

MUSEU E LABORATÓRIO MINERALÓGICO E GEOLÓGICO
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

**APLICAÇÃO DA GEOLOGIA DE ENGENHARIA
AO ESTUDO DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO**



6
POR

MÁRIO DE OLIVEIRA QUINTA FERREIRA

CENTRO DE GEOCIÊNCIAS DA UNIVERSIDADE DE COIMBRA
INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGAÇÃO CIENTÍFICA

1990

ÍNDICE

	Pág.
DEDICATÓRIA	
ÍNDICE.....	I
AGRADECIMENTOS.....	IX
RESUMO.....	XIII
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - OBJECTIVOS.....	1
1.2 - SOBRE A CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS.....	2
1.2.1 - Tipos de barragens	3
1.2.2 - Barragens de enrocamento	4
1.2.2.1 - Conceito de enrocamento	5
1.2.3 - Evolução da construção de barragens de enrocamento	6
1.2.3.1 - Aspectos gerais.....	6
1.2.3.2 - Realidade Portuguesa	8
2 - ACERCA DOS MÉTODOS DE ESTUDO E DAS TÉCNICAS DE ENSAIO.....	13
2.1 - ESTUDO DE UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO.....	13
2.1.1 - Generalidades	13
2.1.2 - Metodologia de estudo	14
2.1.3 - Breve comentário às técnicas de reconhecimento	17

2.2 - ESTUDO DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO.....	18
2.2.1 - Mineralogia e geoquímica	19
2.2.2 - Ensaio realizados sobre provetes rochosos	20
2.2.2.1 - Porosidade e pesos volúmicos.....	20
2.2.2.2 - Determinação da fissuração.....	20
2.2.2.3 - Permeabilidade ao ar e expansibilidade.....	24
2.2.2.4 - Determinação da resistência.....	25
2.2.2.4.1 - Introdução.....	25
2.2.2.4.2 - Compressão uniaxial.....	27
2.2.2.4.3 - Determinação da resistência em fragmentos irregulares.....	30
2.2.2.5 - Forma e dimensão dos fragmentos.....	35
2.2.2.6 - Ensaio de fragmentação e desgaste.....	36
2.2.2.7 - Avaliação da durabilidade.....	37
2.2.3 - Amostras granulares	41
2.2.3.1 - Modelação da granulometria.....	41
2.2.3.2 - Pesos volúmicos e índice de vazios.....	43
2.2.3.3 - Angulo de talude natural.....	44
2.2.3.4 - Grau de fracturação	45
2.2.4 - Determinação das características tensão-deformação	46
2.2.4.1 - Resistência ao corte.....	47
2.2.4.2 - Deformabilidade.....	48
2.2.5 - Comportamento dos materiais de enrocamento	48
2.2.6 - Rochas graníticas.....	50
2.2.6.1 - Generalidades	50
2.2.6.2 - Considerações sobre a alterabilidade das rochas graníticas	51
2.2.6.3 - Caracterização do estado de alteração.....	52
2.2.7 - Rochas carbonatadas.....	55
2.2.7.1 - Composição mineralógica.....	56
2.2.7.2 - Caracterização das rochas carbonatadas.....	57
2.2.7.3 - Classificação geotécnica das rochas carbonatadas.....	59
2.3 - ESTUDO DOS ATERROS DE ENROCAMENTO.....	60
2.4 - CLASSIFICAÇÃO DOS ENROCAMENTOS.....	62
3 - CONDIÇÕES LOCAIS.....	67
3.1 - BARRAGEM DE PARADELA.....	68
3.1.1 - Generalidades	68
3.1.2 - Enquadramento geológico.....	70
3.1.2.1 - Geologia regional	70
3.1.2.2 - Geologia local.....	70
3.1.2.3 - Litologia.....	71
3.1.2.4 - Estrutura e tectónica.....	72
3.1.3 - Fundações da barragem e seus problemas.....	73
3.1.4 - Pedreira e locais de empréstimo	75

	Pág.
3.1.5 - Construção do enrocamento	76
3.1.6 - Considerações finais	77
3.2 - BARRAGEM DE CASTELO DE PAIVA.....	78
3.2.1 - Introdução	78
3.2.2 - Enquadramento geológico.....	78
3.2.2.1 - Geologia regional	78
3.2.2.2 - Geologia local.....	80
3.2.2.3 - Litologia.....	80
3.2.2.4 - Estrutura e tectónica.....	82
3.2.3 - Estudo das fundações da barragem e seus problemas	83
3.2.4 - Zonamento geotécnico	89
3.2.5 - Pedreira e locais de empréstimo	90
3.2.6 - Considerações finais.....	90
3.3 - BARRAGEM DE MIDÕES.....	91
3.3.1 - Introdução	91
3.3.2 - Enquadramento geológico.....	92
3.3.2.1 - Geologia regional	92
3.3.2.2 - Geologia local.....	93
3.3.2.3 - Litologia.....	94
3.3.2.4 - Estrutura e tectónica.....	95
3.3.3 - Estudo da fundação da barragem e seus problemas	97
3.3.4 - Zonamento geotécnico	102
3.3.5 - Pedreira e locais de empréstimo	104
3.3.6 - Discussão	104
3.4 - BARRAGEM DE LAGOACHO.....	106
3.4.1 - Generalidades	106
3.4.2 - Enquadramento geológico.....	107
3.4.2.1 - Geologia regional	107
3.4.2.2 - Geologia local.....	109
3.4.2.3 - Litologia.....	109
3.4.2.4 - Estrutura e tectónica.....	111
3.4.3 - Fundações da barragem e seus problemas.....	113
3.4.4 - Zonamento geotécnico	115
3.4.5 - Pedreira e locais de empréstimo	116
3.4.6 - Discussão	116
3.4.7 - Perfil tipo da barragem.....	119

	Pág.
4.2.3.3 - Proporções moleculares.....	164
4.2.4 - Relações que parecem existir entre a quantificação geo-química da alteração e as propriedades dos granitos.....	167
4.3 - ROCHAS CARBONATADAS.....	171
4.3.1 - Introdução	171
4.3.2 - Mineralogia dos materiais do enrocamento da barragem da Apartadura	172
4.3.3 - Composição química.....	172
4.4 - CARACTERIZAÇÃO DOS PROVETES ROCHOSOS.....	174
4.4.1 - Fissuração	175
4.4.1.1 - Introdução.....	175
4.4.1.2 - Determinação da fissuração.....	175
a) Fissuração térmica de granitos.....	175
b) Determinação indirecta da fissuração.....	177
c) Permeabilidade.....	181
4.4.2 - Determinação da resistência	182
4.4.2.1 - Compressão uniaxial.....	183
a) Ensaio na prensa rígida	183
b) Análise da totalidade dos ensaios de compressão uniaxial.....	192
4.4.2.2 - Ensaio sobre fragmentos irregulares.....	194
a) Resistência ao esmagamento	195
b) Carga pontual.....	197
c) Análise comparativa dos ensaios de carga pontual e de resistência ao esmagamento.....	199
4.4.2.3 - Influência da água na resistência dos fragmentos rochosos	205
4.4.2.4 - Ensaio de fragmentação e desgaste.....	211
a) Los Angeles	211
b) Desgaste em meio húmido e fragmentação dinâmica	211
4.4.3 - Durabilidade.....	214
4.4.3.1 - Avaliação da durabilidade.....	214
a) Ataque pelo sulfato de magnésio.....	215
b) Ataque pela água oxigenada.....	216
c) Ataque pelo etileno-glicol.....	216
d) Expansibilidade	217
e) Avaliação da durabilidade utilizando propriedades índice.....	222
4.4.3.2 - Considerações finais sobre a durabilidade dos materiais de enrocamento.....	222
4.5 - DETERMINAÇÃO EXPEDITA DAS CARACTERÍSTICAS MECANICAS DOS ENROCAMENTOS.....	226
4.5.1 - Análise das características mecânicas dos enrocamentos..	227
4.5.2 - Aplicabilidade da caracterização mecânica expedita.....	230

5 - BARRAGEM DE PARADELA. ESTUDO DOS ENROCAMENTOS E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL.....	235
5.1 - OS MATERIAIS DO ENROCAMENTO.....	236
5.1.1 - Amostragem.....	236
5.1.2 - Porosidade e pesos volúmicos	238
5.1.2.1 - Enrocamento.....	238
5.1.2.2 - Amostras granulares utilizadas nos ensaios de laboratório	239
5.1.3 - Forma e dimensão dos fragmentos	240
5.1.4 - Durabilidade dos materiais do enrocamento de Paradela....	243
5.2 - AMOSTRAS GRANULARES.....	244
5.2.1 - Modelação da granulometria.....	244
5.2.2 - Pesos volúmicos.....	246
5.2.3 - Angulo de talude natural.....	248
5.2.4 - Classificação do enrocamento	248
5.3 - DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	248
5.3.1 - Programa de ensaios	248
5.3.2 - Resistência ao corte.....	250
5.3.2.1 - Execução dos ensaios	250
5.3.2.2 - Resultados.....	252
a) Consolidação e corte.....	253
b) Submersão	255
c) Grau de fracturação.....	258
5.3.2.4 - Conclusões.....	258
5.3.3 - Deformabilidade	260
5.3.3.1 - Resultados.....	261
5.3.3.2 - Conclusões.....	263
5.4 - CALCULOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA BARRAGEM DE PARADELA.....	264
5.4.1 - Introdução	264
5.4.2 - Comparação dos resultados relativos ao enchimento	265
5.5 - CONCLUSÕES RELATIVAS AO ESTUDO DA BARRAGEM DE PARADELA.....	267
6 - ATERROS EXPERIMENTAIS.....	273
6.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS.....	273
6.2 - OBJECTIVOS.....	273

	Pág.
6.3 - ESCOLHA DO LOCAL E PREPARAÇÃO DO TERRENO.....	275
6.4 - EXECUÇÃO DOS ATERROS EXPERIMENTAIS.....	276
6.4.1 - Construção das camadas.....	276
6.4.1.1 - Análise da eficiência da compactação.....	277
6.4.1.2 - Características das camadas e resultados obtidos.....	280
6.5 - ENSAIOS.....	282
6.6 - DETERMINAÇÃO LABORATORIAL DAS CARACTERÍSTICAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS MATERIAIS DOS ATERROS EXPERIMENTAIS DA APARTADURA.....	284
6.6.1 - Resistência ao corte.....	285
6.6.2 - Deformabilidade	285
6.7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A APARTADURA.....	287
7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	293
7.1 - CONCLUSÕES.....	294
7.2 - TEMAS EM ABERTO E TOPICOS PARA FUTURA INVESTIGAÇÃO.....	298
BIBLIOGRAFIA.....	303
Anexo 1 - Métodos analíticos utilizados no estudo geoquímico	319
Anexo 2 - Ensaio realizados sobre provetes rochosos	320
2-a) - Preparação das amostras para o ensaio de compressão uniaxial.....	320
2-b) - Execução do ensaio de fragmentação dinâmica.....	320
2-c) - Execução do ensaio de ataque pelos sulfatos.....	320
2-d) - Execução do ataque pela água oxigenada.....	321
2-e) - Execução do ataque com etileno-glicol.....	321
Anexo 3 - Determinação laboratorial dos pesos volúmicos das amostras granulares	321
Anexo 4 - Preparação das amostras para determinação das características tensão-deformação	322
4-a) - Resistência ao corte (ensaio triaxiais)	322
4-b) - Deformabilidade (ensaio de compressão unidimensional).....	322

Agradecimentos

A realização do presente trabalho só foi possível com a colaboração prestimosa de várias pessoas e instituições.

Ao Professor João Manuel Cotelo Neiva expresso o meu sincero reconhecimento. Ainda enquanto aluno da Licenciatura cedo me despertou o interesse pela geologia de engenharia. A motivação para o estudo das barragens foi-se reforçando durante os anos em que fui seu assistente, levando-me a iniciar o presente trabalho. Muito lhe agradeço a sugestão do tema, o incentivo e o apoio sempre manifestados. A supervisão e orientação que me dispensou durante a preparação deste trabalho foram imprescindíveis para a sua concretização.

Aos Professores Martim Portugal Ferreira e António Ferreira Soares agradeço as condições proporcionadas para o desenvolvimento do trabalho. A minha formação geológica muito deve aos ensinamentos que me transmitiram enquanto aluno e, mesmo mais tarde, como assistente.

Agradeço à Professora Ana Margarida Neiva a ajuda no estudo e interpretação dos dados geoquímicos e a utilização de meios informáticos; e aos Professores Manuel Maria Godinho, Rui Pena dos Reis, Ferreira Pinto e Almeida Saraiva as trocas de ideias e o incentivo; e ainda o contributo prestado por diversos colegas, de que destaco a Dr^a Manuela da Vinha e o Eng. Manuel Morais.

O Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico da Universidade de Coimbra proporcionou os meios fundamentais para a execução dos trabalhos de campo e para a realização de grande parte dos ensaios laboratoriais. A contribuição financeira do Centro de Geociências permitiu a realização de diversas tarefas.

O apoio que recebi do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, principalmente durante os vários estágios que aí realizei, foi da maior importância, tendo-me proporcionando um contacto mais estreito com o estudo dos enrocamentos e o acompanhamento do arranque da construção da barragem da Apartadura. Faço particular referência aos núcleos de Fundações e de Prospecção, onde realizei parte fundamental dos

ensaios de laboratório, nomeadamente da barragem de Paradela. Agradeço em especial: ao Eng. Veiga Pinto a orientação dos estágios aí efectuados, para além do incentivo e sugestões; ao Dr. Delgado Rodrigues, que desde os tempos da licenciatura me fez ver que a investigação é tanto mais produtiva quanto amplamente debatida, as sugestões críticas e a disponibilidade sempre manifestada; o interesse dispensado pelo Eng. Maranha das Neves; o apoio dos Engs. Manuel Barroso e Nuno Grossman; e as trocas de ideias com os Drs. Telmo Jeremias e Gomes Coelho.

Não quero deixar de referir a importância que teve, para mim, a especialização em geologia de engenharia que recebi na Universidade Nova de Lisboa, e que precedeu o início deste trabalho, pelo que expresso o meu reconhecimento aos docentes do curso de Mestrado. O entusiasmo, para o estudo de barragens, que então me foi transmitido pelo Prof. Ricardo Oliveira, foi igualmente importante.

A bolsa de estudo no País, concedida pelo Instituto Nacional de Investigação Científica (INIC), foi fundamental para o prosseguimento do trabalho.

À Electricidade de Portugal agradeço a possibilidade de ter estudado a quase totalidade dos locais. Expresso em particular o meu reconhecimento ao Eng. Rodrigues dos Santos pelas facilidades concedidas para o estudo do local da barragem do Lagoacho e ao Eng. Emanuel Costa a colaboração prestada durante os trabalhos de campo neste local.

À Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos agradeço as condições proporcionadas durante os trabalhos no local da Barragem da Apartadura.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Coimbra agradeço a realização de ensaios de Los Angeles.

Durante o estágio efectuado no Imperial College, em Londres, o Professor Mike de Freitas dispensou um apoio diligente.

Aos funcionários do Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico da Universidade de Coimbra que colaboraram na execução de diversas tarefas relacionadas com o presente trabalho, expresso os meus agradecimentos: a Maria Georgina Bettencourt e Mário Simões Cortez, pela execução de parte das análises químicas; a António Vilela, pela contribuição na preparação e ensaio de algumas amostras; a António Moura, pela execução e manutenção de equipamento de ensaio diverso; a Sílvio Gouveia e António Silva, pela execução das lâminas delgadas e corte de rochas para ensaio; a Gândara Gaspar, pela obtenção de alguns diagramas de raios-X; a Pedro Coutinho, Joaquim Carvalho, Virgílio Sousa e António Rodrigues, pelo auxílio prestado. O Dr. Humberto Moura executou parte dos desenhos.

RESUMO

Os aspectos abordados neste trabalho encontram-se desenvolvidos ao longo de sete capítulos, de acordo com o que seguidamente referimos.

No capítulo 1 fazemos uma breve referência aos diversos tipos de barragens, após o que analisamos o conceito de enrocamento. Abordamos a evolução da construção de barragens de enrocamento, dando relevo à realidade portuguesa que é comparada com a tendência a nível mundial.

No capítulo 2 apresentamos os métodos de estudo e as técnicas de ensaio. Descrevemos a sequência dos trabalhos mais frequentemente realizados para o estudo da barragem, com particular incidência para os aterros de enrocamento. A caracterização geológica, geotécnica, física e mecânica dos materiais rochosos que constituem os enrocamentos é referida. Abordamos principalmente as rochas graníticas, sendo também analisadas as rochas carbonatadas.

A geologia de engenharia dos locais estudados é descrita no capítulo 3. O desenvolvimento dado ao estudo não é o mesmo para todos os locais, variando com as suas características particulares e com os objectivos específicos que pretendemos atingir. De um modo geral damos ênfase aos aspectos geológicos, aos trabalhos de prospecção, às condições geotécnicas, à pedreira e locais de empréstimo e às principais características das barragens.

No capítulo 4 apresentamos o estudo dos materiais rochosos. A caracterização é abordada principalmente em função do tipo litológico. Procuramos estudar a mineralogia, a composição química, o estado de alteração, a resistência e a durabilidade, de modo a entender os aspectos relevantes e explicar os fenómenos envolvidos. Quisemos ainda aprofundar as relações existentes entre as propriedades dos materiais e as características mecânicas dos enrocamentos.

A barragem de enrocamento de Paradela, construída nos finais da década de 50, é ainda hoje a mais alta do seu tipo no nosso país. Os problemas verificados durante a vida da obra, em consequência dos elevados assentamentos, motivaram-nos a realizar o estudo

dos materiais do enrocamento e a simular o comportamento da barragem, utilizando os resultados obtidos nos ensaios de laboratório realizados com câmaras de grande diâmetro. Estes aspectos são apresentados no capítulo 5.

No capítulo 6 abordamos os aspectos ligados à realização dos aterros experimentais, com referência às barragens da Apartadura e do Lagoacho. Para além da caracterização dos materiais, abordamos as técnicas e condições de ensaio utilizadas e a contribuição dos resultados obtidos para a elaboração das especificações de construção.

No capítulo 7 resumimos as principais conclusões do trabalho e efectuamos algumas considerações de carácter final.

SUMMARY

The work is divided in seven chapters:

In the first one we make a brief reference to the main dam types and to the concept of rockfill. The world evolution in the construction of rockfill dams is presented and compared with the Portuguese one.

The study methods and testing techniques are presented in chapter 2. The sequence of works more frequently executed in the study of dams is described, with emphasis on rockfills. The geological, geotechnical, physical and mechanical characterization of the rock material is presented, and is mainly applied to granitic rocks; carbonate rocks are also refereed.

The sites engineering geology is described in chapter 3. The extent of the study is different from site to site, according to their characteristics and our objectives. The study is focused in geology, prospection works, geotechnical conditions, quarry and borrow areas and main dam characteristics.

The study of the rock materials is mainly organised by rock types and presented in chapter 4. Mineralogy, chemical composition, weathering state, strength and durability are studied, in order to understand the main aspects and to explain the involved processes.

Paradela rockfill dam was constructed in the end of the fifties, and is still today, in its type, the highest Portuguese dam. The problems aroused by the significant settlements

motivated us to study the rockfill materials, and to simulate the behaviour of the dam, using laboratory results obtained with large test chambers. This aspects are presented in chapter 5.

In chapter 6 we deal with trial fills, with some references to Apartadura and Lagoacho rockfill dams.

In chapter 7 we summarise the main conclusions of the work and we state some final considerations.

RÉSUMÉ

Les aspects abordés dans ce travail se trouvent développés au long de sept chapitres, d'accord ce que nous nous rapportons de suite.

Dans le premier chapitre, nous faisons une courte référence au différents types de barrages, et après nous analysons le concept d'enrochement. Nous abordons l'évolution de la construction des barrages d'enrochement, en donnant du relief à la réalité Portugaise, qui est comparée avec la tendance au niveau mondial.

Au deuxième chapitre, nous présentons les méthodes d'étude et les techniques d'essai. Nous décrivons la suite des travaux plus fréquemment réalisés pour l'étude de la barrage, avec particulier incidence envers les embanquements d'enrochement. La caractérisation géologique, géotechnique, physique et mécanique des matériaux rocheux qui constituent les enrochements, est référée. Nous abordons principalement les roches granitiques, et nous analysons aussi les roches carbonatées.

La géologie de l'ingenieur des endroits étudiés est décrite dans le troisième chapitre. Le développement donné à l'étude n'est pas le même pour tous les endroits, diversifiant avec ses caractéristiques particuliers et avec les objectifs spécifiques que nous prétendons atteindre. En général, nous donnons emphase aux aspects géologiques, aux travaux de prospection, à les conditions géotechniques, à la carrière et locaux d'emprunt, et à les principales caractéristiques des barrages.

Dans le quatrième chapitre nous présentons l'étude des matériaux rocheux. La caractérisation est abordée principalement en fonction du type lithologique. Nous cherchons à étudier la minéralogie, la composition chimique, l'état d'altération, la résistance et la durabilité, de façon à entendre les aspects éclatants, et cherchant à expliquer les phénomènes

engagés. Nous voulions aussi approfondir les relations existants parmi les propriétés des matériaux et les caractéristiques mécaniques des enrochements.

La barrage d'enrochement de Paradela, construite dans les finaux de la décade de 50, est encore aujourd'hui la plus haute de son type dans notre pays. Les problèmes vérifiés pendant la vie de l'oeuvre, nous ont motivé à réaliser l'étude des matériaux de l'enrochement, et à simuler le comportement de la barrage, utilisant les résultats obtenus dans les essais de laboratoire avec des chambres de grand diamètre. Ces aspects sont présentés dans le cinquième chapitre.

Dans le sixième chapitre nous abordons les aspects liés à la réalisation des embanquements expérimentaux, avec référence à les barrages de Apartadura et Lagoacho. Au-delà de la caractérisation des matériaux, nous abordons les techniques et condition d'essai utilisées, et la contribution des résultats obtenus pour l'élaboration des spécifications de construction.

Au septième chapitre nous résumons les principales conclusions du travail et effectuons quelques considérations de caractère final.

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - OBJECTIVOS

Foi nosso objectivo abordar a contribuição da geologia de engenharia para a construção de barragens de enrocamento. Apesar de nos termos restringido a um tipo específico de barragem, o tema é em si mesmo muito vasto, pelo que nos propusémos tratar com maior pormenor dos aspectos que considerámos mais pertinentes.

O facto de se construir em Portugal um número de barragens de enrocamento muito inferior à generalidade dos restantes países, apesar de possuímos condições geológicas favoráveis, já seria, só por si, razão para aprofundar este tema. O modo como se desenrolam os estudos nas diferentes fases de projecto, as informações que vão sendo obtidas, os trabalhos de prospecção e a sequência de execução, a interpretação dos resultados e sua posterior utilização são apresentados e discutidos tendo presente o papel da geologia de engenharia.

No âmbito do nosso trabalho considerámos que deveríamos privilegiar dois aspectos principais:

- O estudo das fundações;
- A caracterização dos materiais de enrocamento.

No que se refere ao estudo das fundações, não tendo a pretensão de sermos exaustivos, quisemos dar um tratamento particular aos aspectos ligados ao tipo litológico, à geologia, à compartimentação, à alteração e às condições hidrogeológicas. Foi nossa intenção tratar os elementos com maior interesse para as barragens de enrocamento, efectuando a análise dos trabalhos de prospecção e dos ensaios, socorrendo-nos de resultados, quer dos casos estudados no presente trabalho quer da bibliografia.

Abordámos cinco locais de barragem: Paradela, Lagoacho, Castelo de Paiva, Midões e Apartadura. Os primeiros quatro locais situam-se em terrenos graníticos, sendo

também o granito o material de enrocamento. O quinto caso, a barragem da Apartadura, localiza-se em terrenos xistosos do Silúrico, utilizando-se dolomias na construção do enrocamento. A predominância de granitos nos locais referidos justificou o maior desenvolvimento dado ao estudo destas rochas.

Na caracterização dos materiais de enrocamento quisemos abordar as características das rochas (granitos e dolomias) utilizadas na construção de enrocamentos ou que podem ser utilizadas com essa finalidade. Para além da textura e da composição mineral procurámos aprofundar a importância que a fissuração e a alteração têm nas características de resistência da rocha e avaliar a sua influência nos fenómenos de rotura. Para estudar e compreender os fenómenos envolvidos socorremo-nos de ensaios sobre provetes regulares e sobre fragmentos irregulares. Os provetes regulares foram escolhidos para o ensaio de resistência à compressão uniaxial, recorrendo-se a uma prensa rígida para estudar o comportamento dos granitos durante a rotura. Com o intuito de tentar melhorar o modo de determinação da resistência dos fragmentos irregulares, efectuámos a análise comparativa dos ensaios de esmagamento e de carga pontual. Procurámos também avaliar as características de durabilidade dos materiais. Quisemos ainda dar uma pequena contribuição no sentido de se tentarem extrapolar as características mecânicas dos enrocamentos a partir de algumas propriedades índice dos fragmentos rochosos.

A barragem de Paradela, construída a partir de 1955, é ainda hoje o enrocamento mais alto (110 m) existente em Portugal. O deficiente comportamento exibido pela estrutura durante os primeiros anos de vida e a inexistência de um estudo de pormenor dos materiais do enrocamento, apesar de sugerido pelos projectistas (Fernandes et al., 1958), motivaram-nos a efectuar esse estudo e a analisar as técnicas construtivas então utilizadas em comparação com as actualmente recomendadas. Quisemos ainda saber a diferença de comportamento que seria de esperar caso a barragem fosse construída com as técnicas actualmente recomendadas.

Para avaliar a influência das técnicas de construção no comportamento dos enrocamentos, debruçámo-nos sobre a execução dos aterros experimentais, procurando analisar os fenómenos envolvidos e o comportamento dos materiais rochosos.

1.2 - SOBRE A CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS

A construção de barragens é uma actividade de engenharia muito antiga, tendo sido particularmente intensa nas regiões secas onde o clima obrigava ao armazenamento de água. Uma das barragens mais antigas, de que há conhecimento, data de há cerca de 4800

anos e foi construída em Sadd-El-Kafara, no Egipto. Esta barragem tinha 11 m de altura e 160 m de comprimento (Murray, 1955; Hathaway, 1958). De entre os povos que se destacaram na construção de barragens, referimos os Romanos, que deixaram vestígios, por exemplo na Síria e mesmo na Itália, onde no século I construíram, a cerca de 80 km para Este de Roma, em Subiaco, uma barragem com uma altura estimada em 40 m (Smith, 1971).

Na Europa, foi o advento da industrialização e o crescimento urbano que vieram dar um impulso decisivo na construção de barragens. É de salientar que na Holanda, desde o século X, se constroem diques com a finalidade de impedir o avanço da água das marés.

A crescente necessidade de construção de barragens para irrigação, para abastecimento de água industrial e urbano, para produção de energia, para o controlo de cheias, para a criação de efeitos paisagísticos e para a melhoria de condições climáticas motivou uma grande procura de locais adequados. Com o tempo, começaram a escassear os bons locais, pelo que se tornou necessário adaptar os projectos de barragens aos locais menos favoráveis. Um exemplo, de entre muitos existentes, é a barragem de enrocamento de Tedorí no Japão (Kawashima e Kanazawa, 1982). Esta barragem foi construída sobre uma fundação muito heterogénea constituída por gneisses, profundamente alterados às cotas mais elevadas, conglomerados e calcário, com pequenas cavidades de dissolução e ainda uma zona de esmagamento de 25 m na margem esquerda.

Segundo Penman (1983), de entre os vários tipos de barragens, as de aterro são simultaneamente as mais antigas e as mais numerosas. A sua popularidade reside no facto de serem relativamente baratas, sendo construídas com materiais locais, frequentemente retirados das escavações para as obras anexas como o descarregador de superfície, tomada de água, descarga de fundo e túneis, sendo, sempre que possível, o restante material retirado do interior da albufeira. O contraste paisagístico entre o aterro e o ambiente circundante pode diminuir-se revestindo o paramento de jusante com o mesmo material das imediações ou utilizando uma cobertura vegetal.

1.2.1 - TIPOS DE BARRAGENS

Podemos classificar os vários tipos de barragens segundo:

- a) A altura da estrutura (Comissão Internacional das Grandes Barragens - ICOLD)
 - Grandes barragens (altura superior a 15 m);
 - Pequenas barragens (altura inferior a 15 m).

b) Os materiais usados na construção

- Barragens de betão;
- Barragens de alvenaria;
- Barragens de terra;
- Barragens de enrocamento.

c) As formas em função das solicitações e do comportamento em relação às fundações

- Barragens de gravidade;
- Barragens de contrafortes;
- Barragens de abóbada.

Combinando dois ou mais dos tipos básicos enunciados, obtemos barragens mistas. Em cada caso particular as associações adoptadas são consequência das características particulares das fundações, dos materiais de construção, das características hidráulicas do aproveitamento e, não menos importante, do projectista.

Podemos considerar que as barragens deformáveis são as de terra e de enrocamento, e que as barragens rígidas são as de betão e de alvenaria. É frequente englobar no termo genérico de aterro quer as barragens de terra quer as de enrocamento. No entanto, quando as barragens são constituídas principalmente por enrocamento é usual chamar-lhes barragens de enrocamento, pois nestes casos as terras constituem geralmente o núcleo impermeável. As barragens homogéneas são construídas com um material relativamente uniforme, enquanto que as barragens zonadas contêm materiais com propriedades distintas nas várias zonas da barragem.

Analisando o comportamento de uma barragem rígida ou deformável, torna-se evidente que se podem construir ambos os tipos de estruturas sobre fundações rígidas ou pouco deformáveis, construindo-se geralmente barragens deformáveis em terrenos de grande deformabilidade e baixa resistência. Entende-se por fundação rígida a que é deformável dentro de tais limites que não causa danos na estrutura rígida.

No presente trabalho serão abordadas preferencialmente as grandes barragens de enrocamento, para as quais, como referem Maranha das Neves e Veiga Pinto (1988), a acção da gravidade desempenha um papel importante no funcionamento.

1.2.2 - BARRAGENS DE ENROCAMENTO

Ao construírem-se grandes obras de enrocamento, como é o caso de barragens, utilizando materiais naturais para os quais não há um conhecimento perfeito das

características que irão existir em obra, surgem frequentemente dúvidas a que é necessário dar respostas tão completas quanto possível. Os enrocamentos variam no que se refere às suas propriedades, dimensões, diferentes modos de colocação e compactação e às tensões a que irão estar sujeitos. A interação entre a barragem e a fundação exige também um estudo adequado com vista à escolha das soluções mais adequadas.

Numa tentativa para esquematizar os diferentes tipos de barragens de enrocamento, apresentamos a seguinte classificação baseada:

a) No modo de colocação do enrocamento

- Enrocamento compactado;
- Enrocamento lançado.

b) Na localização e tipo do elemento impermeável

- Cortina a montante;
- Cortina central;
- Núcleo impermeável.

Segundo Wilson e Marsal (1979), os enrocamentos compactados são colocados em camadas de espessura geralmente inferior a 2 m, considerando que com espessuras acima dos 3 m a 4 m os enrocamentos já são classificados como enrocamentos lançados.

Os materiais que têm sido utilizados nas cortinas impermeáveis vão desde a madeira, que os mineiros usavam nas primitivas barragens de enrocamento, às chapas metálicas, ao betão, ao betão asfáltico e mesmo ao plástico. Para o núcleo usam-se geralmente solos de baixa permeabilidade, essencialmente argilosos.

Presentemente, as soluções de enrocamento apresentam-se bastante competitivas relativamente às soluções de betão, pois tendem a resultar em menores custos de construção.

1.2.2.1 - CONCEITO DE ENROCAMENTO

O conceito de enrocamento tem sofrido modificações ao longo dos tempos, acompanhando a tecnologia de construção deste tipo de estruturas. A evolução do conceito encontra-se referida por diversos autores (Charles, 1973; Maranha das Neves, 1978; Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1988). Estes últimos consideram um enrocamento como "um meio particulado, drenante, com uma apreciável resistência ao corte, em que as partículas constituem uma estrutura com um fabric dependente em grande parte do grau de imbricamento dessas mesmas partículas o qual, por sua vez, depende fundamentalmente da energia de compactação aplicada na construção...". Os limites das dimensões dos fragmentos constituintes variam frequentemente entre cerca de 2 m até a dimensão de argila.

O limite máximo é condicionado por aspectos técnicos e de construção. A percentagem de finos deve ser pequena, geralmente inferior a 10%, para que não controlem o comportamento do material e para que o enrocamento apresente um comportamento drenante. A permeabilidade deve ser superior a 1×10^{-3} cm/s (Penman e Charles, 1976; Penman, 1982).

Para um mesmo material, o fuso granulométrico utilizado varia consoante a função que se pretende o material desempenhe, pelo que nas modernas barragens de enrocamento se utilizam várias zonas com características granulométricas distintas. Deste modo, procura-se otimizar a relação entre o custo de execução do enrocamento e a segurança da estrutura em função dos materiais disponíveis.

A qualidade exigida para os materiais de enrocamento é muito variável, admitindo-se quase todos os tipos de materiais rochosos para os aterros de enrocamento sem funções protectoras, ao passo que nos enrocamentos de protecção é necessário que os materiais apresentem boas características de resistência e de durabilidade de modo a que não ocorram deteriorações susceptíveis de porem em risco a estrutura que se pretendia proteger. Torna-se então necessário avaliar o comportamento dos materiais do enrocamento durante a vida da obra, assumindo particular importância a escolha dos métodos de ensaio e dos parâmetros mais adequados para essa previsão (Delgado Rodrigues, 1985-a). A designação de enrocamentos de protecção abrange não só os enrocamentos de protecção das barragens como também os enrocamentos de protecção dos canais, nas obras de regularização fluvial, e os enrocamentos de protecção litoral.

Para além da construção de barragens, os aterros de enrocamento compactado são usados em muitas outras aplicações como a construção de estradas, aeroportos e caminhos de ferro, mas os aspectos específicos destas obras saem do âmbito do presente trabalho, pelo que não serão abordados de forma pormenorizada.

1.2.3 - EVOLUÇÃO DA CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE ENROCAMENTO

1.2.3.1 - ASPECTOS GERAIS

As modernas barragens de enrocamento evoluíram lentamente a partir das barragens de estêreis construídas no início deste século pelos mineiros da Califórnia (Charles, 1973, citando Galloway, 1939). Utilizavam-se então materiais com granulometria uniforme, pensando-se que deveria haver um bom contacto entre os blocos de rocha para que o enrocamento exibisse boas características mecânicas. As barragens eram estruturas soltas e construídas com enrocamento lançado, em que a impermeabilização era conseguida

com uma cortina a montante, geralmente de madeira. A inclinação usada nos taludes resultou da experiência adquirida, passando de taludes mais íngremes que 1H:1V, conseguidos pela construção de paredes de alvenaria ou de enrocamento arrumado até que, por razões de economia e de segurança, se acabou por utilizar inclinações próximas de 1,3H:1V, correspondendo sensivelmente ao ângulo de talude natural.

A característica mais significativa observada ao longo do tempo nas barragens de enrocamento lançado é a dos elevados assentamentos. Inicialmente pensava-se que se poderiam diminuir os assentamentos lavando os finos com jactos de água de modo a permitir um bom contacto entre os grandes blocos de rocha. Este procedimento foi ainda usado na construção da barragem de Paradela (Fernandes et al., 1958; 1960). Este mecanismo foi rejeitado por Terzaghi (1960), que atribuiu a redução dos assentamentos à diminuição da resistência da rocha devido à molhagem. Hoje reconhece-se que os finos, pelo contrário, aumentando o número de pontos de contacto diminuem as tensões transmitidas, gerando conseqüentemente menores assentamentos. O efeito da diminuição da resistência com a molhagem é frequentemente estudado com a realização de ensaios de laboratório e de campo com diferentes teores em água e comparando os resultados, sendo corrente a sua comprovação experimental.

A construção da primeira barragem de enrocamento compactado terminou em 1955. Trata-se da barragem de Quoich, na Escócia, com 38 m de altura e possuindo uma cortina de betão a montante (Roberts, 1958). A barragem foi construída com xisto obtido da escavação de um túnel, tendo exibido assentamentos muito baixos durante e após a construção.

A partir do final da década de 60, os enrocamentos compactados divulgaram-se progressivamente, para o que contribuiu a utilização de granulometrias extensas, a colocação em camadas com espessura menor que 2 m, a compactação com cilindros vibradores de pesos estáticos superiores a 10 toneladas, o aperfeiçoamento de potentes máquinas de carregamento e transporte e os desenvolvimentos científicos no estudo e previsão do comportamento dos enrocamentos. Também na mesma época começaram a surgir os primeiros laboratórios de ensaios de materiais de enrocamento. Estes avanços científicos e técnicos contribuíram decisivamente para a construção económica e segura dos aterros de enrocamento, proporcionando-lhes a boa aceitação que actualmente disfrutam.

A União Soviética, em 1968, foi pioneira na construção de um tipo de barragem de enrocamento pouco divulgado e que consiste na criação do corpo da barragem a partir da projecção directa da rocha das vertentes do vale utilizando explosões dirigidas de forte potência (Ignatyuk, 1970).

Os incidentes em barragens de enrocamento têm sido reduzidos. Das 14500 grandes barragens de todos os tipos construídas até 1975, foram registados 1105 acidentes, dos quais 96 foram em barragens de enrocamento (ICOLD, 1979). Destes 96 acidentes, 42 ocorreram nos órgãos de descarga ou de desvio, 16 foram devidos a erosão interna e percolação na fundação, 12 devido a passagem de água através da cortina impermeável de montante, 8 devido a erosão interna e percolação no núcleo, 7 devido a mau comportamento do enrocamento de protecção, 6 devidos a deslizamentos ou percolação dos maciços naturais envolventes da albufeira, 3 devido ao deslizamento dos taludes do corpo da barragem, incluindo os do núcleo em construção, e 2 devido a assentamento excessivo da fundação. A maioria destes acidentes ocorreu em barragens construídas anteriormente a 1960 (Maranha das Neves, 1980).

Dos acidentes referidos, cerca de 32% são devidos a causas em que a geologia de engenharia tem um papel activo no estudo e caracterização. O maior número de deteriorações foi na fundação, devendo-se a problemas relacionados com a percolação e erosão interna, enquanto que os problemas de deformabilidade são pouco significativos. O número de acidentes realça ainda a necessidade de avaliar correctamente o comportamento dos enrocamentos de protecção em que os problemas de durabilidade são de grande importância.

1.2.3.2 - REALIDADE PORTUGUESA

Em Portugal, a utilização de enrocamentos iniciou-se a partir de 1945. Os primeiros exemplos são as barragens de Vale do Gaio e Pego do Altar, esta última com 56 m de altura e possuindo a montante uma cortina metálica. Posteriormente, a partir de 1955, construiu-se a barragem de Paradela com 110 m de altura acima do leito do rio e, alguns anos mais tarde (1964), a barragem de Vilar com uma tecnologia semelhante à de Paradela. Todas as barragens referidas foram construídas com enrocamentos lançados. No que se refere ao perfil tipo das barragens de Pego do Altar e de Paradela, à data da sua construção tratava-se das soluções, no seu tipo, mais altas a nível mundial.

Na barragem de Paradela, a estanqueidade é garantida por uma cortina de betão armado a montante, assente sobre um enrocamento arrumado (Fernandes et al., 1958). A técnica construtiva dos aterros de enrocamento lançado conduziu a uma estrutura pouco compacta e de elevada deformabilidade. Desse modo, quando da aplicação das cargas resultantes do primeiro enchimento, verificaram-se apreciáveis deslocamentos da cortina ao acompanhar a deformação do enrocamento subjacente. Estes deslocamentos foram responsáveis por deteriorações ocorridas nas juntas entre as lajes de betão armado com

importantes infiltrações através da cortina. Sousa et al. (1985) referem que as perdas de água verificadas obrigaram à execução de diversas reparações. Segundo Delgado Rodrigues (1985-a), o desconhecimento, naquela época, do comportamento mecânico dos enrocamentos poderá estar na origem da estagnação da tecnologia portuguesa num sector em que estava à beira de ser pioneira, e do qual era de esperar grande incremento dadas as razões geológicas particulares do nosso território. A figura F1.1 mostra a evolução estatística da construção de barragens de enrocamento em relação ao número total de barragens construídas, verificando-se que Portugal possui o mais baixo índice, embora com tendência para recuperar. Segundo Veiga Pinto (1987), ainda nos falta construir 40% das barragens para que se esgotem as possibilidades de novos aproveitamentos hidráulicos. Esta situação é marcadamente diferente da existente noutros países mais industrializados onde esta possibilidade se encontra praticamente esgotada.

