancoragem 27

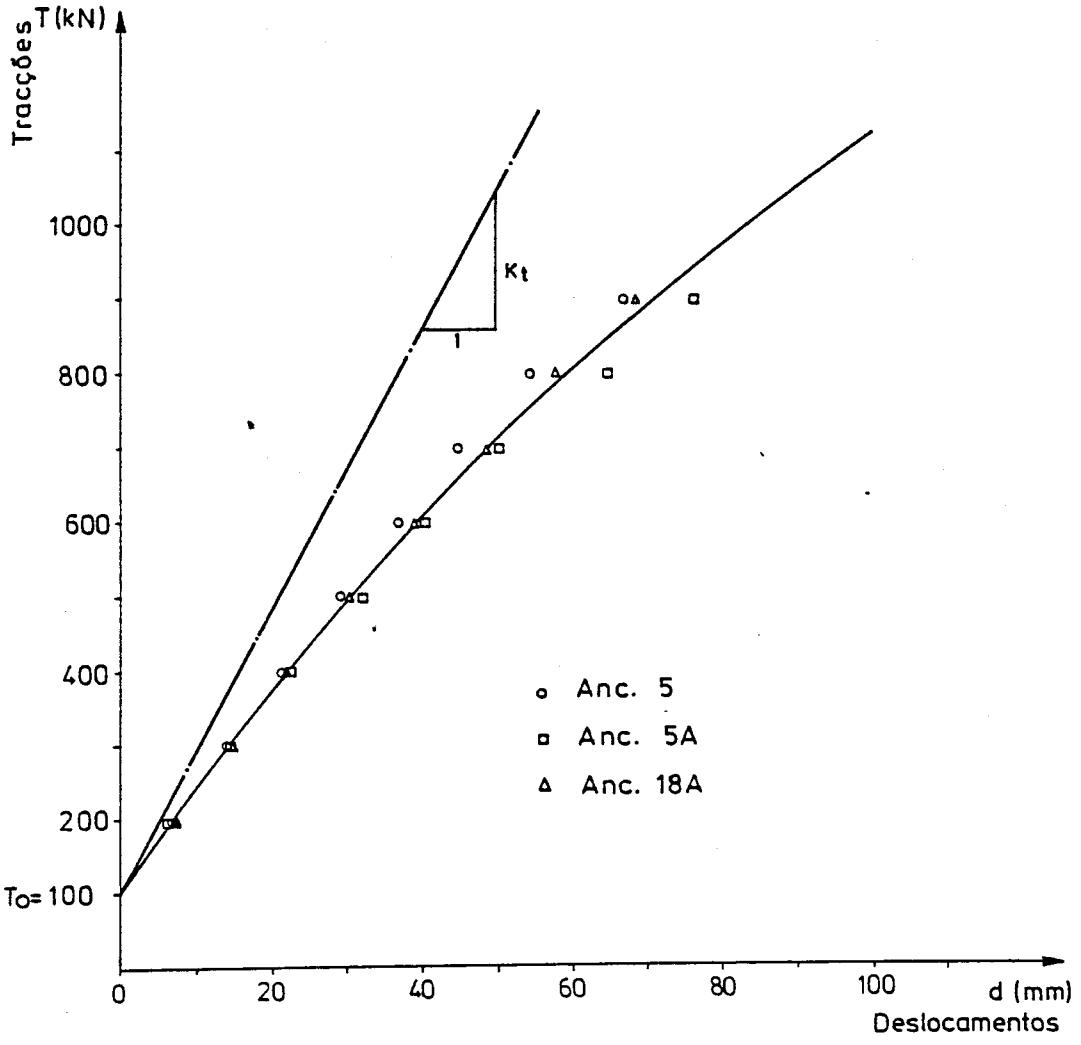


Fig. B.11 - Rua Castilho: Ancoragens 5,5A e 18A

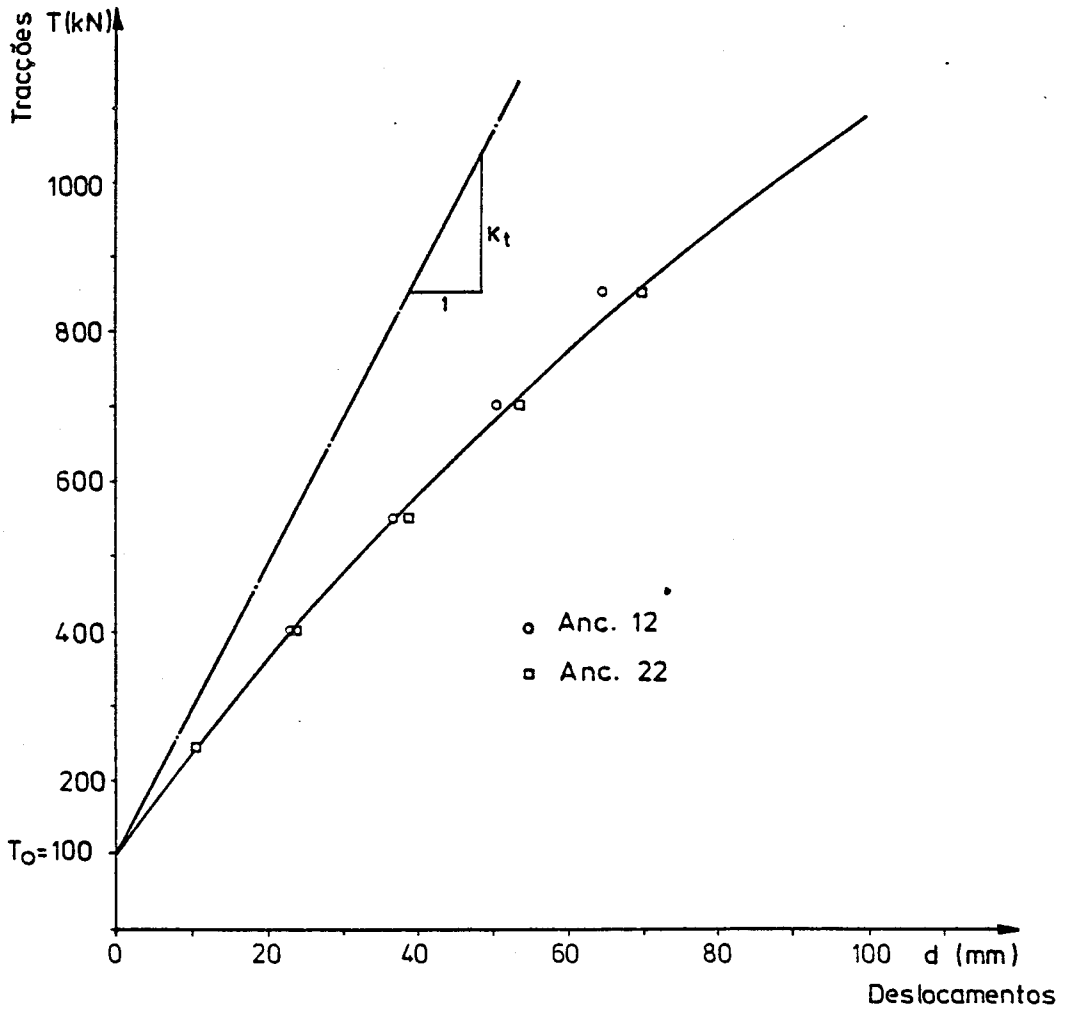


Fig. B.12 - Rua Castilho: Ancoragens 12 e 22