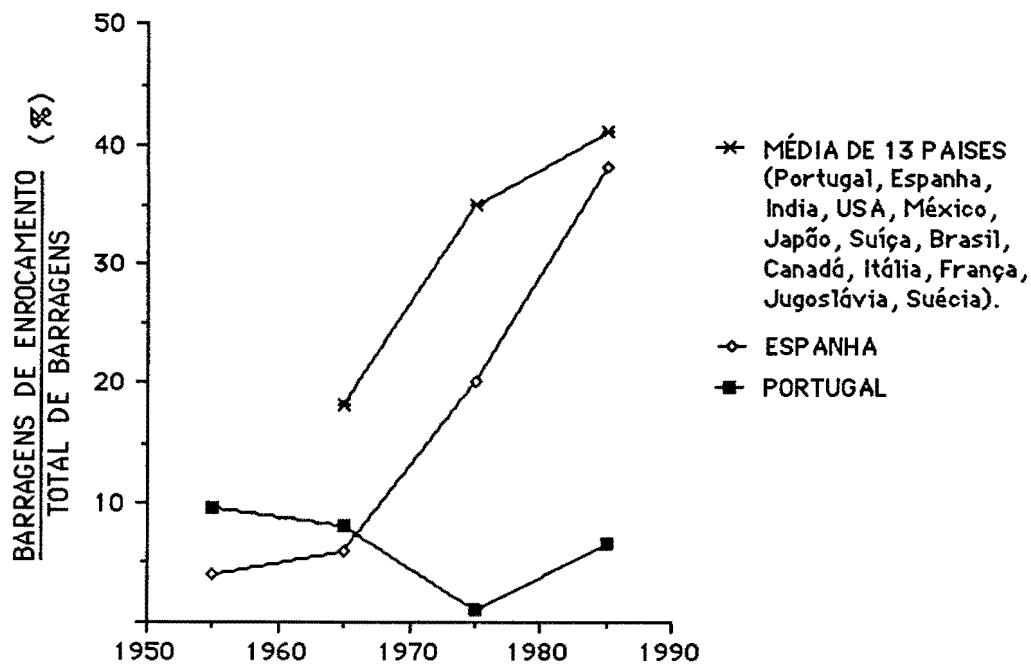


Fig. F1.1 - Evolução estatística da construção da barragens de enrocamento (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1988).

No nosso país, a investigação aplicada no domínio dos materiais de enrocamento começou a desenvolver-se no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) a partir de 1976, nomeadamente pelo projecto e construção de equipamento de ensaio de elevada dimensão (Veiga Pinto, 1983). Os novos conceitos foram então aplicados à construção da barragem de Beliche, onde foram empregues xistos no corpo da barragem e grauvaques nos enrocamentos de protecção.

Presentemente encontram-se em construção a barragem da Apartadura, em que se utilizam dolomias do Devónico, e a barragem do Lagoacho na Serra da Estrela, em que se utilizam materiais graníticos. Em fase de arranque está a barragem de S. Domingos junto a Peniche, em que se utilizam calcários. Está previsto para breve a construção de outras barragens, como sejam, a barragem de Odeleite com xistos e grauvaques e a barragem de Castelo de Paiva com granitos.

O presente trabalho surge num panorama em que se prevê um grande incremento na construção de barragens de enrocamento compactado, pelo que procuramos apresentar alguns aspectos em que a geologia de engenharia pode, e deve, contribuir para o estudo, projecto e execução deste tipo de estruturas.

Capítulo 2

**ACERCA DOS MÉTODOS DE ESTUDO
E DAS TÉCNICAS DE ENSAIO**

2 - ACERCA DOS MÉTODOS DE ESTUDO E DAS TÉCNICAS DE ENSAIO

Neste capítulo procuramos apresentar as principais etapas de estudo e a metodologia seguida para a construção das barragens de enrocamento, bem como os ensaios utilizados na caracterização dos fragmentos rochosos e no estudo dos materiais granulares e, ainda, alguns aspectos sobre as técnicas construtivas.

2.1 - ESTUDO DE UMA BARRAGEM DE ENROCAMENTO

2.1.1 - GENERALIDADES

Tendo em conta as características do presente trabalho, será dada ênfase aos aspectos ligados ao estudo das barragens de enrocamento. No entanto, como referem Wilson e Marsal (1979), só depois de se efectuarem diversos estudos preliminares, tais como a prospecção do local, ensaios de laboratório e análises de engenharia, é que se decide quanto ao local e ao tipo básico da barragem a construir. Diversos aspectos governam a escolha do tipo de estrutura, mas considerando factores de segurança comparáveis e adequados, o aspecto decisivo é a economia. Segundo Pircher (1982), os factores mais determinantes para a escolha do tipo de barragem são as condições de fundação, caracterizadas pela topografia do local da barragem e pela estrutura geológica.

O momento a partir do qual se começa a efectuar a prospecção para uma barragem de enrocamento não é fácil de estabelecer, pois cada barragem é um caso único. Se para muitos locais a decisão quanto à construção de um enrocamento surge logo na fase inicial dos estudos, para outros locais esta decisão vai apenas acontecer durante a elaboração dos estudos para o projecto de execução. Esta última situação ocorreu na barragem de

Sallente (Serrano, 1982-a) após a prospecção exaustiva ter detectado condições de fundação deficientes, em especial devido à existência de uma depressão com um enchimento espesso de origem glacial, que tornavam muito dispendiosa a construção de uma barragem de gravidade em betão, sendo em alternativa escolhida uma solução de enrocamento.

2.1.2 - METODOLOGIA DE ESTUDO

A contribuição da Geologia de Engenharia para a construção de barragens de enrocamento estende-se desde os estudos geológicos e geotécnicos do local da barragem, albufeira, pedreiras ou manchas de empréstimo até a caracterização pormenorizada dos materiais rochosos e à interpretação do comportamento dos enrocamentos e fundações.

Para cada obra, os estudos a efectuar até a escolha definitiva do tipo de estrutura vão essencialmente depender das condições locais. A metodologia correntemente seguida no estudo de um local de barragem tem sido apresentada por diversos autores (Neiva, 1957; 1982; Oliveira, 1979; Gharthey, 1981; GTAEAA, 1982; Pircher, 1982; Rampon, 1986). Apesar dos nos aspectos gerais podemos considerar que a prospecção é semelhante para a maioria dos locais, o Comité Francês das Grandes Barragens (CFGB, 1982-a) considera não existir um programa tipo de reconhecimento de um local de barragem, pois cada local é um caso particular que necessita de uma abordagem original.

Como refere Neiva (1982), a extensão e o pormenor do estudo geológico vão depender do tipo, altura e comprimento da barragem, das dimensões e importância do projecto e, muitas vezes, do valor que o projectista dá às condições geológicas desse projecto. Rampon (1986) considera que estudo geológico de uma barragem, se por um lado implica a necessidade de um grande rigor para permitir obter parâmetros susceptíveis de servir de termo de referência ou de comparação com outros projectos, por outro lado implica a necessidade de um conhecimento profundo das ciências da terra, e mesmo de uma certa intuição, de modo a corrigir, através da reflexão, os resultados dos cálculos, que em si mesmos correctos se podem afastar significativamente da realidade do meio natural. Nas barragens de pequenas dimensões, o estudo geológico vai ter uma enorme importância (Couturier, 1985) pois a construção de pequenas estruturas não é economicamente viável quando é necessário efectuar tratamento extensivo das fundações ou não existem materiais adequados à sua construção.

Com a realização da prospecção geotécnica pretende-se conhecer e compreender as características do terreno, de modo a garantir que o projecto, construção e operação da barragem sejam feitos com o máximo de economia, segurança e rentabilidade.

Segundo Oliveira (1979), na execução do plano de trabalhos de prospecção geotécnica, do local de implantação de uma barragem, devem ter-se em atenção as seguintes ideias de base :

"- O estudo deve ser conduzido por fases, correspondentes às diferentes fases do projecto, utilizando técnicas de reconhecimento, prospecção e ensaio progressivamente mais sofisticadas;

- Os resultados obtidos devem permitir o zonamento geotécnico do terreno de fundação;

- A segurança da barragem, no que se refere à sua fundação, depende para além das características de cada uma das zonas geotécnicas, da eventual presença de singularidades geológicas importantes e adversas."

Os objectivos a atingir são o conhecimento das condições litológicas, geomorfológicas, estruturais e hidrogeológicas do local onde vai ser construída a barragem, a determinação das propriedades mecânicas dos terrenos de fundação, o conhecimento das características dos materiais e o comportamento esperado para os enrocamentos. Na tabela T2.1 apresentamos resumidamente as principais actividades da geologia de engenharia nas diferentes fases do empreendimento.

De um modo geral inicia-se o estudo pela análise da geologia regional, executando-se um esboço geológico na maior escala existente, e que varia frequentemente entre 1/5000 e 1/25000.

As características sismotectónicas da área em que a barragem vai ser construída influenciam significativamente o projecto e eventualmente a localização da obra. A actividade sísmica regional está relacionada com a existência de falhas activas, necessitando de um estudo pormenorizado (Sherard et al., 1974; Oliveira, S., 1977; Conde, 1983; Santucci et al., 1987). Quando a barragem tem como fundação solos susceptíveis de liquefação, torna-se necessário estudar as características desses solos quando sujeitos a vibrações. Este assunto foi já por nós anteriormente abordado na perspectiva da geologia de engenharia (Quinta Ferreira, 1984).

Para a cartografia geológica pormenorizada do local da barragem e das suas imediações recorre-se a uma escala de preferência superior a 1/2000, conjuntamente com a execução de perfis geológicos representativos.

Tabela T2.1 - Principais actividades da geologia de engenharia nas fases do empreendimento (adaptado de Oliveira, 1979).

Fases do empreendimento	Principais actividades da Geologia de Engenharia	Tipo de documento
ESTUDO DE VIABILIDADE	<ul style="list-style-type: none"> - Estudo dos documentos geológicos existentes. - Interpretação de fotografia aérea e de satélite. - Reconhecimento geológico sumário do local. - Preparação do programa de prospecção preliminar. - Prospecção expedita. 	Relatório preliminar
ANTE-PROJECTO	<ul style="list-style-type: none"> - Reconhecimento geológico de superfície (continuação). - Prospecção geofísica (resistividade e sísmica de refração). - Prospecção mecânica (trincheiras, valas e sondagens). - Ensaios de laboratório. - Selecção da pedra e caracterização expedita dos materiais a usar no enrocamento. - Zonamento geotécnico e preparação do programa de prospecção complementar. 	Relatório provisório
PROJECTO	<ul style="list-style-type: none"> - Prospecção mecânica (continuação). - Cartografia geológica de síntese. - Ensaios de laboratório complementares. - Estudo pormenorizado dos materiais do enrocamento. - Aterros experimentais e definição das especificações de construção. - Ensaios de pedra. - Ensaios de impermeabilização da fundação. 	Relatório final
CONSTRUÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> - Cartografia geológica das superfícies de escavação. - Acompanhamento dos trabalhos de escavação e exploração da pedra. - Tratamento da fundação. - Ensaios de controlo de construção e do tratamento da fundação. 	Relatório suplementar
OPERAÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> - Interpretação dos resultados do programa de observação do comportamento (assentamentos, percolações, movimentos do terreno, deteriorações dos enrocamentos, etc.). 	

Os métodos geofísicos são usados basicamente para se obter uma avaliação geral da estrutura do maciço de fundação, permitindo orientar a prospecção directa posterior. Os resultados da prospecção geofísica devem ser aferidos utilizando mais que um método geofísico ou de preferência integrando os resultados com outros métodos de prospecção geotécnica (Rodrigues e Esteves, 1987).

Após a interpretação dos trabalhos de prospecção, será possível efectuar o zonamento geotécnico do maciço de fundação. O zonamento resultará da análise de grande número de valores, conferindo-lhe um significado estatístico, facilitando a interpretação das características das diferentes zonas geotécnicas e consequentemente da fundação. Com base no zonamento geotécnico, é possível realizar um pequeno número de ensaios de

caracterização, para cada zona, pois consideram-se os seus resultados representativos da média nessa zona.

A análise e interpretação dos resultados, à medida que os trabalhos são executados, permite otimizar o programa de prospecção, podendo mesmo, por razões de eficiência, aconselhar a alteração do programa inicialmente proposto.

No relatório final são abordados os aspectos relevantes para a obra. Analisando todos os resultados obtidos e as características da obra, são definidas a profundidade de escavação da fundação ou os critérios de escavação, o tipo de tratamento da fundação, fazendo-se ainda referência aos problemas ou dificuldades previsíveis na execução da obra. Quanto aos materiais a utilizar na construção dos enrocamento, é abordada a sua localização, as suas propriedades físicas e mecânicas e as especificações de construção com base nos resultados obtidos nos aterros experimentais.

2.1.3 - BREVE COMENTARIO ÀS TÉCNICAS DE RECONHECIMENTO

As técnicas de reconhecimento mais utilizadas no estudo das barragens de enrocamento são bem conhecidas, dispensando a sua apresentação. Além disso estas técnicas são na sua generalidade comuns a outros trabalhos de prospecção geotécnica, não sendo específicas a este tipo de estrutura.

Para além das técnicas que podemos apelidar de clássicas, outras têm vindo a ter aplicação crescente no estudo de barragens. Na prospecção mecânica destacam-se as sondagens com o registo contínuo dos parâmetros de sondagem e as sondagens destrutivas utilizadas conjuntamente com as diagrfias (CFGB, 1982-b). O registo contínuo dos parâmetros de sondagem permite a obtenção rápida e precisa da características e qualidade do terreno atravessado. Esta técnica foi utilizada no estudo dos grés pouco consolidados da fundação do apoio direito da barragem de Itiyuro na Argentina, após se ter verificado um acidente devido ao abatimento do enrocamento num comprimento de 20 m e com igual profundidade, em resultado do abatimento de uma caverna de enormes proporções criada pela erosão interna regressiva dos grés (Siegrist e Tobio, 1986).

As sondagens destrutivas utilizadas conjuntamente com as diagrfias, em certos casos particulares como por exemplo em depósitos de vertente, moreia ou rochas fissuradas, chegam a dar melhores informações que as sondagens carotadas que destroem os horizontes não consolidados (CFGB, 1982-b). Esta última técnica, devido à sua grande divulgação, é hoje considerada quase de rotina.

Os métodos geofísicos são dos que mais se têm desenvolvido, em particular devido aos avanços da electrónica e ainda devido à possibilidade de utilização de computadores de grande capacidade na interpretação de grandes volumes de resultados (CFGB, 1982-b; Rodrigues e Esteves, 1987).

Os métodos sísmicos têm sofrido grandes desenvolvimentos, nomeadamente a sísmica de reflexão (Rodrigues e Fonseca, 1986) e a sísmica directa (Rodrigues e Esteves, 1987). Na definição de pormenor da estrutura interna do terreno, a tomografia sísmica (Pessoa e Rodrigues, 1989) tem-se revelado da maior utilidade; por exemplo na barragem de Grand-Maison foi utilizada com sucesso entre furos de sondagem, para detectar a presença de um "sillon" glacial estreito e difícil de localizar (CFGB, 1982-b).

Na prospecção superficial os métodos electromagnéticos, tais como o VLF, que permite determinar a resistividade do terreno até 50 ou 60 m de profundidade (CFGB, 1982-b), têm apresentado resultados encorajadores (Chamon et al., 1986).

A gravimetria pode ser utilizada no estudo de cavidades, havendo igualmente a tentativa de utilizar os métodos eléctricos (polo-dipolo) para este fim. O radar apresenta interesse crescente como alternativa à fotografia aérea ou mesmo à imagem de satélite, sendo particularmente útil em zonas em que as condições meteorológicas prejudicam o uso da fotografia aérea ou o denso arvoredado impossibilita a observação do terreno.

O recurso aos métodos de prospecção indirecta não dispensa a utilização dos processos clássicos de reconhecimento, como por exemplo as sondagens carotadas, de modo a poderem-se aferir as informações e validar os modelos em que se baseia a interpretação.

2.2 - ESTUDO DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO

O conhecimento do tipo litológico, da mineralogia, da textura e da estrutura do maciço podem contribuir para um melhor entendimento das propriedades dos materiais de enrocamento. O estudo aprofundado requer a realização de ensaios para a determinação de propriedades índice, bem como a determinação das características de resistência e de durabilidade dos materiais rochosos. Quanto aos enrocamentos, torna-se necessário analisar as propriedades mecânicas, a granulometria, o índice de vazios, os pesos volúmicos e a fracturação dos grãos, de entre os parâmetros principais. Para a obtenção da resistência ao corte e da deformabilidade dos enrocamentos, recorre-se à execução de ensaios laboratoriais

em câmaras de grande diâmetro de modo a reproduzir as condições que irão existir no enrocamento.

2.2.1 - MINERALOGIA E GEOQUIMICA

O tipo litológico, apesar de não ser um dos factores mais condicionantes no comportamento dos materiais de enrocamento (Veiga Pinto, 1978; Narvaez, 1980), é sem dúvida de grande importância, pois, por si só, fornece apreciável contributo para a sua caracterização. A simples referência ao tipo litológico encerra em si mesma informação significativa, pois dizer que se trata de um calcário, de um granito ou de um xisto transmite de imediato conceitos importantes com um significado particular para cada tipo de rocha.

No estudo da mineralogia utilizam-se correntemente as técnicas mais simples, como a observação das amostras de mão e a microscópica em lâminas delgadas, recorrendo-se, quando necessário, a outras técnicas menos expeditas, como por exemplo os raios X, ou, ainda, o microscópio electrónico que, por exemplo, é utilizado por Samalíková (1986) no estudo dos minerais argilosos presentes nos materiais de enrocamento. Na caracterização petrográfica é importante a textura, a existência de megacristais, o tamanho médio dos cristais, a forma e as percentagens dos minerais constituintes e o seu estado de alteração.

A composição química de um determinado tipo de rocha pode variar em resultado de diferenças na composição mineral durante a sua formação ou em resultado da adaptação dos minerais constituintes, e da rocha como um todo, às novas condições físico-químicas a que fica sujeita após a sua formação. Nas rochas ígneas, a alteração provoca variações na composição química e a diminuição das propriedades mecânicas. Noutros tipos de rochas, como por exemplo as rochas carbonatadas, os fenómenos predominantes são a solubilização e a reprecipitação dos carbonatos.

A determinação da composição química é efectuada sobre a amostra média reduzida a pó. Os métodos analíticos utilizados no estudo geoquímico são apresentados no Anexo 1. A informação da análise química pode ser usada com diferentes finalidades, permitindo, por exemplo, a classificação da rocha, como aconteceu com as dolomias da Apartadura, ou possibilitando o estudo da evolução química durante a alteração no caso das rochas ígneas.

2.2.2 - ENSAIOS REALIZADOS SOBRE PROVETES ROCHOSOS

2.2.2.1 - POROSIDADE E PESOS VOLUMICOS

A porosidade das rocha tem uma importância variável consoante o tipo litológico e a aplicação pretendida. Nas rochas ígneas, o desenvolvimento da porosidade encontra-se geralmente associado ao aumento da alteração e da tectonização. Nas rochas sedimentares, a origem clástica ou química, as condições de formação, os processos diagenéticos e a tectónica vão condicionar de modo diverso a porosidade da rocha. Sendo sabido que a porosidade influencia o comportamento das rochas, só o conhecimento pormenorizado em cada litotipo permite avaliar a sua influência no comportamento da rocha.

O processo de formação das rochas graníticas a partir da consolidação de um magma, com variações de temperatura e de pressão muito lentas, permite a formação de uma rocha holocristalina em que os minerais de cristalização mais tardia (feldspato potássico e quartzo) ocupam os espaços entre os minerais de cristalização precoce (plagioclase e biotite). Deste modo, forma-se uma rocha compacta, em que os minerais se apresentam perfeitamente interligados, não possuindo vazios quer do tipo poro quer do tipo fissura. O aparecimento de vazios é consequência da evolução da rocha devido a acções térmicas, mecânicas ou químicas. Podemos pois avaliar as modificações sofridas pela rocha determinando algumas propriedades índice que são influenciadas por aquelas perturbações, nomeadamente o teor de água de absorção no vácuo (W), a porosidade total (n), os pesos volúmicos aparente seco (γ_d) e saturado (γ_{sat}). Na determinação destas propriedades seguiu-se o procedimento nº 3 da ISRM (1981, pg. 84), baseado na saturação das amostras no vácuo e em pesagens hidrostáticas.

2.2.2.2 - DETERMINAÇÃO DA FISSURAÇÃO

O estudo da fissuração das rochas permite compreender melhor o seu comportamento (Kranz, 1983), pois o aumento da fissuração faz crescer a porosidade, a permeabilidade e a deformabilidade, diminuindo a resistência (Calleja e Montoto, 1982; Calleja et al., 1982) e a velocidade de propagação das ondas elásticas (Perami, 1971; Delgado Rodrigues, 1982). A título de exemplo, Fourmaintraux (1976) refere que um volume de 2% de vazios do tipo fissura provoca uma diminuição de resistência de 50% num granito, enquanto que a mesma perda de resistência é obtida com cerca de 20% de poros para uma rocha sedimentar como um calcário ou grés.

Diversos autores têm procurado descrever o estado de fissuração das rochas a partir de ensaios não destrutivos. Walsh (1965) e Morlier (1971) utilizam as variações volumétricas do ensaio de compressibilidade para determinar a porosidade de fissura. Morlier (1971) utiliza ainda o ensaio de permeabilidade ao gás para calcular a espessura média das fissuras. A velocidade de propagação das ondas elásticas tem igualmente servido para determinar indirectamente a fissuração das rochas (Tourenq e Fourmaintraux, 1971, 1974; Fourmaintraux, 1975-a, b; Denis et al., 1979; Delgado Rodrigues, 1982).

Diversos autores têm recorrido à fissuração artificial das rochas como meio de melhor entender os fenómenos de fissuração, para o que têm sido usados processos mecânicos (Perami, 1971) ou térmicos (Perami, 1971; Delgado Rodrigues, 1982).

A observação das microfissuras, inicialmente efectuada com o microscópio óptico após a impregnação da amostra com um corante, deu lugar à utilização do microscópio electrónico (SEM) com maior poder de ampliação e de resolução. O microscópio electrónico é actualmente utilizado para estudar a fissuração natural ou induzida térmicamente, por exemplo quando da aplicação de tensões (Batzle et al., 1980), sendo por vezes as observações relacionadas com outros ensaios, como as velocidades de propagação das ondas elásticas (Hadley, 1976; Kowallis e Wang, 1983). Hadley (1976) efectua a medição do comprimento e abertura das fissuras, em granito intacto e em granito fissurado mecânicamente, com o auxílio do microscópio electrónico. Efectua ainda a comparação entre as velocidades de ondas elásticas medidas nas amostras intactas e as velocidades calculadas a partir dos valores da fissuração e porosidade observados, tendo concluído que, mesmo com um estudo cuidado com o microscópio electrónico, é possível não observar grande número de fissuras.

a) Rochas graníticas

As pressões e temperaturas existentes durante a formação da rocha são significativamente maiores que as observadas à superfície da crosta. O processo de afloramento das rochas plutónicas implica o desmantelamento, por erosão, das massas rochosas próximo da superfície com a gradual diminuição das cargas. Quanto à temperatura, a sua diminuição processa-se também de um modo lento e gradual. Como consequência destas variações, terá que haver uma adaptação dos minerais e da rocha, como um todo, às novas condições de pressão e temperatura.

Como se pode observar na tabela T2.2, os principais minerais das rochas graníticas exibem coeficientes de compressibilidade e de dilatação bastante diferentes. O quartzo é pouco compressível, e dificilmente clivável, possuindo um coeficiente de

dilatação térmica elevado em relação aos feldspatos, que são menos deformáveis elásticamente e mais plásticos.

Tabela T2.2 - Coeficientes de dilatação cúbica e de compressibilidade dos minerais essenciais do granito (Perami, 1971, pg. 19).

COEFICIENTES	MINERAIS			
	Quartzo	K-Feldspato	Oligoclase	Albite
de dilatação cúbica por °C (de 0 a 100°C) (x 10 ⁻⁶)	34	14	12	18
de compressibilidade por kg/cm ² (x 10 ⁻⁶)	2,7	2,12	1,74	2,02

As diferenças de dilatação ou de contração nos limites intercristalinos são, em valor absoluto, bastante maiores nas rochas com textura porfiróide e de grão grosseiro que nas rochas de grão fino. A associação entre o quartzo e os feldspatos, com propriedades muito distintas, é a principal condicionante da heterogeneidade mecânica dos granitos, dado que os restantes minerais ocorrem em proporções bastante pequenas. Nos feldspatos o limite de elasticidade e a rotura são atingidos primeiro que no quartzo. As dilatações e contrações diferenciais vão provocar o aparecimento de microfissuras intercristalinas (microfissuração primária) na rocha inicialmente não fissurada.

No entanto, há outros fenómenos ligados com a tectónica que podem originar uma microfissuração secundária, que tende a ser particularmente intensa junto às falhas. A ocorrência de uma falha resulta da libertação de tensões que se encontravam acumuladas na rocha. Como já referimos, a resposta dos minerais aos elevados estados de tensão varia de acordo com a sua compressibilidade. Em resultado, junto às falhas, criam-se zonas intensamente fissuradas nas quais a circulação de fluidos se encontra facilitada, quer ao longo da descontinuidade que constitui a falha quer no interior da massa rochosa em virtude da sua intensa fissuração. O aumento da circulação de fluidos permite uma maior troca iónica, incrementando a alteração.

b) Rochas carbonatadas

A diversidade de características que as rochas carbonatadas podem apresentar levam-nas a comportamentos diferentes face à fissuração.

Nas rochas carbonatadas essencialmente porosas, de que são exemplos os calcários e as dolomias microcristalinas, a fissuração tem um papel relativamente pequeno

comparativamente a outras rochas carbonatadas cristalinas como os mármore. Nas rochas essencialmente porosas, os processos de formação proporcionam o aparecimento de poros, além de que a pequena dimensão dos cristais não favorece a criação de fissuras. Nas rochas cristalinas os fenómenos de fissuração já apresentam um papel de relevo, que aumenta com o tamanho dos cristais.

Nos calcários, apesar de serem monominerálicos, a acentuada anisotropia térmica e mecânica da calcite torna-os particularmente microfissuráveis (Perami, 1971). A dolomite apresenta uma anisotropia menor que a calcite, bem como menores coeficientes de dilatação e de compressibilidade.

c) Fissuração térmica

No presente trabalho apenas foi efectuada a fissuração térmica de granitos. Nestas rochas, os diferentes coeficientes de dilatação dos principais minerais constituintes (Tabela T2.2) permitem facilmente microfissurar a rocha pela acção da temperatura. À semelhança do que fizeram autores como Perami (1971) e Delgado Rodrigues (1983), utilizámos este método expedito para avaliar a influência da fissuração nalgumas propriedades dos granitos.

Para garantir uma distribuição uniforme da temperatura durante o aquecimento das amostras, utilizámos uma estufa ventilada, pois a existência de zonas diferentemente aquecidas implicaria uma fissuração heterogénea das amostras e a dificuldade de saber qual a temperatura que efectivamente foi responsável pela fissuração. Durante a fase de aquecimento, a temperatura foi elevada gradualmente até ao patamar pretendido, mantendo-se depois constante durante uma hora. O abaixamento da temperatura foi também feito de um modo lento e gradual. Deste modo procurámos evitar choques térmicos na amostra, cujos efeitos seriam difíceis de quantificar. No final da fase de arrefecimento, quando a temperatura já era inferior a 100°C, transferimos a amostra para um exsiccador, sendo ensaiada pelas técnicas usuais depois de atingir a temperatura ambiente.

d) Determinação indirecta da fissuração

Para a determinação indirecta da fissuração têm sido bastante utilizadas as velocidades de propagação das ondas elásticas (ultrassons), que permitem calcular o índice de fissuração da rocha (Delgado Rodrigues, 1982), e que, conjuntamente com a porosidade, permitem determinar a porosidade de fissura (Tourenq e Fourmaintraux, 1974; Fourmaintraux, 1975-a; b). Com esta finalidade, Tourenq et al. (1971) elaboraram um índice de qualidade (IQ), que Denis et al. (1979) modificaram para índice de continuidade (IC). Baseando-se nos mesmos princípios, mas, utilizando um cálculo mais elaborado, Delgado

Rodrigues (1982) propõe o índice de fissuração (IF). Para o cálculo de qualquer dos índices referidos utiliza-se como referência a velocidade de propagação das ondas elásticas, calculada para uma rocha ideal que teóricamente está isenta de vazios de acordo com a teoria exposta por Aleksandrov et al. (1968). Segundo estes autores, pode calcular-se o valor máximo de uma característica elástica num agregado de minerais considerando o somatório dos produtos do volume de cada componente mineral (moda) pelos valores do parâmetro médio de cada mineral.

Para o cálculo dos índices utilizámos as fórmulas seguintes:

- Índice de fissuração (IF) (Delgado Rodrigues, 1982)

$$IF = \sqrt{\frac{(V_{Lc}-V_{Lsat})^2 + (V_{Lc}-V_{Lsec})^2}{(V_{Lc}-1500)^2 + (V_{Lc}-340)^2}} \times 100 \quad [\text{Eq. E2.1}]$$

- Índice de qualidade (IQ) (Tourenq et al., 1971)

$$IQ = \frac{V_{Lsec}}{V_{Lc}} \times 100 \quad [\text{Eq. E2.2}]$$

sendo:

V_{Lc} - velocidade teórica calculada para as ondas longitudinais;
 V_{Lsat} - velocidade medida para as ondas longitudinais com a amostra saturada
 V_{Lsec} - velocidade medida para as ondas longitudinais com a amostra seca;
 1500 e 340 - são respectivamente a velocidade de propagação das ondas elásticas na água e no ar.

Tourenq et al. (1971) referem que se pode determinar a contribuição da fracção poros (np) e fissuras (nf) para a porosidade total (n) efectuando a sua decomposição gráfica com base no índice de qualidade (IQ) e na porosidade total (Fig. F4.7, cap. 4). O índice de qualidade também se pode calcular para a amostra saturada (IQ_w), bastando substituir V_{Lsec} por V_{Lsat} na equação. Quanto ao índice de fissuração (IF), utilizam-se no mesmo cálculo as velocidades secas e saturadas.

2.2.2.3 - PERMEABILIDADE AO AR E EXPANSIBILIDADE

A determinação da permeabilidade ao ar permite saber da existência de fissuras e se elas são intercomunicantes, enquanto que a determinação da expansibilidade permite avaliar da presença de minerais argilosos expansivos através das deformações lineares que a rocha sofre quando em presença da água. O tipo e quantidade de minerais argilosos presentes na rocha condicionam o seu comportamento. As esmectites apresentam grande capacidade de adsorção, de que resultam tensões de expansão elevadas, enquanto que, por

exemplo, nas caulinites estes valores são comparativamente pequenos. A determinação da expansibilidade permite avaliar o efeito global resultante da adsorção de água pelos minerais argilosos contidos na rocha, independentemente dos tipos e quantidades presentes. A permeabilidade da rocha influencia a velocidade de expansão, pois quanto mais porosa e fissurada é a amostra mais rapidamente a água penetra no seu interior.

O aparelho e a técnica utilizada na determinação da permeabilidade ao ar encontram-se descritos em Oliveira e Graça (1968). A técnica e o aparelho propostos para a execução do ensaio de expansibilidade foram apresentados por Nascimento et al. (1968). O procedimento do ensaio encontra-se hoje normalizado pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1981). No presente trabalho optamos por considerar como resultado do ensaio o valor da expansibilidade medida ao fim de 48 horas de embebição, sendo os resultados apresentados pela variação linear expressa pelo quociente entre a variação de comprimento resultante da embebição (ΔL) e o comprimento inicial (L_0).

2.2.2.4 - DETERMINAÇÃO DA RESISTENCIA

2.2.2.4.1 - Introdução

O comportamento dos enrocamentos é grandemente influenciado pela resistência e qualidade dos materiais empregues, se bem que seja possível construir obras de enrocamento com quase todos os tipos de rocha desde que a técnica construtiva seja adequada.

De entre os ensaios correntemente utilizados para a determinação da resistência de amostras de rocha intacta, referimos o ensaio de compressão triaxial, o de compressão uniaxial, o ensaio de tracção uniaxial e o ensaio de carga pontual. Com o ensaio de compressão triaxial é possível obter a tensão de rotura, o módulo de elasticidade ou de Young (E), que é a relação entre a tensão axial e a deformação axial, o coeficiente de Poisson (ν), que é a relação entre a deformação transversal e a deformação axial, e o ângulo de atrito interno (ϕ) para um dado estado de tensão. Dos ensaios uniaxiais (compressão e tracção) podemos obter os parâmetros atrás referidos, à excepção do ângulo de atrito interno. O ensaio de carga pontual permite obter um índice de resistência (I_s), que é função da resistência à tracção da rocha e se pode relacionar com a tensão de rotura, para o mesmo material, obtida em compressão uniaxial.

Para a finalidade do nosso trabalho, os ensaios de compressão triaxial não apresentam interesse por serem dispendiosos e de execução delicada, podendo facilmente ser substituídos por ensaios mais expeditos que nos permitem determinar com suficiente

rigor as características de resistência da rocha. Quanto à determinação da resistência à tracção uniaxial, Rocha (1981) refere que uma das razões pela qual o comportamento em tracção uniaxial tem sido pouco estudado é a dificuldade de realização do ensaio, pois é necessário ligar os extremos do provete à máquina e garantir a centragem das forças. Um método indirecto para determinar a resistência à tracção é o ensaio brasileiro, em que se aplica uma compressão ao longo de duas geratrizes opostas de um cilindro. Este processo de aplicação das forças vai impor a secção de rotura, ao passo que no ensaio de tracção uniaxial a rotura ocorre pela secção mais frágil da amostra, o que poderá justificar que os valores obtidos no ensaio brasileiro sejam superiores e apresentem menor dispersão que no ensaio de tracção (Rocha, 1981). Segundo este autor, a resistência à tracção uniaxial é frequentemente da ordem dos 5 a 10% da resistência à compressão. A orientação de superfícies de menor resistência, como a laminação ou descontinuidades, tem grande influência na resistência à tracção, que pode mesmo ser quase nula quando a tracção é aplicada próximo de 90° dessas superfícies.

Para os ensaios a que fizemos referência, é necessário utilizar provetes de forma regular, enquanto que os enrocamentos são constituídos por fragmentos rochosos de forma irregular que, segundo Atraghji (1972), sofrem essencialmente rotura por tracção. Por conseguinte, para a determinação da resistência dos fragmentos constituintes dos enrocamentos é importante executar técnicas de ensaio que se aproximem do modo como os fragmentos são solicitadas. Os ensaios em que se utilizam fragmentos irregulares, como o ensaio de esmagamento ou o ensaio de carga pontual sobre fragmentos irregulares, permitem ensaiar amostras com formas semelhantes às encontradas nos enrocamentos, fornecendo, no entanto, resultados mais dispersos que os ensaios sobre provetes regulares, o que obriga à obtenção de maior número de resultados de modo a determinar-se um valor médio fiável. O ensaio de esmagamento é especificamente utilizado para a determinação da resistência dos fragmentos constituintes dos enrocamentos, permitindo ainda determinar a variação da resistência em função do tamanho dos fragmentos. Hobbs (1963) verificou que a resistência de provetes de formas irregulares diminui com o aumento do tamanho dos fragmentos.

Encontram-se números trabalhos onde é abordada a influência que têm diversos factores, como a composição mineralógica, a textura (Onodera e Kumara, 1980), o grau de alteração (Onodera et al., 1974; Baudracco et al., 1982; Calleja et al., 1982) e as condições de ensaio (Panet, 1976), nas propriedades mecânicas das rochas. A porosidade influencia a resistência e a deformabilidade, pelo que deve ser sempre determinada de modo a complementar a informação obtida. As forças de compressão tendem a fechar as fissuras, e, assim, quanto mais intensa fôr a fissuração da rocha menor tenderá a ser o módulo de elasticidade e mesmo a resistência. A resistência tende também a diminuir com o aumento

do teor em água, admitindo-se que a água tem um papel importante na propagação das fissuras. A resistência das rochas varia ainda com o tempo sob carga constante (fluência), mas este parâmetro não é geralmente avaliado sobre provetes rochosos por ser de execução demorada e dispendiosa. Na caracterização das amostras granulares dos enrocamentos, utilizando câmaras de grandes dimensões, já é frequente a realização de uma fase de fluência que pode fornecer alguma informação sobre a reologia do enrocamento.

2.2.2.4.2 - Compressão uniaxial

a) Generalidades

O ensaio de compressão uniaxial é seguramente o ensaio mecânico directo mais corrente, permitindo uma medida simples da resistência da rocha, submetendo as amostras a uma carga axial. A velocidade de propagação das ondas elásticas é por vezes utilizada na tentativa de estimar a resistência à compressão ou mesmo o módulo de Young (Inoue e Ohomi, 1981).

As condições de ensaio, nomeadamente o teor em água, a velocidade de aplicação da carga, a forma e a dimensão das amostras são alguns dos factores que condicionam a resistência. Em diversos trabalhos podemos encontrar uma abordagem pormenorizada dos vários aspectos referentes ao ensaio (Hawkes e Mellor, 1970; Houpert, 1974; 1979; Mandzic, 1979; Calleja et al., 1982; Turk e Dearman, 1986).

Para a execução do ensaio recomenda-se uma relação L/D (L - comprimento; D - diâmetro) entre 2 e 2,5, de modo a evitar que a distribuição de tensões condicione a resistência da amostra. O procedimento que utilizámos na preparação das amostras para ensaio encontra-se descrito no Anexo 2-a.

Para o nosso trabalho apresenta grande interesse conhecer as possíveis relações entre a resistência dos provetes com formas regulares e a resistência dos fragmentos irregulares que constituem os enrocamentos. Protodyakonov et al. (1960) obtiveram para a relação entre a resistência de espécimes de formas irregulares e espécimes de formas regulares a equação:

$$I_c = 0,19 q \quad \text{[Eq. E2.3]}$$

em que:

- I_c - resistência de provetes irregulares, definida pela carga de rotura dividida pela secção máxima do provete;
- q - resistência do provete com formas regulares.

b) Prensa rígida

Na compreensão do comportamento mecânico dos materiais rochosos é importante conhecer o modo como se processa o fenómeno de rotura. Nos ensaios de caracterização mecânica são correntemente utilizados equipamentos em que, após o início da rotura, esta prossegue bruscamente devido à libertação da energia elástica armazenada pelo aparelho. Nos enrocamentos, após se ter atingido a tensão de rotura de um fragmento rochoso, ocorre a redistribuição das tensões pelos fragmentos próximos, de modo a suportarem as cargas existentes e, mesmo depois de se ter ultrapassado a resistência máxima do material, este continua a suportar tensões inferiores à de rotura. Enquanto nos ensaios de compressão uniaxial convencionais não é possível analisar o comportamento da rocha após a tensão de rotura, devido à sua fragmentação e perda total de resistência, nas prensas rígidas, ou seja aquelas em que a taxa de deformação se mantém constante mesmo com a diminuição da reacção da amostra, é possível registar e analisar a curva tensão-deformação, associada à rotura progressiva, e estudar o verdadeiro comportamento reológico do material.

Numa prensa rígida, o tipo de rotura, violenta ou progressiva, vai depender da rigidez relativa da máquina e do provete (Hudson et al., 1972; Brady e Brown, 1985) e das características particulares do material que constitui o provete. O processo de rotura é estável quando é necessário fornecer energia ao provete para que a rotura prossiga, e instável quando é necessário subtrair energia do provete para evitar o seu colapso violento (Ferrer, 1986). Geralmente, numa máquina servo-controlada, faz-se actuar o fluido hidráulico sobre ambas as faces do pistão que, em consequência, se move, aplicando ou removendo carga ao provete de modo a obter-se uma velocidade de deslocamento constante e antecipadamente programada. O sistema deverá ter um tempo de resposta muito curto para evitar a rotura explosiva da amostra, mantendo a velocidade de deformação constante.

Na Fig. F2.1 apresentamos o diagrama esquemático da curva tensão-deformação para uma rocha cristalina de elevada resistência, ensaiada numa prensa rígida, podendo-se considerar três fases distintas: na primeira fase (I), o declive da curva cresce com o aumento da tensão; a segunda fase (II) corresponde ao troço médio da curva, e caracteriza-se pela existência de uma relação aproximadamente linear entre a tensão e a deformação; a terceira fase (III) inicia-se com a diminuição do declive da curva à medida que a tensão se aproxima da resistência à rotura da rocha. O ponto máximo da curva (ponto A) corresponde ao limite de resistência à rotura do material. Após ultrapassar o pico, a amostra continua a deteriorar-se devido à fissuração interna, originando o ramo final da curva representado a ponteadado na figura.

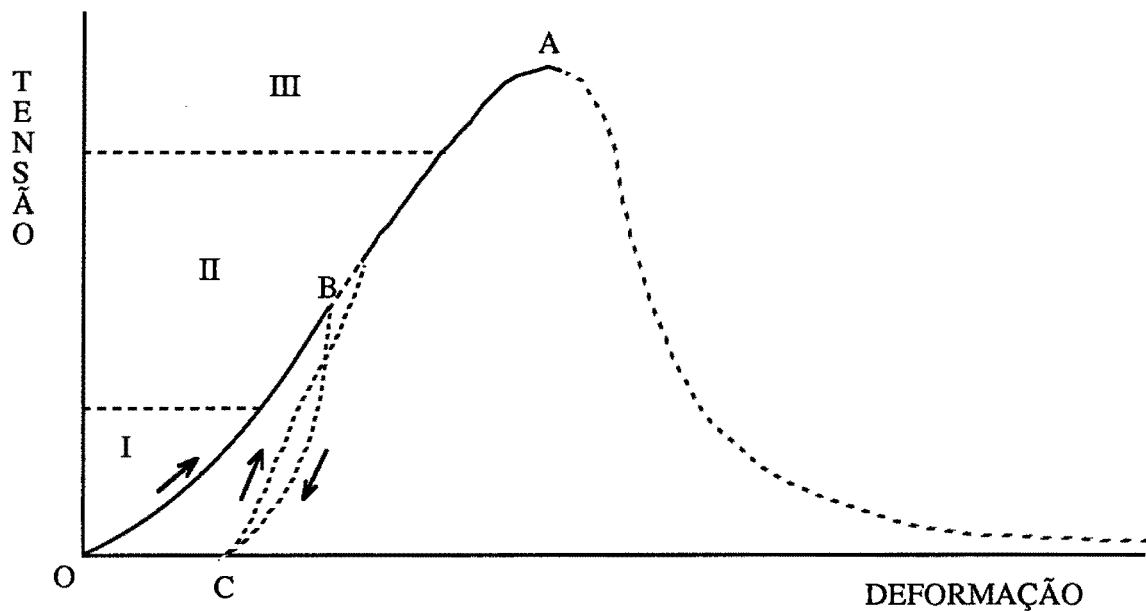


Fig. F2.1 - Diagrama esquemático da relação tensão-deformação para rochas ensaiadas à compressão uniaxial numa prensa rígida (Hawkes e Mellor, 1970).

Com base na morfologia da curva tensão-deformação, Houpert (1974 e 1979) considera três grupos de comportamento à rotura: 1 - no primeiro grupo engloba as rochas cuja rotura nunca é violenta, podendo ser controlada até cargas praticamente nulas (comportamento dúctil); 2 - no segundo grupo engloba as rochas com um comportamento progressivo ou mesmo violento (frágil-dúctil) em que, na maioria dos casos, a rotura, mesmo quando progressiva, não pode ser controlada até cargas nulas pois a amostra sofre primeiro ruína; 3 - no terceiro grupo engloba as rochas cuja rotura não pode ser controlada qualquer que seja a velocidade de deformação (comportamento frágil).

As curvas tensão-deformação permitem determinar, além da tensão de rotura (σ_r), a tensão de cedência (σ_y) e as deformações correspondentes à rotura (ϵ_r) e à cedência (ϵ_y). O ponto de cedência coincide com o ponto da curva em que deixa de haver proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação sofrida pela amostra (transição entre a fase II e III da Fig. F2.1).

c) Execução do ensaio

O ensaio de compressão uniaxial foi realizado quer numa prensa rígida quer numa prensa normal. A prensa rígida utilizada foi a prensa Instron existente no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em Lisboa, tendo sido nela executados todos os ensaios sobre as amostras de Paradela (Quinta Ferreira et al., 1987; Quinta Ferreira e Veiga Pinto, 1988).

Para as restantes amostras ensaiadas à compressão uniaxial, utilizou-se uma prensa não rígida.

Em diversas amostras, para além da resistência à compressão uniaxial, determinámos também o módulo de elasticidade. O coeficiente de Poisson foi apenas determinado para um pequeno número de amostras, pois não apresenta grande interesse para a compreensão do comportamento dos materiais rochosos empregues em enrocamentos. Sobre todas as amostras ensaiadas à compressão uniaxial, efectuámos previamente a determinação de algumas propriedades índice, utilizando técnicas de caracterização não destrutivas.

2.2.2.4.3 - Determinação da resistência em fragmentos irregulares

Na bibliografia encontrámos numerosas referências a diversas técnicas para a determinação da resistência de fragmentos rochosos irregulares. Estas técnicas vão desde a determinação da resistência ao esmagamento entre duas placas de metal, utilizando um único fragmento de rocha (Pigeon, 1969; Singh, 1981) ou utilizando três fragmentos simultaneamente (Marsal, 1969; Marsal e Resendiz, 1975), até o ensaio de carga pontual em que a força é aplicada a um fragmento rochoso por duas ponteiras cónicas (Protodyakonov, 1960; 1961; 1969; Broch e Franklin, 1972; ISRM, 1985; Guifu e Hong, 1986).

Em Portugal é prática corrente utilizar o ensaio de esmagamento (Marsal, 1969) na determinação da resistência dos fragmentos rochosos em função do seu tamanho, tendo-se procurado neste trabalho aplicar também o ensaio de carga pontual com o mesmo objectivo.

a) Ensaio de esmagamento

O comportamento dos materiais de enrocamento é muito condicionado pela fracturação dos elementos rochosos. Apesar de se poder estimar a qualidade dos materiais de enrocamento, quer visualmente quer através de propriedades índice, nenhum destes procedimentos permite avaliar a influência que a rotura dos blocos tem nas propriedades do enrocamento. Em condições semelhantes, a fracturação tende a aumentar nos materiais menos resistentes, que, para o mesmo tipo de rocha, geralmente correspondem aos materiais mais alterados ou fissurados. Por outro lado, a força susceptível de produzir a rotura de um fragmento no interior do enrocamento depende da resistência da rocha e das condições de tensão instaladas no enrocamento.

No ensaio de esmagamento submetem-se os elementos rochosos a condições de tensão que se procura sejam semelhantes às verificadas nos enrocamentos. O ensaio consiste

em aplicar uma força (F) através de uma placa de aço a três grãos de tamanhos sensivelmente iguais. A resistência ao esmagamento (P_a) calcula-se dividindo a força que origina a rotura do primeiro fragmento pelo menor número de contactos (N_c) dos fragmentos com a placa ($P_a = F/N_c$). Devido à dispersão dos resultados de fragmento para fragmento, efectua-se o ensaio sobre pelo menos 10 fragmentos rochosos com idênticas dimensões médias. Sabendo-se que o tamanho dos fragmentos influencia a resistência ao esmagamento, efectuam-se determinações de P_a para três dimensões médias diferentes. Marsal (1969) sugere que os resultados se podem expressar pela relação empírica dada pela expressão:

$$P_a = \eta d_m^\lambda \quad [\text{Eq. E2.4}]$$

sendo:

P_a = média da resistência ao esmagamento;
 d_m = dimensão média dos diâmetros dos fragmentos;
 η e λ = factores empíricos de correlação.

O parâmetro η varia geralmente entre 20 e 150, enquanto que λ pode assumir valores entre 1,2 e 2,2. Os seus valores reais são obtidos a partir de correlações dos dados laboratoriais. A resistência ao esmagamento é usualmente referida para uma dimensão média de 50 mm ($P_{a(50)}$).

Para apresentar os resultados do ensaio de esmagamento, utilizámos ainda um procedimento diferente, que consistiu em calcular para cada fragmento a tensão de esmagamento (CS), dividindo a carga aplicada (P_a) pela área da secção transversal do fragmento (A), dando a este parâmetro a dimensão de uma tensão (Quinta Ferreira et al., 1990). Para cada amostra o valor apresentado para CS é a média dos fragmentos individuais.

$$CS = \frac{P_a}{A} \quad [\text{Eq. E2.5}]$$

sendo:

CS = tensão de esmagamento;
 P_a = força de esmagamento;
A = área da secção transversal do fragmento.

Considerando fragmentos aproximadamente esféricos, a área é dada pela equação $A = \pi r^2$. Substituindo o raio (r) pelo semi-diâmetro médio ($\frac{d_m}{2}$) virá:

$$CS = \frac{P_a}{\frac{\pi}{4} d_m^2} \approx 1,27 \frac{P_a}{d_m^2}$$

Dividindo o resultado do ensaio de resistência ao esmagamento $P_{a(50)}$ pela área da secção transversal correspondente (A_{50}) obtemos um parâmetro, (σ_{50}) com as dimensões de uma tensão. Este parâmetro (σ_{50}) tem, portanto, o mesmo significado que CS, mas aqui P_a é um valor experimental obtido para cada fragmento individual, enquanto que, para σ_{50} , P_a é um valor calculado.

Segundo Marsal e Resendiz (1975), as cargas P_a variam apreciavelmente quer devido às condições de apoio muito diversas, quer devido às particularidades das rochas (poros, fissuras, enchimento de fendas, alteração, etc.). Por razões de ordem prática, consideram-se geralmente apenas três pontos de contacto, ou seja um por cada amostra. Esta simplificação estará muito próximo da realidade em amostras de formas arredondadas, afastando-se dela quando se utilizam fragmentos achatados ou mesmo tabulares, como acontece frequentemente nas rochas xistosas.

O ensaio de esmagamento é geralmente realizado sobre dois lotes idênticos, ensaiados em condições de teor em água diferentes. Um correspondendo ao teor em água resultante da secagem ao ar e o outro resultante da submersão das amostras durante pelo menos 24 horas. Deste modo procura-se avaliar o papel da água na diminuição da resistência ao esmagamento dos elementos rochosos, dado que as amostras secas tendem a apresentar maiores resistências. A saturação efectuada nas amostras corresponde a uma saturação parcial, parecendo no entanto satisfatória por ser na obra difícil de obter condições capazes de induzirem uma saturação total, pelo que, mesmo incompleta, é suficiente para evidenciar o comportamento dos materiais de enrocamento em presença da água.

A força aplicada pela placa distribui-se desigualmente, sendo transmitida aos pontos mais salientes do fragmento, tendendo a esmagá-los e a criar um estado de tensão interna que gera simultaneamente forças de compressão e de tracção no interior da amostra. Sendo a resistência à tracção das rochas bastante inferior à resistência à compressão, a rotura que ocorre, apesar de ser um processo misto, é grandemente condicionada pela resistência à tracção do material.

Broch e Franklin (1972) referem que outros autores (Hobbs, 1963; Evans e Pomeroy, 1966 e Pigeon, 1969) usaram índices de resistência para fragmentos de rocha irregulares dividindo a carga de rotura pela área de contacto de uma placa de aço com a amostra, em que a área foi medida pela interposição de folhas de papel químico e milimétrico entre a amostra e a placa. Em nosso entender este modo de cálculo tem grandes inconvenientes, como o facto de não privilegiar o principal mecanismo de rotura nos fragmentos irregulares, que é a rotura por tracção, e de estar grandemente dependente da

forma, tamanho e resistência dos fragmentos ensaiados, pois são estes factores que vão determinar a área de contacto com a placa.

b) Carga pontual

O ensaio de carga pontual pretende ser um ensaio índice para determinar a resistência dos materiais rochosos. Pode também ser utilizado para estimar outros parâmetros de resistência com os quais se relaciona, como a tracção uniaxial, a compressão uniaxial (Bieniawski, 1975; ISRM, 1985) e mesmo a resistência triaxial (Bieniawski, 1974). Uma das publicações fundamentais para o desenvolvimento e divulgação deste ensaio deve-se a Broch e Franklin (1972). Broch (1974) verificou que o aumento do teor em água nas amostras provoca uma diminuição da resistência à carga pontual. Este ensaio também pode ser utilizado para determinar a anisotropia da resistência dos materiais rochosos (Broch, 1983). Como referem Broch e Franklin (1972), o ensaio de carga pontual resultou da contribuição de numerosos autores ao procurarem encontrar um índice de resistência prático mas simultâneamente sensível e fiável. As contribuições resultaram quer da procura de um método para determinar a resistência à tracção em amostras de formas regulares (Colback, 1966; Mellor e Hawkes, 1971), quer da procura de um índice de resistência de blocos irregulares (Protodyakonov, 1960, 1961, 1969). O procedimento original de execução do ensaio de carga pontual (Broch e Franklin, 1972) foi posteriormente revisto e melhorado (ISRM, 1985).

A aplicação de uma carga concentrada pelas ponteiras induz na amostra uma força de tracção normal à carga aplicada que, eventualmente, provoca a rotura segundo um ou mais planos com a mesma orientação da carga (Broch e Franklin, 1972). O ensaio de carga pontual é mais tolerante às irregularidades das amostras do que os ensaios de carga não pontual executados sobre amostras irregulares, dado que a região de tensões críticas se vai situar no interior da amostra onde as irregularidades da superfície têm menor efeito.

O ensaio encontra-se muito divulgado actualmente, pois é de fácil execução, podendo facilmente ser realizado sobre tarolos de sondagens ou amostras irregulares sem preparação prévia especial. O equipamento utilizado na sua execução é simples, de fácil transporte e operação, adequando-se bem à necessidade de caracterizar os materiais no campo (Price et al., 1978). A determinação do índice de resistência à carga pontual (I_s) é efectuada segundo as recomendações da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1985). Pode ser obtido a partir de amostras com formas diversas, interessando-nos particularmente a sua aplicação a fragmentos irregulares. Neste último caso cada uma das amostras ensaiadas deve conter vinte ou mais fragmentos de rocha. Os resultados do ensaio

são calculados pela expressão:

$$I_s = \frac{P}{De^2} \quad [\text{Eq. E2.6}]$$

onde:

I_s = índice de resistência ;

P = carga aplicada;

De = diâmetro equivalente ($De = \sqrt{4A/\pi}$, sendo A a área da menor secção que passa pelas ponteiras).

Quando as amostras ensaiadas são de diâmetro diferente de 50 mm, efectua-se a correcção dos resultados por um dos métodos sugeridos pela ISRM (1985) de modo a obter-se o resultado normalizado do ensaio ($I_{s(50)}$).

No presente trabalho utilizámos também o método sugerido por Guifu e Hong (1986). Neste caso a resistência é dada por:

$$PLS = \frac{P}{Af} \quad [\text{Eq. E2.7}]$$

sendo:

PLS = resistência à carga pontual (point load strength);

P = carga aplicada;

Af = área da superfície de rotura.

As vantagens em utilizar este último procedimento resultam da área calculada corresponder à superfície de rotura, que pode ser bastante diferente da secção transversal mínima considerada no procedimento da ISRM (1985), evitando a necessidade de recorrer ao factor de correcção.

Na Fig. F2.2 apresentamos alguns resultados obtidos com os dois procedimentos. É evidente a boa correlação existente, mas o valor de PLS tende a fornecer valores de resistência mais elevados. No entanto alguns fragmentos ensaiados apresentam valores de PLS menores, geralmente quando o fragmento parte em mais que dois bocados ou quando a superfície de rotura ocorre segundo planos de anisotropia evidentes. Sendo estes planos nitidamente menos resistentes, os valores assim obtidos parecem, deste modo, caracterizá-los melhor (Quinta Ferreira et al., 1990) do que usando uma secção de rotura mínima hipotética de acordo com o procedimento da ISRM (1985).

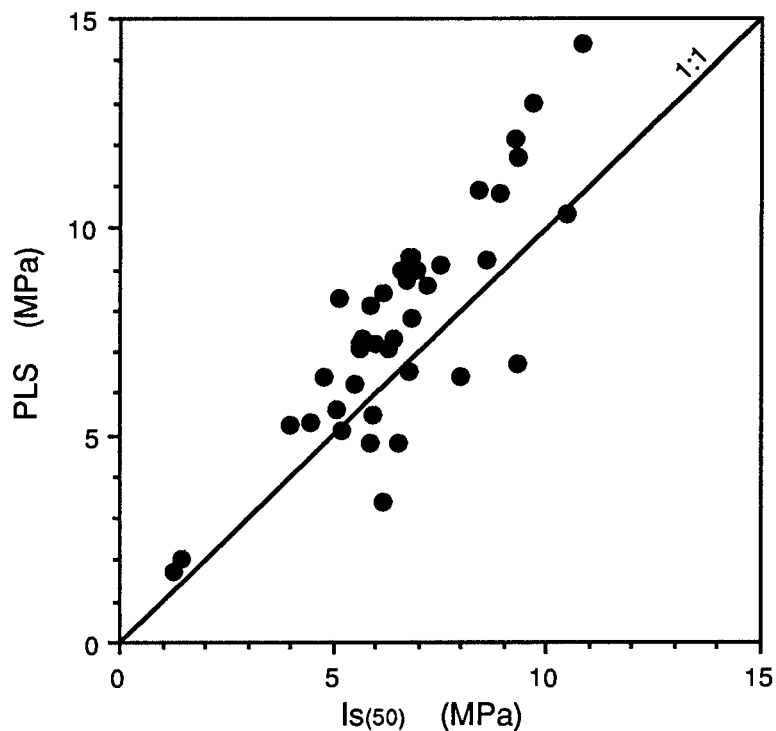


Fig. F2.2 - Relação entre o índice de resistência $I_{s(50)}$ e PLS (Quinta Ferreira et al., 1990).

2.2.2.5 - FORMA E DIMENSÃO DOS FRAGMENTOS

Os fragmentos usadas nos enrocamentos são geralmente obtidos a partir dos materiais rochosos existentes no local ou próximo da obra. A sua extração é essencialmente executada com o recurso a explosivos, efectuando-se o taqueamento dos blocos de grandes dimensões de modo a obterem-se as granulometrias especificadas. Os explosivos vão provocar a fracturação dos blocos ao longo das superfícies de menor resistência, originando fragmentos cujo tamanho e forma são condicionadas pelas diaclases e pelas microfracturas e fissuras existentes. As dimensões dos blocos resultantes da intersecção das diaclases muito dificilmente serão as exigidas para os enrocamentos devido à conveniência em utilizar granulometrias extensas.

As tensões tectónicas ao provocarem a fracturação dos maciços favorecem a fissuração das rochas "in situ", pelo que, próximo dos acidentes tectónicos, se obterão mais facilmente elementos de menor dimensão. Esta situação foi verificada durante a exploração da pedreira de Paradela, tal como referem Fernandes et al. (1958), tendo levantado problemas devido à grande quantidade de finos resultantes das falhas e do rebentamento dos blocos com explosivos. Na pedreira de onde foram extraídos os enrocamento da barragem da Apartadura verificou-se também a existência de intensa tectonização, a que

correspondem zonas muito esmagadas, mas em que a dolomia não perde resistência por não sofrer alteração química.

A forma dos fragmentos constituintes dos enrocamentos é correntemente expressa pelo coeficiente de forma, definido como a relação entre o volume do fragmento e o volume duma esfera fictícia. Para um conjunto de fragmentos, o coeficiente de forma (Cf) é dado pela expressão:

$$Cf = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{p_i}{\gamma_{dg}}}{\sum_{i=1}^n \frac{\pi}{6} D_i^3} \quad [\text{Eq. E2.8}]$$

em que

p_i = peso de um fragmento;

γ_{dg} = peso volúmico aparente dos grãos;

D_i = dimensão média de três direcções ortogonais (Marsal, 1973) ou a maior dimensão do fragmento (Fumagalli, 1969).

No estudo dos materiais do enrocamento de Paradela, deparámos com a impossibilidade de efectuar a pesagem dos grandes blocos de modo a calcular o coeficiente de forma segundo a equação referida. Em alternativa utilizámos as medidas dos três diâmetros principais ($D_1 > D_2 > D_3$) nas relações D_2/D_1 e D_3/D_2 , tendo-se calculado a esfericidade (Φ) com base na expressão proposta por Krumbein (1941):

$$\Phi = \sqrt[3]{\frac{D_3}{D_2} \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2} \quad [\text{EQ. E2.9}]$$

2.2.2.6 - ENSAIOS DE FRAGMENTAÇÃO E DESGASTE

As características mecânicas dos grãos, a textura da rocha, a granulometria, o estado de alteração e de fissuração e o estado de tensão a que os materiais estão sujeitos condicionam o processo de fragmentação e de desgaste. Segundo Tourenq (1970), nas rochas saturadas a resistência à fragmentação diminui devido aos minerais expansivos que geram tensões no material, estando o papel das fissuras relacionado com o facto de nelas se encontrarem muitas vezes minerais expansivos e ainda por facilitarem a penetração da água ao interior da rocha. Para a generalidade das rochas, a presença da água tende a aumentar o

desgaste e os fragmentos arrancados são tanto maiores quanto menor é a resistência dos minerais.

Um dos ensaios mais utilizados na caracterização dos materiais de enrocamento é o ensaio de Los Angeles (Wilson e Marsal, 1979). Neste ensaio, as rochas de granulometria fina tendem a apresentar menores desgastes que as rochas de granulometria grosseira (Kazi e Al-Mansour, 1980).

Apesar da grande divulgação do ensaio de Los Angeles, outros ensaios, como o ensaio de desgaste em meio húmido, têm sido relacionados com as propriedades dos materiais de enrocamento (Delgado Rodrigues et al., 1986).

Para além dos dois ensaios referidos, efectuámos ainda o ensaio de fragmentação dinâmica. Segundo Fourmaintraux (1976), este ensaio permite testar a fragilidade e a fracturação dos materiais rochosos, submetendo-os às mesmas solicitações que o ensaio de Los Angeles.

a) Breve referência ao modo de execução dos ensaios

O ensaio de Los Angeles foi executado segundo a especificação do LNEC E237 (LNEC, 1970-a).

O ensaio de desgaste em meio húmido (Slake Durability Test) foi executado segundo a norma recomendada pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1981, pp. 92 a 94). Para além do procedimento recomendado, o ensaio foi efectuado em meio seco, ou seja sem água, e com a duração de uma hora. Com estas variantes ao ensaio procurámos avaliar o efeito da água no desgaste e obter uma maior sensibilidade dos resultados em virtude dum maior desgaste obtido durante um tempo de ensaio mais longo.

O ensaio de fragmentação dinâmica encontra-se descrito por Tourenq e Maldonado (1972). No presente trabalho alterámos o procedimento original do ensaio, encontrando-se descrito no Anexo 2-b o procedimento que adoptámos.

2.2.2.7 - AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE

No estudo dos materiais de enrocamento, a determinação da durabilidade assume um papel diferente consoante as funções que os materiais irão desempenhar. Quando a ocorrência de deteriorações pode comprometer a função para que o enrocamento foi projectado, como acontece nos enrocamentos de protecção, é necessário utilizar critérios de durabilidade rigorosos. Por outro lado, para os aterros de enrocamento, em que as deteriorações dos materiais assumem menor importância, poderão mesmo admitir-se

materiais de menor durabilidade, particularmente na parte de jusante, onde as solicitações no aterro são menores.

Para avaliar das características de durabilidade, são geralmente utilizados ensaios de previsão de comportamento, como o ataque por sulfatos, água oxigenada e etileno-glicol; ensaios de propriedades índice, como a absorção de água e a porosidade ou ainda ensaios de desgaste, como o ensaio de Los Angeles e o ensaio de desgaste em meio húmido. Procedimentos menos vulgares, como o recurso ao microscópio electrónico (SEM), são por vezes utilizados para a previsão da qualidade dos materiais de enrocamento, com base no estudo dos materiais argilosos existentes na matriz rochosa (e.g.: Samalíková, 1986).

A presença de minerais argilosos está intimamente ligada à degradação dos materiais rochosos. Estes minerais expandem ao adsorverem água, o que gera tensões internas na rocha, e ao secarem sofrem retracção. Quando a secagem é muito intensa podem mesmo gerar-se forças de tracção. A repetição destes fenómenos envolve a alternância de estados de tensão, que, associados à diminuição da resistência da rocha em consequência da molhagem, aceleram a sua degradação. Se é importante a quantidade de minerais argilosos presente, também o é o seu tipo, pois a capacidade de adsorção e a expansibilidade são muitíssimo maiores nas esmectites que noutros tipos de minerais argilosos. O modo como os minerais se encontram disseminados na rocha é igualmente condicionante da intensidade da degradação, pois, como refere Delgado Rodrigues (1986), mesmo para pequenas quantidades de minerais argilosos, a sua concentração em planos preferenciais na rocha cria zonas de menor resistência propícias à fracturação, chegando mesmo a provocar a desagregação dos blocos.

A necessidade de obter resultados num tempo relativamente reduzido, leva a que se utilizem frequentemente acções mais enérgicas que o fenómeno natural de modo a compensar o menor tempo de actuação. A escolha da técnica de ensaio vai depender do fenómeno que se pretende analisar. A cristalização de sais, a secagem e embebição e o gelo e degelo são alguns dos procedimentos usados.

A utilização dos ensaios de cristalização de sais e de gelo e degelo tem-se mesmo verificado para além dos seus limites de validade, como refere Delgado Rodrigues (1990), ao pretender-se prever o comportamento da rocha a partir de ensaios que pouco ou nada têm em comum com os fenómenos que vão provocar a deterioração da rocha na obra. Narvaez (1980) refere que ensaios como o ataque pelos sulfatos ou o etileno-glicol têm sido excluídos por serem pouco representativos das condições de campo, admitindo no entanto que a sua interpretação, em conjunto com o comportamento da estrutura, pode ser útil.

Fernandez-Gago (1979) ao estudar rochas graníticas para utilização num enrocamento conclui que os ensaios de aquecimento-arrefecimento, secagem e embebição e gelo-degelo não se mostraram suficientemente enérgicos ao fim de 25 ciclos para permitirem estabelecer um escalonamento da durabilidade da rocha, tendo considerado o ataque pelos sulfatos mais adequado a essa finalidade. Pelo contrário Okamoto et al. (1982) concluíram que o gelo-degelo é mais efectivo que o ataque pelos sulfatos na avaliação da durabilidade dos doleritos que pretendiam utilizar nos enrocamentos de protecção de uma barragem de enrocamento.

O ataque de uma amostra granular com uma solução saturada de sulfato de magnésio ou de sulfato de sódio pretende simular o ataque devido à cristalização de sais. Os mecanismos de cristalização e crescimento dos sais são complexos, não se conhecendo totalmente a sua relação com a desagregação que provocam nas amostras. Mesmo pequenas variações nas condições de ensaio, em particular durante a secagem, podem provocar diferenças significativas nos resultados, como verificou Price (1978). Apesar deste ensaio não ser muito significativo para a classificação dos materiais de enrocamento (Marsal e Resendiz, 1975; Wilson e Marsal, 1979), justifica-se a sua utilização devido à grande divulgação e à experiência daí obtida, sendo correntemente incluído nos critérios de aceitação dos materiais de enrocamento. Na realização do ensaio seguimos a especificação do LNEC E238 (LNEC, 1970-b), de que apresentamos resumidamente o procedimento de execução no Anexo 2-c.

A reactividade água oxigenada-rocha permite avaliar a influência dos minerais argilosos no comportamento dos materiais. A água oxigenada ao decompor-se torna-se mais reactiva, acelerando o processo de expansão. Para a execução do ensaio seguimos o procedimento sugerido por Struillou (1969) que apresentamos no Anexo 2-d.

Com o ataque pelo etileno-glicol (Anexo 2-e), pretende-se saber se existem minerais argilosos expansivos na rocha e o modo como ela resiste à expansão (Delgado Rodrigues, 1976). Este ensaio resultou da tentativa deste autor em adaptar às rochas resistentes o ensaio de desgaste em meio húmido utilizado para os materiais de baixa resistência (Gamble, 1971, Franklin e Chandra, 1972).

Para os minerais argilosos é prática corrente efectuar a sua expansão colocando-os numa atmosfera saturada de etileno-glicol ou em contacto com o próprio líquido. Numa rocha com proporções significativas de minerais argilosos expansivos, tenderá a verificar-se uma diminuição das características mecânicas da amostra devido à expansão destes minerais. Para determinar a quebra de resistência, utiliza-se o ensaio de desgaste em meio húmido, por ser de fácil execução e necessitar apenas cerca de 300 g de

amostra granular. Devido à baixa precisão que é possível obter no ensaio de desgaste em meio húmido para pequenos valores de desgaste, verifica-se que por vezes são muito semelhantes os resultados para amostras atacadas e não atacadas, podendo mesmo ser menores naquelas. Isto acontece quando as amostras em causa não são sensíveis ao ensaio, pois quando se verifica a presença de minerais argilosos expansivos há um aumento nítido do desgaste em consequência do ataque com etileno-glicol. Quanto à sensibilidade das amostras ao ensaio, podem considerar-se três grupos que se apresentam na tabela T2.3.

Tabela T2.3 - Sensibilidade das amostras no ensaio do etileno-glicol (Delgado Rodrigues, 1975).

DESIGNAÇÃO	AUMENTO DE DESGASTE (%)
Pouco sensíveis	0 - 50
Sensíveis	50 - 100
Muito sensíveis	> 100

Na determinação da durabilidade são ainda utilizados índices baseados em propriedades físicas e mecânicas dos materiais, de que são exemplos os apresentados por Smith et al. (1970), Fookes et al. (1988) ou Delgado Rodrigues e Jeremias (1990).

A utilização de propriedades índice na determinação da durabilidade apresenta grande interesse quando se recorre a ensaios simples e de rápida execução, utilizados em conjunto com o conhecimento dos materiais e com as suas características mais relevantes. A expansão das rochas por embebição, resultando directamente da expansão dos minerais argilosos, é usada conjuntamente com a resistência à compressão por Olivier (1976) enquanto Félix (1978) usa a expansão em conjunto com a razão entre a resistência à compressão no estado seco e saturado, como métodos para determinar a durabilidade das rochas. O índice de durabilidade IRD de Delgado Rodrigues e Jeremias (1990) utiliza a porosidade, para além a resistência e da expansibilidade, assumindo que a cristalização de sais e a expansão dos minerais argilosos são os principais mecanismos de degradação das rochas, sendo dado pela expressão:

$$IRD = \frac{R}{R_t} \cdot \frac{1}{n + 2a} \quad [\text{Eq. E2.10}]$$

onde

IRD = índice de durabilidade da rocha;
R = resistência à compressão uniaxial;

R_t = parâmetro de resistência de adimensionalização (= 1MPa);
n = porosidade;
a = mantissa da expansão por embebição expressa como: $a \times 10^{-4}$.

Referimos ainda o trabalho de Fookes et al. (1988) que apresentam um índice de durabilidade para materiais sujeitos a ações estáticas, que consideramos mais complexo e de utilização menos expedita que o índice IRD.

2.2.3 - AMOSTRAS GRANULARES

As propriedades dos enrocamentos dependem, para além das propriedades dos elementos rochosos individuais que os constituem, de outros parâmetros que lhes são específicos e de que destacamos a distribuição granulométrica e o grau de compactação.

A distribuição granulométrica que se vai obter para um dado tipo de material depende de diversos factores. Em primeira análise, a estrutura do maciço rochoso vai condicionar o tamanho máximo dos blocos, de acordo com espaçamento e a orientação das principais famílias de diaclases que compartimentam o maciço, como acontece nos maciços de rochas ígneas. Nas rochas sedimentares há a acrescentar a compartimentação resultante das superfícies de estratificação que definem a espessura das camadas. As falhas e zonas de esmagamento vão igualmente condicionar os maciços, podendo provocar reduções na granulometria, por vezes acentuadas. Quando tais acidentes tectónicos são muito significativos à escala da pedreira, podem mesmo originar excessos quer das fracções granulométricas mais finas quer de rocha alterada ou de solos residuais, o que pode condicionar ou mesmo inviabilizar a sua utilização. Nas rochas carbonatadas a dissolução é o fenómeno de meteorização mais importante, criando os aspectos característicos que são conhecidos por carsificação.

2.2.3.1 - MODELAÇÃO DA GRANULOMETRIA

A elevada dimensão dos fragmentos constituintes dos enrocamentos inviabiliza ou torna muito difícil a amostragem e a execução de ensaios laboratoriais à escala natural, pelo que normalmente se recorre à execução de ensaios sobre amostras com granulometrias modeladas.

A principal condicionante na modelação da granulometria é a dimensão máxima admissível para os fragmentos (d), que vai depender da menor dimensão dos equipamentos de ensaio (D). Parkin (1990), citando Penman (1971), considera que o limite inferior geralmente admitido para a relação D/d é 4 para as granulometrias extensas, enquanto que para as granulometrias uniformes é 6. Parkin (1990) refere ainda que estes valores

raramente são discutidos e admite basearem-se no trabalho de Holtz e Gibbs (1956). A partir dos dados de Marachi et al. (1972), Parkin (1990) conclui que d não deve ser inferior a 100 mm para que o ângulo de atrito efectivo (ϕ') não se afaste mais de um grau do valor de campo. Charles e Penman (1988) confirmam que a previsão da deformabilidade do enrocamento a partir de ensaios de laboratório efectuados sobre amostras com dimensões inferiores a 125 mm, e compactadas com a densidade de campo, não introduz erros significativos.

No presente trabalho, em virtude da menor dimensão da câmara triaxial a utilizar ser de 300 mm, considerámos que a máxima dimensão dos fragmentos não deveria ultrapassar 50 mm. Estudos conduzidos no LNEC (Veiga Pinto, 1982, 1983) mostraram que, deste modo, já será possível deduzir características mecânicas aproximadas para os materiais do protótipo.

Depois de estabelecida a dimensão máxima dos fragmentos, procedemos ao traçado da curva granulométrica modelada por:

- gradação paralela (parallel scaling);
- escarpelização (scalping).

Na gradação paralela procede-se a uma translacção da curva de campo de modo a que a dimensão máxima da curva modelada corresponda ao valor de d . Frequentemente a curva granulométrica paralela é obtida por remoção das granulometrias mais grosseiras e reconstrução da granulometria paralela. Um problema resultante da utilização deste procedimento é a possibilidade de se obterem finos em excesso que podem impedir o comportamento drenante das amostras e dificultar a compactação. A utilização de curvas paralelas na modelação dos enrocamentos adequa-se aos materiais de elevada resistência ou pouco alterados com granulometrias uniformes. Para a modelação da granulometria do enrocamento da barragem de Paradela utilizámos uma curva paralela à do enrocamento (Cap. 5).

Para os materiais do enrocamento da barragem da Apartadura, a existência de uma percentagem significativa finos e a granulometria extensa aconselhou à modelação da granulometria por escarpelização (Cap.6), mantendo aproximadamente idêntica a percentagem de finos nas granulometrias de campo e de laboratório. O processo de escarpelização consiste basicamente em remover os materiais de dimensão superior a d , e em utilizar um factor constante de redução da granulometria para todos os tamanhos inferiores.

Para qualquer dos procedimentos de modelação da granulometria há que garantir que os elementos mais finos utilizados continuam a ser representativos do enrocamento, no que se refere às suas propriedades, pois muitas vezes correspondem às fracções mais alteradas. Parkin (1990) considera para as rochas de baixa resistência que se degradam durante a compactação que o método utilizado na modelação da granulometria não é importante.

2.2.3.2 - PESOS VOLUMICOS E INDICE DE VAZIOS

A determinação dos pesos volúmicos mínimo ($\gamma_{d_{\min}}$) e máximo ($\gamma_{d_{\max}}$) é necessária quando se pretendem efectuar ensaios laboratoriais sobre os materiais com estados de compacidade definidos. A técnica corrente utiliza um molde de volume conhecido, como por exemplo o anel da câmara triaxial T30, respeitando a relação que deve existir entre a dimensão máxima dos fragmentos e a dimensão da câmara. O processo utilizado na determinação dos pesos volúmicos encontra-se descrito no Anexo 3.

Para a determinação do índice de vazios intergranular utilizámos a equação:

$$e = \frac{\gamma_{dg} - \gamma_d}{\gamma_d} \quad [\text{Eq. E2.11}]$$

em que

e - índice de vazios;

γ_{dg} - peso volúmico aparente seco dos grãos;

γ_d - peso volúmico aparente seco da amostra granular.

Os resultados obtidos por Wilson e Marsal (1979) para o índice de vazios máximo (e_{\max}) e mínimo (e_{\min}) em função do coeficiente de uniformidade (C_u) apresentam-se na Fig. F2.3. Para valores do coeficiente de uniformidade superiores a 25, tanto e_{\max} como e_{\min} são aproximadamente constantes, rondando 0,45 para o estado solto e 0,27 para o estado denso. Para valores do coeficiente de uniformidade inferiores a 25 os índices de vazios variam significativamente, atingindo valores máximos de 0,85 e de 0,75 respectivamente para os estados solto e denso. Os autores referidos consideram que as discrepâncias e a dispersão dos resultados revelam a influência de outras variáveis, tais como a forma dos grãos e os desvios na composição granulométrica, que o coeficiente de uniformidade não tem em conta.

Para quantificar o estado de compacidade das amostras granulares utilizámos a densidade relativa (I_D), que é dada pela expressão:

$$I_D = \frac{e_{\text{máx}} - e}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}} \times 100 \quad [\text{Eq. E2.12}]$$

onde

I_D - densidade relativa;
 e - índice de vazios;
 $e_{\text{máx}}$ - índice de vazios máximo;
 $e_{\text{mín}}$ - índice de vazios mínimo.

A eficiência da compactação é frequentemente medida de modo indirecto com base nos resultados dos pesos volúmicos e do índice de vazios obtidos antes e após compactação.

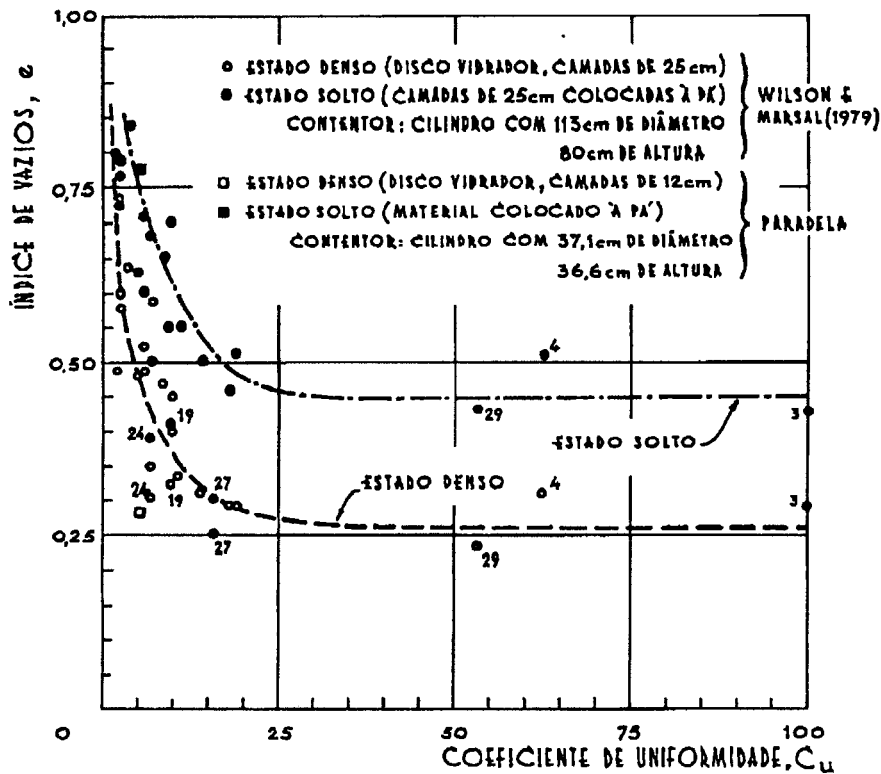


Fig. F2.3 - Índice de vazios para os estados denso e solto em função do coeficiente de uniformidade dos enrocamentos. Adaptado de Wilson e Marsal (1979), com aditamento.

2.2.3.3 - ANGULO DE TALUDE NATURAL

Para determinar no laboratório o ângulo de talude natural utilizámos o material com a granulometria modelada, efectuando previamente a sua homogeneização de modo a eliminar a segregação dos fragmentos. O procedimento é muito simples, consistindo em

deixar cair o material, de muito pequena altura, junto a uma parede e medindo o ângulo de repouso. O procedimento deve repetir-se pelo menos três vezes, considerando-se o valor médio.