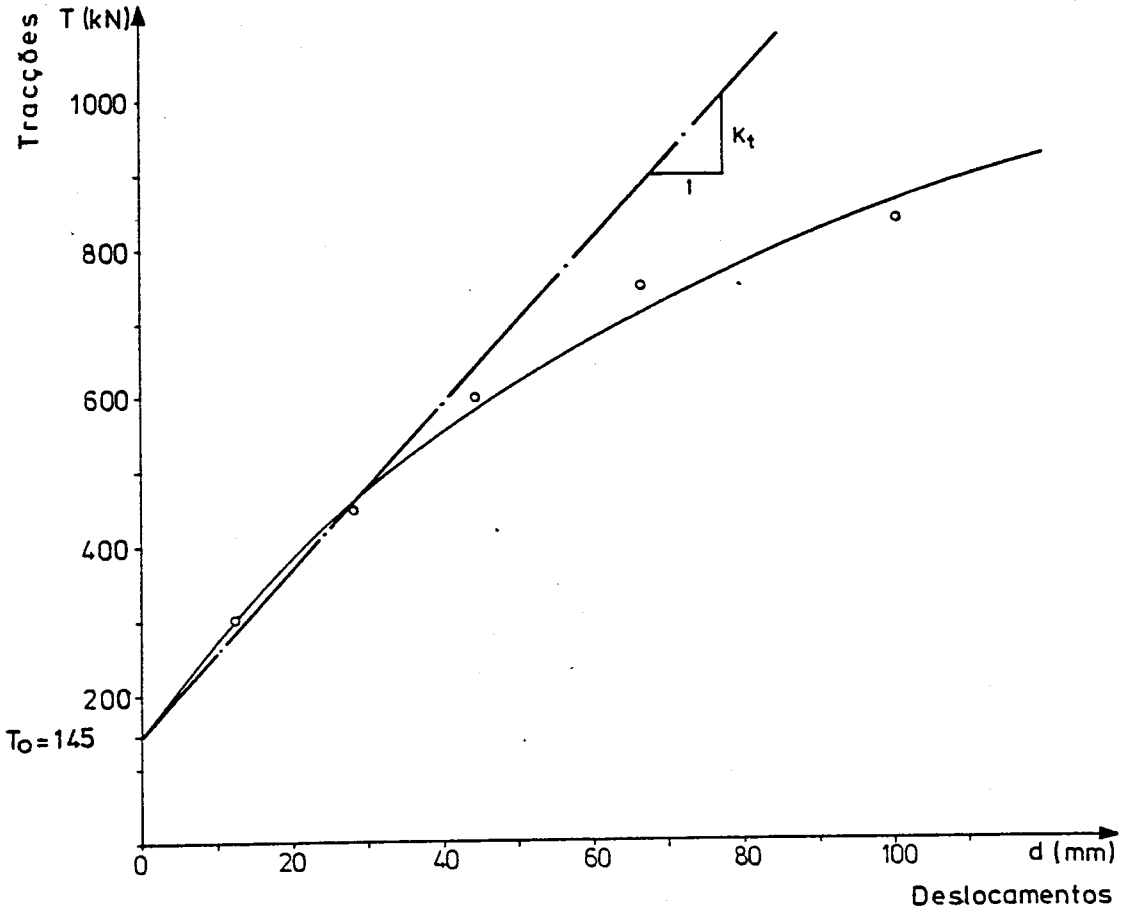


Fig. B.13 - Trafaria: Ancoragem E1

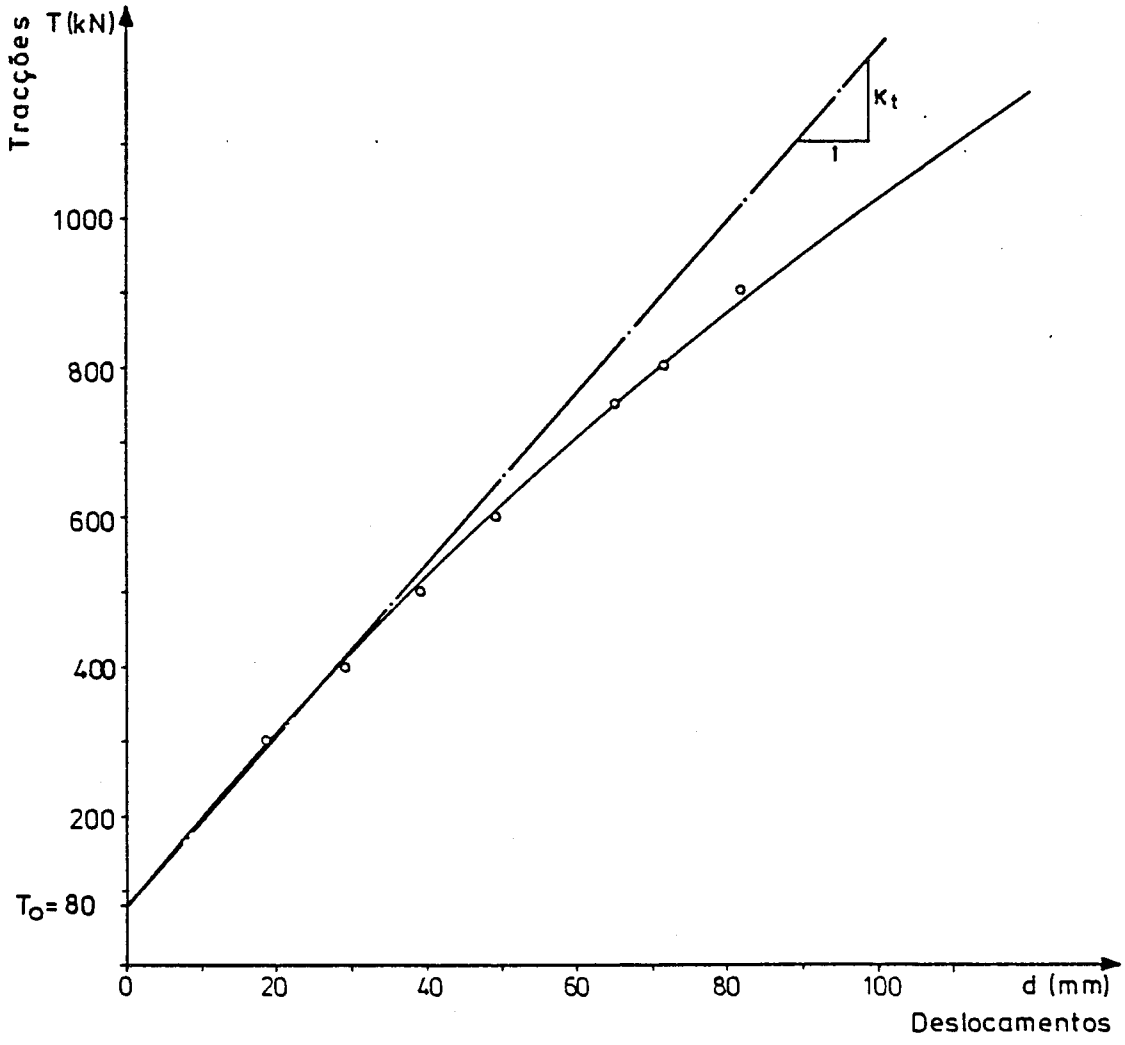


Fig. B.14 - Trafaria: Ancoragem E2

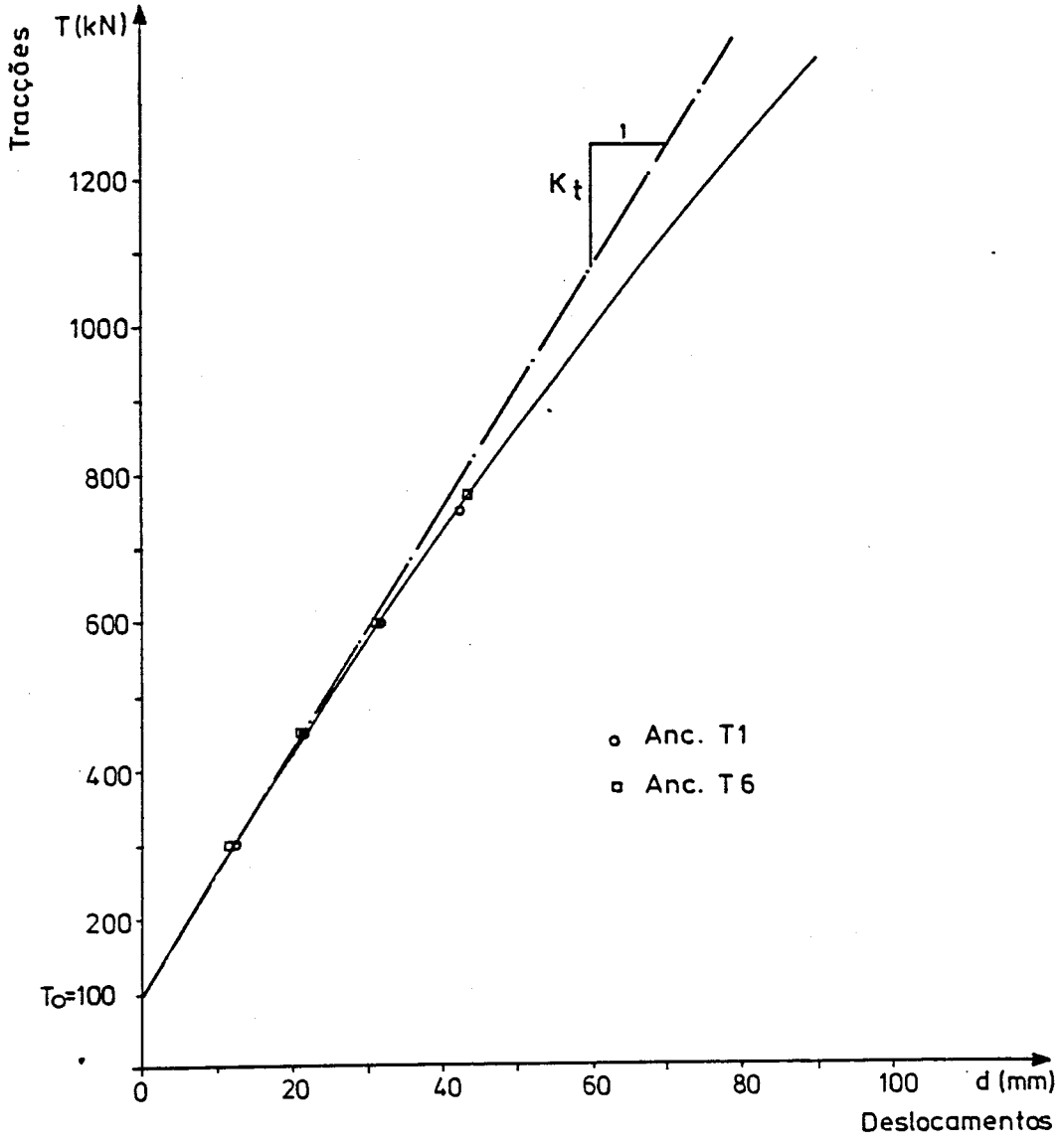


Fig. B.15 - Trafaria: Ancoragens T1 e T6