Numa análise do comportamento de numerosas barragens de enrocamento com cortina de impermeabilização a montante, Veiga Pinto (1984) refere que ao longo do tempo se manteve aproximadamente constante a inclinação adoptada para os paramentos, não se tendo verificado qualquer deterioração provocada pela instabilização por escorregamento dos maciços estabilizadores neste tipo de barragens. Nos taludes dos enrocamentos, construídos com materiais de boa qualidade, usam-se geralmente inclinações que variam de 1,3H:1V a 1,4H:1V, enquanto que menores inclinações se utilizam para materiais menos resistentes e não seleccionados em taludes de jusante ou nos enrocamentos com altura acima dos 110 m (Wilson e Marsal, 1979). De Mello (1986, pg. 20-24) considera que em enrocamentos normalmente consolidados, a inclinação de 1,3H:1V é demasiado conservativa, pois a rotura por escorregamento (factor de segurança $F < 1$) para um enrocamento com 200 m só ocorreria para um talude tão íngreme como 0,7H:1V desde que se mantenha estável à superfície.

2.2.3.4 - GRAU DE FRACTURAÇÃO

Nos materiais granulares o grau de fracturação (Marsal, 1969) está relacionado com a deformabilidade e a resistência ao corte, aumentando para níveis de tensão mais elevados e nas amostras uniformes. (Hung e Chen, 1980) consideram ser um parâmetro útil, tendo ainda verificado que, para um mesmo material, cresce para as granulometrias mais grosseiras com a alteração e com o aumento da energia de compactação aplicada. Wilson e Marsal (1979) referem que se pode estimar o grau de fracturação com base em correlações experimentais, após a estimativa dos níveis de tensões a que o enrocamento irá estar sujeito e da classificação dos materiais baseada nos resultados dos ensaios de propriedades índice.

O grau de fracturação é representado pelo parâmetro B_g e determina-se comparando as curvas granulométricas inicial e final de uma massa granular que foi sujeita a um determinado estado de tensão durante ensaio. Na Fig. F2.4 apresentamos as duas curvas granulométricas obtidas para os granitos de Paradela, bem como a representação gráfica das diferenças (ΔW_k) entre os pesos retidos inicial (W_{ki}) e final (W_{kf}) correspondentes a cada uma das k fracções de diâmetro nominal d_k . O grau de fracturação traduz aproximadamente a percentagem de grãos que sofreram fracturação durante ensaio e obtém-se pela soma dos valores positivos de ΔW_k .

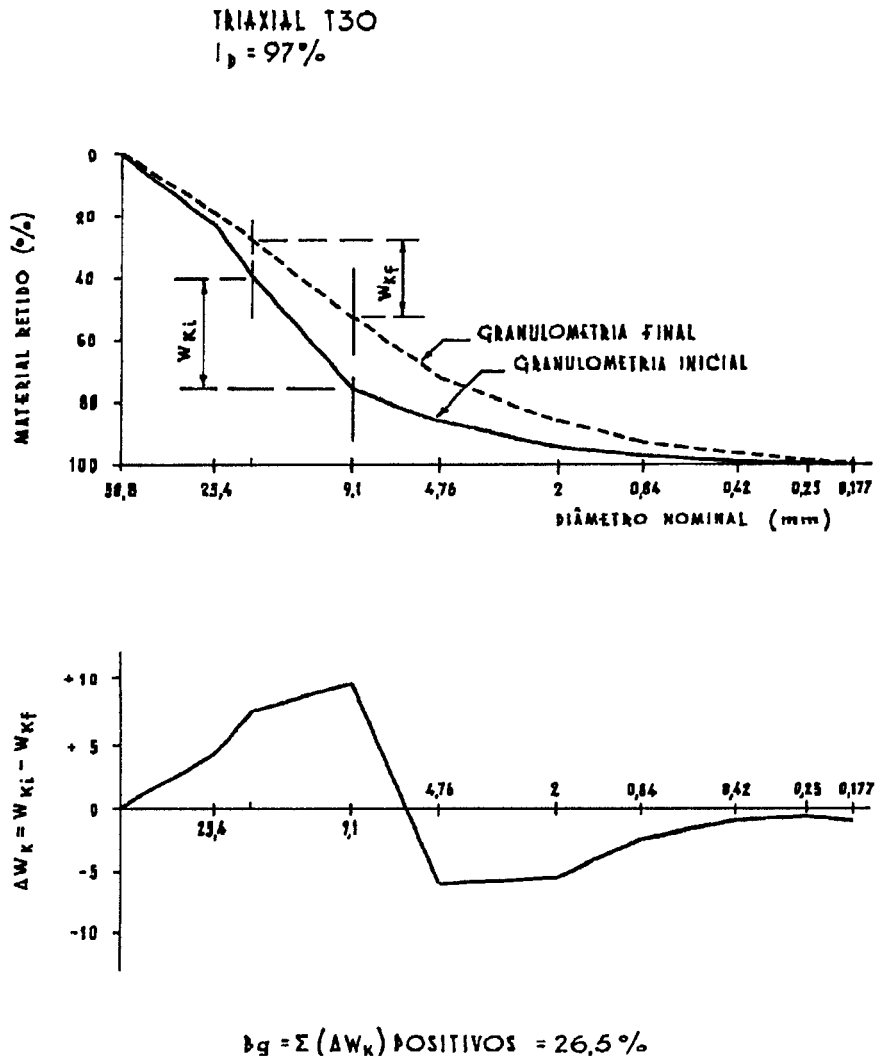


Fig. F2.4 - Variação da distribuição granulométrica produzida pela fracturação dos grãos (B_g) para os granitos de Paradela ensaiados com $I_D=97\%$.

2.2.4 - DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

A avaliação da resistência e da deformabilidade dos materiais granulares de enrocamento é mais complexa que os procedimentos utilizados para os solos, pela dificuldade em reproduzir as condições de campo no laboratório, devido aos tamanhos a utilizar e à necessidade de construir aparelhagem bastante maior para a simulação das pressões (Narvaez, 1980).

É prática corrente utilizarem-se ensaios de compressão triaxial e de compressão unidimensional para determinar as características tensão-deformação dos enrocamentos. O ensaio de compressão triaxial destina-se fundamentalmente à determinação dos parâmetros de resistência ao corte, embora também permita medir as características de deformação.

Estas deformações deverão ser, no entanto, superiores aos valores observados nos protótipos, devido à expansão lateral da amostra (Veiga Pinto, 1983). Por outro lado, os ensaios de compressão unidimensional serão mais adequados para a determinação das características de deformabilidade, nomeadamente as que serão obtidas durante a fase de construção, permitindo ainda a obtenção do coeficiente de impulso em repouso.

Os ensaios e as respectivas condições de execução vão permitir estudar as propriedades dos materiais empregues, reproduzindo no laboratório as condições de colocação em obra e as solicitações a que serão posteriormente sujeitos. Correntemente, simulam-se as condições de campo, nomeadamente a molhagem do material granular, a colocação do material em camadas e a compactação por vibração.

2.2.4.1 - RESISTENCIA AO CORTE

Como já foi referido, na determinação da resistência ao corte dos materiais de enrocamento utilizam-se geralmente os ensaios de compressão triaxial. O equipamento que foi utilizado pertence ao LNEC, e permite ensaiar provetes com 300 mm de diâmetro e altura máxima de cerca de 750 mm. Esta câmara triaxial, vulgarmente conhecida por T30, encontra-se descrita em Veiga Pinto (1983, pg. 10 e seguintes). No Anexo 4-a apresentamos o procedimento que utilizámos na preparação das amostras.

Geralmente os ensaios triaxiais são do tipo consolidado-drenado na modalidade multifásica. As amostras são ensaiadas com um ou mais escalões de tensão de confinamento, sendo consolidadas com tensões hidrostáticas crescentes até se atingir o escalão pretendido. Para abreviar o tempo de execução da consolidação, aplicam-se frequentemente novos aumentos de pressão antes de se atingir a estabilização das variações volumétricas, o que tende a ocorrer ao fim de aproximadamente 30 minutos. Para os escalões de tensão de confinamento pré-estabelecidos, apenas se efectuam leituras após a estabilização das variações volumétricas, pelo que é frequente aguardar 24 horas para se garantir a estacionaridade. As deformações volumétricas das amostras podem ser medidas pela variação do volume de água de uma bureta ligada à câmara de ensaio.

O corte das amostras é efectuado com uma velocidade de deformação constante. Na fase de corte a velocidade de deformação não parece influenciar significativamente as características de tensão-deformação dos materiais granulares (Veiga Pinto, 1983), pelo que se opta por utilizar uma velocidade que, apesar de baixa, permita realizar um ensaio num dia. Nas amostras ensaiadas com vários escalões de tensão de confinamento, durante a fase de corte observa-se a evolução da tensão de corte ($\sigma_1 - \sigma_3$) e a deformação volumétrica em função da deformação axial aplicada, de modo a evitar que a amostra atinja o estado limite

de rotura $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$, parando a aplicação da deformação axial quando a tensão deviatória é cerca de 80% de $(\sigma_1 - \sigma_3)_R$. Em seguida aumenta-se a tensão principal mínima, σ_3 , para o escalão de tensão acima, efectuando as leituras das deformações volumétricas até à estabilização. O corte é então efectuado de modo análogo ao referido anteriormente. Para os restantes escalões de tensão de confinamento, utiliza-se um procedimento semelhante ao já referido.

A submersão das amostras geralmente só é efectuada após o último escalão de tensão principal mínima, continuando-se o corte até se considerar que a amostra se encontra em rotura. Por vezes efectua-se o alívio da tensão distorcional durante certo tempo, de modo a determinar o comportamento do material em fase de descarga e recarga.

2.2.4.2 - DEFORMABILIDADE

Para a determinação das características de deformabilidade dos materiais de enrocamento utilizam-se câmaras de compressão unidimensional. A câmara desenvolvida no LNEC, a única no nosso país, é cilíndrica de diâmetro de 0,5 m e altura igual. Esta câmara é correntemente designada por DU50, encontrando-se descrita em Veiga Pinto (1983, pg. 14 e seguintes). O procedimento que utilizámos na preparação das amostras para ensaio está descrito no Anexo 4-b.

Os ensaios de compressão unidimensional são executados com extensão radial nula, apenas sendo permitidas deformações axiais aplicadas com velocidade de deformação constante, geralmente igual à utilizada nos ensaios triaxiais para os mesmos materiais.

A câmara DU50 foi construída para receber tensões axiais máximas de 2 MN/m^2 e extensões axiais de 10% (Veiga Pinto, 1983), pelo que os ensaios são frequentemente condicionados por estes limites. Durante os ensaios controla-se a deformação axial, obtida pela média das leituras de três deflectómetros igualmente espaçados no exterior da câmara.

Na fase final do ensaio é frequente efectuar a submersão do provete mantendo constante a tensão axial. Pode ainda efectuar-se um ciclo de descarga e carga ao qual se segue um período de fluência, mantendo constante a tensão máxima aplicada.

2.2.5 - COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO

Em Portugal podemos considerar que os tipos litológicos predominantes são as rochas metamórficas, essencialmente representadas pelos xistos e anfibolitos, as rochas ígneas, de que os granitos são o termo mais abundante, e as rochas sedimentares, que vamos

encontrar nas orlas Meso-Cenozóicas ocidental e meridional e nas bacias dos rios Tejo e Sado.

Para cada tipo de rocha levantam-se problemas particulares que necessitam de uma abordagem diferenciada, pelo que consideramos não ser possível usar um procedimento único quando se pretendem estudar materiais de enrocamento de diferentes litologias.

O comportamento reológico dos enrocamentos vai depender, para além das propriedades dos materiais utilizados, de outros factores que se apresentam na Fig. F2.5. Segundo Veiga Pinto (1978), o estudo da influência dos vários factores sobre as características tensão-deformação dos materiais de enrocamento permite uma análise para a previsão do seu comportamento e, ainda, a definição das regras de semelhança a usar na preparação das amostras modeladas em laboratório, de tal modo que os resultados laboratoriais possam ser extrapolados para as condições de campo.

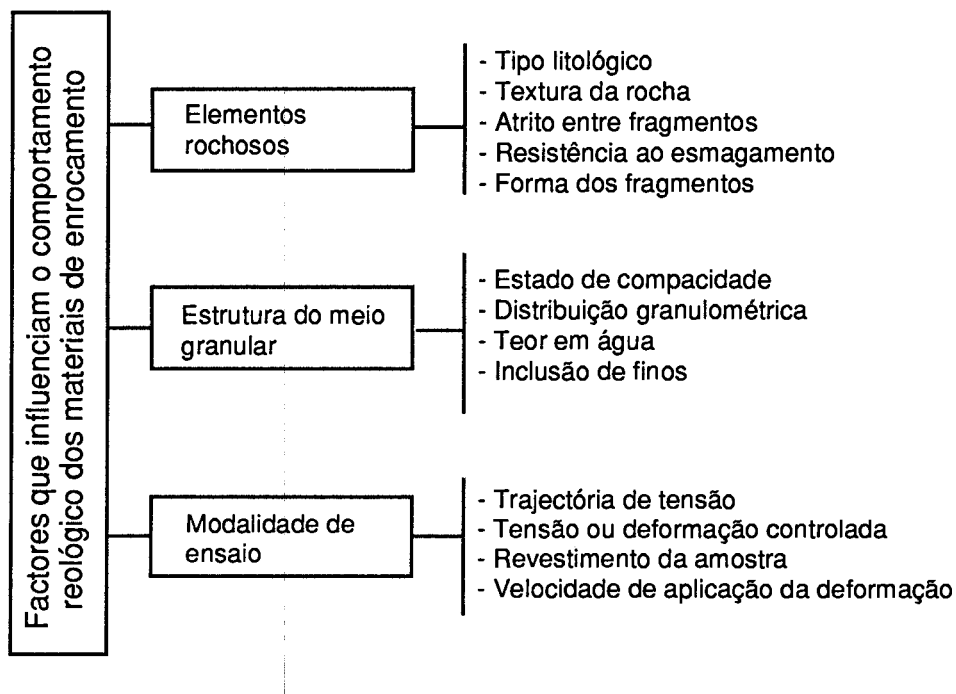


Fig. F2.5 - Factores que influenciam o comportamento reológico dos materiais de enrocamento (modificado de Veiga Pinto, 1983).

No âmbito da geologia de engenharia, interessa essencialmente aprofundar os aspectos ligados ao tipo litológico, ao estado de alteração, à durabilidade, à resistência dos fragmentos e à influência da água nas propriedades dos materiais. Estes aspectos apresentam-se frequentemente relacionados, podendo ser difícil analisá-los separadamente.

É necessário ter presente que não há uma correspondência linear para a generalidade dos parâmetros, sendo sempre necessário aprofundar para cada caso as eventuais implicações no comportamento.

Os processos de extracção, preparação, colocação e compactação dos materiais de enrocamento vão alterar significativamente as condições naturais em que os materiais se encontravam. A extracção vem anular a tensão de confinamento, aumentar a fissuração e diminuir o teor em água.

Quando "in situ", de um modo geral, a rocha encontra-se submetida a um estado de confinamento, que é anulado após a sua extracção. Além disso, nas condições naturais, as rochas encontram-se frequentemente saturadas ou com grau de saturação elevado, passando a sofrer variações significativas do teor em água após a sua extracção. Quando existem na rocha minerais argilosos expansíveis, a anulação do confinamento vai permitir maiores deformações, pelo que tendem a aumentar as deteriorações, sendo bons exemplos as rochas margosas e as rochas básicas de tipo dolerito e basalto com minerais argilosos secundários, como refere Delgado Rodrigues (1978). As perturbações introduzidas vão influir no comportamento, podendo mesmo induzir um padrão distinto do apresentado pelo material quando "in situ".

A colocação e a compactação dos materiais provocam novas mudanças, que vão desde a variação do estado de tensão até o aumento da fissuração devido à energia aplicada pela vibração. Durante a vida dos enrocamentos, os elementos rochosos sofrem solicitações que são transmitidas pelos pontos de contacto. Para uma mesma solicitação, quanto maior for a dimensão dos elementos rochosos constituintes dos enrocamentos menor número de pontos de contacto haverá, pelo que as cargas transmitidas nesses pontos tendem a aumentar, podendo atingir valores muito elevados e susceptíveis de gerar a fissuração ou mesmo a rotura.

O somatório das perturbações que foram referidas atrás tendem a degradar as propriedades dos materiais, originando frequentemente a aceleração das taxas de alteração que, em casos limites, podem levar à ruína.

2.2.6 - ROCHAS GRANITICAS

2.2.6.1 - GENERALIDADES

O estudo das rochas graníticas como material de construção para enrocamentos apresenta grande interesse, pois é a rocha ígnea mais abundante no nosso país. As rochas

graníticas constituem, conjuntamente com as rochas xistosas, a quase totalidade do maciço Hespérico, encontrando-se desde o extremo norte do país até o Alentejo. O termo granito será genericamente usado para designar as rochas ígneas ácidas holocristalinas, empregando-se aqui com um significado idêntico ao atribuído em petrologia às rochas granitóides.

Um dos aspectos particulares das rochas ígneas, no que se refere à sua aplicação como material de construção, é a variabilidade das suas propriedades em consequência dos diferentes estados de alteração. Quando são e sem fissuração, as rochas graníticas constituem um material de excelente qualidade. Quando alteradas, podem apresentar comportamento muito diversificado. No momento da sua extração o estado de alteração é a principal condicionante do comportamento futuro da rocha, para o que também vão contribuir a textura, a microfissuração, a presença de minerais argilosos, a porosidade, a resistência e ainda as condições a que irão estar sujeitas, tais como o estado de tensão, as variações do teor em água e da temperatura.

2.2.6.2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE A ALTERABILIDADE DAS ROCHAS GRANÍTICAS

A alterabilidade das rochas ígneas é abordada em diferentes trabalhos; vai desde a análise dos fenómenos envolvidos até à procura da sua determinação quantitativa (Aires-Barros, 1971; Delgado Rodrigues, 1978-b).

Farran e Thenoz (1965) estudaram numerosas amostras de rochas graníticas e, após efectuarem a comparação sistemática dos dados relativos à alterabilidade da massa e às discontinuidades, concluíram que o principal parâmetro a ter em conta é a permeabilidade da rocha e secundariamente a superfície das fissuras. Verificaram, ainda, que a circulação da água nas rochas compactas só é possível quando a permeabilidade é superior a $0,10 \times 10^{-11} \text{cm}^2$, pelo que as rochas com menores permeabilidades são praticamente inalteráveis. Pode dizer-se que o estudo da permeabilidade leva a uma primeira avaliação das rochas que serão praticamente inalteráveis e das rochas cuja alteração é provável, mas dependente da intensidade da fissuração. No material a utilizar nos enrocamentos há que considerar, para além da fissuração primária (intercristalina) e secundária (resultante das acções tectónicas), a fissuração resultante do uso de explosivos para o desmonte da rocha e ainda devido à colocação e compactação no enrocamento.

Baseados no estudo de numerosas amostras de vinte e sete maciços diferentes, Thenoz e Perami (1968) verificaram que todos os casos de alteração muito rápida da rocha, após a perturbação das condições naturais, correspondem à presença de uma proporção de esmectites superior a 1%. Os casos de alteração mais lenta correspondem a um teor de

esmectites inferior a 1%, enquanto que nos granitos inalteráveis verificaram a ausência de esmectites. A desagregação da rocha, em consequência da absorção de água pelas esmectites, na ausência de confinamento, deve-se ao facto de se desenvolverem tensões de expansão muito elevadas, da ordem dos 20 kN/m². A formação das esmectites é sempre acompanhada de calcite e deve-se às acções hidrotermais sobre os feldspatos. Estas alterações pressupõem a existência prévia de uma micro-permeabilidade resultante das acções tectónicas. Como exemplo, referimos o caso de uma amostra de granito da Lagoa Comprida, na Serra da Estrela, obtida durante a execução de uma sondagem carotada. Trata-se de um granito róseo de grão muito grosseiro em que os feldspatos potássicos, de cor rósea, se encontravam pouco alterados enquanto que as plagioclases estavam bastante alteradas. Para além do quartzo abundante possuía ainda alguma clorite. Tendo-se efectuado a embebição em água, verificou-se uma expansão extraordinária que provocou a destruição da sua estrutura e conduziu à perda de coesão. Foi efectuada a determinação pelos raios X dos minerais argilosos presentes, para o que bastou desagregar a amostra manualmente de modo a efectuar a suspensão das argilas em água desmineralizada. A análise dos resultados mostrou tratarem-se de esmectites, confirmando as observações de Thenoz e Perami (1968).

Quando a alteração dos granitos resulta da hidrólise, ela é muito lenta, fazendo com que certos granitos, mesmo permeáveis à água, se mantenham sem deterioração sensível durante muito tempo.

2.2.6.3 - CARACTERIZAÇÃO DO ESTADO DE ALTERAÇÃO

A caracterização do estado de alteração das rochas graníticas pode ser feita a partir de parâmetros petrográficos, geoquímicos, de natureza física e mecânica e da relação entre esses parâmetros (Delgado Rodrigues, 1985-a; Martin, 1986).

A utilização de parâmetros que visam a caracterização petrográfica foi inicialmente abordada por autores como Mello Mendes et al. (1966) e Aires-Barros (1968). Estes autores definiram um índice de qualidade micropetrográfico, obtido pela relação entre o somatório da percentagem de minerais não alterados e o somatório da percentagem de minerais alterados ou com características desfavoráveis, em que são incluídas as microfissuras e os vazios. Todas as percentagens, quer dos minerais quer das peculiaridades, são multiplicadas por um factor que mede a sua influência nas características mecânicas da rocha. A dificuldade em determinar com rigor os factores referentes a cada um dos constituintes da rocha levou outros autores (Irfan e Dearman, 1978; Dearman e Irfan, 1978) a simplificarem o índice micropetrográfico, considerando apenas a relação entre a percentagem de minerais não alterados e a percentagem de minerais alterados. Seguindo um procedimento diferente, baseado nas percentagens de ocorrência e nos estados de alteração e

de fissuração do quartzo, dos feldspatos e dos minerais máficos, Ordaz et al. (1978) apresentaram um "índice de deterioração dos minerais" e um "índice de deterioração da rocha" para materiais graníticos.

A aplicação do índice micropetrográfico às rochas graníticas porfiróides de grão grosseiro apresenta alguns inconvenientes resultantes da textura porfiróide e da elevada dimensão do grão. Para que o estudo possa ser representativo, há que utilizar para cada amostra um elevado número de lâminas, o que torna a técnica menos interessante quer pelos custos de execução das lâminas delgadas quer pelo tempo que requer a contagem do elevado número de pontos necessários ao cálculo do índice de alteração.

Quanto à caracterização geoquímica do estado de alteração, encontram-se na bibliografia vários índices, como o índice de meteorização potencial¹ (WPI) e o potencial index² (PI) de Reiche (1943), o índice de Parker³ (Parker, 1970) e o índice de Miura⁴ (Miura, 1973). Estes índices procuram caracterizar a alteração com base nas principais transformações químicas que a rocha sofreu. Podem ainda encontrar-se outras relações entre alguns componentes químicos da rocha, como por exemplo a relação $(2Fe_2O_3/(2Fe_2O_3+FeO))$ apresentada por Onodera et al. (1974).

A utilização de parâmetros de natureza física e mecânica abrange um vasto leque de ensaios que vão desde os de fácil execução até aos mais elaborados e dispendiosos. De entre os ensaios de fácil execução no laboratório e no campo, destaca-se o ensaio de carga pontual (ISRM, 1985). São também frequentemente usados outros parâmetros de fácil obtenção no laboratório, como a absorção rápida (Hamrol, 1961), o teor em água de absorção e a porosidade (ISRM, 1981) e a velocidade de propagação das ondas elásticas (ISRM, 1981; Dearman et al., 1987). A perda de material durante a alteração aumenta o espaço poroso, pelo que os ensaios que se baseiam na sua determinação se adaptam bem à caracterização da alteração. A determinação da resistência à compressão e a determinação da deformabilidade requerem uma preparação cuidada dos provetes para ensaio (ISRM,

$$1 \text{ WPI} = \frac{\text{moles (CaO+Na}_2\text{O+MgO+K}_2\text{O-H}_2\text{O}^+)}{\text{moles (SiO}_2\text{+Al}_2\text{O}_3\text{+Fe}_2\text{O}_3\text{+CaO+Na}_2\text{O+MgO+K}_2\text{O)}} \times 100$$

$$2 \text{ PI} = \frac{\text{moles SiO}_2}{\text{moles (SiO}_2\text{+Al}_2\text{O}_3\text{+Fe}_2\text{O}_3\text{+FeO+TiO}_2)} \times 100$$

$$3 \text{ Índice de PARKER} = \left[\frac{(\text{Na})_a}{0,35} + \frac{(\text{Mg})_a}{0,9} + \frac{(\text{K})_a}{0,25} + \frac{(\text{Ca})_a}{0,7} \right] \times 100 \quad \text{sendo (X)}_a \text{ a proporção atômica}$$

$$4 \text{ Índice de MIURA} = \frac{\left\{ \frac{\text{FeO+MnO+MgO+CaO+Na}_2\text{O+K}_2\text{O}}{\text{Al}_2\text{O}_3\text{+Fe}_2\text{O}_3\text{+H}_2\text{O}^+} \right\}}{\left\{ \frac{\text{FeO+MnO+MgO+CaO+Na}_2\text{O+K}_2\text{O}}{\text{Al}_2\text{O}_3\text{+Fe}_2\text{O}_3\text{+H}_2\text{O}^+} \right\}} \begin{matrix} \text{rocha alterada} \\ \text{rocha sã} \end{matrix}$$

1981), sendo mesmo possível estudar o comportamento em fase de rotura utilizando uma prensa rígida (Quinta Ferreira e Veiga Pinto, 1988).

Num mesmo tipo de rocha e para as mesmas condições de ensaio, as variações de resistência e de deformabilidade tendem a reflectir diferentes estados de alteração da rocha. Baseados neste princípio, Ladeira e Minette (1984) propõem três índices de alteração geomecânicos (elasticidade, resistência à compressão uniaxial e ao cisalhamento), calculados a partir da variação daqueles parâmetros na amostra alterada e relativamente à amostra sã. A variação da resistência ao esmagamento (Marsal, 1975), à compressão uniaxial, ao desgaste no ensaio de Los Angeles ou no ensaio de "slake" são igualmente utilizadas na caracterização do estado de alteração.

As relações entre um mesmo parâmetro permitem quantificar as variações relativas provocadas pela alteração, dando no entanto pouco relevo aos mecanismos que provocam a diminuição das propriedades e a sua relação com o processo de alteração.

Hamrol (1961) considera dois tipos de alteração consoante existem ou não fracturas. Para as rochas alteradas, sem fracturas, definiu um parâmetro (i_I) dado pela expressão:

$$i_I = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad [\text{Eq. E2.13}]$$

sendo:

i_I - parâmetro de alteração (absorção rápida);

P_1 - peso seco da amostra;

P_2 - peso da amostra submersa segundo o ensaio de absorção rápida.

Na caracterização do estado de alteração do granito da fundação da barragem do Alto Rabagão utilizou-se o parâmetro (i_I) para efectuar o zonamento de alguns tramos da fundação. O parâmetro de alteração de Hamrol traduz a percentagem em peso de água que é absorvida pela rocha durante o ensaio de absorção rápida, pelo que o passaremos simplifadamente a designar por absorção rápida.

Na Fig. F2.6 apresentamos a relação que obtivemos entre a absorção rápida e a porosidade para os granitos porfiróides de grão grosseiro portugueses. Os resultados apresentam uma excelente correlação, mostrando que um ensaio expedito, como a absorção rápida, pode ser usado com uma precisão elevada para estimar a porosidade. Simplifadamente podemos assumir que a porosidade é cerca de três vezes superior ao valor obtido para a absorção rápida.

O ensaio de absorção rápida adequa-se particularmente à utilização em obra por a sua determinação ser rápida e fácil, necessitando apenas de uma balança e de uma estufa ou forno capaz de manter uma temperatura de 110°C. Para a determinação da porosidade recorre-se a sistemas mais complexos, como é o caso das bombas de vácuo, que muito raramente estarão disponíveis numa obra.

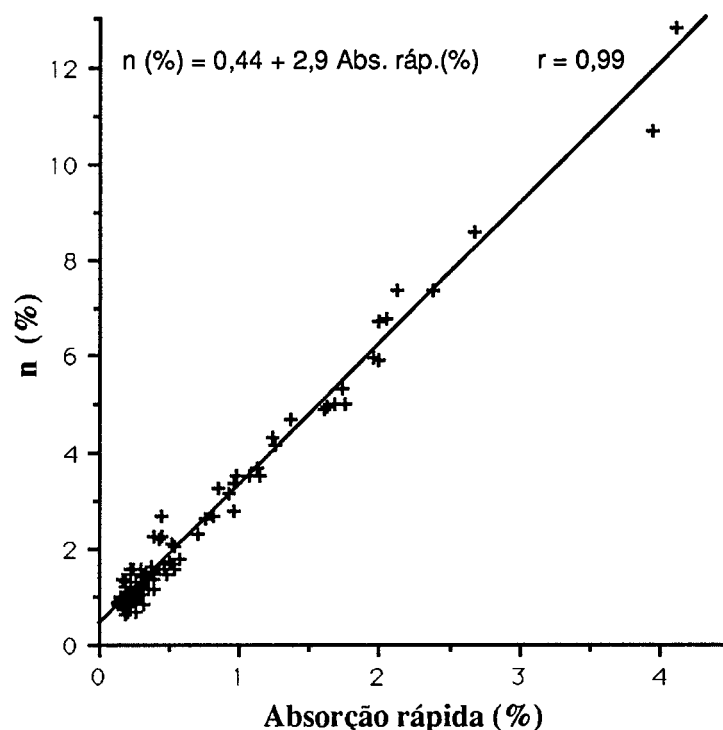


Fig. F2.6 - Relação entre a absorção rápida e a porosidade para os granitos porfiróides de grão grosseiro.

2.2.7 - ROCHAS CARBONATADAS

As rochas carbonatadas são particularmente abundantes nas Orlas Meso-Cenozóicas Ocidental e Meridional e ainda em pequenos retalhos na Meseta, nomeadamente em Trás-os-Montes (Vimioso) e no Alentejo (Estremoz, Borba, Marvão).

Os enrocamentos das barragens da Apartadura e de S. Domingos (Peniche) são dois exemplos actuais da utilização de rochas carbonatadas na construção de enrocamentos. A utilização das rochas carbonatadas em aterros de enrocamento não se restringe às barragens, utilizando-se também na construção dos aterros de enrocamento de vias rodoviárias como na variante Asseiceira-Rio Maior, ou no troço Torres Novas-Fátima da auto-estrada Lisboa-Porto (Quinta Ferreira et al., 1989).

Sob a designação genérica de rochas carbonatadas englobamos rochas sedimentares como os calcários puros, os calcários margosos, as margas, os calcários gresosos, os calcários dolomíticos, as dolomias e ainda rochas metamórficas como os mármore. O principal mineral das rochas carbonatadas é a calcite e/ou a dolomite, a que se podem associar outros materiais de origem sedimentar como as areias e as argilas.

2.2.7.1 - COMPOSIÇÃO MINERALÓGICA

A classificação das rochas carbonatadas é efectuada com base nos seus constituintes, separado-se as rochas constituídas quase exclusivamente por carbonatos das que possuem outros componentes predominantemente terrígenos.

No primeiro caso a classificação é efectuada a partir das percentagens de calcite (CaCO_3) e de dolomite ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$). Na Fig. F2.7 apresentamos uma proposta de classificação segundo Adams et al. (1984). Incluem-se neste grupo os calcários, as dolomias e ainda os seus equivalentes metamórficos que designamos por mármore.

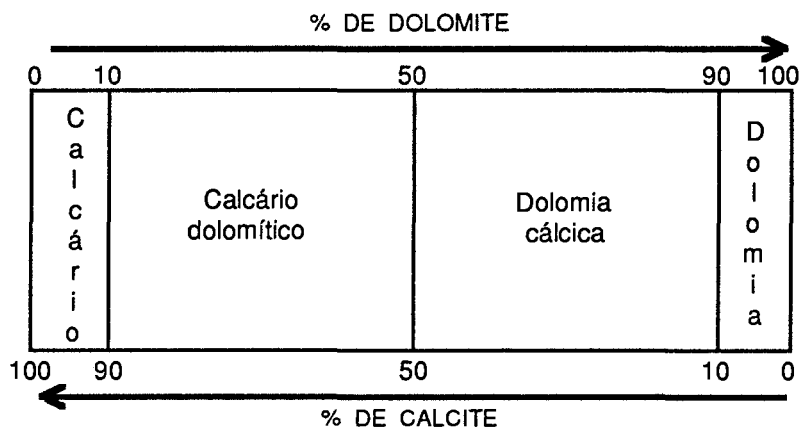


Fig. F2.7 - Classificação das rochas carbonatadas em função do teor e tipo de carbonatos presentes (adaptado de Adams et al., 1984).

A dolomite, relativamente à calcite, tende a apresentar cristais idiomórficos, é menos solúvel, sendo apenas atacada pelo ácido clorídrico a quente. Nas rochas em que a dolomite está presente em elevadas proporções verificam-se algumas diferenças geotécnicamente significativas em relação às rochas calcíticas, como o aumento da resistência à rotura e a massa volúmica mais elevada, embora, sob numerosos aspectos, se possam encontrar pontos de contacto com as rochas calcíticas (Delgado Rodrigues, 1986). Este autor considera ainda que, dadas as especificidades das rochas dolomíticas, não é

possível extrapolar para elas todas as considerações estabelecidas para as rochas calcíticas, admitindo que os resultados obtidos para estas rochas possam ser alargados às rochas dolomíticas com um esforço adicional de investigação. Com os estudos efectuados sobre as dolomias utilizadas nos enrocamentos da barragem da Apartadura, pensamos ter contribuído para um melhor conhecimento deste tipo de rochas.

Para as rochas carbonatadas mistas, considerando como termos extremos a calcite, a dolomite, a argila e a areia, apresenta-se na Fig. F2.8 um exemplo possível de classificação com quatro diagramas triangulares distintos. A associação da calcite com minerais de argila origina a família das rochas carbonatadas margosas, enquanto que a associação com as areias origina a família das rochas carbonatadas arenosas (carbonatadas gresosas). Para a situação em que o carbonato presente é a dolomite, pode considerar-se um diagrama semelhante ao da Fig. F2.8 - B.

2.2.7.2 - CARACTERIZAÇÃO DAS ROCHAS CARBONATADAS

A caracterização das rochas carbonatadas do ponto de vista da geologia de engenharia tem sido efectuada por diversos autores (Mamillan, 1958; Smorodinov et al., 1970; Tourenq e Archimbaud, 1974; Delgado Rodrigues, 1986). No trabalho de Delgado Rodrigues (1986) aponta-se para a utilização de procedimentos orientados de acordo com a ausência ou presença de materiais terrígenos e o seu tipo. Como já foi referido, as rochas carbonatadas podem conter diversos materiais terrígenos, merecendo destaque os minerais argilosos e as areias. Estas, quando em proporções moderadas, geralmente não levantam problemas para o comportamento geotécnico. De entre as rochas carbonatadas mistas, as que possuem teores significativos de minerais argilosos são as que maiores problemas levantam na sua utilização em obras de engenharia. Este facto fica a dever-se às características específicas deste grupo de minerais que apresentam apreciável expansibilidade, plasticidade, capacidade de absorção de água e baixa resistência mecânica. A presença de argilas origina maiores degradações por envelhecimento e a diminuição da resistência mecânica e da resistência ao desgaste em presença da água. A capacidade de adsorver água, característica das argilas, origina a expansão da rocha, tornando-a vulnerável às variações do teor em água e às acções de gelo e degelo. Pelas razões apontadas, as margas e os calcários margosos são frequentemente evitados como material de enrocamento. Por exemplo, no trabalho de Alonso et al. (1985) refere-se que se concluiu ser preferível utilizar as margas alteradas que constituíam os níveis superficiais do terreno, pois não eram susceptíveis de sofrerem deteriorações significativas, ao contrário do que acontecia com as margas não alteradas cuja evolução das propriedades no enrocamento era difícil de prever.

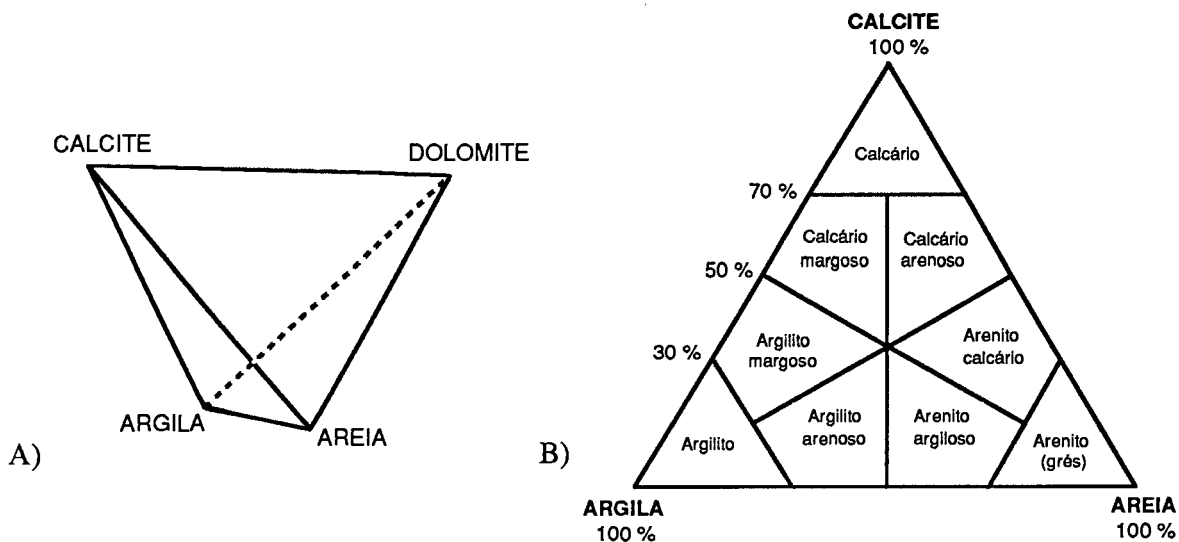


Fig. F2.8 - Rochas carbonatadas. A) Exemplo de uma classificação tendo como termos extremos a calcite, a dolomite, a argila e a areia; B) Classificação triangular diferenciando a calcite, a argila e a areia (adaptado de Selley, 1981).

Nas rochas carbonatadas com percentagens reduzidas de impurezas é hoje aceite que a sua caracterização se pode conseguir determinando as suas propriedades físicas e mecânicas. Autores, como Tourenq e Archimbaud (1974), consideram que as rochas calcárias podem ser satisfatoriamente caracterizadas pela mineralogia, estrutura e porosidade. Nos calcários e calcários dolomíticos muito puros a resistência é particularmente influenciada pela porosidade, tendendo a diminuir quando a porosidade aumenta (Mamillan, 1958; Delgado Rodrigues, 1986). No que diz respeito à relação entre a porosidade e a resistência à compressão uniaxial, os resultados obtidos por Delgado Rodrigues (1986) estão de acordo com os de outros autores (Mamillan, 1958; Smorodinov et al., 1970; Tourenq e Archimbaud, 1974). Verifica-se a existência de dois grupos com comportamentos diferentes, que se podem separar consoante o valor da porosidade é maior ou menor que 3 a 4%. Para porosidades inferiores a este valor, as rochas apresentam uma gama de variação da resistência muito alargada, enquanto com porosidades superiores a 4% tendem a apresentar uma diminuição relativamente regular da resistência à medida que aumenta a porosidade. A diferença de comportamento nas rochas pouco porosas ($n < 3\%$) é atribuída às fissuras e fracturas ao diminuírem a resistência à compressão uniaxial, considerando-se que este fenómeno é de grande importância para resistências inferiores a 130 MPa (Delgado Rodrigues, 1986).

Um outro aspecto relevante no estudo das rochas carbonatadas é a avaliação da sua durabilidade em face dos agentes de alteração. Este objectivo é geralmente abordado de diferentes modos, podendo considerar-se que a execução de ciclos de secagem e embebição,

de gelo e degelo, a cristalização de sais, a determinação da porosidade, da expansibilidade, e, ainda, da capacidade de absorção de água em condições específicas são alguns dos procedimentos mais utilizados.

2.2.7.3 - CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DAS ROCHAS CARBONATADAS

Delgado Rodrigues (1986) executou diversos ensaios de laboratório com vista à determinação da importância dos minerais argilosos nas características das rochas carbonatadas. Com base nos resultados, concluiu que, nas rochas com teor elevado de minerais argilosos, a expansibilidade será o parâmetro mais importante para a avaliação das suas características geotécnicas. Por outro lado, quando o teor de minerais argilosos é baixo, o factor que tende a condicionar o comportamento das rochas carbonatadas é a porosidade. O comportamento geotécnico das rochas carbonatadas é pois fundamentalmente condicionado pelo espaço poroso e pela componente argilosa.

Utilizando como parâmetros básicos a porosidade acessível à água e a expansibilidade por absorção de água, Delgado Rodrigues (1986) elaborou um ábaco para a classificação geotécnica das rochas carbonatadas que apresentamos na Fig. F2.9.

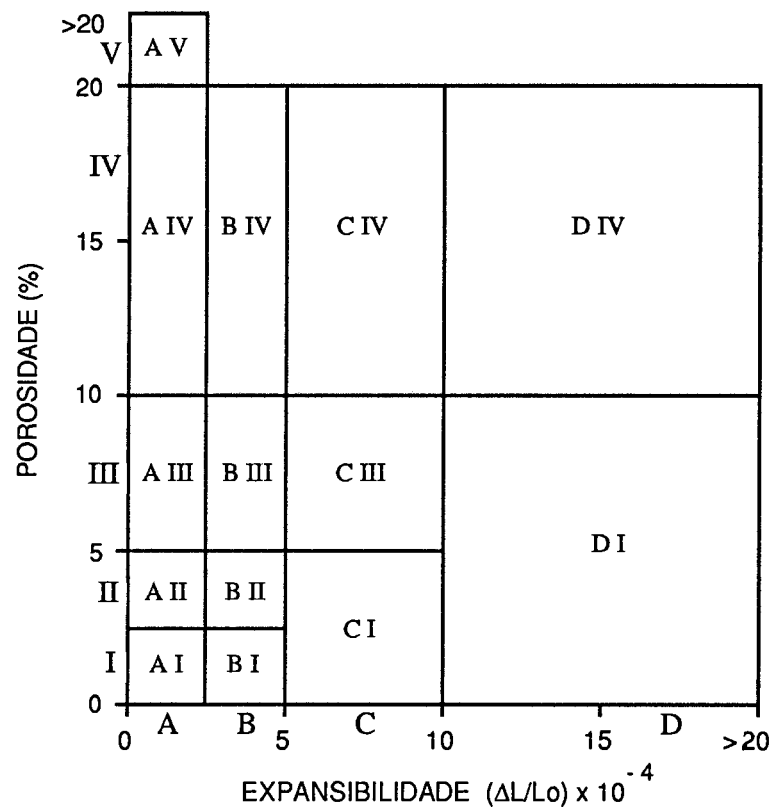


Fig. F2.9 - Ábaco para a classificação geotécnica das rochas carbonatadas (Delgado Rodrigues, 1986).

As classes mais influenciadas pela porosidade são as AI a AV, enquanto que as classes C e D são muito condicionadas pela presença de água, possuem elevada alterabilidade e exibem diferenças significativas no comportamento das amostras nos estados seco e saturado. As classes B apresentam características de transição entre as classes anteriormente referidas. Nas classes A as propriedades mecânicas e a velocidade de propagação de ultrassons aumentam de AV para AI, ou seja com a diminuição da porosidade.

2.3 - ESTUDO DOS ATERROS DE ENROCAMENTO

No estudo dos aterros de enrocamento é necessário, para cada caso, adequar os estudos de campo e de laboratório em função da pedra, do tipo litológico e das características particulares da estrutura de enrocamento. Como referem Delgado Rodrigues et al. (1982), os programas de estudo, por exemplo, de rochas graníticas deverão ser diferentes dos utilizados para os basaltos, e mesmo muito diferentes dos utilizados para as rochas sedimentares.

Este assunto, encontra-se abordado com diferentes perspectivas por numerosos autores, de que destacamos: Watson, 1968; Delgado Rodrigues, 1990; Delgado Rodrigues et al., 1982; Veiga Pinto et al., 1986; Veiga Pinto, 1983, 1987, 1990; Justo, 1990-a; Romana, 1990.

Ao longo das diferentes fases do empreendimento são realizados diversos trabalhos específicos que se esquematizam na Fig. F2.10.

A amostragem deverá ser criteriosa, de modo a ser representativa da rocha a explorar, recorrendo-se quer a amostras obtidas à superfície do maciço quer nas sondagens. Se um fragmento rochoso pode ser representativo da rocha numa determinada zona, a representatividade da amostragem relativamente à pedra é frequentemente mais difícil de avaliar. Na análise das características da pedra a partir dos resultados obtidos sobre as amostras ensaiadas, há que ter em conta que se está a extrapolar para uma população muito mais vasta, o que implica um certo grau de incerteza.

Na fase de anteprojecto pretende-se fornecer ao projectista elementos sobre as características dos materiais a utilizar no enrocamento que lhe permitam fazer o pré-dimensionamento da estrutura. Para a caracterização expedita das amostras, realizam-se ensaios de propriedades índice de custo reduzido e de execução rápida. A classificação dos materiais para a construção dos enrocamentos pode ser efectuada segundo a classificação de

Metodologia De Estudo Dos Aterros De Enrocamento

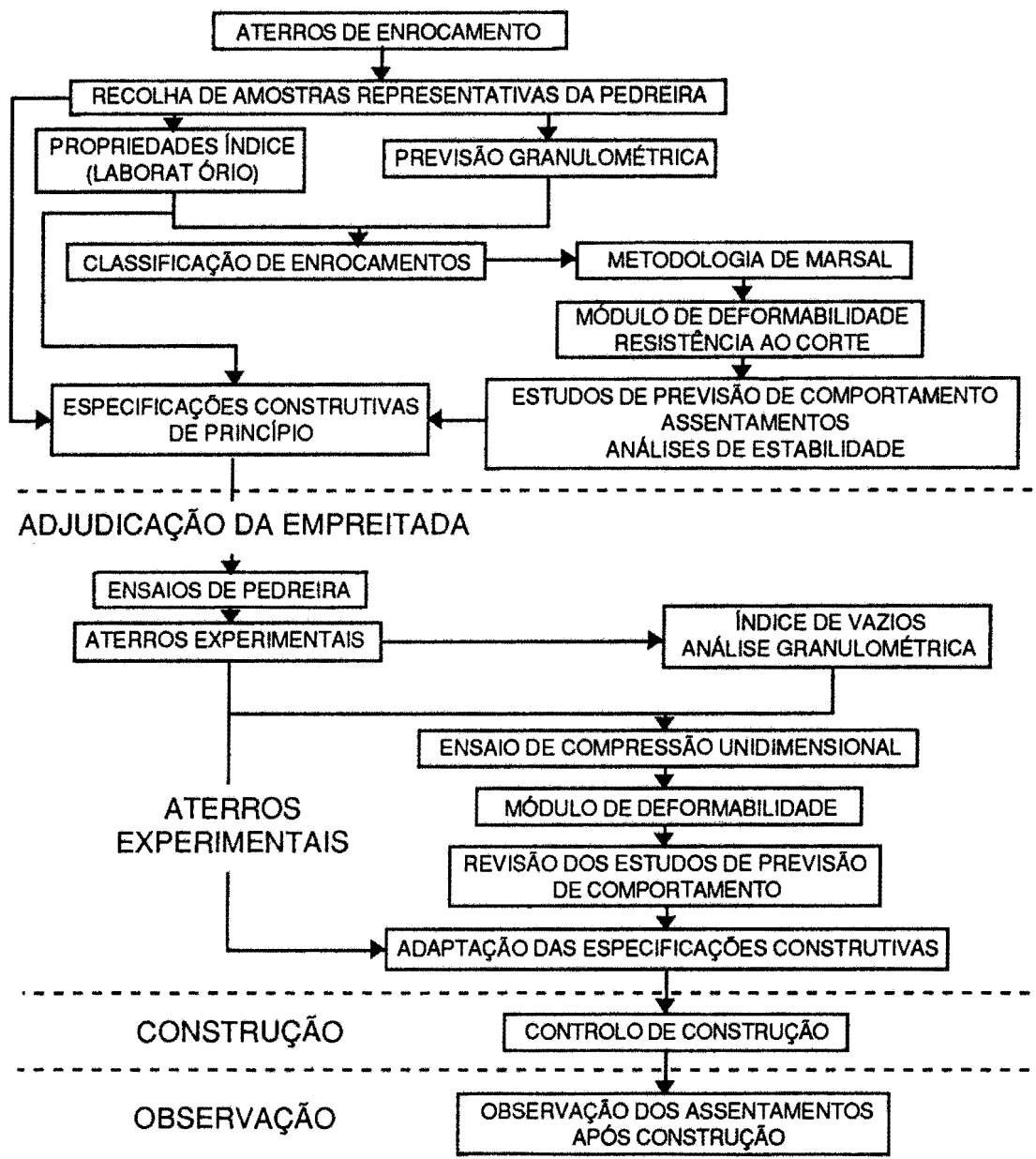


Fig. F2.10 - Esquema das operações para o estudo dos aterros de enrocamento (Veiga Pinto, 1987)

Marsal (Marsal e Resendiz, 1975) (Tabela T2.6). Com base nesta classificação podem obter-se os valores estimados para as características mecânicas que se podem esperar para o enrocamento (Marsal e Resendiz, 1975). Com uma finalidade semelhante podemos utilizar as relações entre algumas propriedades índice e as características mecânicas dos enrocamentos (Delgado Rodrigues et al., 1982; Veiga Pinto et al., 1986, 1988; Quinta Ferreira et al., 1987), que deprevermos com mais pormenor no Cap. 4.

Após a adjudicação da empreitada, são realizados ensaios de pedreira, seguindo-se a execução dos aterros experimentais. A realização de ensaios de pedreira vai permitir a melhor definição do plano de fogo e o tipo e quantidade de explosivos a usar, de modo a obter-se uma distribuição granulométrica dos materiais e o mais próximo possível dos fusos granulométricos de projecto. Para uma melhor representatividade, o ensaio deverá realizar-se sobre um volume de rocha de 1000 a 2000 m³.

Após a construção é necessário observar o comportamento do enrocamento de modo a tomar atempadamente as medidas correctivas que se considerem necessárias, e recolher informações que permitam entender o comportamento a longo prazo. Regra geral medem-se os deslocamentos superficiais, nas marcas de nivelamento estabelecidas no plano de observação da estrutura, podendo ainda medir-se os movimentos internos do enrocamento desde que tenham sido colocados dispositivos apropriados. A observação da durabilidade dos materiais pode assumir importância quando se utilizam rochas alteradas, facilmente alteráveis ou de baixa resistência. Os resultados da observação podem constituir elementos de grande valor para a interpretação do comportamento da estrutura e para a construção de obras semelhantes.

Na tabela T2.5 apresentamos uma síntese das operações a efectuar para o estudo dos aterros de enrocamento durante as fases do empreendimento.

2.4 - CLASSIFICAÇÃO DOS ENROCAMENTOS

A elaboração de uma classificação a utilizar nos enrocamentos deve contemplar as características relevantes dos materiais utilizados e traduzir as propriedades dos enrocamentos. Qualquer sistema de classificação a utilizar para os enrocamentos deverá:

- 1 - Possibilitar a previsão preliminar do comportamento do enrocamento;
- 2 - Basear-se em ensaios simples, de execução rápida e pouco dispendiosa;
- 3 - Ser capaz de abranger a generalidade das rochas.

A elaboração de uma classificação para a generalidade das rochas levanta algumas reservas, pois é certo que os diferentes tipos litológicos apresentam características muito diversas. A resistência mecânica é sem dúvida de grande importância qualquer que seja o tipo litológico, podendo ser considerada como um parâmetro indispensável. É ainda necessário utilizar pelo menos outro parâmetro que dê informações relativamente à durabilidade do material, o que por exemplo pode ser dado por um ensaio ou por um índice

Tabela T2.5 - Síntese das operações a efectuar para o estudo dos aterros de enrocamento.

FASE	OPERAÇÕES A EFECTUAR	ELEMENTOS
ESTUDO PRELIMINAR e ANTE-PROJECTO	<ul style="list-style-type: none"> • Prospeção dos materiais possíveis de utilizar. • Reconhecimento do local da pedreira. • Recolha de amostras para caracterização expedita e ensaios de propriedades índice ($n(\%)$; P_a; I_s; $\Delta L/L_0$; σ_r; durabilidade). • Avaliação das quantidades utilizáveis e das características dos materiais. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mapas, fotografia aérea, cartografia, trabalhos de prospeção. • Propriedades índice.
PROJECTO	<ul style="list-style-type: none"> • Ensaio de pedreira. • Aterros experimentais (para determinar as propriedades dos enrocamentos e optimização das técnicas construtivas). • Caracterização física e mecânica pormenorizada dos materiais rochosos. • Ensaio laboratorial sobre amostras granulares para a determinação da deformabilidade e da resistência ao corte (DU50, T30). • Elaboração das especificações de construção. 	<ul style="list-style-type: none"> • Granulometria. • Eficiência de compactação. • Propriedades índice. • Ensaio macro (granulometria, pesos volúmicos e índice de vazios). • Ensaio DU50 e T30.
CONSTRUÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> • Controlo das técnicas construtivas dos aterros de enrocamento e realização de ensaios macro. • Controlo das características dos materiais utilizados. 	<ul style="list-style-type: none"> • Controlo de construção.
OBSERVAÇÃO	<ul style="list-style-type: none"> • Observação e interpretação do comportamento do aterro. • Observação do comportamento dos materiais e da sua durabilidade. • Tomada de eventuais medidas correctivas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Assentamentos e movimentos do enrocamento. • Observação das deteriorações.

de durabilidade da rocha como os que são apresentados em Fookes et al. (1988) ou em Delgado Rodrigues e Jeremias (1989).

Na tabela T2.6 apresenta-se a classificação dos enrocamentos segundo Wilson e Marsal (1979), baseada nos resultados dos ensaio de durabilidade, resistência ao corte e deformabilidade de numerosos materiais de enrocamento. Os parâmetros básicos utilizados são a resistência ao esmagamento (P_a), a absorção de água, o ensaio de Los Angeles e, ainda, o coeficiente de uniformidade (C_u) representando a distribuição granulométrica dos materiais.

Tabela T2.6 - Classificação dos enrocamentos (Wilson e Marsal, 1979).

Material	P_a para dn=5cm (kN)	Absor- ção de água (%)	Ensaio Los Angeles (%)	Granulometria	C_u	Tipo de enroca- mento (*)
Fragmentos de elevada resistência	> 10	1-2,5	10-15	Uniforme	1-5	1 U
				Bem graduada	> 15	1 BG
Fragmentos de média resistên- cia	10-5	1-2,5	15-25	Uniforme	1-5	2 U
				Bem graduada	> 15	2 BG
Fragmentos de baixa resistên- cia	< 5	2,5-15	> 25	Uniforme	1-5	3 U
				Bem graduada	> 15	3 BG

- (*) 1 - elevada resistência U - Uniforme
 2 - média resistência BG - Bem Graduado
 3 - baixa resistência

Capítulo 3

CONDIÇÕES LOCAIS

3 - CONDIÇÕES LOCAIS

Para a construção de uma barragem contribuem sempre várias especialidades, de modo a obter-se a solução mais adequada. Para o nosso trabalho interessa-nos particularmente a contribuição da geologia de engenharia para a construção das barragens de enrocamento, pelo que não aprofundaremos os aspectos que ultrapassam o domínio desta disciplina da geotecnia. A metodologia de estudo genericamente seguida já foi apresentada no Cap. 2.

De entre as numerosas questões que frequentemente são colocadas à geologia de engenharia com vista à construção de uma barragem de enrocamento, e a que apenas é possível responder após o estudo cuidadoso das condições locais, destacamos:

- Quais as condições geológicas existentes?
- A fundação possui características geotécnicas particulares que condicionem o projecto?
- Até que ponto a litologia, a estrutura e a alteração condicionam a escolha da barragem?
O enrocamento é o tipo de barragem mais adequado?
- Existe rocha em quantidade e com as propriedades necessárias para a construção do enrocamento?
- As condições de exploração da pedreira e a sua distância à barragem permitem a sua utilização económica?
- Que tipo de saneamento se deve efectuar?
- Quais as características de permeabilidade da fundação?
- Até que profundidade se deve injectar?

Durante o nosso trabalho tomámos contacto directo com cinco locais de barragens (Fig. F3.1), tendo procurado entender e esclarecer os diversos aspectos decorrentes do seu estudo. Quatro dos locais, Lagoacho, Paradela, Midões e Castelo de Paiva, situam-se em áreas graníticas; o local da barragem da Apartadura situa-se numa área de rochas xistosas com afloramentos de rochas carbonatadas e rochas graníticas nas

proximidades. No que se refere às fundações, nos quatro primeiros locais, é constituída por granito, enquanto que na Apartadura é constituída por xistos. Se nos granitos a heterogeneidade da alteração é a principal condicionante geológica, nos xistos é a anisotropia do maciço que maior importância apresenta.

Seguidamente passamos a apresentar os aspectos que consideramos de maior interesse para cada um dos locais referidos, bem como algumas considerações sobre aspectos relevantes das condições locais.

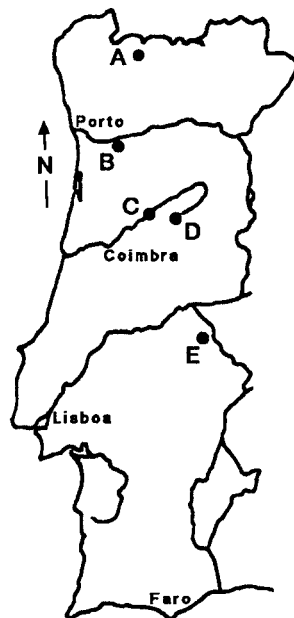


Fig. F3.1 - Locais estudados.
A-Paradela; B-Castelo de Paiva; C-Midões; D-Lagoacho; E-Apartadura.

3.1 - BARRAGEM DE PARADELA

3.1.1 - GENERALIDADES

A barragem de Paradela, com 110 m de altura acima do leito do rio, apesar de ter sido construída há mais de 30 anos continua a ser a barragem de enrocamento mais alta no nosso país. A barragem, como já anteriormente referimos, exibiu um comportamento deficiente, em particular durante os primeiros anos de operação, devido às elevadas deformações do enrocamento que provocaram a rotura da cortina de betão armado a montante, ocasionando perdas de água significativas. A influência negativa que Paradela teve para a subsequente evolução da construção de enrocamentos em Portugal motivaram-nos a efectuar a análise das condições locais da barragem, que apresentamos seguidamente, e a efectuar o estudo dos materiais de enrocamento, que apresentaremos nalguns pontos do Cap. 4 e no Cap. 5.

Para a análise da geologia de engenharia da barragem utilizámos fundamentalmente elementos dos anos 50 a 60 sob a forma de relatórios (Neiva, 1953; LNEC, 1954) e de artigos (Neiva, 1956; Fernandes et al., 1958-a,b; Weyermann, 1958; Fernandes et al., 1960). Para o estudo dos materiais empregues na construção do enrocamento e para a análise das características deste utilizámos elementos recentes, já obtidos nos âmbito dos trabalhos realizados com vista à preparação da presente dissertação (Quinta Ferreira et al., 1987; Veiga Pinto et al. 1988 e Quinta Ferreira e Veiga Pinto, 1988).

Na tabela T3.1 apresentamos as principais características do empreendimento.

Tabela T3.1 - Algumas características da barragem de Paradela.

Nome da barragem:	<u>PARADELA</u>
Localização:	Rio Cávado, junto a Paradela, no concelho de Montalegre.
Tipo:	Enrocamento lançado e constituído por grandes blocos.
Material de construção:	Granito porfiróide de grão grosseiro (Granito do Gerês).
Terreno de fundação:	Granito do Gerês por vezes alterado.
Elemento "impermeável":	Cortina de betão armado a montante.
Distância à pedreira (por estrada):	4,5 km
Comprimento do coroamento:	560 m
Largura do fundo do vale:	25 m
Máxima altura acima da fundação:	112 m
Máxima altura acima do leito do rio:	110 m
Volume escavado para a fundação:	$0,37 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume do enrocamento lançado:	$2,7 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume do enrocamento arrumado	$0,21 \times 10^6 \text{ m}^3$
Nível de pleno armazenamento:	740 m
Capacidade máxima da albufeira:	$158 \times 10^6 \text{ m}^3$
Area inundada:	$3,8 \text{ km}^2$
Area drenada:	126 km^2
Data de execução do projecto:	1954 - 1955
Período de construção:	1955 a 1958
Dono de obra:	Hidro-Eléctrica do Cávado (actualmente pertence à EDP).

3.1.2 - ENQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.1.2.1 - GEOLOGIA REGIONAL

Paradela situa-se próximo da bordadura de uma mancha de granito biotítico pós-tectónico, de grão grosseiro, porfiróide, vulgarmente conhecido por granito do Gerês (Fig. F3.2). Este granito apresenta por vezes uma tonalidade rosada, mesmo em amostras não alteradas. O granito é cortado por numerosos filões de quartzo com direcção sensivelmente N-S, por diversas falhas, zonas de cisalhamento e de brecheação.

A este afloram gnaisses e granitos sintectónicos, havendo a destacar o granito de Pisões, médio a grosseiro, de duas micas, e, para nordeste, o complexo de paragnais e granitos gnaissicos com a predominância de gnaisses entre a albufeira de Paradela e Fiães do Rio. O granito de Pisões possui encraves de xistos pelíticos.

Cerca de 1 km para Sul encontramos metassedimentos do Paleozóico (Silúrico-provável), constituídos por xistos pelíticos, com raros níveis de xistos quartzíticos, sendo cortados por numerosos filões de aplito-pegmatitos com direcção predominante NNE. Os xistos pelíticos são sericítico-cloríticos, apresentando os planos de xistosidade com orientação NW-SE a WNW-ESE (Neiva, 1953). Próximo do corpo granítico, os xistos sofreram metamorfismo de contacto intenso.

3.1.2.2 - GEOLOGIA LOCAL

A geologia do local da barragem encontra-se descrita por Neiva (1956), não sendo aqui apresentada em pormenor. Os granitos do local de fundação da barragem de Paradela, bem como os materiais graníticos empregues no enrocamento, pertencem ao granito do Gerês. No local da barragem predomina o granito porfiróide de grão grosseiro, que à superfície se apresenta bastante caulinizado e arenizado. Em determinados locais da margem esquerda encontra-se em profundidade uma alternância vertical de porções mais ou menos alteradas.

Para o nosso estudo efectuámos a recolha de amostras quer na pedreira do Corucho da Roca, junto à povoação da Ponteira, três quilómetros a Sul de Paradela, quer no enrocamento da própria barragem. Foi daquela pedreira que foram extraídos quase na totalidade os materiais graníticos que constituem o enrocamento da barragem de Paradela. A rocha aflorante é o já referido granito do Gerês. Localmente apresenta afloramentos de granito róseo a avermelhado, em especial próximo das fracturas do maciço. No campo, e

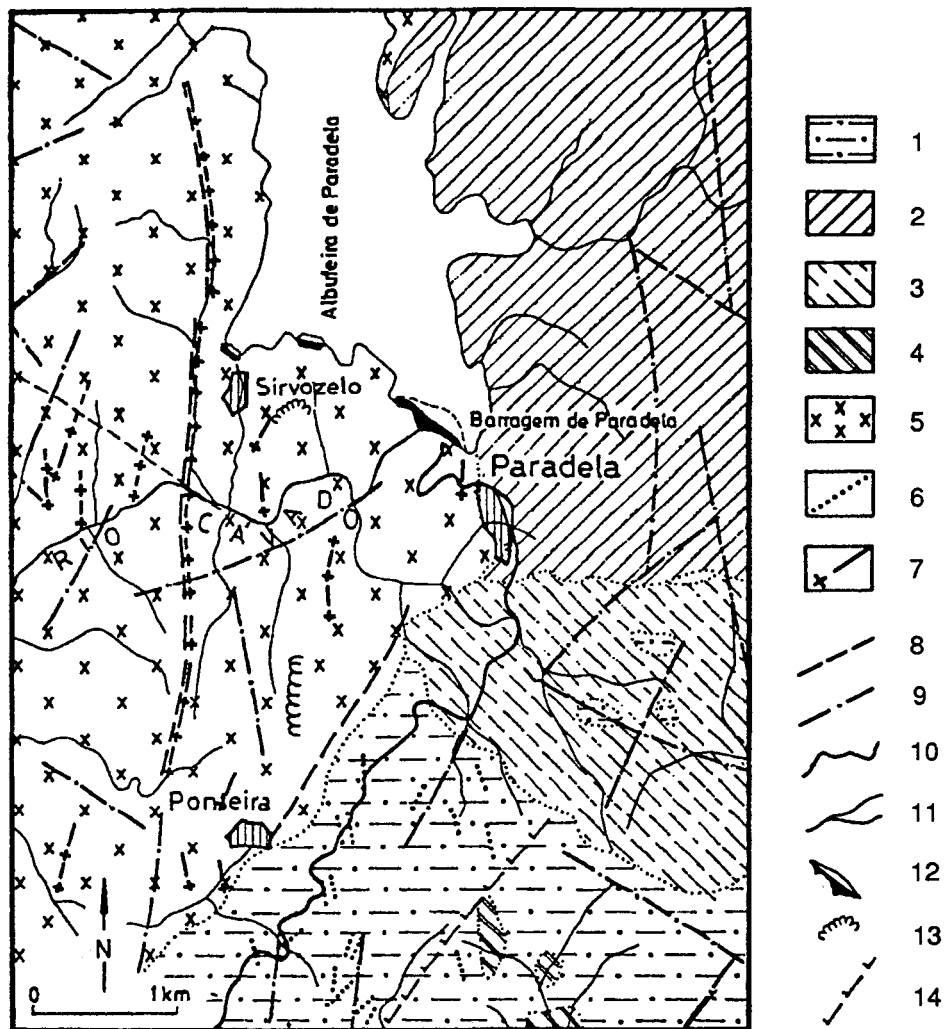


Fig. F3.2 - Esboço geológico da região de Paradelas (modificado de Noronha e Ribeiro, 1983).

(1-Xistos pelíticos com raros níveis de xistos quartzíticos. Granitos sintectónicos: 2-Complexo de paragneisses constituído por gnaisses, granitos gnaissicos e migmatitos; 3-Granito de Pisões, granito médio a grosseiro de duas micas; 4-Granito de Telhado, granito médio a fino moscovítico. Granitos postectónicos: 5-Granito do Gerês, granito porfiróide grosseiro biotítico. 6-Filões de aplitos e/ou pegmatitos; 7-Filões de quartzo; 8-Falha; 9-Falha provável; 10-Estrada; 11-Linha de água; 12-Barragem; 13-Pedreira; 14-Isógrada de metamorfismo).

mesmo à escala da amostra de mão, observámos que há passagem gradual do granito acinzentado para o granito avermelhado. Este último encontra-se geralmente alterado.

3.1.2.3 - LITOLOGIA

Os granitos estudados são biotíticos, de grão grosseiro, porfiróides, com textura hipidiomórfica-granular. São constituídos principalmente por quartzo (33%), oligoclase

(33%), microclina (29%), biotite (3,8%), clorite (0,5%), apatite (0,1%) e por muito pequenas quantidades de moscovite, zircão, ilmenite e epídoto. O tamanho médio dos grãos varia entre 5 e 10 mm, mas os megacristais de microclina podem atingir 30 mm. Os granitos de cor avermelhada mais intensa têm características semelhantes às referidas anteriormente, mas tendem a apresentar granulometria mais grosseira, menos biotite e quartzo, mais epídoto, e maior quantidade de inclusões ferruginosas que se tendem a concentrar nos feldspatos potássicos.

O quartzo é xenomórfico, com extinção rolante, incluindo frequentemente pequenos cristais de biotite. Ocasionalmente ocorre nas plagioclases sob a forma de mirmequite. A plagioclase é uma oligoclase (An_{22-12}), hipidiomórfica, e mesmo nas amostras menos alteradas apresenta-se sericitizada principalmente na parte central dos cristais. A plagioclase ocorre por vezes como inclusão nos megacristais de microclina. A microclina é pertítica, hipídio a xenomórfica, apresentando a macla em cruz característica. Os megacristais possuem frequentemente inclusões de cristais de plagioclase e mais raramente de biotite.

A biotite é intensamente pleocróica, variando de castanho muito escuro com β a amarelo palha com α . É hipidiomórfica, possuindo inclusões abundantes de apatite e raras de zircão. No diagrama $Mg-(Fe^{2+}+Mn)-(Al+Fe^{3+}+Ti)$ de Foster (1960), projecta-se na zona de transição entre as siderofilites e as biotites ferríferas, mas muito próximo das siderofilites. A moscovite das amostras de Paradela apresenta frequentemente arranjo radial característico das moscovites secundárias. A moscovite aparece também no interior das plagioclases alteradas. A projecção da composição química destas moscovites no diagrama $Mg-Ti-Na$ de Miller et al. (1981) confirma serem moscovites secundárias. A clorite aparece quer junto às biotites cloritizadas quer isoladamente. Apresenta pleocroísmo verde intenso com β a verde ou amarelo com α , respectivamente nas amostras não alteradas e nas alteradas. A apatite ocorre preferencialmente como inclusão nas biotites. O zircão e a ilmenite são raros. O epídoto aparece como produto da alteração da plagioclase, mas devido à sua grande facilidade de mobilização encontra-se preferencialmente nas superfícies dos planos de fractura existentes no maciço.

3.1.2.4 - ESTRUTURA E TECTONICA

Segundo Neiva (1956), o local de fundação da barragem é afectado por três sistemas dominantes de falhas, respectivamente com direcção $N7^{\circ}W-N15^{\circ}E$ inclinando para W; $N35-50^{\circ}E$ com inclinação entre 50° e 90° ; e $N57-73^{\circ}W$, vertical (Fig. F3.3). As falhas apresentam enchimentos de caulinite com possança variável entre 0,30 e 0,95 m. Os sistemas de diaclases mais frequentes são: $N70-90^{\circ}W$, $N41^{\circ}W$ e $N11^{\circ}W-N9^{\circ}E$, todos

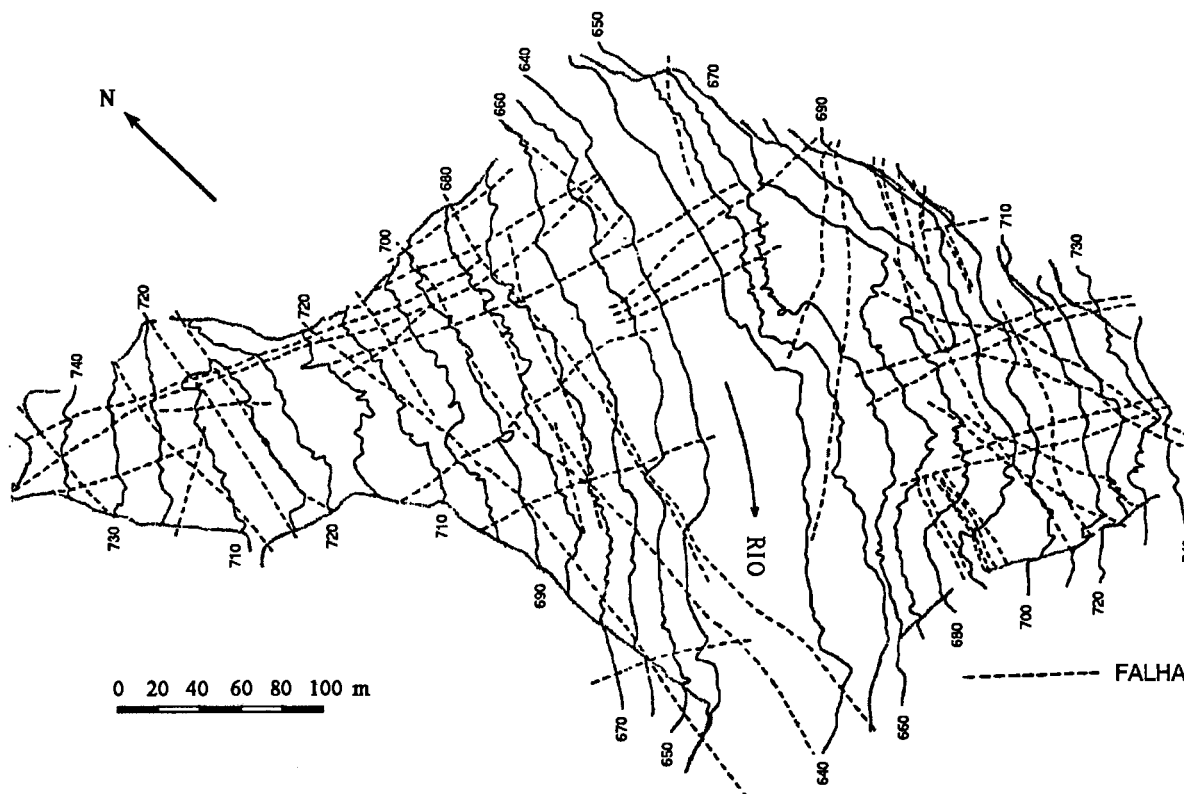


Fig. F3.3 - Carta geológica da fundação da barragem de Paradela após as escavações (Neiva, 1956).

verticais, e N50-70°E, vertical ou inclinado para SE. Paralelamente à superfície do terreno há um outro sistema de diaclases que em profundidade tende a horizontalizar e a tornar-se mais afastado.

3.1.3 - FUNDAÇÕES DA BARRAGEM E SEUS PROBLEMAS

A espessura significativa de rocha alterada que no local de fundação varia de 12 m a 25 m, a morfologia do vale e o grande número de falhas que conferem certa instabilidade tectónica à região, levaram os projectistas a optarem por uma barragem de enrocamento em detrimento de uma barragem arco ou mesmo de contrafortes (Neiva, 1956).

No relatório do reconhecimento geológico (Neiva, 1953) é apresentado o zonamento da fundação, com base no grau de alteração, considerando uma zona superficial de granito decomposto, uma zona intermédia de granito alterado e a terceira zona de granito não alterado. A implantação da barragem foi condicionada pela conveniência em construir o muro corta águas no granito menos alterado, o que não evitou que nalguns lugares se tivesse que escavar até à profundidade de 15 m. Para a construção de uma barragem de enrocamento, as escavações previstas (Neiva, 1953 ; 1956) variavam entre 2 m no fundo do vale e 6 m nas zonas mais elevadas, pois o granito alterado fornecia uma boa fundação para

o enrocamento. Na margem direita não foi necessário atingir estas profundidades, à excepção do local de uma falha que obrigou a uma escavação mais profunda devido à alteração mais intensa do granito. A maior alteração na margem esquerda obrigou a escavações mais profundas, que ainda tiveram de ser aprofundadas ao longo de dois alinhamentos de falha. A fundação foi regularizada tendo-se extraído a maioria do granito mais alterado. Caso os projectistas tivessem optado pela construção de uma barragem de betão, a escavação a utilizar deveria corresponder sensivelmente ao limite inferior da segunda zona, variando entre um mínimo de cerca de 3 m nalguns locais junto ao rio até cerca de 25 m nas cotas mais elevadas.

As deficientes características do local da barragem obrigaram a um estudo pormenorizado da fundação de modo a permitir escolher o tipo de barragem e as soluções construtivas mais adequadas. No estudo efectuado, para além do reconhecimento geológico de superfície, foram executadas numerosas sondagens e galerias de prospecção (Tabela T3.2).

Tabela T3.2 - Sondagens e galerias de prospecção efectuadas no local de fundação da barragem de Paradela (baseado em Neiva, 1953).

	SONDAGENS			GALERIAS	
	Desig	Comp (m)	Inclin (°)	Desig	Comp (m)
MARGEM DIREITA	S 12	30,2	45	G 5	43
	S 13	35,0	45	G 8	53
	S 14	30,0	44	G 9	32
	S 15	40,0	45	G 10	29
	S 16	39,0	45	G 17	31
	S 17	36,5	45	G 18	32
	S 18	35,5	43	G 19	38
	S 19	35,0	45	G 21	29
	S 20	35,0	46		
	S 21	41,9	62		
MARGEM ESQUERDA	S 8	17,3	90	G 1	32
	S 9	25,6	90	G 2	41
	S 10	35,0	45	G 3	36
	S 11	35,0	41	G 4	21
	S 23	32,9	40	G 6	57
	S 25	39,0	44	G 7	50
	S 26	34,0	45	G 11	47
				G 12	21
				G 13	46
				G 14	46
			G 15	20	
			G 16	37	
			G 20	26	
Soma		576,9		767	

Weyermann (1958) refere que foram executadas 19 sondagens com um total de 668,5 m e 21 galerias com um total de 841 m, o que difere ligeiramente dos elementos recolhidos em Neiva (1953) e apresentados na tabela anterior, pelo que admitimos terem sido executados trabalhos de prospecção adicionais posteriormente ao relatório de 1953.

No relatório do reconhecimento geológico de Paradela (Neiva, 1953), é apresentado o perfil geológico das sondagens sem qualquer referência à recuperação ou ensaios de injeção de água do tipo Lugeon. No entanto Neiva (1956) refere que a permeabilidade sob a barragem ou na albufeira é mínima ou praticamente nula, pois que a rede de fissuras é descontínua, impedindo a água de circular, e que o enchimento caulínico das falhas as permite considerar como impermeáveis.

Nas sondagens efectuadas sob o muro corta-águas, e respeitantes à cortina de injeções principal, já foram executados sistematicamente ensaios de injeção de água do tipo Lugeon em trechos de 5 m, com dois ou três patamares de pressão de 0,2; 0,5 e 1,0 MPa (Weyermann, 1958). Ainda segundo este autor, os resultados permitiram verificar que o granito mais alterado possuía permeabilidade semelhante ao de material arenoso.

A inclinação dada à maioria das sondagens deveu-se ao facto de as diaclases e falhas serem predominantemente verticais, possibilitando assim o seu atravessamento. É interessante notar que na margem esquerda se executaram mais galerias que na margem direita. No que respeita às sondagens verifica-se o oposto. Ora encontrando-se a margem esquerda mais alterada que a direita, poderemos inferir que as galerias foram preferidas às sondagens como meio de prospecção das zonas menos favoráveis do maciço.

3.1.4 - PEDREIRA E LOCAIS DE EMPRÉSTIMO

A insuficiência de terras impediu a construção de uma barragem de terra. Para a construção de um enrocamento existia rocha granítica em abundância e de boa qualidade no Corucho da Roca, junto à povoação da Ponteira, cerca de 2 km (4,5 km por estrada) a sul do local da barragem. A frente alta e vasta, e a qualidade da rocha permitiram uma fácil exploração da pedreira (Neiva, 1953; 1956). Além desta pedreira foi também explorada uma pequena pedreira junto à povoação de Sirvozelo. A rocha extraída é, o já referido, granito do Gerês.

Para a execução dos diques destinados ao fecho das portelas de Barreiros e de Telheiras, o LNEC (1954) estudou a possibilidade de utilizar terras. Foram seleccionadas cinco manchas de saibros graníticos, situadas na zona a ser coberta pela albufeira e próximo das referidas portelas. Naquele relatório é referido que, temendo-se que os saibros

apresentassem um coeficiente de permeabilidade demasiado elevado para construir uma cortina impermeável, se procuraram materiais argilosos e siltosos resultantes da alteração dos xistos, tendo-se encontrado pequenas manchas, dificilmente exploráveis, junto à estrada de Venda Nova a Paradela, distando entre 9 e 12 km das portelas. Após o estudo laboratorial, verificou-se que o silte e a argila da alteração dos xistos possuíam piores características que os saibros da albufeira. Os saibros graníticos apresentam um coeficiente de permeabilidade da ordem dos 10^{-4} cm/s, e características de corte definidas por coesão nula ($c=0$) e ângulo de atrito de 35° . Face às quantidades e características dos materiais disponíveis, optou-se por construir os diques em alvenaria de granito.

3.1.5 - CONSTRUÇÃO DO ENROCAMENTO

Em planta a barragem apresenta uma forma curva com a concavidade virada a jusante. Segundo Fernandes et al. (1958-a,b), esta forma, devido ao efeito de arco, tende a opor-se à abertura das juntas verticais e à tendência do enrocamento para se deslocar em direcção ao centro do vale. A inclinação de projecto dos paramentos da barragem é de 1,3H:1V. Entre a cortina de betão armado a montante e o enrocamento lançado utilizou-se uma almofada de enrocamento arrumado (Fig. F3.4).