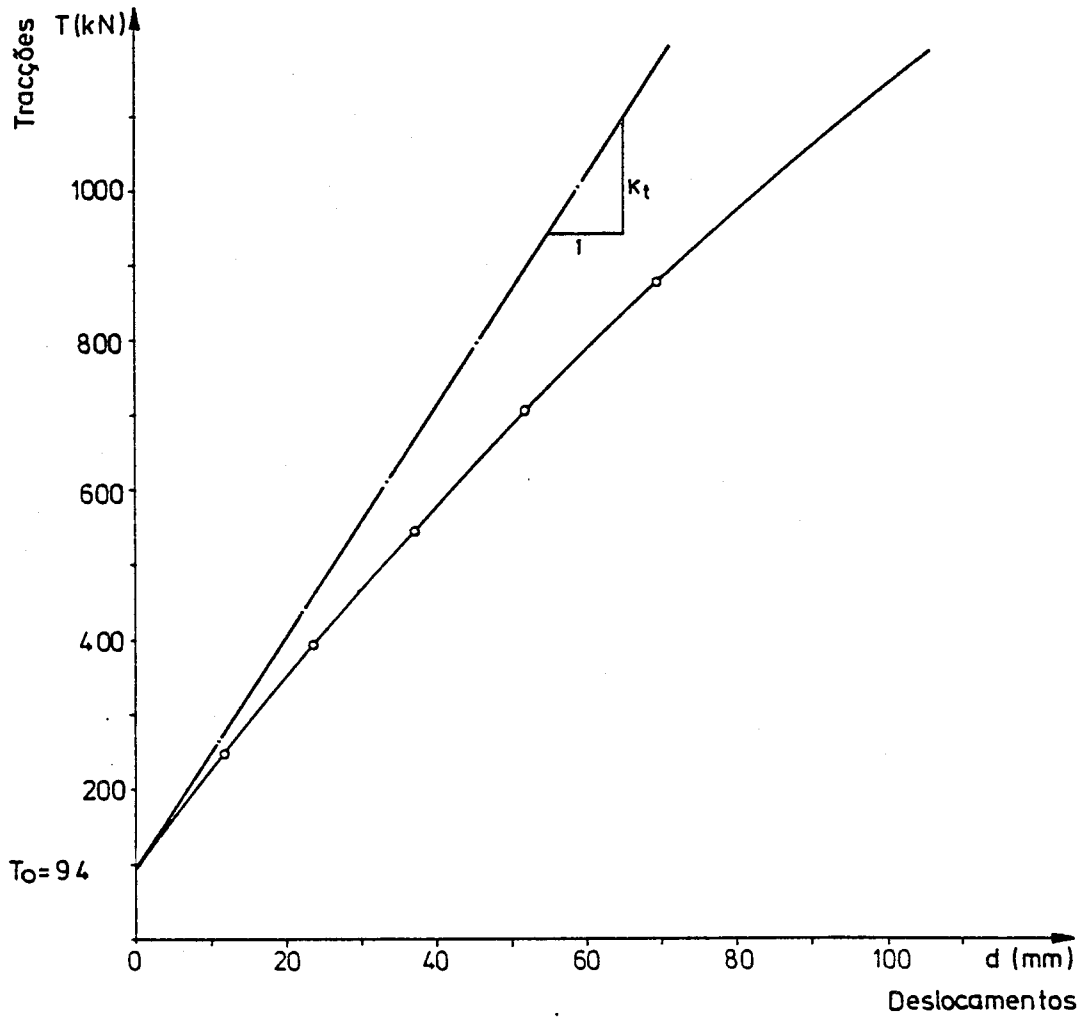


Fig. B.16 - Barreiro: Ancoragem 1

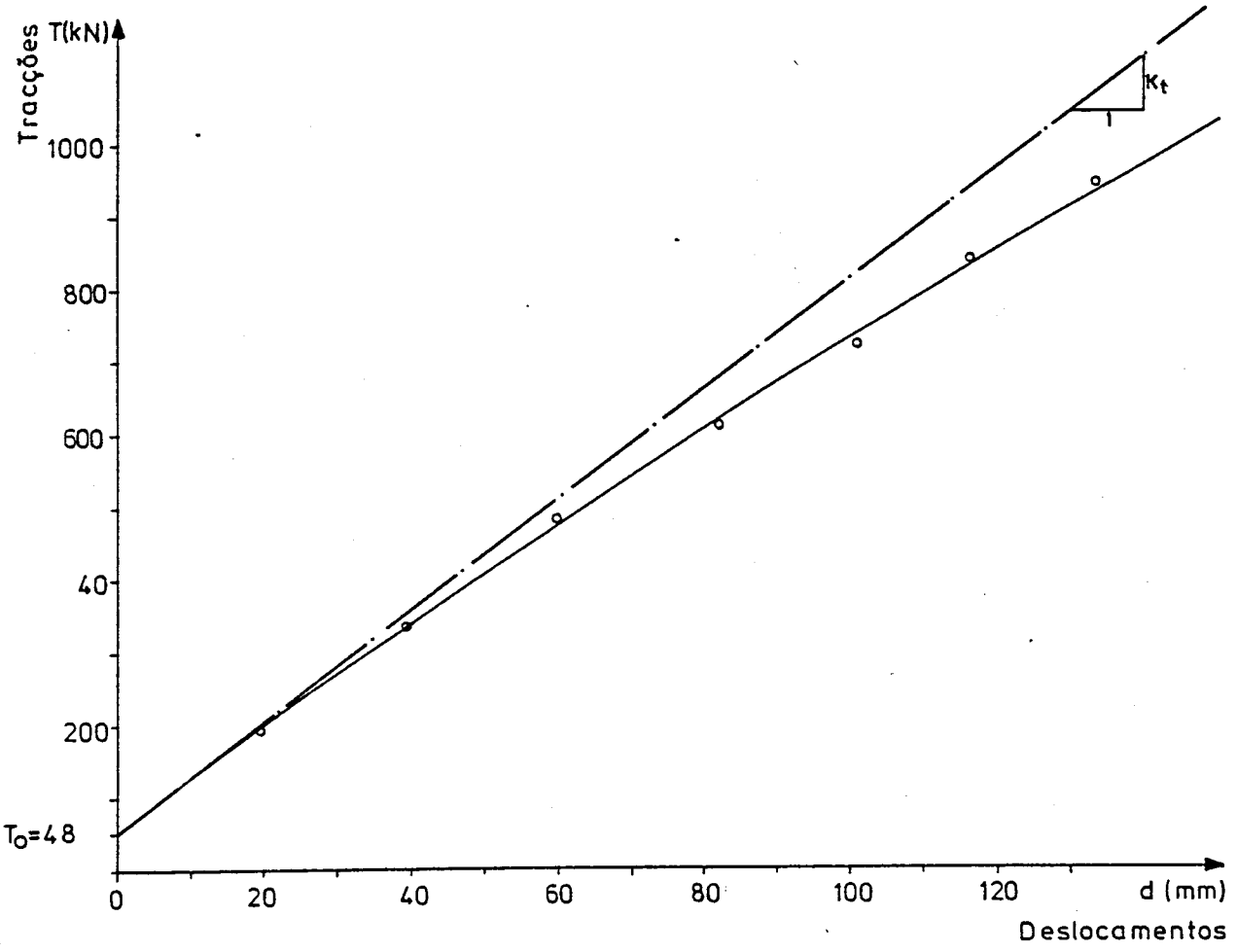


Fig. B.17 - S. João dos Montes: Ancoragem S1

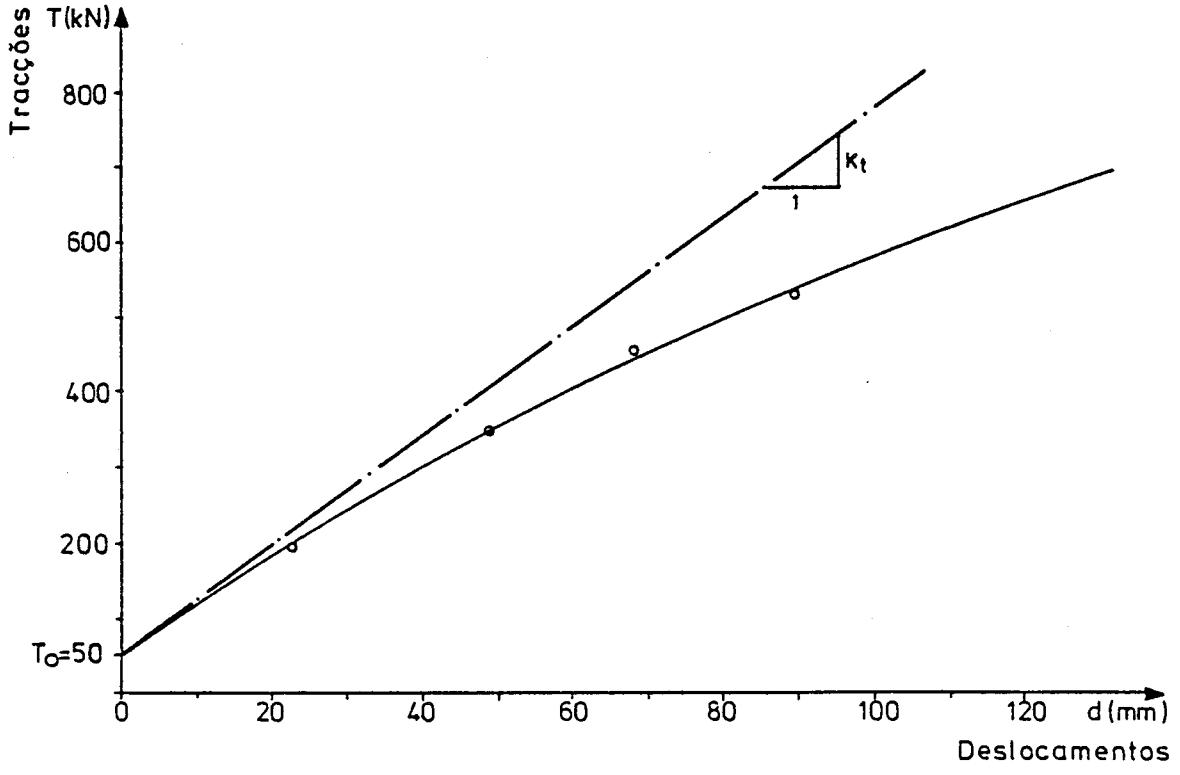


Fig. B.18 - S. João dos Montes: Ancoragem S2

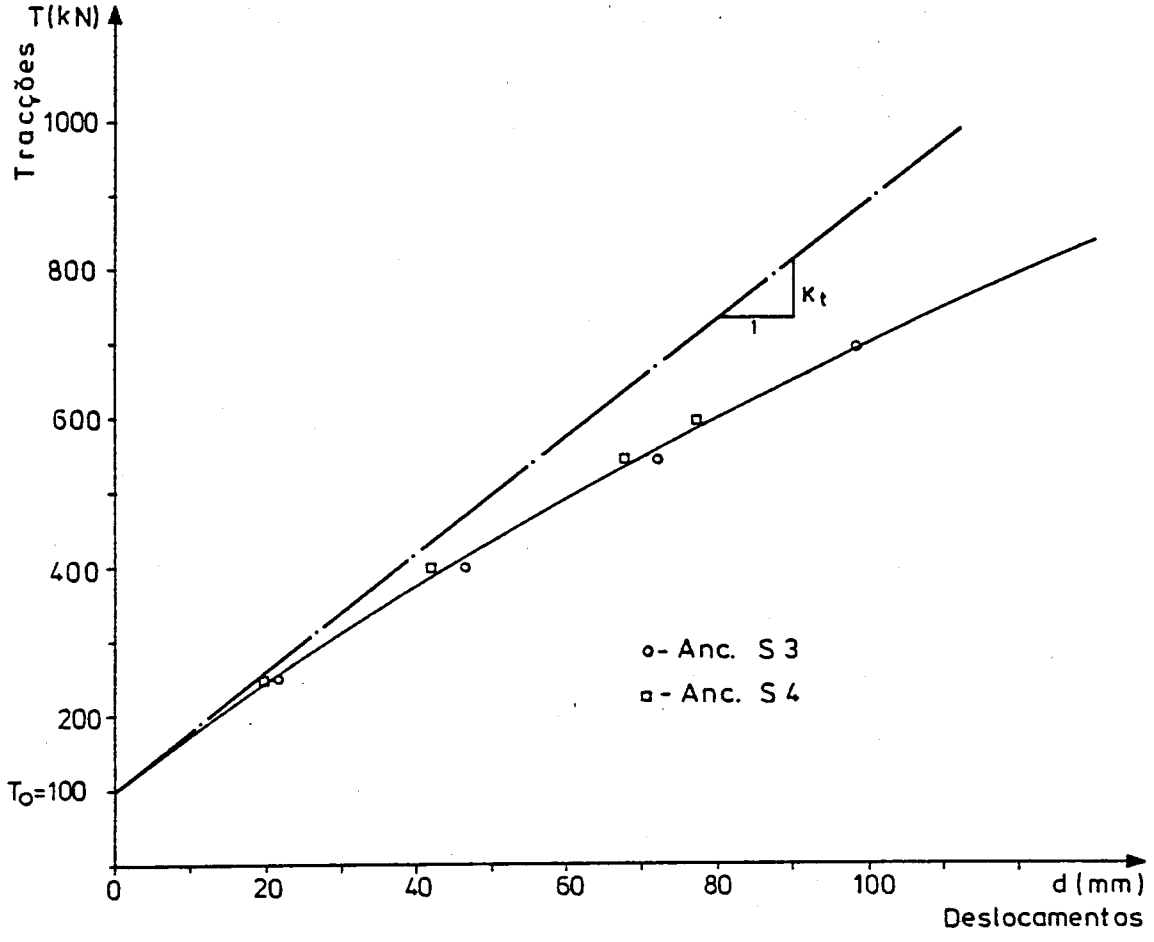


Fig. B.19 - S. João dos Montes: Ancoragens S3 e S4

ANEXO C

ENSAIOS DO CONTACTO ARGILA - PAREDE MOLDADA. RESULTADOS.