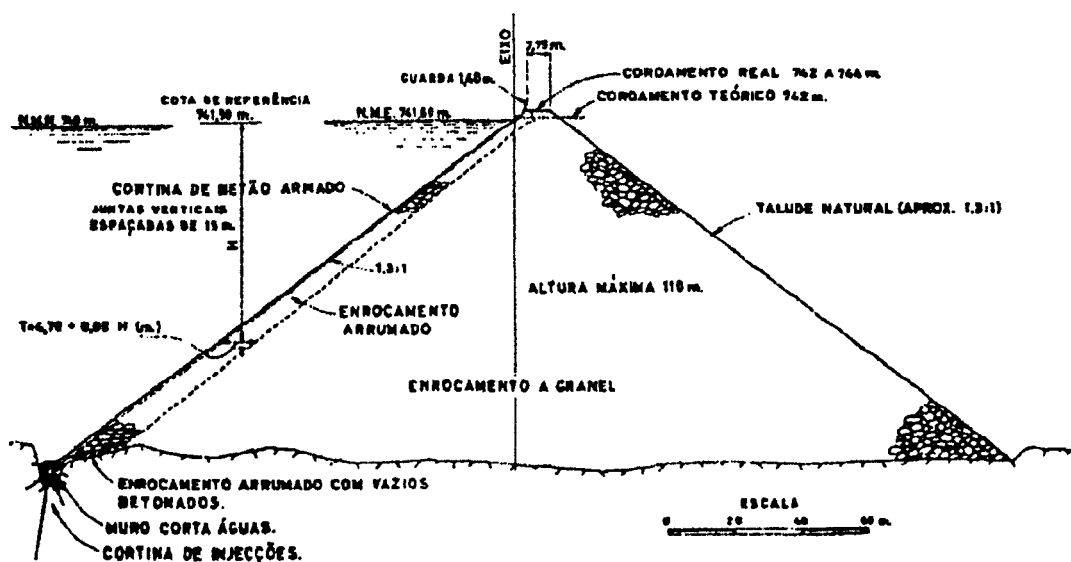


Fig. F3.4 - Corte tipo da barragem de Paradela (Fernandes et al., 1960).

Para a preparação da fundação, Fernandes et al. (1958-a,b) referem que nos locais em que não se retirou totalmente o granito francamente alterado e junto às zonas de falha, após a lavagem da fundação com um jacto de água, se procedeu à colocação de uma

camada de granito britado, de modo a evitar a possível erosão interna da rocha alterada e impedir que os blocos penetrassem na fundação mais branda, o que iria aumentar a deformabilidade do enrocamento. As caixas das falhas foram limpas numa profundidade de 0,6 m e preenchidas com um filtro de areia e de brita de granito e cobertas por uma camada de betão "ciclópico".

O enrocamento foi construído com blocos de granito obtidos na pedreira do Corucho da Roca, já anteriormente referida. O processo construtivo encontra-se descrito pormenorizadamente por Fernandes et al. (1958-a,b; 1960). O tamanho máximo dos blocos apenas foi limitado pela capacidade do equipamento de carga e de transporte, tendo os finos sido removidos por jactos de água durante a colocação em obra. O volume de água utilizado foi quatro vezes superior ao do enrocamento. O enrocamento a granel foi lançado de grande altura, em camadas de grande espessura. Para o enrocamento arrumado escolheram-se os blocos de maiores dimensões que foram colocados de modo a estabelecerem um bom contacto, tendo os vazios sido preenchidos por material de menores dimensões. A construção efectuou-se por quatro fases, com zonas do aterro a alturas diferentes.

3.1.6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Fernandes et al. (1958-a,b) referem, e citamos: "It is well known that the countless problems raised by the construction of this type of dam cannot be mastered either by calculations or by experiment. And so the plans must be drawn up empirically, based on the teachings of experience acquired either in the execution of, or in observing the behaviour of similar projects already carried out". Se os conhecimentos existentes então sobre as técnicas de construção dos enrocamentos e sobre o seu comportamento se encontravam em desenvolvimento, o certo é que Paradela foi à data da sua construção a barragem mais alta do seu tipo. Os problemas levantados pela fissuração da cortina de betão armado, ao acompanhar o movimento do enrocamento subjacente, vieram chamar a atenção para o principal problema das barragens de enrocamento lançado, que é a sua elevada deformabilidade. Tendo sido objecto de vários estudos (Veiga Pinto e Ana Quintela, 1987; Quinta Ferreira et al., 1987; Veiga Pinto et al. 1988), este assunto será desenvolvido com mais pormenor posteriormente neste trabalho.

Quanto ao estudo das fundações, ele foi bastante cuidado, podendo afirmar-se que foi bem mais extenso que o que seria actualmente utilizado na construção de uma barragem do mesmo tipo onde as galerias de prospecção se não fossem totalmente eliminadas seriam drasticamente reduzidas. Segundo Neiva (1987), os trabalhos de prospecção foram realizados com o objectivo de construir uma barragem de betão, tendo a elevada alteração do local obrigado ao seu abandono.

A barragem de Paradela é um bom exemplo de uma barragem em que as condições locais foram condicionantes na selecção do tipo de barragem, apontado claramente para a escolha de um enrocamento.

3.2 - BARRAGEM DE CASTELO DE PAIVA

3.2.1 - INTRODUÇÃO

O local previsto para a construção da futura barragem de Castelo de Paiva situa-se no rio Paiva, algumas dezenas de metros a montante da Ponte da Bateira, próximo de Travanca, na estrada que liga Castelo de Paiva a Alvarenga (Fig. F3.5). Na tabela T3.3 apresentamos algumas características do empreendimento.

Tabela T3.3 - Alguns aspectos relativos à barragem de Castelo de Paiva.

Nome da barragem:	<u>CASTELO DE PAIVA</u>
Localização:	Rio Paiva, junto a Travanca, no concelho de Castelo de Paiva.
Tipo:	(Enrocamento compactado) ?
Material de construção:	(Granito porfiróide de grão grosseiro) ?
Terreno de fundação:	Granito porfiróide de grão grosseiro.
Distância à pedreira:	(300 m) ?
Largura do fundo do vale:	10 m
Data de execução do projecto:	Por elaborar.
Dono de obra:	EDP.

3.2.2 - ENQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.2.2.1 - GEOLOGIA REGIONAL

Na região (Fig. F3.5) afloram a norte granitos predominantemente porfiróides e a sul rochas do "complexo xisto-grauváquico" ante-Ordovícico. O "complexo xisto-

-grauvácico" é constituído por xistos e metagrauvaques, com intercalações de metaconglomerados. O maciço granítico é na sua maioria porfiróide e de grão grosseiro, essencialmente biotítico-moscovítico, embora com alguns afloramentos de granito biotítico-moscovítico grão médio ou fino também porfiróide. Encontramos ainda manchas de granito biotítico-moscovítico de grão médio a fino. Os granitos intruíram os xistos do "complexo xisto-grauvácico" e do Ordovícico originando, por metamorfismo de contacto, corneanas pelíticas junto ao corpo ígneo e xistos mosqueados fazendo a transição para os materiais sem metamorfismo de contacto.

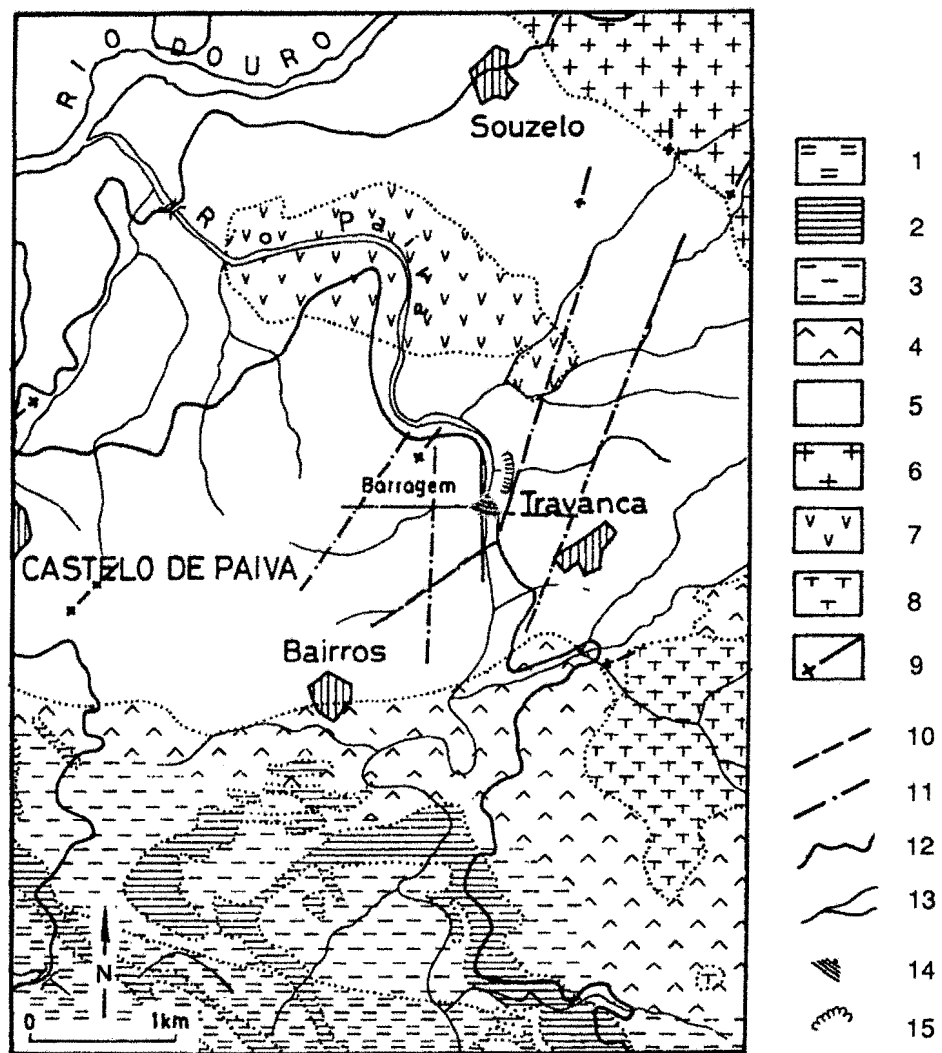


Fig. F3.5 - Esboço geológico da área de Castelo de Paiva (baseado em Medeiros et al., 1964, com aditamento).

(1-Xistos e metagrauvaques do "complexo xisto-grauvácico" ante-Ordovícico; 2-Conglomerados ante-Ordovícicos; 3-Xistos mosqueados ante-Ordovícicos; 4-Corneanas pelíticas; 5-Granito porfiróide grosseiro a médio biotítico-moscovítico; 6-Granito porfiróide médio biotítico-moscovítico; 7-Granito porfiróide fino biotítico-moscovítico; 8-Granito médio a fino biotítico-moscovítico; 9-Filões de quartzo; 10-Falha; 11-Falha provável; 12-Estrada; 13-Linha de água; 14-Local de barragem; 15-Pedreira provável).

3.2.2.2 - GEOLOGIA LOCAL

No local aflora granito porfiróide grosseiro biotítico-moscovítico, atravessado por filões de aplito-pegmatito e com menos frequência por filões de quartzo (Fig. F3.6). Várias falhas, de direcção aproximadamente N-S e subverticais, cortam o granito.

A superfície do terreno encontra-se essencialmente coberta por solos residuais da alteração do granito, sendo pouco extensa a mancha de rocha aflorante constituída essencialmente por blocos. O tamanho e quantidade destes blocos aumenta para as cotas mais baixas, particularmente na margem direita, abaixo do nível da estrada. Os blocos estão pouco a medianamente alterados à superfície e não alterados no interior. As restantes massas graníticas aflorantes contrastam com os blocos, pois estão geralmente alteradas a extremamente alteradas. Com o aumento das cotas no terreno, aumenta a espessura de granito alterado. Na proximidade das falhas o grau de alteração do granito aumenta.

3.2.2.3 - LITOLOGIA

No local da barragem de Castelo de Paiva, encontramos principalmente granito biotítico-moscovítico porfiróide de grão grosseiro, composto por quartzo (32%), microclina (29%), plagioclase (oligoclase) (23%), biotite (11%), moscovite (3,0%), clorite (0,9%), apatite (0,2%) e ainda por pequenas quantidades de ilmenite e zircão. Os megacristais são de microclina e de plagioclase, atingindo 80 mm na sua maior dimensão e orientados segundo a lineação de fluxo. As biotites concentram-se por vezes em aglomerados com vários centímetros. No granito observamos esporadicamente variações locais no grão, indo até o grão médio e fino. Ao microscópio observam-se por vezes zonas esmagadas que se encontram recimentadas por quartzo e moscovite. Todas as lâminas observadas apresentam microfracturação intensa.

O quartzo é xenomórfico, com extinção rolante muito evidente e inclusões fluidas que lhe definem lineações. Possui também inclusões de pequenos cristais de biotite e de moscovite. Encontra-se, conjuntamente com a biotite, a recimentar microfracturas. O quartzo ocorre ainda como inclusão nos megacristais de plagioclase. A plagioclase é hipidiomórfica e maclada segundo lei da albita. Trata-se de oligoclase (An₂₇₋₂₁), que se encontra muito sericitizada mesmo nas amostras menos alteradas. A alteração é mais intensa no centro, abrangendo frequentemente quase todo o cristal. Com a alteração da rocha, as plagioclases tendem a albitizar. O produto da alteração das plagioclases mais abundante é a sericite, ocorrendo a moscovite mais raramente. O feldspato potássico é a microclina (Or₉₂₋₈₇), apresentando a macla em cruz característica e por vezes a macla de Carlsbad. Os

megacristais são hipidiomórficos, frequentemente micropertíticos, com inclusões de plagioclase, biotite, moscovite e quartzo. A microclina da matriz tende a ser xenomórfica.

A biotite é hipídio a idiomórfica, predominantemente de aspecto lamelar, possuindo inclusões abundantes de apatite, ilmenite e raras de zircão. Apresenta pleocroísmo castanho avermelhado com β a amarelo palha com α . No diagrama Mg-(Fe²⁺+Mn)-(Al+Fe³⁺+Ti) de Foster (1960), projecta-se na zona de transição entre as biotites ferríferas e as siderofilites. Por vezes os cristais de biotite são interpenetrados por moscovite. Ao longo das clivagens mostram concentrações de óxidos de ferro. A biotite apresenta-se parcialmente cloritizada e moscovitizada. A moscovite, tabular, que confirmámos tratar-se de moscovite primária de acordo com o diagrama Mg-Ti-Na de Miller et al. (1981), ocorre frequentemente associada à biotite. Encontramos ainda moscovite secundária resultante da alteração da biotite. A moscovite preenche também as microfracturas. A clorite resulta da alteração da biotite, apresentando pleocroísmo verde com β e amarelo esverdeado com α . A apatite é idio a hipidiomórfica, ocorrendo preferencialmente como inclusão na biotite ou nos agregados constituídos por biotite, moscovite e mesmo clorite. O zircão ocorre apenas como inclusão na biotite, encontrando-se rodeado por halos pleocróicos. A ilménite é hipídio a idiomórfica, ocorrendo como inclusão na biotite, entre os cristais de biotite ou entre os cristais de biotite e de clorite.

3.2.2.4 - ESTRUTURA E TECTONICA

No local onde se pretende construir a barragem de Castelo de Paiva o vale é relativamente simétrico, com vertentes de inclinação variável entre os 25° e os 30°, praticamente recto, com encurvamento muito suave para a direita.

Na margem esquerda, 50 m a jusante da ponte, observámos, junto à estrada, duas falhas de orientações NS;64°E e N12°E;84°WNW que se intersectam. A falha com direcção NS possui caixa de 0,2 m preenchida com argila de cor amarela acastanhada, e a falha N12°E possui caixa de espessura idêntica. A falha N12°E mostra uma zona de alteração envolvente de cerca de 0,25 m. Paralelamente a esta última falha encontrámos diaclases muito extensas, fácilmente visíveis ao longo do talude da estrada para jusante do ponto de intersecção das falhas referidas e até a ponte. Cerca de 20 m a montante da ponte, há outra falha de orientação N20°W;45°WSW que se prolonga para montante segundo o alinhamento do rio. Cerca de 100 m para montante, notámos uma zona de brecheação quase perpendicular ao rio (direcção próxima de EW), também reconhecida pela interpretação fotogeológica e coincidente com uma linha de água.

Na margem direita, seguindo pela estrada, vamos encontrar uma falha de orientação $N20^{\circ}E;71^{\circ}ESE$, cerca de 150 m a montante da ponte, em que são visíveis vários planos de cisalhamento paralelos e afastados alguns centímetros. Associado à falha há granito extremamente alterado numa faixa de cerca de 30 m. Nesta falha existe uma nascente captada por uma mina, sendo a água canalizada para o abastecimento de uma fonte. Cinquenta metros para montante, a interpretação fotogeológica permitiu-nos inferir uma outra falha, com direcção aproximadamente EW, e associada a outra nascente, mas que a forte vegetação local não permitiu confirmar. São ainda visíveis diversos filões de aplito-pegmatito e de aplito, por vezes com associações de quartzo.

A análise das diaclases (Fig. F3.7) permitiu-nos definir para a margem direita uma família principal, bem demarcada, de direcção variando de $N20^{\circ}W$ a $N10^{\circ}E$, pendendo $75-80^{\circ}E$. As restantes diaclases encontram-se mais dispersas, tendo-se ainda identificado três famílias: duas subverticais com orientação média $N24^{\circ}E;83^{\circ}WNW$ e $N80^{\circ}E;79^{\circ}N$, e a terceira com direcção média $N18^{\circ}E;32^{\circ}WNW$.

Na margem esquerda existe também a família principal de diaclases referida para a margem direita, com a mesma direcção, mas apresentando pendor $58-88^{\circ}E$. A orientação média desta família é aproximadamente paralela à falha da margem esquerda, com orientação $NS;64^{\circ}E$. As restantes diaclases permitiram ainda definir as famílias $N89^{\circ}E;76^{\circ}S$, $N64^{\circ}E;85^{\circ}SE$ e $N44^{\circ}W;32^{\circ}SW$.

3.2.3 - ESTUDO DAS FUNDAÇÕES DA BARRAGEM E SEUS PROBLEMAS

Da observação do local da barragem de Castelo de Paiva, realça, para além da presença de um vale relativamente simétrico, pouco aberto, a existência de poucos afloramentos rochosos e a alteração superficial intensa. Outro aspecto de relevo é a presença de algumas falhas com orientação próxima da direcção do rio. O que foi referido, permite levantar algumas questões como sejam: Qual a intensidade e a distribuição da alteração em profundidade?; O leito do rio coincide com uma zona de falha?; Até que ponto a fracturação e a alteração influenciam a permeabilidade do maciço?; O maciço é muito deformável?; Face às condições locais será um enrocamento o tipo de barragem o mais adequado?

Apesar de ainda não existirem elementos suficientes para o seu total esclarecimento, procuraremos apresentar e discutir as características do maciço de fundação. Para tal baseámo-nos no reconhecimento geológico do local e no estudo das sondagens, por nós efectuado, e no relatório da prospecção geofísica (Fialho Rodrigues, 1982). A

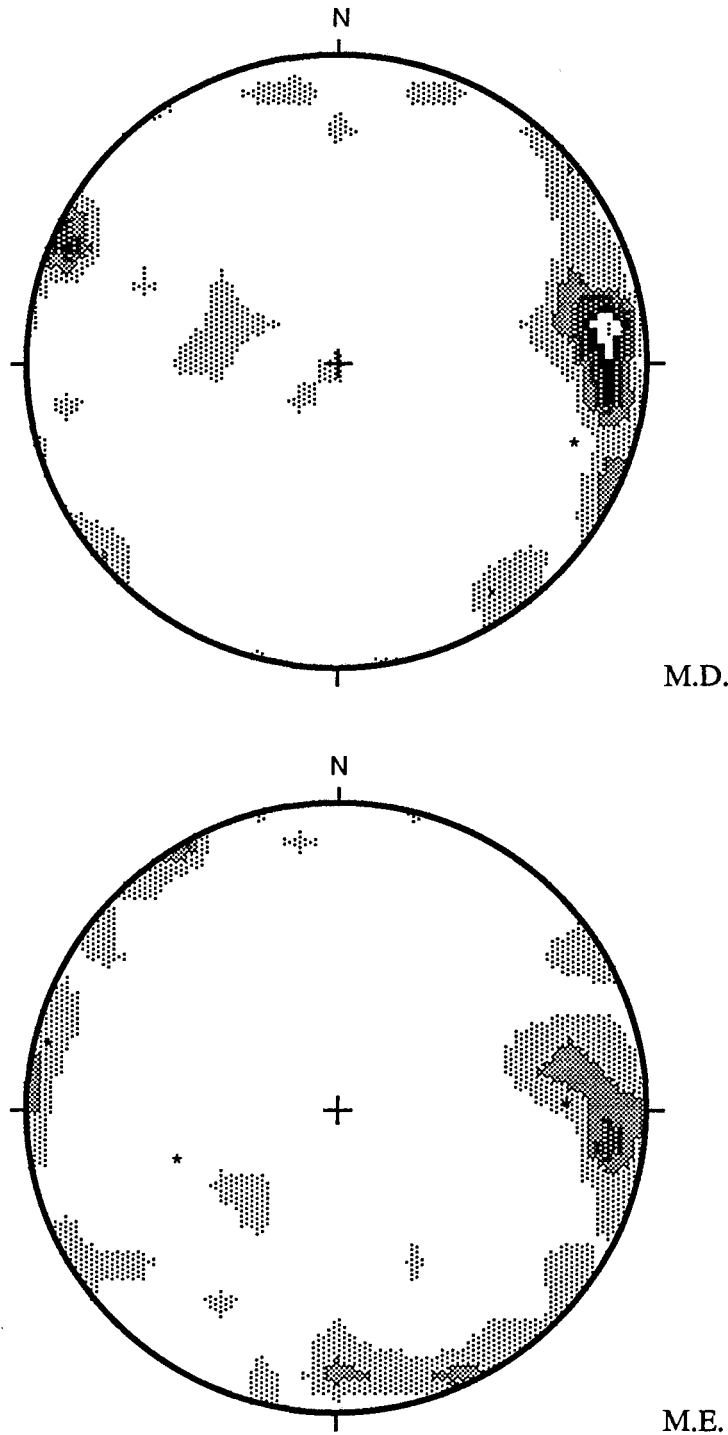


Fig. F3.7 - Projecção estereográfica equiárea (hemisfério superior) das densidades das diaclases no local da barragem de Castelo de Paiva. Os intervalos de contagem são de 2% do total de pontos por 1% de área da rede.
 * - Falha, M.D. - Margem direita, M.E. - Margem esquerda.

tabela T3.4 sintetiza alguns aspectos relativos a tipos e quantidade dos trabalhos de prospecção realizados.

Tabela T3.4 - Trabalhos de prospecção realizados no local da barragem de Castelo de Paiva.

CASTELO DE PAIVA							
	GEOFÍSICA				SONDAGENS		
	Refracçã. sísmica	Compr. (m)	Resistiv. eléctrica	Compr. (m)	Sondag. geoeléc.	Desig.	Compr. (m)
MARGEM DIREITA	PS 5	135	TD 45	225		SD 1	40.0
	PS 6	250	TD 65	220	SE 3	SD 2	55.5
	PS 7	190	TD 80	220	SE 2		
	PS 8	190	TD 95	220	SE 3		
MARGEM ESQUERDA	PS 4	190	TE 35	240	SE 4	SE 1	65.2
	PS 3	190	TE 55	240	SE 5	SE 2	42.0
	PS 2	190	TE 75	240	SE 6		
	PS 1	190	TE 95	240	SE 7		
Soma		1525		1845			202.7

A campanha de prospecção geofísica foi realizada pelo LNEC, e foram usados os métodos eléctricos (perfis de resistividade aparente e sondagens geoeléctricas) e o método sísmico de refacção (Fialho Rodrigues, 1982). Para a construção da carta de resistividades eléctricas aparentes (Fig. F3.8) foram executados 8 perfis de resistividade, segundo as curvas de nível, com um dispositivo do tipo Schlumberger ($\overline{AB} = 65\text{m}$ e $\overline{MN} = 5\text{m}$).

A observação da carta de resistividades aparentes mostra grande irregularidade das manchas de resistividade devido à desigual distribuição do granito alterado. As manchas com maiores resistividades correspondem a zonas de granito menos alterado e ao afloramento de grandes blocos. Podemos considerar que em ambas as margens as resistividades tendem a diminuir para as cotas mais altas, devido ao aumento da espessura da alteração, tal como nos foi possível confirmar pelo reconhecimento geológico de superfície e pelos restantes trabalhos de prospecção. Verifica-se também que as curvas de iso-resistividade tendem a desenvolver-se com orientação sensivelmente perpendicular ao rio. A parte de jusante (parte Norte) da carta de resistividades aparentes tende a apresentar valores de resistividade mais altos, em particular na margem direita onde verificámos existir menor alteração superficial do granito.

Ao efectuarmos a análise conjunta do levantamento geológico de superfície (Fig. F3.6) e da carta de resistividades aparentes (Fig. F3.8), pudémos concluir que algumas das zonas de baixas resistividades estão associadas a falhas. Na parte de montante da margem direita, observa-se um campo de menores resistividades que engloba o traçado da falha N20°E;71°ESE, já anteriormente referida, e que verificámos possuir uma zona envolvente

de granito extremamente alterado com largura aproximada de 30 m. Na margem esquerda, na parte de montante da carta de resistividade, encontramos um alinhamento de baixas resistividades bastante pronunciado, quase perpendicular ao rio, que em parte é coincidente com uma zona de brecheação, próxima de EW, ao longo de uma linha de água, e a que já nos referimos anteriormente. Para as outras falhas, identificadas no reconhecimento geológico de superfície, não encontramos relação com as zonas de menores resistividades, o que será devido à pequena espessura das suas caixas (variando entre 0,2 a 0,3 m).

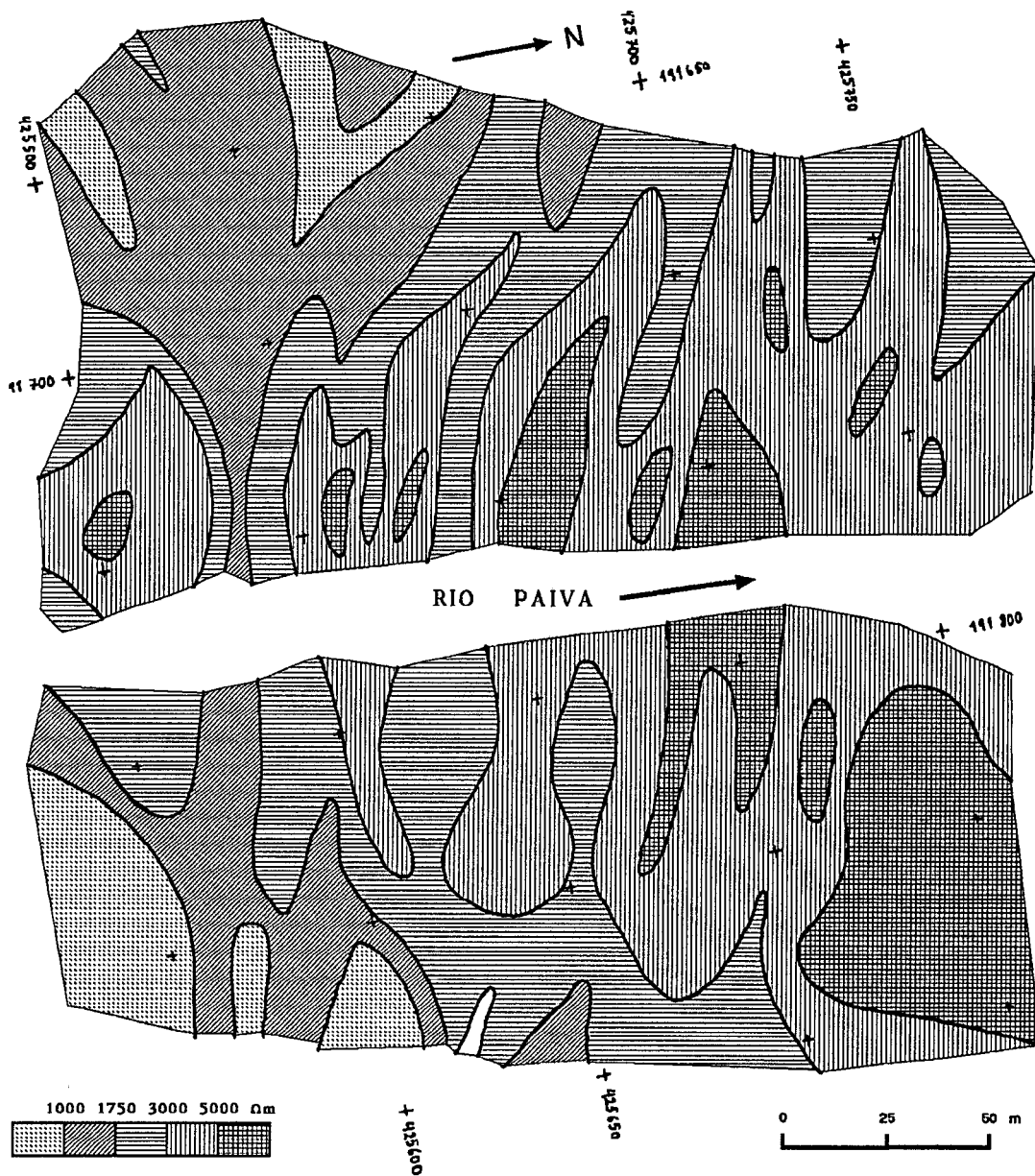


Fig. F3.8 - Carta de resistividades eléctricas aparentes do local da barragem de Castelo de Paiva (adaptada de Fialho Rodrigues, 1982).

Nas sondagens geoelectricas apresentadas por Fialho Rodrigues (1982), e localizadas em manchas com baixas resistividades aparentes (SE1, SE3, SE6), o substrato eléctrico ($\rho_a = \infty$) foi encontrado a profundidades da ordem dos 35 m, tendo-se individualizado mais três níveis com resistividades variáveis e cujas espessuras são sucessivamente decrescentes para a superfície. Uma outra sondagem geoelectrica (SE4) foi realizada numa zona de elevadas resistividades aparentes, tendo aquele autor encontrado um único nível, com 2 m de espessura e $\rho_a = 220 \Omega m$, sobrejacente ao substrato eléctrico.

A prospecção sísmica (Fialho Rodrigues, 1982) constou da execução de 8 perfis (Tabela T3.4). A interpretação dos resultados, em conjunto com os restantes trabalhos de prospecção, permitiu definir três horizontes sísmicos, cuja espessura, em termos gerais, diminui para as cotas mais baixas. Na Fig. F3.9 apresentamos o perfil sísmico interpretativo segundo o alinhamento das sondagens.

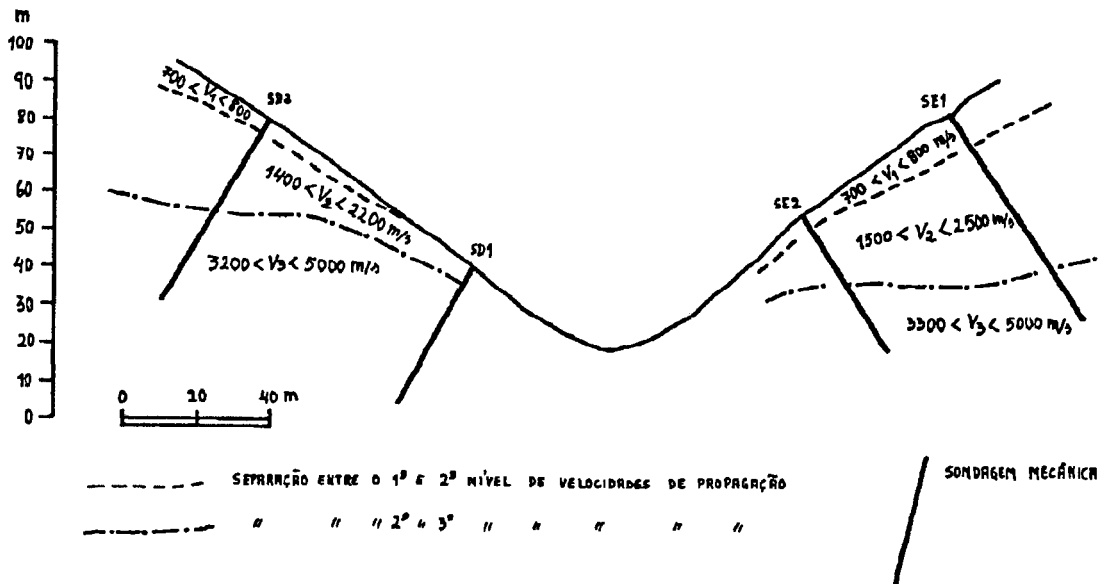


Fig. F3.9 - Corte sísmico interpretativo segundo o alinhamento das sondagens no local da barragem de Castelo de Paiva (modificado de Fialho Rodrigues, 1982).

Para a prospecção mecânica da fundação foram executadas 4 sondagens à rotação com amostragem contínua, duas em cada margem (Tabela T3.4), num alinhamento aproximadamente perpendicular ao rio (Fig. F3.6). Nas sondagens não se realizaram ensaios de injeção de água do tipo Lugeon.

Pela análise dos perfis das sondagens (Fig. F3.10), verificamos que o maciço se encontra mais alterado na margem esquerda. Em particular a sondagem SE2 apresenta-se extremamente alterada a muito alterada (W_{5-4}) até cerca dos 28 m, com um RQD de zero

desde os 8 aos 28 m. Para além dos 28 m há diminuição significativa do estado de alteração para pouco a medianamente alterado (W_{2-3}), a que corresponde aumento do RQD para valores próximo dos 100%. A sondagem SE1, até cerca dos 30 m, atravessa granito são a pouco alterado (W_{1-2}) com algumas intercalações de granito muito alterado a extremamente alterado (W_{5-4}). Para além dos 30 m o maciço apresenta-se pouco a medianamente alterado. O RQD é muito variável, diminuindo com o aumento da alteração. Ao longo desta sondagem, em diversas zonas não houve recuperação.

Quanto às sondagens da margem direita, destaca-se a sondagem SD1 que atravessa o maciço constituído quase exclusivamente por granito são a pouco alterado (W_{1-2}), com um RQD raramente inferior a 100%. A outra sondagem desta margem (SD2), até cerca dos 15 m, atravessa granito extremamente a medianamente alterado (W_5 a W_3), dando em grande parte recuperação nula; entre os 15 m e os 42 m a alteração tende a diminuir com a profundidade, encontrando-se o granito geralmente pouco alterado, passando a são para além dos 42 m. O valor do RQD aumenta progressivamente com a profundidade, sendo extremamente irregular até aos 24 m e a partir daqui apresenta sistematicamente valores muito elevados, da ordem dos 100%.

Na zona provável para a implantação do eixo da barragem, segundo o alinhamento das sondagens mecânicas, a carta de resistividade apresenta manchas de

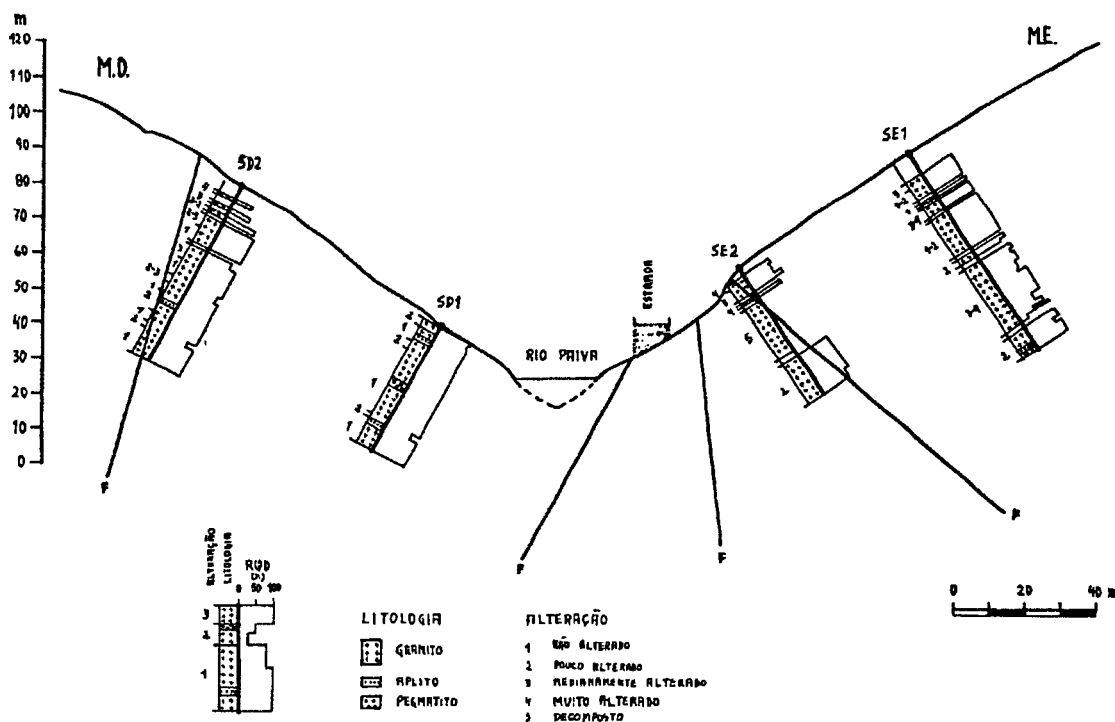


Fig. F3.10 - Corte geológico interpretativo segundo o alinhamento das sondagens no local da barragem de Castelo de Paiva.

resistividade eléctrica elevada, tendo as sondagens eléctricas indicado que o substrato eléctrico se encontrava a profundidades de apenas alguns metros. Como referem Rodrigues e Esteves (1987), a interpretação isolada dos resultados deste método de prospecção poderia levar a prever a presença de um maciço de boa qualidade a pequenas profundidades, o que não se veio a confirmar com os resultados da refacção sísmica e com as sondagens mecânicas posteriormente efectuadas com a finalidade de aferir as condições geotécnicas interpretadas com os métodos geofísicos.

3.2.4 - ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Analisando os elementos disponíveis para a barragem de Castelo de Paiva, verificamos a falta de ensaios de injeção de água do tipo Lugeon, o que impossibilita a compreensão adequada do panorama hidráulico na fundação. No entanto poderemos esperar, por analogia com outros maciços graníticos, que as condições hidrogeológicas sejam muito variáveis e mesmo pouco favoráveis a avaliar pela intensidade e heterogeneidade da fracturação e da alteração. Uma proposta que permite ultrapassar a inexistência de elementos sobre o comportamento hidráulico da fundação, é utilizar como zonamento geotécnico provisório as zonas dos horizontes sísmicos anteriormente apresentadas na Fig. F3.9. Este zonamento terá necessariamente que ser reavaliado posteriormente de acordo com os novos elementos que se venham a obter. Podemos então considerar três zonas cujas principais características são:

Zona 1 - É a zona superficial e a mais alterada, sendo constituída principalmente por solo residual granítico e por granito extremamente alterado (W_5). A velocidade de propagação das ondas sísmicas longitudinais é inferior a 1000 m/s e resistividades eléctricas são baixas ($< 1000 \Omega m$). A espessura é muito variável, crescendo geralmente para montante e à medida que aumentam as cotas do terreno.

Zona 2 - É constituída por granito muito alterado a medianamente alterado (W_{4-3}), com as fracturas próximas a medianamente afastadas (F_{4-3}). As velocidades de propagação das ondas sísmicas variam entre 1100 e 2500 m/s e as resistividades eléctricas podem ir até cerca de $3000 \Omega m$, sendo de um modo geral bastante inferiores. É uma zona muito heterogénea, na qual se pode encontrar granito com propriedades que não são características desta zona. A espessura é muito variável, aumentando para as cotas mais altas.

Zona 3 - É constituída por granito pouco alterado (W_2) a são (W_1), com fracturas geralmente afastadas (F_2) a medianamente afastadas (F_3). Apresenta velocidades de propagação das ondas sísmicas superiores a 3200 m/s e resistividades maiores que

3000Ωm. Constitui a zona mais profunda e com melhores características do maciço, apesar de, por vezes, ainda possuir granito muito alterado e muito fracturado. A profundidade de ocorrência varia entre alguns metros, em particular junto ao rio, até profundidades superiores a 50 m nas cotas mais elevadas.

3.2.5 - PEDREIRA E LOCAIS DE EMPRÉSTIMO

No que se refere à barragem de Castelo de Paiva, imediatamente a jusante, na margem direita, existe um extenso afloramento rochoso que permitirá extrair os materiais para a construção dos enrocamentos e, após britagem, a obtenção dos inertes para os betões. Este afloramento granítico apresenta-se pouco alterado à superfície e são para o interior do maciço. Para uma melhor delimitação das zonas menos alteradas, de modo a efectuar-se a sua exploração o mais economicamente possível, poderá recorrer-se à execução de uma carta de resistividades aparentes e, após a sua análise, à execução de algumas sondagens mecânicas adequadamente localizadas.