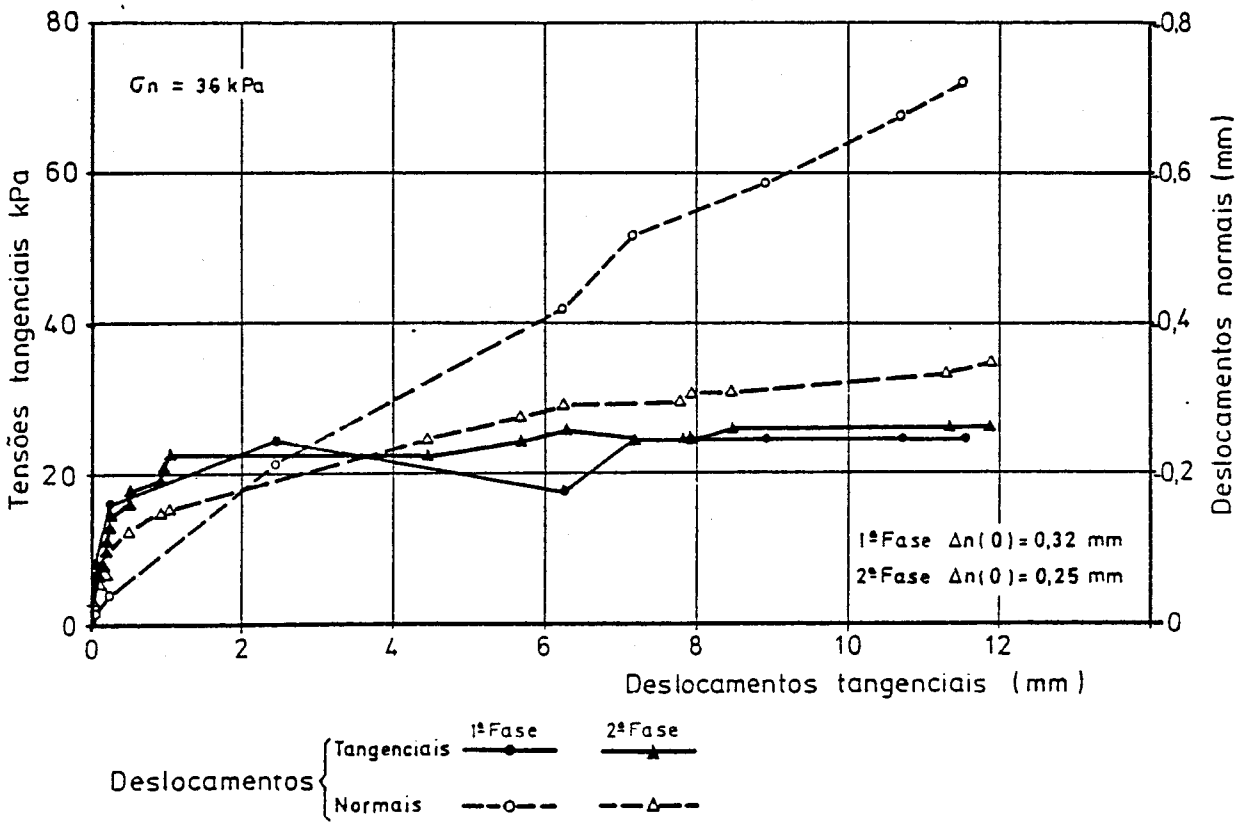


Fig. C.1 - Amostra 1

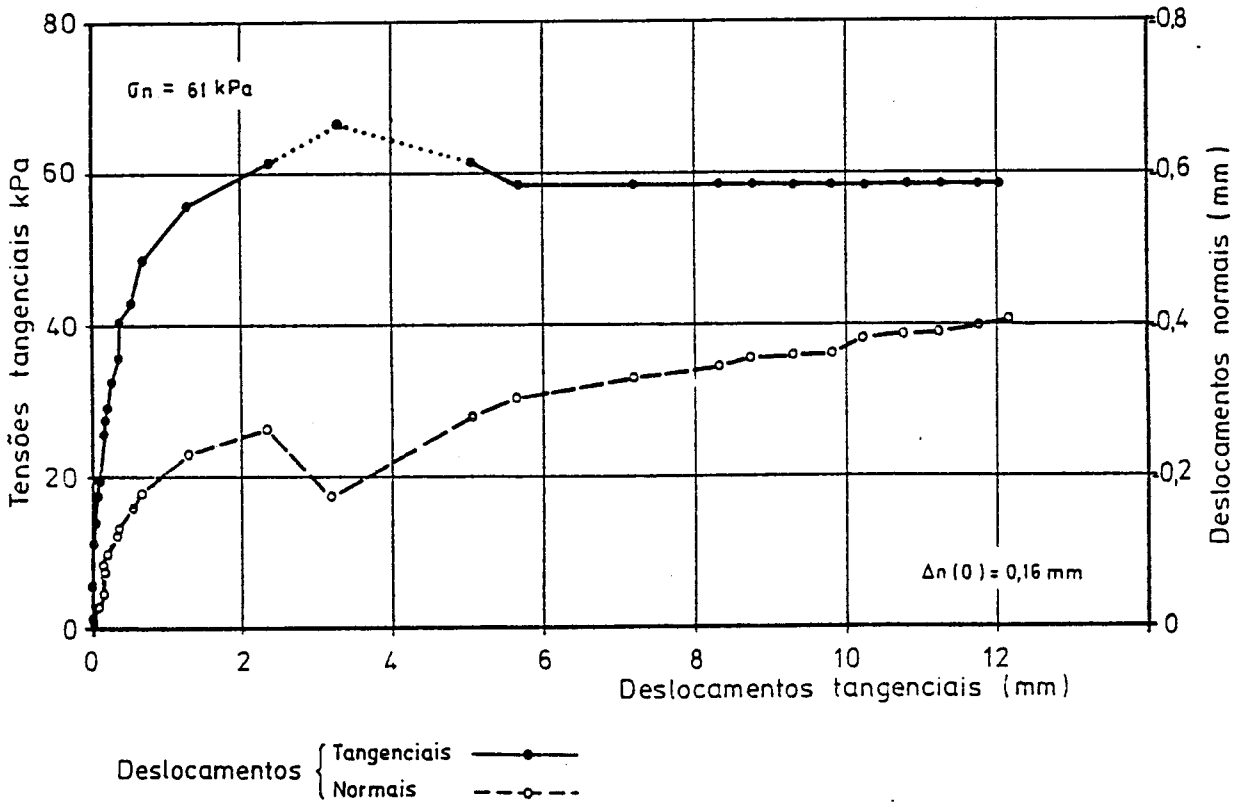


Fig. C.2 - Amostra 2

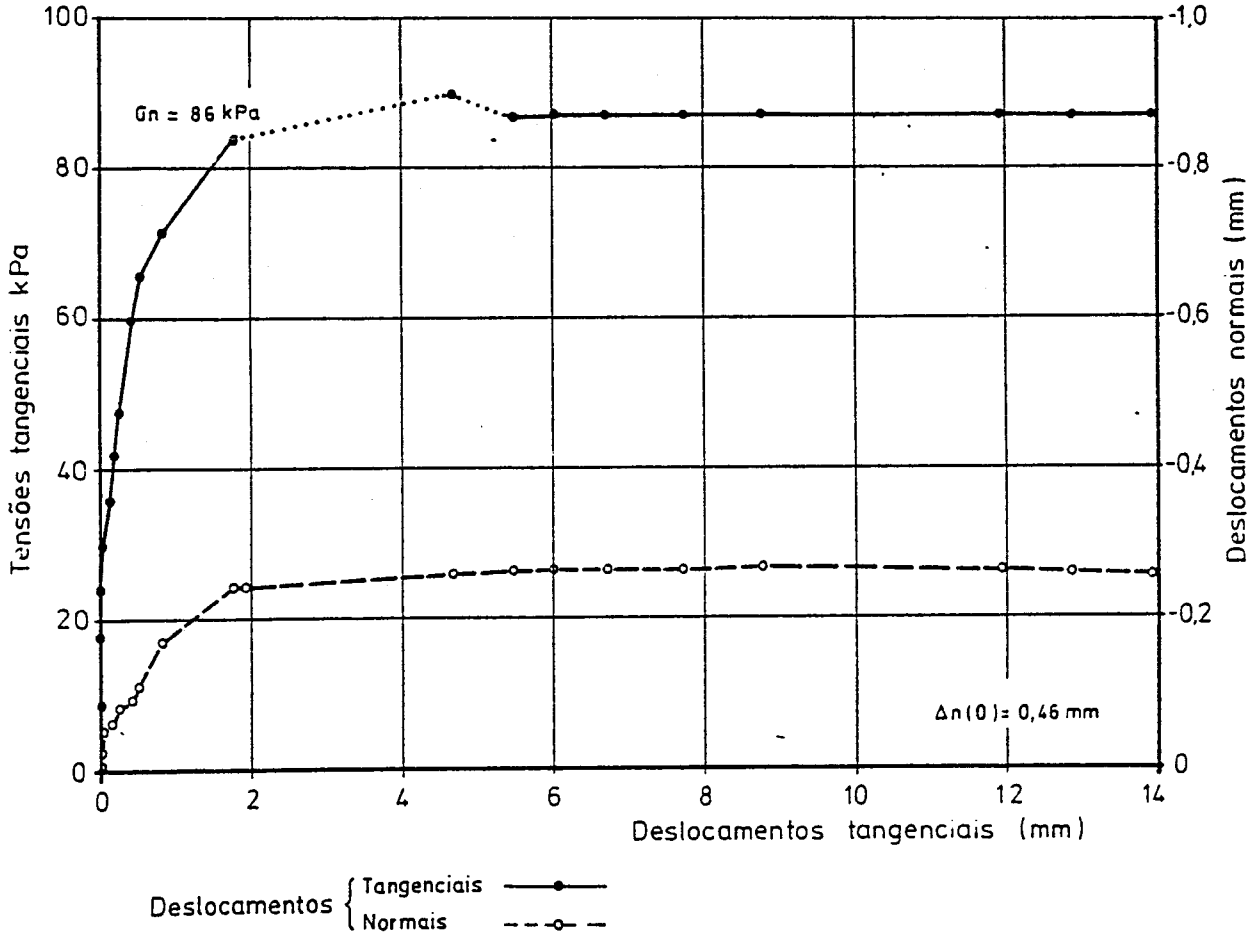


Fig. C.3 - Amostra 3

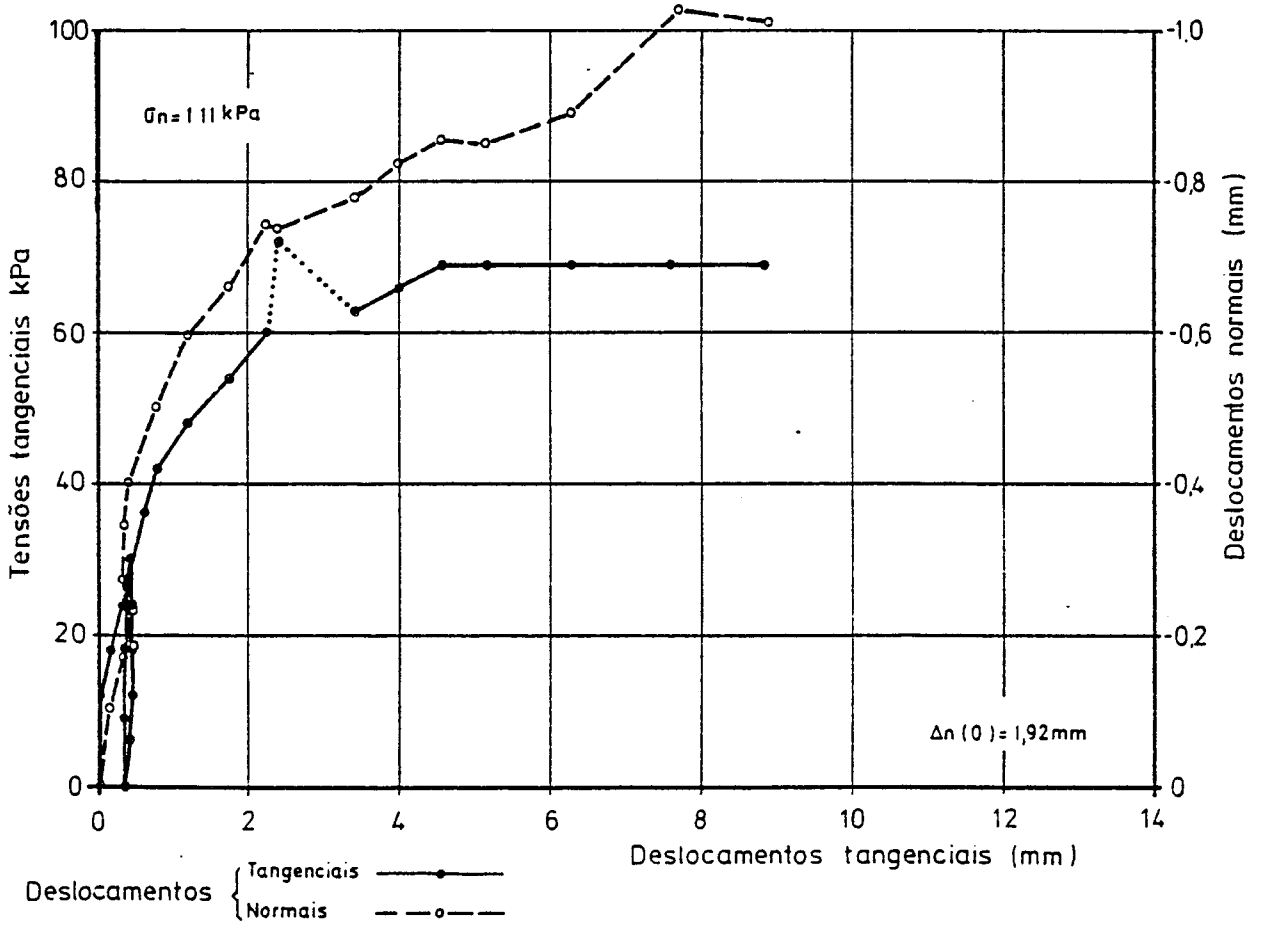


Fig. C.4 - Amostra 4

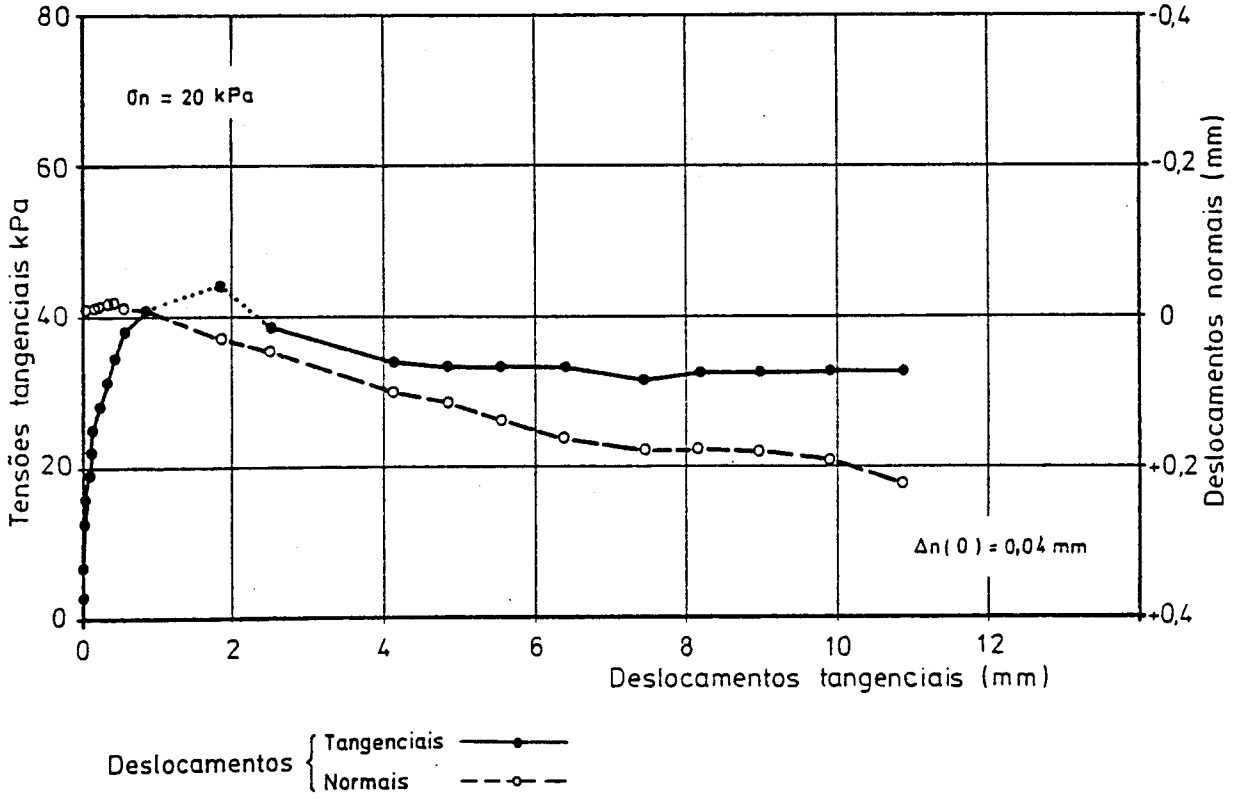


Fig. C.5 - Amostra 6

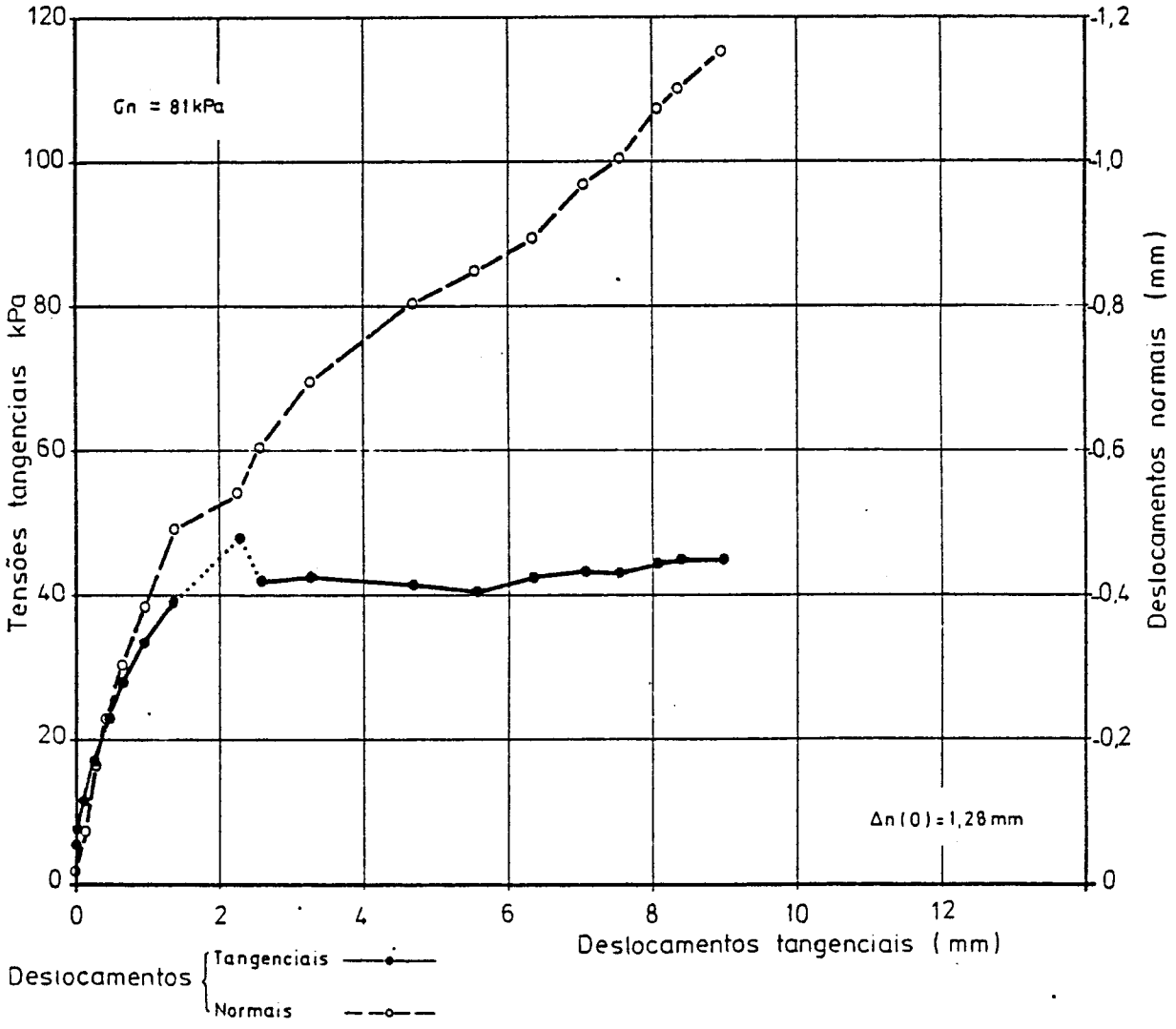