Em relação a este possível local de pedreira, existirão alguns aspectos que terão de ser oportunamente analisados caso se opte em definitivo pela sua exploração. Um desses aspectos é a estabilidade dos taludes de escavação, pois o próprio terreno apresenta vertentes bastante íngremes que poderão sofrer instabilização ao efectuar-se a exploração da pedreira. Haverá ainda que proteger toda a zona envolvente, em particular o limite superior, de modo a evitar quedas acidentais. Um aspecto que pode ser desfavorável à localização da pedreira a jusante, é o facto de criar na paisagem uma cicatriz esteticamente indesejada, o que não aconteceria se a pedreira fosse localizada dentro da área da albufeira. Esta última solução trará provavelmente custos mais elevados, pois aumentará a distância à barragem, aumentando também o volume de terreno de cobertura a remover em virtude da maior espessura da alteração.

Os saibros resultantes da alteração do granito existem em grande abundância na área abrangida pela albufeira, prevendo-se a sua fácil exploração, apesar da existência de blocos de granito disseminados nas massas de solo. Admitimos que as características destes saibros serão semelhantes às obtidas para os saibros graníticos da barragem de Midões, estudados pelo LNEC (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1985), com a finalidade a serem utilizados na construção do núcleo impermeável de uma barragem de enrocamento.

3.2.6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Depois de analisados os elementos disponíveis sobre o local da barragem de Castelo de Paiva, ficam ainda diversos aspectos sem resposta adequada, pois não existe

ainda um zonamento geotécnico definitivo da fundação, não se encontra definido o perfil tipo da barragem, nem foi escolhida a localização definitiva da pedreira e das manchas de empréstimo. Além disso, é conveniente efectuar ensaios de injeção de água na fundação, de modo a projectar a cortina de impermeabilização e a drenagem.

Da análise das condições existentes no local, verificámos que o maciço se apresenta bastante alterado e fracturado e que a distribuição destas zonas é irregular mesmo em profundidade. De um modo geral, a alteração cresce com o aumento das cotas. Não existem também informações suficientes sobre as condições geotécnicas no fundo do vale por não se terem aí realizado sondagens mecânicas.

A interpretação estrutural mostra a existência de falhas com desenvolvimento próximo do alinhamento do rio, o mesmo acontecendo com as principais diaclases. Estas duas circunstâncias fazem desta orientação um caminho preferencial da percolação na fundação.

Com base nos elementos conhecidos até o momento, consideramos as condições locais claramente favoráveis à construção de uma barragem deformável, em detrimento de uma barragem rígida. Uma solução de enrocamento ou terra-enrocamento encontra aqui grande justificação devido à abundância destes materiais no/e junto ao local.

Consideramos necessário prosseguir a prospecção mecânica da fundação, que deverá ser orientada para a recolha de elementos para o projecto, nomeadamente quanto à alteração, fracturação e percolação, tendo em atenção o tipo de barragem pretendido e as soluções construtivas adoptadas.

3.3 - BARRAGEM DE MIDÕES

3.3.1 - INTRODUÇÃO

O local de implantação da futura barragem de Midões, no rio Mondego, situa-se cerca de 100 m a montante da ponte Eng. Rui Sanches, que permite a ligação entre Carregal do Sal e Tábua, passando por Currelos e Póvoa de Midões. O rio faz o limite entre os concelhos de Tábua e de Carregal do Sal.

Midões será um escalão intermédio entre a barragem da Aguieira e a futura barragem de Girabolhos. Na tabela T3.5 apresentamos alguns dos principais aspectos ligados ao empreendimento.

Tabela T3.5 - Alguns aspectos referentes à barragem de Midões.

Nome da barragem:	<u>MIDÕES</u>
Localização:	Rio Mondego, junto a Póvoa de Midões, no concelho de Tábua.
Tipo:	(Terra-enrocamento compactado) ?
Material de construção:	(Granito porfiróide de grão grosseiro para os enrocamentos e solo residual de alteração do granito para o núcleo) ?
Terreno de fundação:	Granito porfiróide de grão grosseiro.
Elemento "impermeável":	(Núcleo terroso) ?
Distância à pedreira:	(200 m) ?
Largura do fundo do vale:	50 m
Data de execução do projecto:	Por elaborar.
Dono de obra:	EDP.

3.3.2 - ENQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.3.2.1 - GEOLOGIA REGIONAL

A região (Fig. F3.11) é constituída quase exclusivamente por granito porfiróide, predominantemente biotítico, com o grão variando desde o muito grosseiro até o médio. O granito porfiróide, essencialmente biotítico, de grão médio a fino aflora raramente e em manchas de reduzida expressão. O granito de duas micas, de grão médio a fino, encontra-se distribuído pelo corpo granítico em manchas de tamanho variável. A zona é atravessada por alguns filões de aplito-pegmatito e por filões de quartzo com direcção predominante NE-SW. Localmente encontram-se depósitos arcósico-argilosos modernos que ladeiam o vale do Mondego e o acompanham paralelamente.

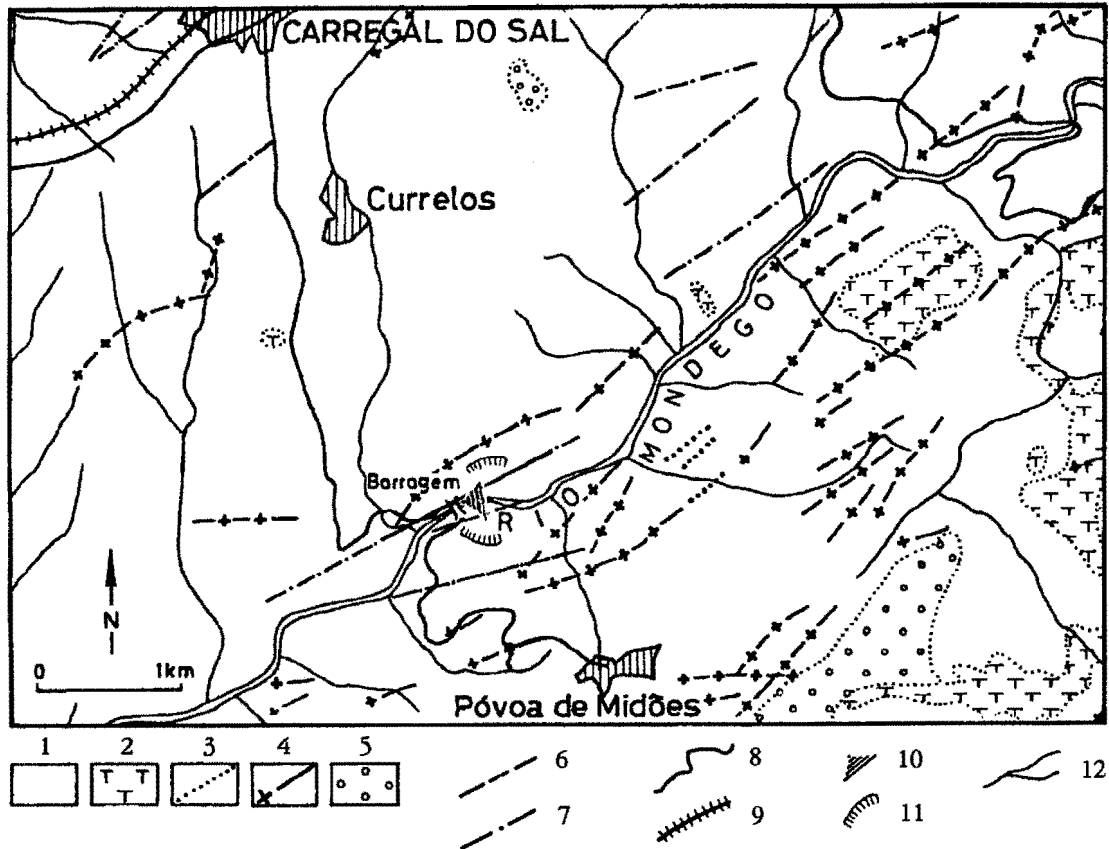


Fig. F3.11 - Esboço geológico da região de Midões (baseado em Teixeira et al., 1961, com aditamento).
 (1-Granito porfiróide grosseiro biotítico; 2-Granito médio a fino de duas micas; 3-Filões aplito-pegmatíticos; 4-Filões de quartzo; 5-Depósitos arcósico-argilosos de idade Ceno-Antropozóica; 6-Falha; 7-Falha provável; 8-Estrada; 9-Estrada principal; 10-Local da barragem; 11-Pedreira provável; 12-Linha de água).

3.3.2.2 - GEOLOGIA LOCAL

O granito aflorante no local da barragem é biotítico, porfiróide e de grão grosseiro, sendo atravessado por filões de aplito-pegmatito com turmalina. Em alguns locais são visíveis lineações de fluxo realçadas pela orientação dos megacristais de microclina que chegam a atingir os 80mm na sua maior dimensão. Nalgumas amostras, localizadas próximo de fracturas do maciço e recolhidas a partir de sondagens, observámos uma coloração ligeiramente rosada. Esporadicamente encontramos xenólitos de grão fino que atingem 0,3 a 0,4 m; são de corneana, de cor cinzenta escura, com grande quantidade de biotite.

À superfície a alteração do granito é heterogénea, variando desde ligeira a extremamente alterado (Fig. F3.12). As passagens de um grau de alteração a outro são por vezes bruscas, podendo encontrar-se lado a lado rocha pouco alterada (W_1) e completamente alterada (W_5).

Junto ao leito do rio, na margem direita, ligeiramente a montante do local de implantação da barragem, encontramos depósitos de aluviões essencialmente arenosas cuja espessura máxima é da ordem dos 8 m. As aluviões são constituídas por areia média a grosseira com proporções variáveis de seixo e calhau.

3.3.2.3 - LITOLOGIA

O tipo litológico predominante é o granito biotítico, porfiróide e de grão grosseiro. É constituído por quartzo (38%), microclina (24%), plagioclase (oligoclase) (24%), biotite (11%), moscovite (1.1%), clorite (0,8%), apatite (0,3%), zircão e ilmenite.

O quartzo é xenomórfico, incolor e com extinção rolante. Apresenta inclusões de biotite, moscovite e plagioclase. O quartzo ocorre também na plagioclase sob a forma de mirmequite. A plagioclase é a oligoclase (An₂₅₋₁₃), sendo hipidiomórfica e apresentando a macla de albite ou a macla dupla de Carlsbad-Albite. A macla da periclina é pouco frequente. A mirmequite encontra-se raramente. A macla em cruz característica permite identificar o feldspato potássico como sendo microclina. O seu grau de pureza, traduzido pela molécula ortoclase, é variável de Or₉₅₋₈₂. Quando pertítico possui pureza superior a Or₈₈, mostrando bandas de exsolução de albite (An₅₋₄). Como inclusões contém cristais de plagioclase, moscovite e biotite.

A biotite é hipidiomórfica, de cor castanha, possuindo sistematicamente inclusões de zircão, de apatite e mais raramente de ilmenite. Tem pleocroísmo intenso, variando do castanho escuro com β a amarelo palha com α . As biotites projectam-se, no diagrama Mg-(Fe²⁺+Mn)-(Al+Fe³⁺+Ti) de Foster (1960), na zona de transição entre as biotites ferríferas e as siderofilites. A moscovite, quando tabular, encontra-se preferencialmente junto às biotites, ou como inclusão nelas. O diagrama Mg-Ti-Na de Miller et al. (1981), indica que se trata de moscovite primária. Aparece também moscovite secundária como produto de alteração nos feldspatos potássicos e nas plagioclases alteradas, principalmente ao longo das clivagens, com aspecto de palhetas finas e alongadas (sericite). Encontramos ainda aglomerados de moscovite com disposição grosseiramente radial, que resultam da moscovitização das biotites. A moscovite aparece ainda como enchimento nas microfracturas. A apatite é idiomórfica a hipidiomórfica, aparecendo como inclusão na biotite. O zircão é idiomórfico, ocorre como inclusão na biotite, e encontra-se sempre rodeado por halos pleocróicos. A ilmenite é hipídio a idiomórfica, ocorrendo preferencialmente junto aos cristais de biotite ou como inclusão neles. A clorite é de cor verde pálida e encontra-se junto à biotite, resultando da alteração desta. Apresenta pleocroísmo verde com β a amarelo com α .

Os xenólitos arredondados do tipo corneana, encontram-se ocasionalmente como encraves no granito. São de grão fino, cor cinzenta escura, e constituídos por quartzo, plagioclase (An₂₄₋₁₉), biotite, ilmenite, clorite e rara moscovite. Nestes xenólitos, praticamente todos os cristais possuem contornos irregulares, evidenciando reacção nos bordos. Exibem zonas com a plagioclase muito alterada para sericite e a biotite para clorite.

3.3.2.4 - ESTRUTURA E TECTONICA

No local de implantação da barragem a inclinação média das vertentes é cerca de 24° na margem direita e aproximadamente 34° na margem esquerda. Em ambos os flancos do vale afloram grandes blocos de granito com o aspecto predominante de fragas na vertente direita e de grandes blocos arredondados na margem esquerda, resultantes da disjunção esferoidal. O solo residual de alteração do granito encontra-se quer em grandes manchas, quer entre os blocos de granito.

Diversas falhas cortam o granito. As duas principais afloram, uma em cada margem, sensivelmente à mesma cota (175) e são aproximadamente paralelas ao leito do rio (Fig. F3.12), possuindo direcção também próxima da dos filões de quartzo e de aplito-pegmatito existentes na região (Fig. F3.11). Para cotas mais elevadas que a das duas falhas referidas, observamos a diminuição da inclinação das vertentes do vale. A principal falha na margem direita tem orientação N63°E;84°NW, e possui enchimento caulínico branco que chega a atingir 0,2 m de espessura. Junto á falha observamos uma zona de oxidação, avermelhada a acastanhada, cuja largura total chega a atingir 1,5 m. Na margem direita encontramos ainda pequenas falhas secundárias com direcção predominante N40°-60°W, subverticais, e raros filões, predominantemente aplíticos, de direcção N53°E;27°N e N5°E;22°N. A maior falha que reconhecemos na margem esquerda tem orientação N74°E;76°S e espessura variável entre 0,03 e 0,10 m. O enchimento é caulínico de cor branca a cinzenta, por vezes avermelhada. Na margem esquerda encontramos ainda falhas menores com direcção predominante entre N60°-80°E, subverticais, e raros filões de direcção N23°-33°E;75°ESE e N83°E;15°N.

Junto às principais falhas, o diaclasamento tende a apresentar orientação sensivelmente paralela às falhas. Nos locais em que o granito aflora em grandes massas, predominam as diaclases subverticais muito extensas. Na fotografia aérea são particularmente visíveis diversas diaclases aproximadamente perpendiculares ao vale.

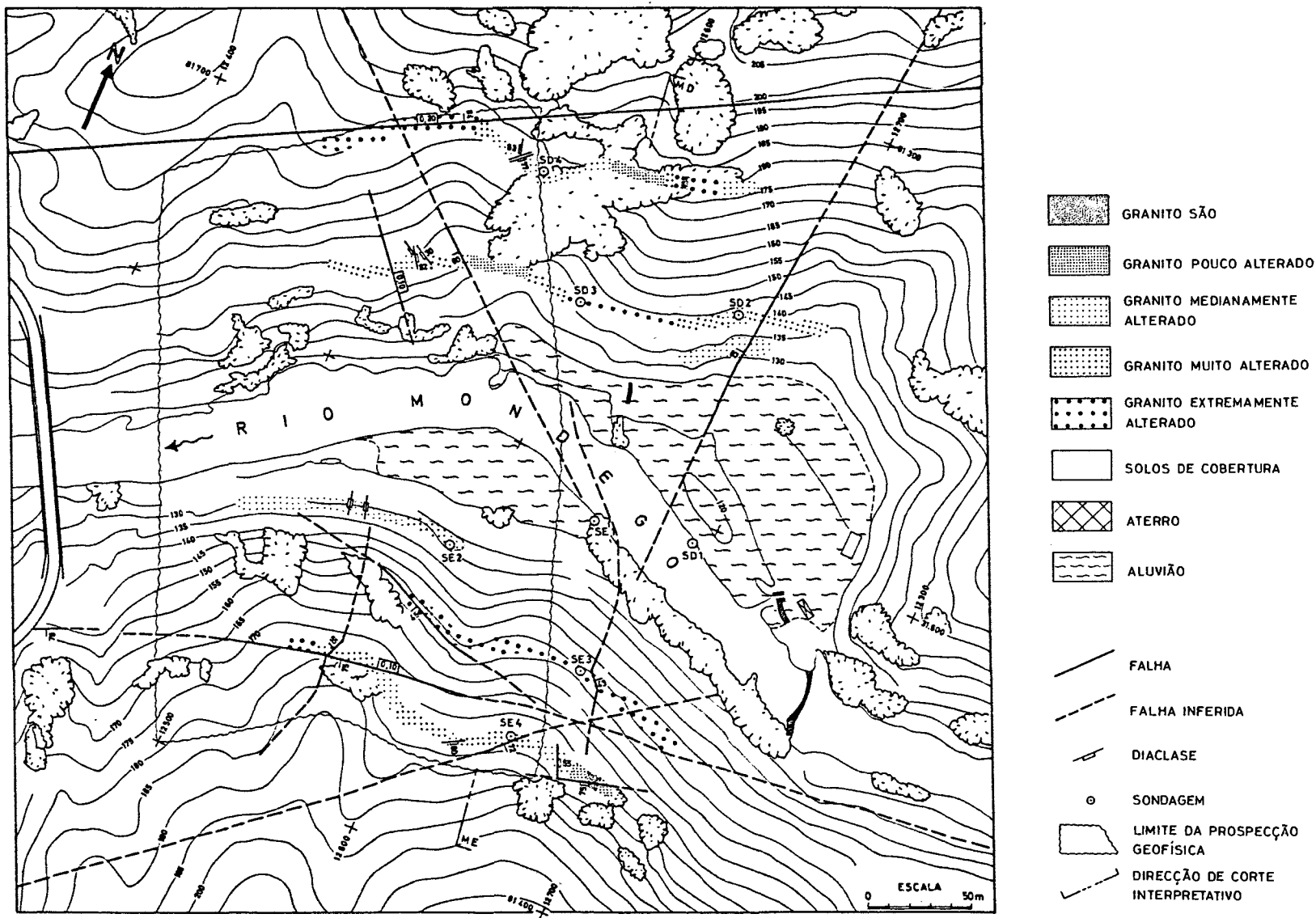


Fig. F3.12 - Geologia do local da barragem de Midões.

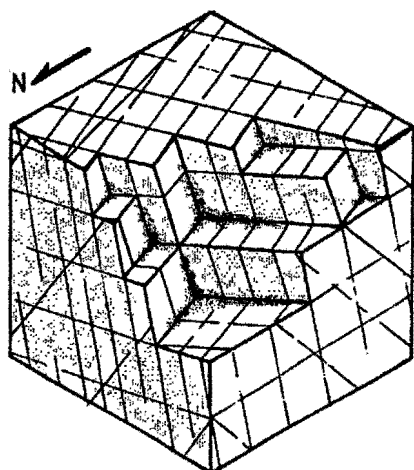


Fig. F3.13 - Bloco diagrama exemplificativo das principais famílias de diaclases existentes na margem esquerda.

As principais famílias de diaclases na margem direita possuem orientações $N10^{\circ}-35^{\circ}W$; $85-92^{\circ}WSW$, $N55^{\circ}E$; $80^{\circ}SE$ e ainda $N10^{\circ}W$; $8^{\circ}WSW$. Na margem esquerda as diaclases encontram-se mais dispersas que na margem direita. Na Fig. F3.13 apresentamos um bloco diagrama exemplificativo das principais famílias de diaclases existentes na margem esquerda e de orientação $N2^{\circ}-15^{\circ}W$; $80-90^{\circ}W$, $N65^{\circ}-75^{\circ}E$; $80^{\circ}SSE$, havendo uma terceira família subhorizontal, de orientação variável. As restantes diaclases ocorrem dispersas, formando famílias pouco significativas, como se pode observar na projecção

estereográfica da Fig. F3.14. O espaçamento médio das diaclases tende a aumentar com a profundidade, com a diminuição da alteração e com o afastamento às falhas. Genericamente podemos afirmar que a diminuição do espaçamento das diaclases e o aumento do estado de alteração do maciço rochoso estão associados.

3.3.3 - ESTUDO DA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM E SEUS PROBLEMAS

No reconhecimento geológico de superfície do local da barragem de Midões observámos que a distribuição da alteração é muito irregular. Geralmente, nos maciços de rochas ígneas, a irregularidade da alteração encontra-se também em profundidade, condicionando a permeabilidade, a resistência e a deformabilidade. Um dos principais objectivos a atingir com os trabalhos de reconhecimento e ensaios é pois o de avaliar as características da fundação e a sua heterogeneidade.

Para este efeito procedemos ao reconhecimento geológico da fundação e efectuámos alguns perfis de refacção sísmica, usufruindo das trincheiras abertas pela EDP, e consultámos os relatórios dos trabalhos de prospecção geofísica (Fialho Rodrigues e Ricardo Oliveira, 1984) e mecânica (Teixeira Duarte, 1984). Na tabela T3.6 apresentamos uma súmula dos trabalhos de prospecção realizados.

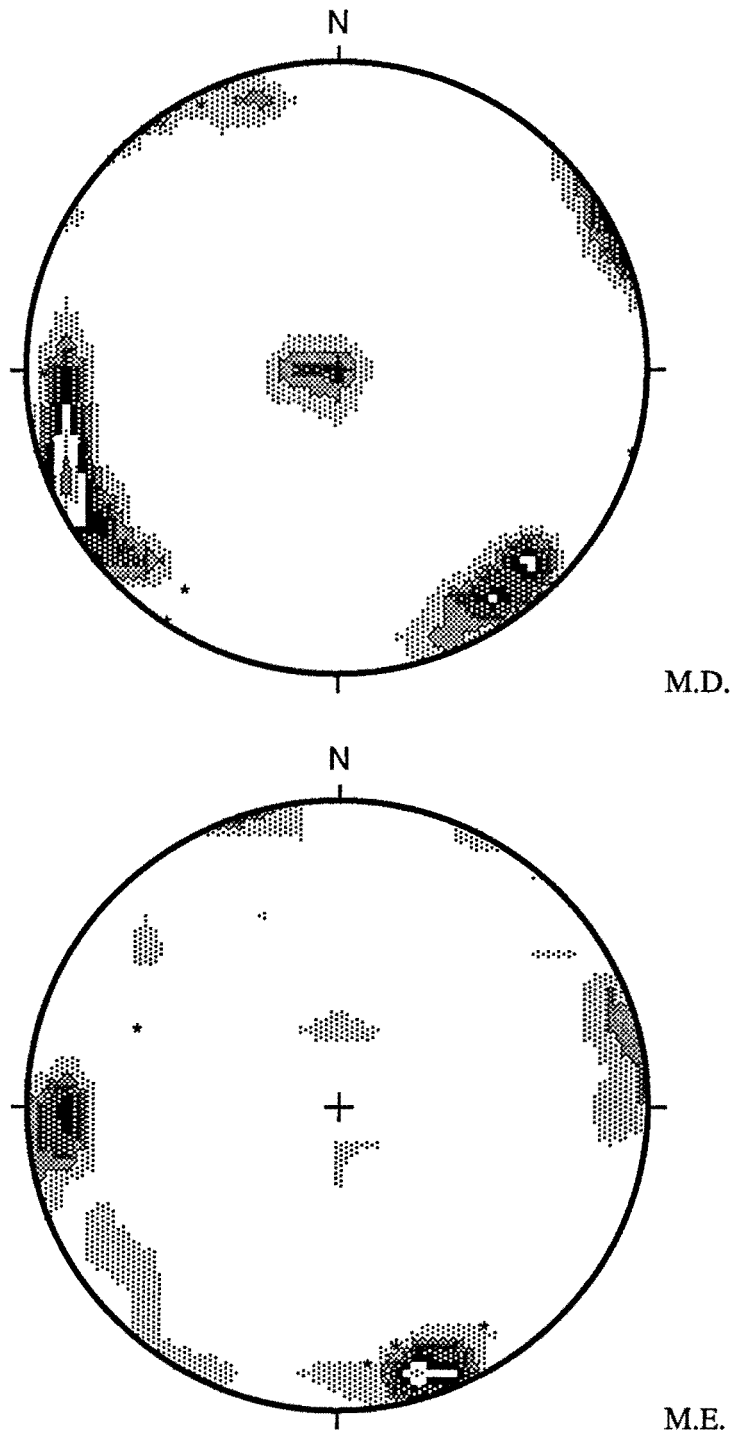


Fig. F3.14 - Projecção estereográfica equiárea (hemisfério superior) das densidades das diaclases no local da barragem de Midões. Os intervalos de contagem são de 2% do total de pontos por 1% de área da rede.

* - Falha, M.D. - Margem direita, M.E. - Margem esquerda.

Na Fig. F3.15 apresentamos uma carta de resistividades eléctricas aparentes elaborada a partir de 10 perfis de resistividade (dispositivo de Schlumberger: $\overline{AB} = 65 \text{ m}$ e $\overline{MN} = 5 \text{ m}$) executados segundo as curvas de nível, com orientação

aproximadamente paralela ao rio. Esta carta tem aspectos diferentes nas duas margens, indicando uma assimetria significativa da alteração na área estudada. Na margem esquerda ocorre a maior mancha com valores da resistividade aparente elevados, sendo cortada junto ao extremo Este por uma estrutura geoelectrica de menores resistividades e de direcção aproximadamente N-S. Na margem direita encontramos alternadamente resistividades elevadas e baixas à excepção do extremo Este, onde apenas há elevadas resistividades. Nesta margem salienta-se ainda a existência de duas estruturas geoelectricas sensivelmente com direcção NW-SE, na parte central. Os baixos valores das resistividades obtidos na margem direita e a sua distribuição irregular reflectem a heterogeneidade da alteração do granito desta margem. Pela observação da Fig. F3.15, verificamos que as principais estruturas geoelectricas são aproximadamente perpendiculares ao leito do rio. Na análise da carta devemos ter em atenção que a orientação dos perfis de resistividade poderá ter realçado as estruturas que lhe são perpendiculares. O reconhecimento geológico de superfície confirma que as principais estruturas de baixas resistividades correspondem a zonas de maior alteração e fracturação do maciço.

Tabela T3.6 - Trabalhos de prospecção e de reconhecimento realizados no local da barragem de Midões.

	GEOFISICA				TRINCHEIRAS		SONDAGENS			
	Refracção sísmica	Compr. (m)	Resistiv. eléctrica	Compr. (m)	Desig.	Compr. (m)	Desig.	Compr. (m)	Inclin. (°)	Ensaios Lugeon
MARGEM DIREITA	T1 - T6	240	5 D	270	TD 130	50	SD 1	56.1	55	10
	T7 - T12	240	4 D	270	TD 145	220	SD 2	45.0	43	8
	T13 - T15	180	3 D	250	TD 175	220	SD 3	44.9	42	8
	T16 - T18	220	2 D	280			SD 4	45.5	43	8
	T19 - T23	190	1 D	190			SD 5	45.3	55	8
MARGEM ESQUERDA	T24 - T29	240	1 E	250	TE 125	110	SE 1	56.3	50	9
	T30 - T35	240	2 E	240	TE 150	150	SE 2	44.8	43	8
	T36 - T38	180	3 E	190	TE 175	170	SE 3	45.1	35	8
	T39 - T41	200	4 E	200			SE 4	45.5	46	8
	T42 - T44	200	5 E	210						
Soma		2130		2350		920		428.5		75

A prospecção por refração sísmica foi executada ao longo dos alinhamentos dos perfis de resistividade eléctrica. Com base, nos 10 perfis de refração sísmica, Fialho Rodrigues e Ricardo Oliveira (1984) elaboraram três cortes sísmicos interpretativos. Na Fig. F3.16 apresentamos o corte sísmico que se localiza mais próximo das sondagens mecânicas, mostrando a evidente irregularidade da distribuição dos horizontes sísmicos considerados.

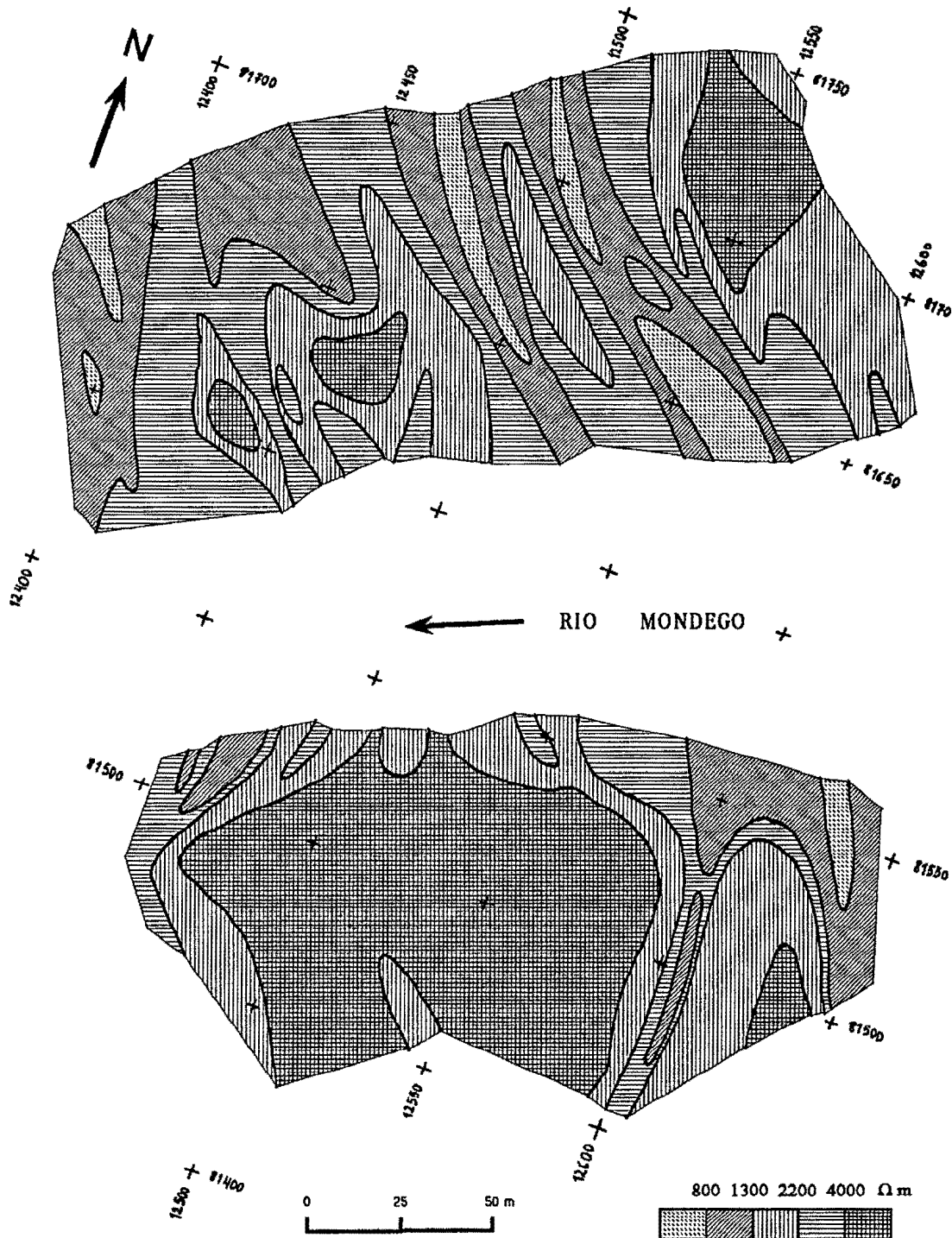


Fig. F3.15 - Carta de resistividades eléctricas aparentes (adaptada de Fialho Rodrigues e Ricardo Oliveira, 1984)

Os resultados da prospecção geofísica e do reconhecimento de superfície permitiram verificar que a área abrangida pela geofísica possui granito essencialmente muito alterado com acentuada irregularidade na distribuição da alteração. A conveniência em escolher o melhor local de fundação motivou a deslocação da área de interesse

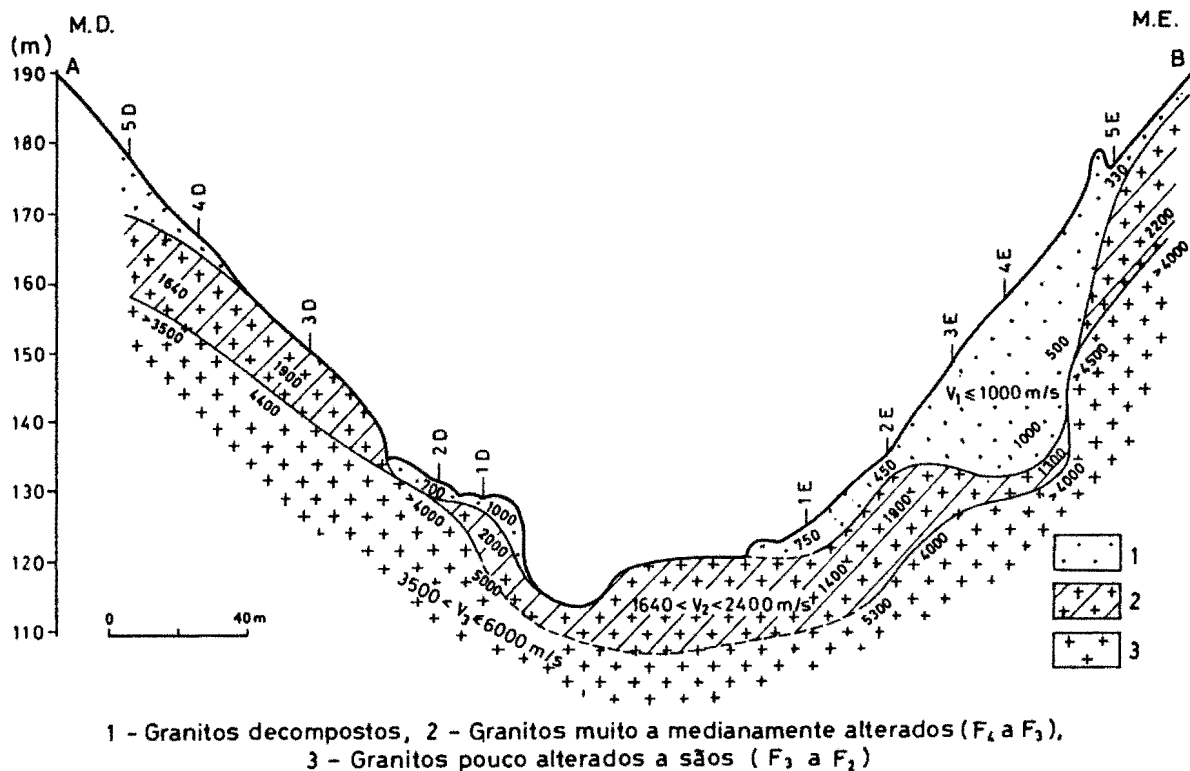


Fig. F3.16 - Corte sísmico interpretativo próximo do alinhamento das sondagens na barragem de Mídões (Fialho Rodrigues e Ricardo Oliveira, 1984).

ligeiramente para montante, de modo que as sondagens mecânicas já foram realizadas imediatamente a montante da área prospectada pela geofísica.

A análise dos resultados das sondagens mostra que é no leito do rio e na margem esquerda que o maciço apresenta piores características, o que se traduz genericamente por menores valores do RQD. A alteração da rocha e a permeabilidade tendem a ser maiores nas sondagens referidas do que nas sondagens realizadas na margem direita.

A orientação das sondagens realizadas na margem direita (SD2 a SD5) não permite uma boa intersecção das diaclases da família subvertical principal ($N8^\circ-37^\circ W; 78-90^\circ WSW$), permitindo no entanto uma boa intersecção das diaclases subhorizontais e das diaclases da família subvertical secundária ($N55^\circ E; 79^\circ SE$). Para a margem esquerda verifica-se uma situação mais favorável, pois a orientação das sondagens (SE2 a SE4) permite a intersecção das principais famílias de diaclases, apesar de o não fazer com o ângulo mais adequado.

3.3.4 - ZONAMENTO GEOTÉCNICO

Com base no reconhecimento superficial, na prospecção geofísica e na prospecção mecânica foi possível estabelecer uma primeira aproximação ao zonamento geotécnico do maciço de fundação. Tendo em atenção a variabilidade das condições geotécnicas, optámos por apresentar um zonamento de síntese segundo um corte localizado aproximadamente na linha média de implantação das sondagens (Fig. F3.17). Com base nos elementos obtidos, considerámos quatro zonas geotécnicas cujas características principais são:

Zona 1 - É a zona superficial, constituída por granito decomposto (W_5) a muito alterado (W_4) e por solos residuais de alteração (saibros). Os materiais são de resistência mecânica baixa (S_{4-5}) e as absorções são muito elevadas (>15 Lugeons). A velocidade de propagação das ondas sísmicas é inferior a 1000 m/s e a resistividade é muito baixa ($<1000 \Omega m$). Tem espessura muito variável, que tende a aumentar para as cotas mais elevadas.

Zona 2 - É constituída por granitos medianamente alterados (W_3), com as descontinuidades medianamente afastadas (F_3) a próximas (F_{4-5}). Os materiais são de resistência mecânica média (S_3) e as absorções são muito elevadas (>10 Lugeons). A velocidade de propagação das ondas sísmicas varia sensivelmente entre 1500 e 3000 m/s e a resistividade entre 1000 e 2200 Ωm . É uma zona intermédia, descontínua e de espessura variável, apresentando maior desenvolvimento na margem esquerda.

Zona 3 - É constituída por rocha pouco alterada (W_2) a sã (W_1), com as descontinuidades afastadas (F_2). O granito apresenta resistência mecânica elevada (S_2) e as absorções variam entre 10 e 15 Lugeons. A velocidade de propagação das ondas sísmicas e as resistividades são, respectivamente, superiores a 3500 m/s e a 2200 Ωm . Encontra-se a profundidades que variam entre os 15 e os 25 m na margem esquerda e a menores profundidades na margem direita, onde chega a ser aflorante.

Zona 4 - É constituída por rocha sã (W_1) a pouco alterada (W_2), com as descontinuidades muito afastadas (F_1) a afastadas (F_2). O granito apresenta resistência mecânica elevada (S_2) e as absorções são menores que 10 Lugeons. A velocidade de propagação das ondas sísmicas está compreendida entre 4000 e 6000 m/s e as resistividades são superiores 3000 Ωm . A profundidade a que se encontra esta zona é superior a 20 m junto ao fundo do vale, e maior que 30 m às cotas mais elevadas. A meia encosta a profundidade é menor na margem direita que na margem esquerda, devido à menor espessura das restantes zonas naquela margem.