Fig. C.6 - Amostra 7

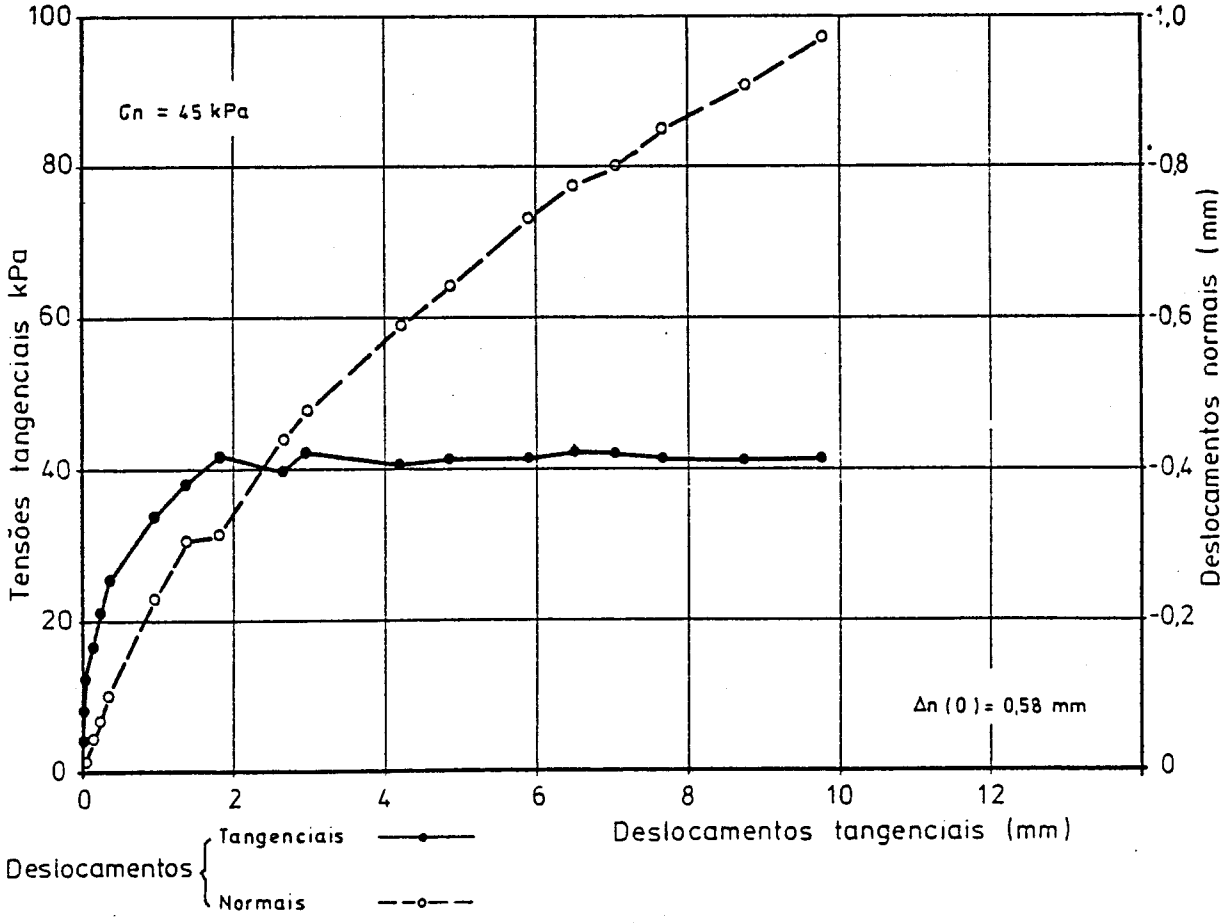


Fig. C.7 - Amostra 8

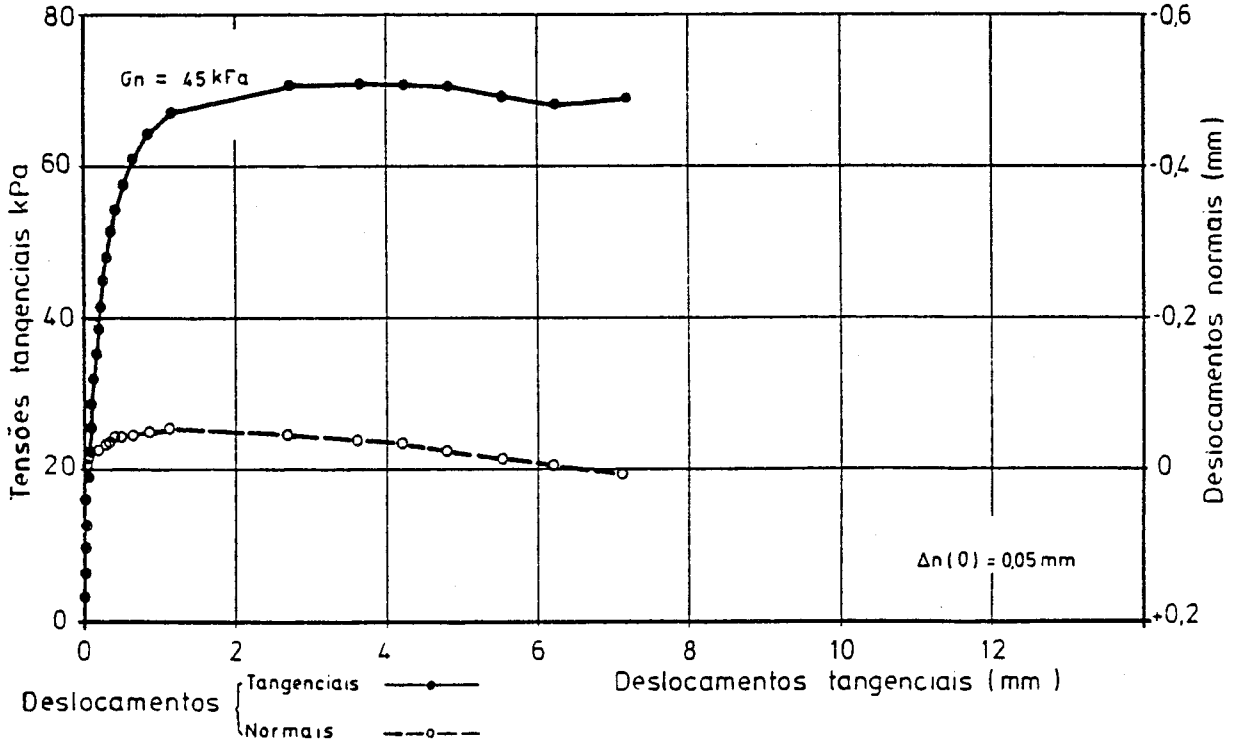


Fig. C.8 - Amostra 2A

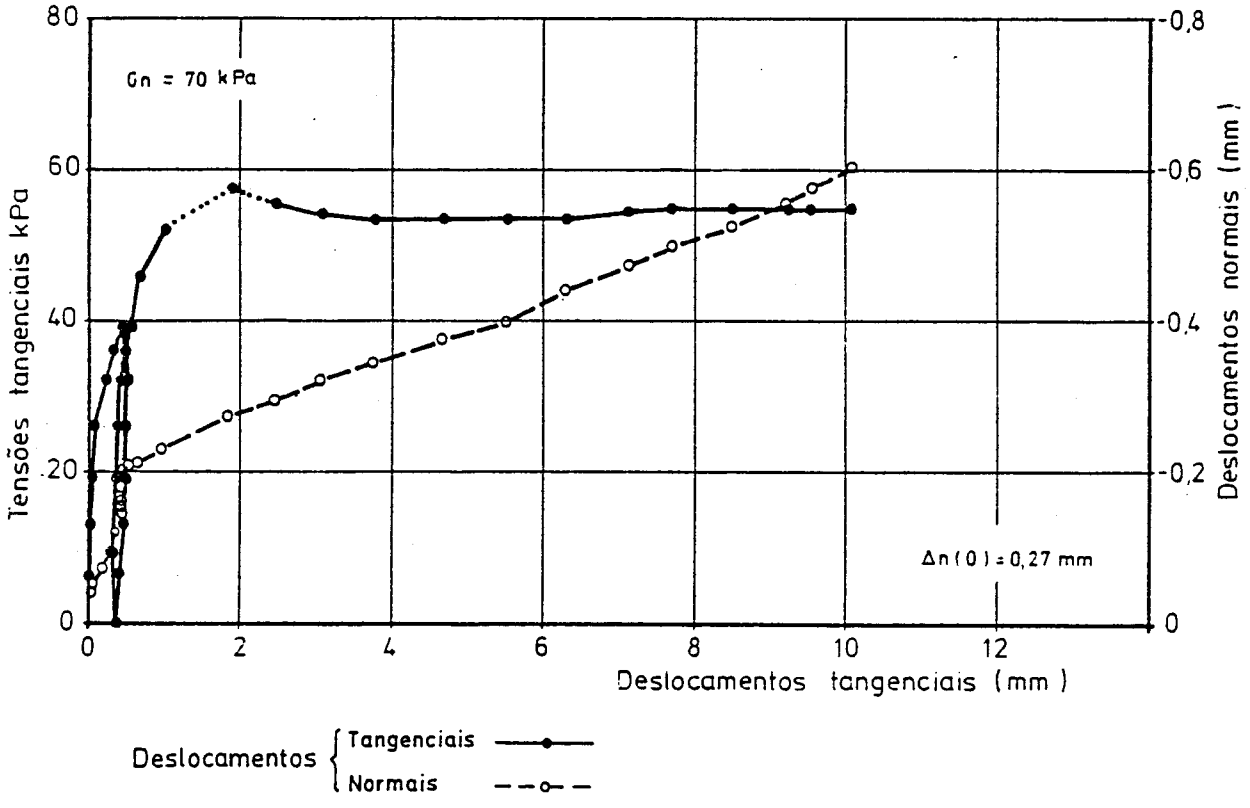


Fig. C.9 - Amostra 3A

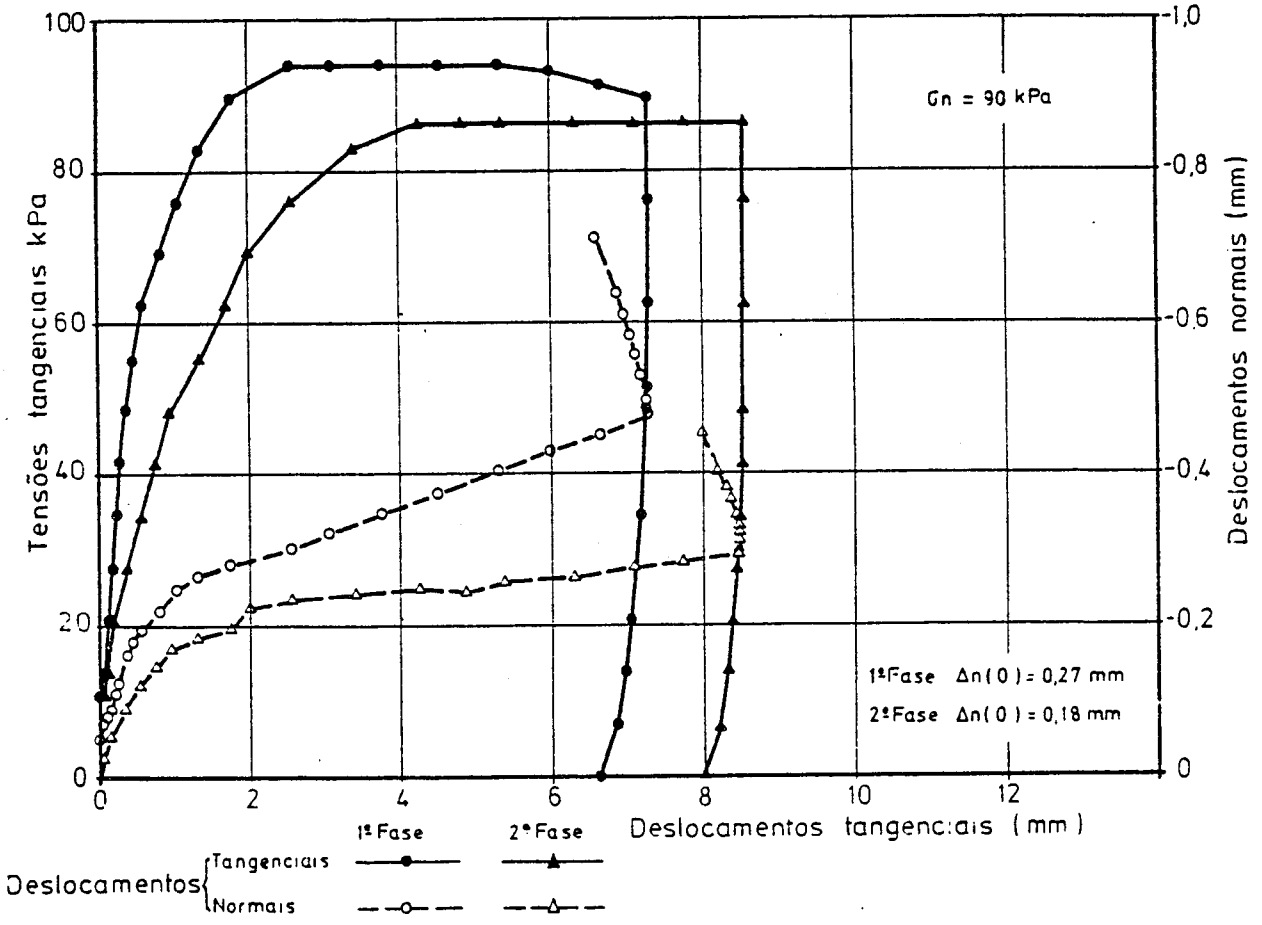


Fig. C.10 - Amostra 4A

BIBLIOTECA F.E. PORTO

FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
BIBLIOTECA
0000005841