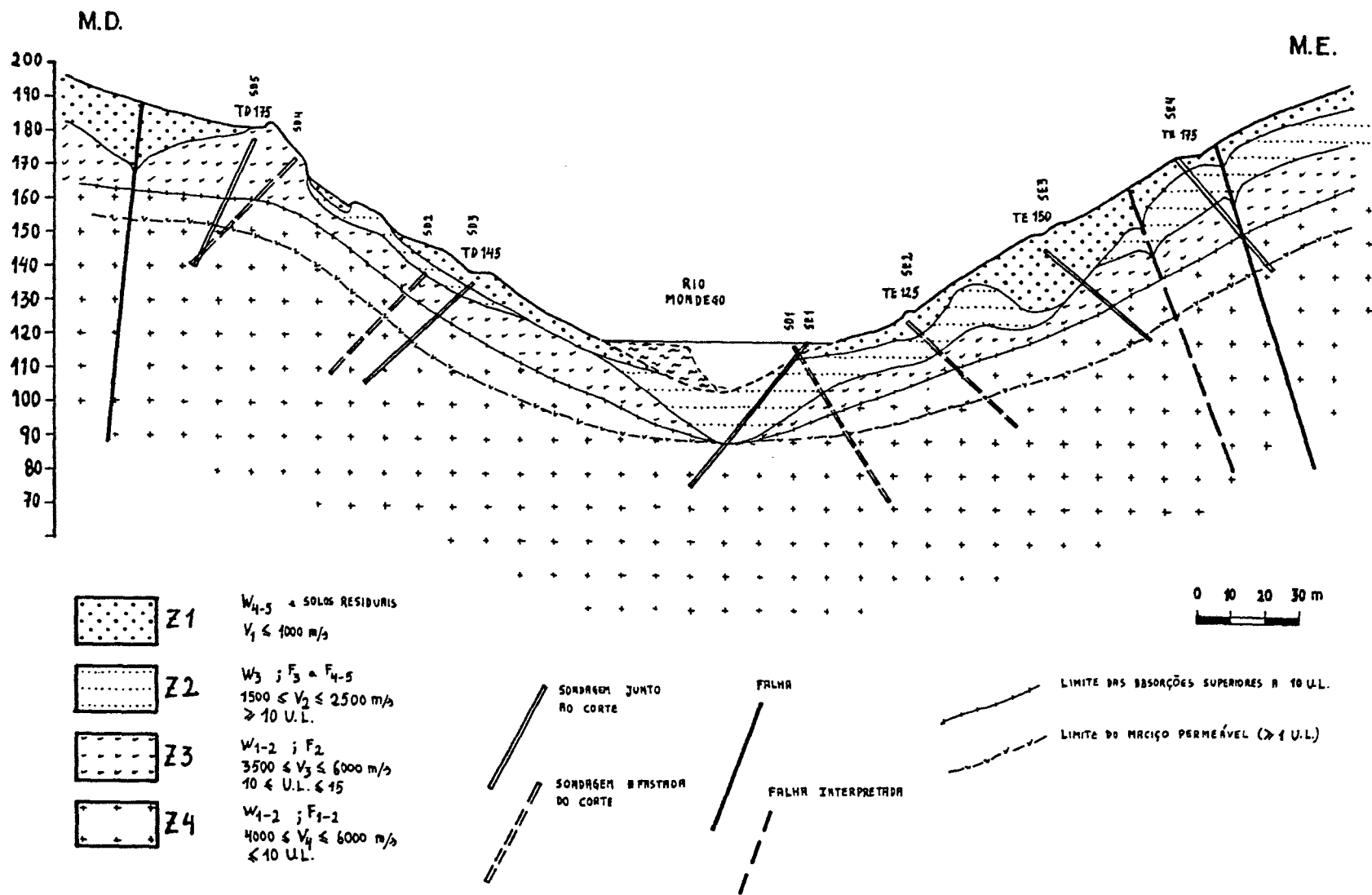


Fig. F3.17 - Zonamento geotécnico da fundação da barragem de Midões segundo o alinhamento médio das sondagens.

3.3.5 - PEDREIRA E LOCAIS DE EMPRÉSTIMO

A rocha para a construção de um enrocamento poderá ser obtida nas proximidades da barragem, na margem direita, ou na margem esquerda próximo da ponte, e entre esta e a barragem. Apesar de encontrarmos zonas de rocha aflorante, a alteração superficial do maciço é muito variável. Para definir com mais pormenor o local de abertura da pedreira, de modo a evitar as zonas mais alteradas, poderá recorrer-se à execução de uma campanha de prospecção geofísica por resistividade eléctrica aparente cujos resultados poderão ser aferidos, por exemplo, com algumas sondagens mecânicas que permitem também a obtenção de amostras para a realização de ensaios de caracterização.

Os materiais obtidos nas escavações para a fundação, encontros e órgãos anexos poderão vir a ser utilizados na construção da barragem, o que estará dependente das características desses materiais e das especificações de projecto.

A existência de grande abundância de solos residuais de alteração do granito motivou a análise da possibilidade de serem utilizados num núcleo central (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1985), referindo estes autores que os solos residuais de alteração do granito são um bom material para construir o núcleo de terra de uma barragem de enrocamento.

As aluviões arenosas existentes no leito do rio podem ser consideradas como possível fonte de areias para filtros. Para os betões, o granito são, após britagem, constituirá excelente material. As aluviões existentes próximo da barragem, quer a montante quer a jusante, poderão também ser usadas como inertes para betão.

3.3.6 - DISCUSSÃO

Para a construção de uma barragem mista de terra-enrocamento, existem no local e nas suas proximidades materiais naturais adequados à sua execução. Esta opção permitirá a utilização de todas as gamas de alteração dos granitos, desde rocha sã até os solos residuais, possibilitando o aproveitamento de todos os materiais escavados. A distribuição irregular da alteração e a sua heterogeneidade serão um factor desfavorável, a considerar na execução da obra, pois a existência de materiais com resistências muito diferentes, distribuídos irregularmente, vai dificultar a extracção dos materiais com características específicas.

A rocha sã ou pouco alterada poderá ser principalmente utilizada nos enrocamentos de montante ou, ainda, depois de convenientemente britada, nalguns filtros e na fabricação dos betões. A rocha mais alterada poderá ser usada no enrocamento de jusante, em condições de colocação e compactação que, tal como para os restantes materiais, serão aprofundadas durante a realização de aterros experimentais. Os solos residuais, de alteração do granito, possibilitarão a construção do núcleo terroso, que constituirá o órgão impermeável. Os granitos extremamente alterados poderão ser utilizados na construção de filtros espessos, proporcionando uma transição gradual entre os materiais do núcleo terroso e os enrocamentos.

Os materiais a utilizar na construção da barragem poderão ser explorados dentro dos limites da albufeira, permitindo o aproveitamento de terrenos que irão ficar submersos. Deste modo poderá minimizar-se o impacto ambiental da exploração dos materiais, mas em contrapartida aumenta-se a distância à barragem, de que resultarão custos mais elevados.

Quanto à localização e características das obras anexas, apesar de ser um assunto que tem a sua plena justificação em estreito diálogo com o projectista, não queremos deixar de apresentar os nossos comentários. Reconhecemos, no entanto, que as considerações que apresentamos se podem tornar desadequadas caso as opções de projecto difiram das por nós admitidas.

As obras anexas, nomeadamente o túnel de desvio e o descarregador de cheia, poderão ser construídas na margem esquerda, pois, aí, as condições topográficas possibilitam um menor comprimento destas obras, diminuindo-lhes o custo.

O túnel de desvio deverá ser aberto o mais possível na zona com melhores características geotécnicas (Zona 4), que apresenta as melhores condições de suporte associadas à menor fracturação e à menor permeabilidade do maciço. Nesta zona o túnel poderá ser construído sem suporte na sua maior parte, podendo haver necessidade de consolidação por pregagens e eventualmente betonagem nas zonas mais fracturadas e/ou alteradas que ocorrerão no atravessamento das falhas. Os problemas mais delicados deverão surgir nas embocaduras do túnel devido ao atravessamento das zonas superficiais com piores características geotécnicas (Zonas 1 e 2). Em alternativa o túnel poderá ser construído como obra de subsuperfície, havendo a considerar o facto de se localizar nas zonas superficiais mais alteradas, com o conseqüente aumento dos problemas de estabilidade dos taludes de escavação. Neste caso será necessário garantir a estanqueidade do contacto túnel-aterro, situado sob o núcleo da barragem. A optar-se por esta última solução, seria de analisar as vantagens em localizar o túnel de desvio na margem direita, pois aí a espessura das zonas superficiais mais alteradas e o declive do terreno são menores.

Quanto ao descarregador de cheia, admitimos que será necessário efectuar o seu revestimento praticamente em todo o traçado, sendo apenas dispensável quando a fundação for constituída por granito pouco alterado ou são. Poderão ainda surgir problemas na estabilidade dos taludes do lado esquerdo, devido às maiores alturas de escavação.

Para a fundação do enrocamento, consideramos, para além da remoção da terra vegetal e dos solos superficiais, haverá que regularizar o terreno de modo a evitar sobre-elevações ou degraus que dificultariam a compactação do enrocamento e iriam criar concentração de tensões.

Sendo o núcleo terroso o elemento impermeável da barragem, é com ele que irão estar associados os principais problemas de segurança da barragem. Para a fundação do núcleo terroso, poderão ser escavados todos os saibros graníticos "in situ" que apresentem piores características que os solos compactados do núcleo. Aumentando a profundidade da escavação para o núcleo, melhora-se a sua inserção na fundação, funcionando também como corta-águas. No maciço de fundação localizado sob o núcleo haverá que efectuar injeções de consolidação. O controlo da percolação na fundação poderá ser conseguido com uma cortina de injeções levada até profundidades julgadas convenientes (geralmente até absorções da ordem dos 2 a 3 Lugeons). Os furos deverão ser orientados de modo a intersectarem o maior número de descontinuidades possível. A execução de furos de drenagem a jusante da cortina de impermeabilização permitirá aliviar as subpressões na fundação, aumentando a segurança da estrutura.

3.4 - BARRAGEM DE LAGOACHO

3.4.1 - GENERALIDADES

O local que se designa por Lagoacho situa-se no Covão do Lagoacho, na Serra da Estrela, aproximadamente a meia distância entre o Vale do Rossim e a Lagoa Comprida, imediatamente a jusante da confluência da ribeira do Covão do Urso com a ribeira do Vale do Conde (Fig. F3.18).

Na tabela T3.7 apresentamos algumas das características do empreendimento.

Tabela T3.7 - Elementos referentes à barragem do Lagoacho.

Nome da barragem:	<u>LAGOACHO</u>
Localização:	Covão do Lagoacho, na Serra da Estrela.
Tipo:	Enrocamento compactado.
Material de construção:	Granito porfiróide de grão grosseiro.
Terreno de fundação:	Granito porfiróide de grão grosseiro.
Elemento "impermeável":	Cortina de betão a montante.
Distância à pedreira:	200 m
Comprimento do coroamento:	244 m (corpo principal); 120 m (portela).
Largura do fundo do vale:	10 m
Máxima altura:	36 m (corpo principal); 10 m (portela).
Volume do enrocamento compactado:	224 x 10 ³ m ³ (corpo principal); 19 x 10 ³ m ³ (portela).
Inclinação dos paramentos de montante e de jusante:	1,3H:1V
Cota do coroamento:	1439 m
Nível de pleno armazenamento:	1436 m
Data de execução do projecto:	1990
Período de construção:	1990 - até o presente.
Dono de obra:	EDP.

3.4.2 - ENQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.4.2.1 - GEOLOGIA REGIONAL

O terreno (Fig. F3.18) é fundamentalmente constituído por um substrato granítico e materiais quaternários de cobertura (depósitos glaciares e aluviões). O granito mais abundante é porfiróide, de grão grosseiro, biotítico-moscovítico, encontrando-se ainda granito porfiróide de grão fino, moscovítico-biotítico, e granito de grão médio ou médio a fino, moscovítico-biotítico, levemente porfiróide. O corpo granítico é cortado por filões de

quartzo com direcção N-S a NE-SW e por alguns filões de aplito-pegmatito. Encontramos ainda granitos róseos ou avermelhados que segundo Neiva et al. (1987) resultaram da alteração hidrotermal do granito regional na dependência das zonas de fractura.

Os depósitos glaciares estão representados pelo glaciar do Covão do Urso e mais a Sul pelo glaciar do Covão do Vidual. O glaciar do Covão do Urso desenvolve-se de SE para NW ao longo de cerca de 4 km, mostrando a moreia lateral direita muito espessa e bem conservada, que na parte terminal possui maior quantidade de blocos erráticos. O glaciar do Covão do Vidual está representado por espessa moreia lateral direita.

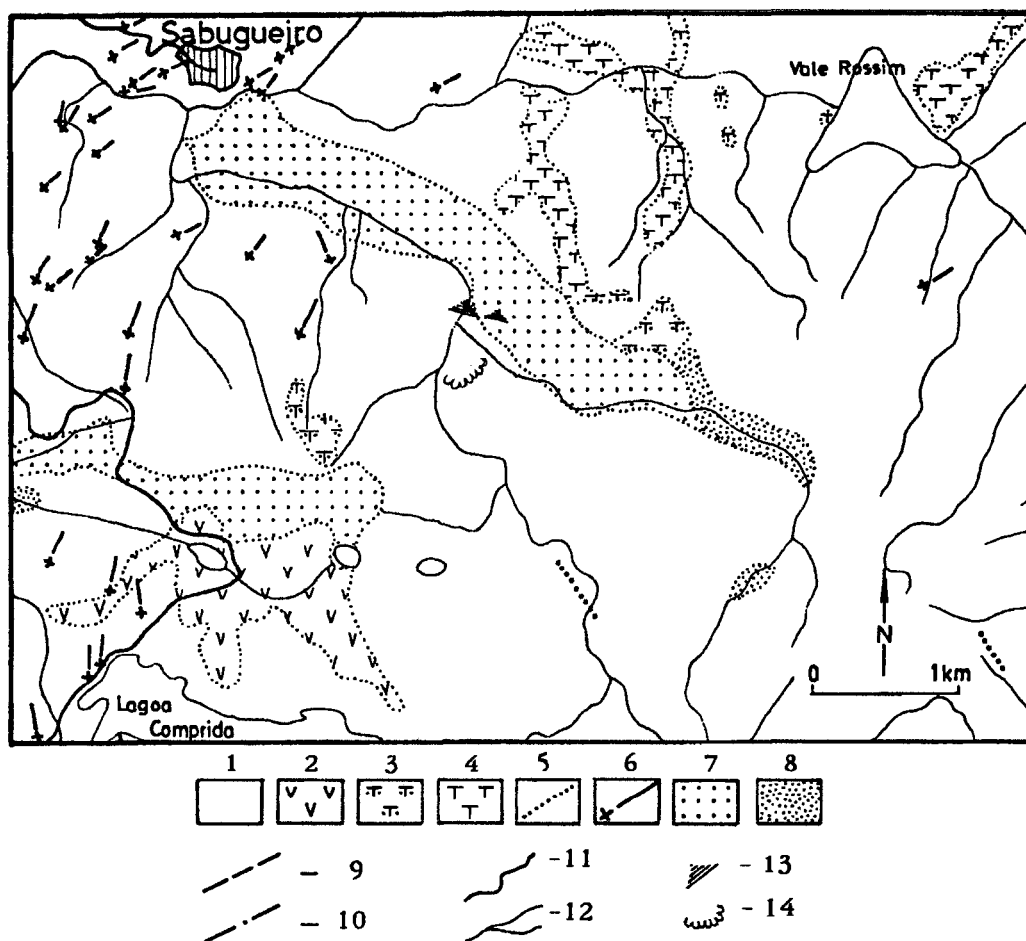


Fig. F3.18 - Esboço geológico regional do Lagoacho (baseado em Teixeira et al., 1967 e 1974).

(1-Granito porfiróide de grão grosseiro biotítico-moscovítico; 2-Granito porfiróide de grão fino biotítico-moscovítico; 3-Granito de grão fino; 4-Granito de grão médio ou médio a fino moscovítico-biotítico; 5-Filões de aplito pegmatito; 6-Filões de quartzo; 7-Depósitos glaciares; 8-Aluviões actuais; 9-Falha; 10-Falha provável; 11-Estrada ; 12-Linha de água; 13-Local de barragem; 14-Pedreira.

3.4.2.2 - GEOLOGIA LOCAL

A jusante do local da barragem (Fig. F3.19) o perfil longitudinal da ribeira do Covão do Urso sofre um desnível brusco de mais de duzentos metros, enquanto a montante existe uma depressão, o Covão do Lagoacho, que se encontra parcialmente preenchida por aluviões e por materiais flúvio-glaciares. No local, o granito aflorante é o granito porfiróide de grão grosseiro, biotítico-moscovítico, encontrando-se a margem direita do vale coberta pela moreia lateral do Covão do Urso. O granito aflora essencialmente nos encontros, quer do corpo principal quer da portela, enquanto que o fundo do vale tende a encontrar-se coberto por aluviões pouco espessas à mistura com blocos glaciares que podem atingir grandes dimensões.

3.4.2.3 - LITOLOGIA

Os materiais a utilizar na construção do enrocamento da barragem do Lagoacho são granitos de grão grosseiro, porfiróides, constituídos por quartzo (40%), microclina (24%), plagioclase (oligoclase) (24%), biotite (6,2%), moscovite (4,3%), clorite (0,9%), apatite (0,3%), zircão e ilmenite. Os megacristais representam cerca de 30% dos minerais presentes, com 16% para a microclina e 14% para a plagioclase, chegando a atingir tamanho de 60mm x 30mm x 30mm.

Os grãos de quartzo são xenomórficos, apresentando por vezes extinção ondulante. Possuem inclusões de biotite e de moscovite. O feldspato potássico é a microclina pertítica; hipidiomórfica, com macla em cruz característica, e menos frequentemente a macla de Carlsbad; os megacristais possuem inclusões de plagioclase, de biotite e de moscovite. A plagioclase é hipidiomórfica, com maclas polissintéticas. A plagioclase da matriz é uma oligoclase (An_{21-16}), aparecendo ocasionalmente como inclusão no feldspato potássico. Nas plagioclases sericitizadas encontramos frequentemente pequenos cristais de moscovite secundária. Os megacristais são de oligoclase (An_{26-24}) e possuem inclusões de biotite e raramente de ilmenite.

A biotite é hipidiomórfica, apresenta pleocroísmo castanho avermelhado com β e amarelo palha com α . Possui inclusões de apatite, zircão e por vezes de ilmenite. No diagrama $Mg-(Fe^{2+}+Mn)-(Al+Fe^{3+}+Ti)$ de Foster (1960), projecta-se na zona de transição entre as siderofilites e as biotites ferríferas. A moscovite é geralmente tabular, tendo-se confirmado ser moscovite primária, com base no diagrama $Mg-Ti-Na$ de Miller et al. (1981). A moscovite secundária encontra-se principalmente nas plagioclases alteradas.

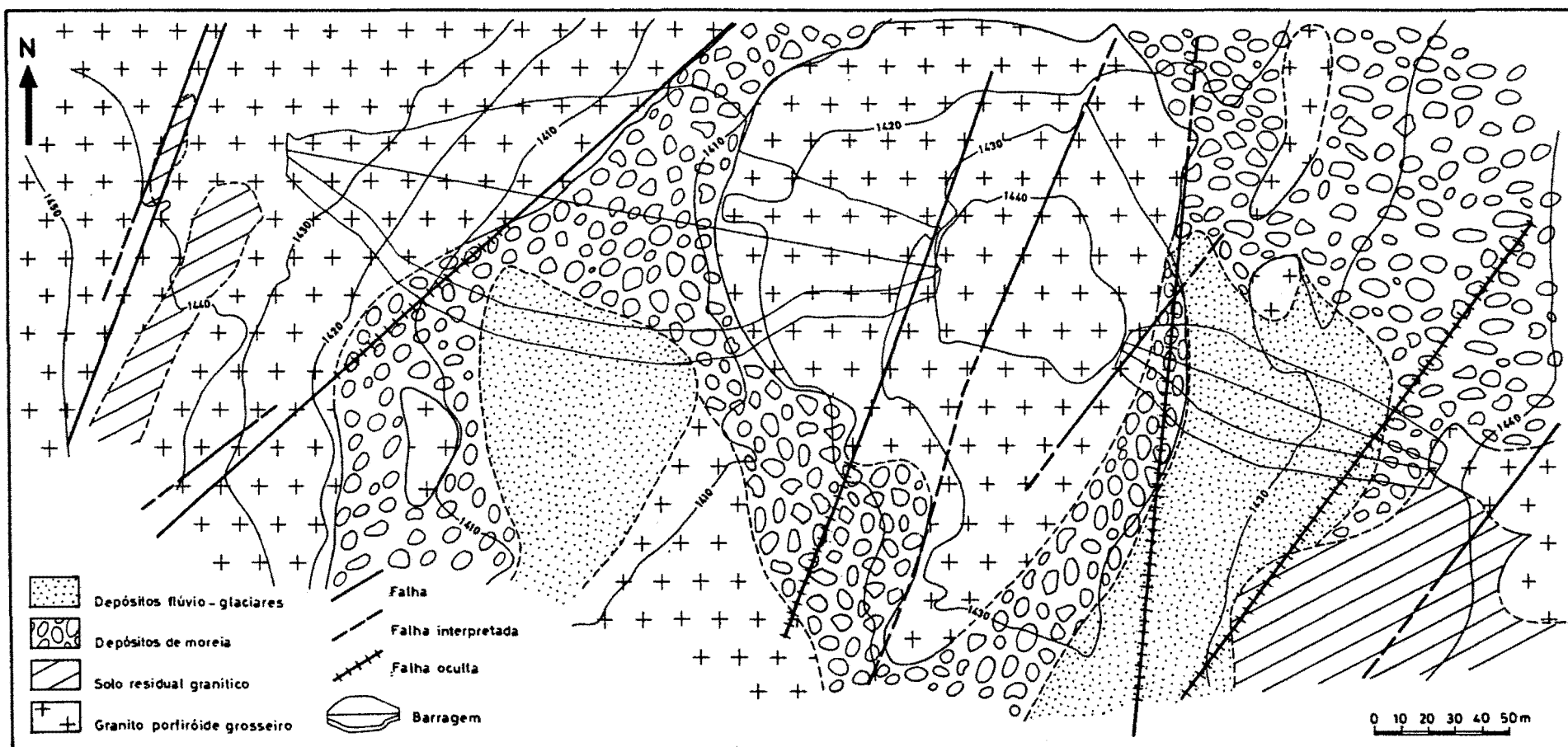


Fig. F3.19 - Geologia do local da barragem do Lagoacho.

A clorite é pleocróica, sendo verde azeitona com β e amarela com α , resultando da alteração da biotite; A apatite encontra-se como inclusão nas biotites, junto aos cristais de biotite e moscovite ou, ainda, disseminada na rocha; a ilmenite é idio a hipidiomórfica e ocorre essencialmente como inclusão nas biotites ou junto a este mineral.

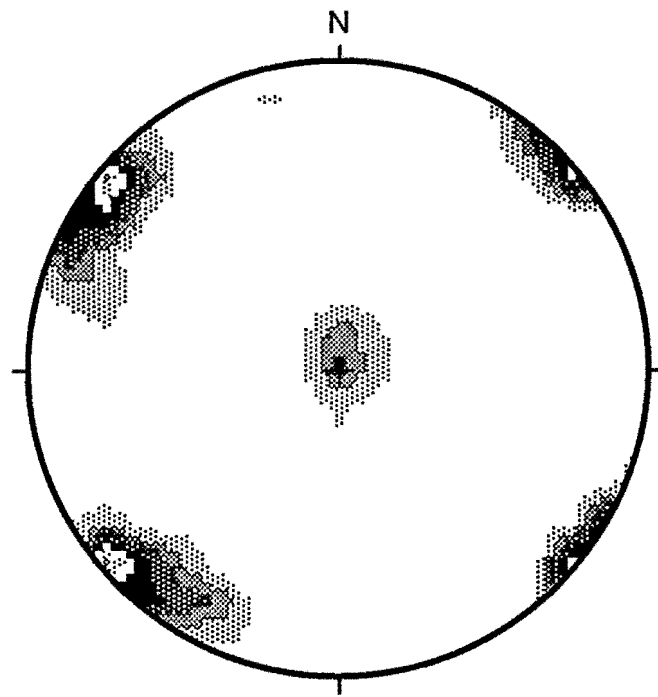
3.4.2.4 - ESTRUTURA E TECTONICA

O local da barragem apresenta características bastante interessantes na sequência da acção glacial sobre o maciço granítico. A barragem situa-se imediatamente a montante de um ponto de quebra, no declive do perfil longitudinal da ribeira do Covão do Lagoacho, provocada pela sobreescavação, a jusante, do glacial. A montante encontramos um vale levantado com um fundo relativamente largo, rodeado por vertentes frequentemente abruptas em que o granito aflorante se encontra geralmente pouco alterado.

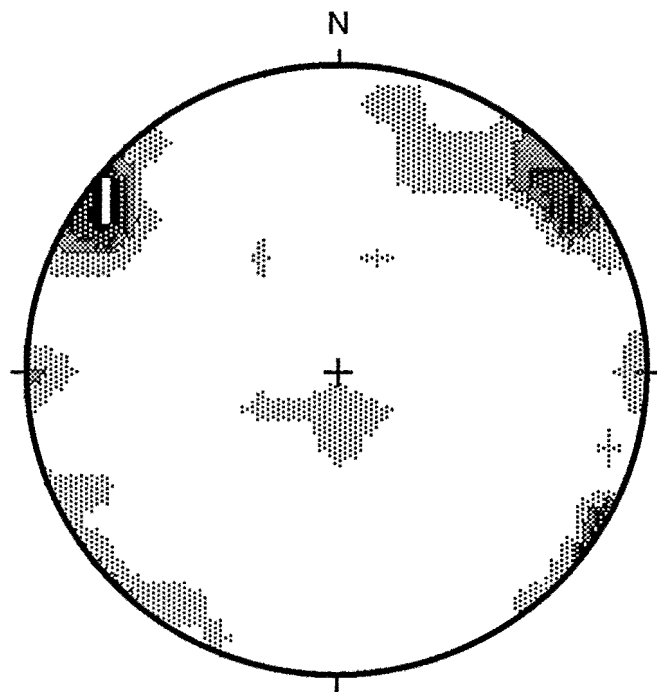
O estudo do diaclasamento permitiu-nos definir três famílias aproximadamente ortogonais (Fig. F3.20). Na zona do corpo principal da barragem as duas famílias mais frequentes são subverticais e com orientações médias N39°E;86°NW e N39°W;87°SW. A terceira família é subhorizontal e tem direcção variável. Na zona da portela as atitudes médias das três principais famílias de diaclases são respectivamente: N37°E;83°NW, N36°W;82°NE e N86°E;11°S. A generalidade das diaclases encontra-se fechada e sem enchimento ou alteração intensa das suas superfícies. O espaçamento das diaclases é muito variável, indo desde próximas (F4) a muito afastadas (F1). Como é comum nos maciços graníticos, o espaçamento das diaclases tende a aumentar com a profundidade e com o afastamento às principais fracturas.

Tanto no corpo principal da barragem como na portela, verificámos que as diaclases com direcção próximo de N30°E são as mais extensas, podendo ser facilmente seguidas sobre o terreno em distâncias que frequentemente ultrapassam a centena de metros.

Na Fig. F3.21 apresentamos em projecção estereográfica os polos dos planos das falhas observadas. Todas as falhas apresentam direcção para nordeste, ocorrendo a maior densidade segundo a orientação N35°E;80°NW. É de notar que a orientação predominante das falhas é subparalela à principal família de diaclases para nordeste, que, como já referimos, inclui as diaclases mais extensas, levando-nos a considerar que as falhas se vieram instalar próximo desta direcção em resultado da menor resistência do maciço.



A) Corpo principal da barragem



B) Portela

Fig. F3.20 - Projecção estereográfica equiárea (hemisfério superior) das densidades das diaclases no local da barragem do Lagoacho. Os intervalos de contagem são de 2% do total de pontos por 1% de área da rede.

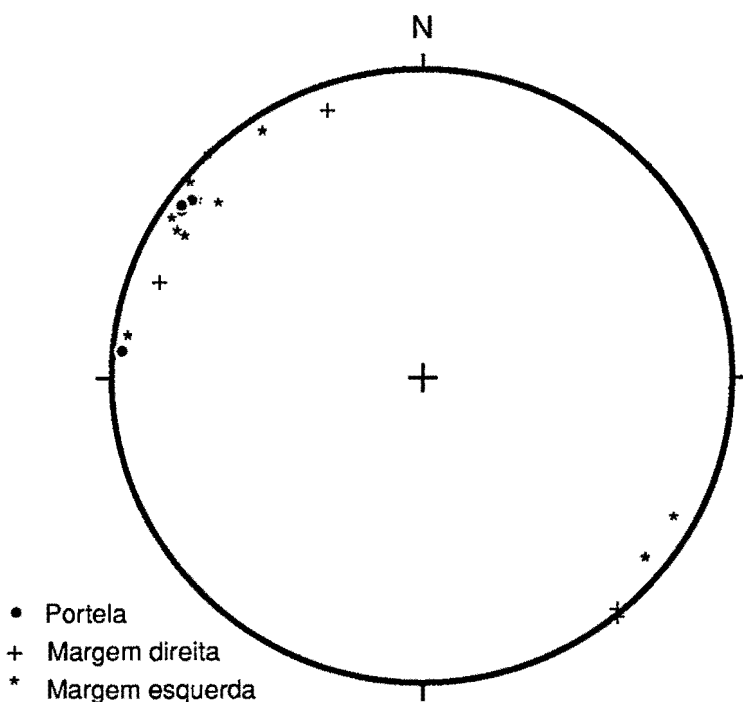


Fig. F3.21 - Projecção estereográfica equiárea (hemisfério superior) dos polos dos planos das falhas observadas no Lagoacho.

3.4.3 - FUNDAÇÕES DA BARRAGEM E SEUS PROBLEMAS

Segundo Couturier (1985), para a construção de uma barragem de altura moderada, como é o caso do Lagoacho, o desenvolvimento dado à investigação geológica assume grande importância, pois a construção não é economicamente viável quando é necessário efectuar o tratamento extensivo das fundações ou quando não existem materiais adequados à sua construção.

Quanto às condições de fundação da barragem do Lagoacho, levantam-se algumas questões particulares, nomeadamente a influência que a acção do glaciar teve na morfologia do vale e nas condições geotécnicas, a espessura e características dos depósitos flúvio-glaciares e ainda a permeabilidade do maciço rochoso. Quanto aos materiais de construção, eles existem em abundância junto à barragem, sendo apenas a questão de escolher, de entre os locais possíveis, o mais adequado.

No local, a acção erosiva do glaciar removeu o granito alterado superficialmente, proporcionando excelentes afloramentos às cotas mais elevadas, enquanto no fundo do vale, sob o corpo principal da barragem e na portela, se encontra uma cobertura de solos flúvio-glaciares que impede a observação directa da fundação. Esta cobertura pode esconder estruturas características dos vales de origem glaciar, como sejam gargantas

estreitas e profundas, que os franceses designam de "sillon", escavadas pelas torrentes subglaciares ou pós-glaciares, como referem Gignoux e Barbier (1955). A pequena largura destas gargantas torna-as difíceis de detectar durante a prospecção.

Das 8 sondagens mecânicas realizadas numa primeira fase de prospecção (sondagens SP), 6 foram no corpo principal e 2 na portela (Tabela T3.8). As sondagens foram localizadas ao longo da linha de inserção do plinto na fundação, pois é esta a zona onde se encontram as condições mais críticas para a segurança da barragem, devido ao elevado gradiente hidráulico, por se tratar de uma barragem com cortina impermeável a montante. Todas as sondagens foram dirigidas para jusante. A interpretação das sondagens realizadas na primeira fase não permitiu esclarecer satisfatoriamente as características da fundação, pelo que, para a execução do projecto, foram realizadas mais 7 sondagens (sondagens SQ). Quatro das sondagens deste último lote foram executadas na portela com o objectivo de esclarecer as condições geológicas da rocha sob a cobertura dos materiais flúvio-glaciares; duas no descarregador, que ainda não tinha sido reconhecido por sondagens, e uma última no encontro direito, próximo do coroamento da barragem (EDP, 1990).

Os resultados da totalidade das sondagens mostraram que o maciço apresenta características distintas sob o corpo principal da barragem e na portela. No corpo principal

Tabela T3.8 - Alguns elementos sobre as sondagens mecânicas de prospecção da fundação da barragem do Lagoacho.

	Desig.	Compr. (m)	Ensaio Lugeon
MARGEM DIREITA	SP4	40	12
	SP5	30	8
	SP6	20	7
	SQ3	30	8
MARGEM ESQUERDA	SP1	20	7
	SP2	30	9
	SP3	40	12
PORTELA	SP7	36	10
	SP8	24	4
	SQ4	21	6
	SQ5	40	2
	SQ6	31	5
DESCARREGADOR	SQ7	30	8
	SQ1	45	8
	SQ2	35	6
Total		472	112

da barragem, apesar das variações locais, podemos considerar que o maciço se encontra de um modo geral pouco alterado (W_2), possuindo fracturas desde próximas (F_4) a muito afastadas (F_1). O valores do RQD são de um modo geral muito variáveis. As duas sondagens que apresentam piores características situam-se, uma em cada margem (SP2 e SP5), aproximadamente na transição entre o fundo do vale e os encontros. As sondagens realizadas no descarregador de cheias, na margem esquerda, vieram mostrar que este se localiza no alinhamento de uma zona de cisalhamento com alteração intensa e elevada permeabilidade,

confirmando as observações do reconhecimento geológico superficial (Fig. F3.19).

Na portela as condições de fundação são claramente piores, a avaliar pelos resultados das sondagens aí realizadas. Na sondagem SP8 não se consegue qualquer recuperação, o que também acontece na sondagem SQ5 até aos 30 m e na sondagem SP7 entre os 24,5 m e os 34 m. Nesta última sondagem, acima dos 24,5 m encontra-se granito com alteração desde média (W₃) a completamente alterado (W₅) e com fracturas próximas (F₅ a F₄). A interpretação das sondagens leva-nos a considerar a existência de um "sillon" preenchido por solos flúvio-glaciares (Fig. F3.22).

O reconhecimento efectuado pelas sondagens não permite descartar a possibilidade de existirem outras estruturas que não foram detectadas, por estarem escondidas pelos solos de cobertura, e que intersectem o desenvolvimento do plinto, em particular no corpo principal.

Nas sondagens mecânicas efectuadas, realizaram-se ensaios de injeção de água do tipo Lugeon em trechos de 3 m, tendo-se utilizado menores pressões junto à superfície do terreno. Os ensaios foram efectuados mesmo nos primeiros 3 m da cada sondagem, tendo-se obtido valores muito elevados, que convertidos em unidades Lugeon variam entre 15 e 60 Lugeons, por o terreno superficial se encontrar descomprimido e alterado. Para além deste primeiro trecho, as absorções tendem a diminuir com a profundidade, sendo notório o aumento das absorções nos trechos mais fracturados. Para além dos 10 m, as absorções são geralmente inferiores a 5 Lugeons, à excepção de alguns furos (SP5, SP7 e SP8) que possuem trechos com absorções muito superiores.

3.4.4 - ZONAMENTO GEOTÉCNICO

De entre dos locais graníticos estudados, as características particulares existentes na barragem do Lagoacho levam-nos a efectuar algumas considerações particulares.

De um modo geral o zonamento geotécnico dos maciços graníticos baseia-se na variação do estado de alteração da rocha, avaliado pelo reconhecimento geológico, pela prospecção mecânica e geofísica, e na variação das características de permeabilidade. Correntemente a alteração é maior à superfície, em resultado da alteração meteórica, diminuindo gradualmente com a profundidade, o que é de um modo geral acompanhada por uma correspondente diminuição da permeabilidade em consequência do aumento do espaçamento das diaclases e de estas se encontrarem fechadas pelo peso dos terrenos sobrejacentes.

Como já referimos, no local da barragem do Lagoacho, a acção erosiva do glaciador removeu a quase totalidade dos materiais resultantes da alteração superficial, pelo que não encontramos uma diminuição clara da alteração com a profundidade, à excepção de pequenas manchas localizadas, com pouca expressão para a obra. Verifica-se que a alteração está preferencialmente associada às zonas de fractura do maciço, a que correspondem igualmente as zonas de maiores permeabilidades. Atendendo à especificidade das condições referidas, consideramos ter justificação um zonamento do maciço baseado na permeabilidade, pelo que apresentamos na Fig. F3.22 os limites admitidos para o maciço muito permeável e praticamente impermeável.

Há também que considerar os solos flúvio-glaciares que preenchem o fundo do vale, no corpo principal da barragem e na portela.

3.4.5 - PEDREIRA E LOCAIS DE EMPRÉSTIMO

A pedreira seleccionada para exploração situa-se no interior da albufeira, cerca de 200 m a sul da barragem, sobre uma pequena elevação do terreno. Nestas condições, a exploração da pedreira terá de ser feita em profundidade, pelo que levantará alguns problemas particulares.

Prevê-se também a utilização, nas zonas menos solicitadas da barragem, dos materiais obtidos na limpeza da fundação e na abertura dos túneis do circuito hidráulico. Durante as operações de limpeza da fundação da barragem verificámos que os blocos de granito de origem glaciador, que foram removidos com a finalidade de serem posteriormente utilizados nos enrocamentos menos solicitados, apresentavam-se praticamente inalterados pois a acção erosiva do glaciador removeu a capa exterior de rocha mais alterada.

3.4.6 - DISCUSSÃO

O reconhecimento geológico e os trabalhos de prospecção realizados se permitiram o entendimento do quadro geral na fundação, não deram uma resposta precisa quanto a distribuição e espessura dos solos flúvio-glaciares, pelo que admitimos poderem vir a encontrar-se situações geológicas não esperadas durante a construção. A prospecção sísmica poderia ter sido utilizada para determinar com maior aproximação a profundidade do firme rochoso, se bem que a presença dos grandes blocos de origem glaciador pudesse dificultar a interpretação. A utilização de painéis sísmicos entre sondagens poderia permitir a detecção e definição de irregularidades no granito, em particular da eventual presença de um "sillon".

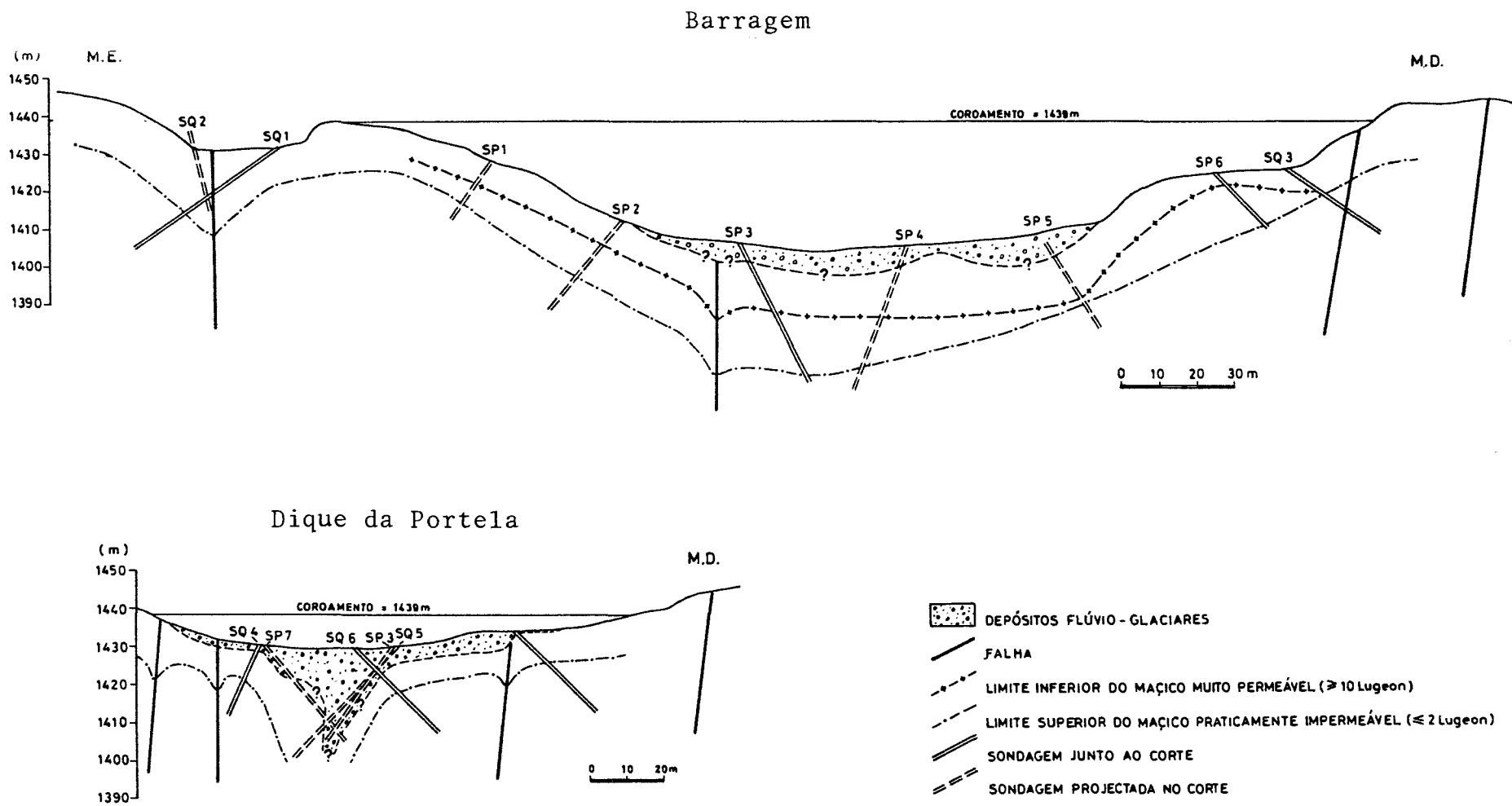


Fig. F3.22 - Cortes geotécnicos interpretativos segundo o alinhamento do plinto na barragem do Lagoacho e no dique da portela.

As irregularidades da rocha "in situ" nos vales sujeitos à acção dos glaciares é frequente, obrigando a um estudo cuidadoso da fundação. A título de exemplo referimos a barragem de Grand'Maison (Leclercq et al., 1982) situada num "verrou" glacial, com o fundo do vale muito estreito e preenchido com 10 m de aluviões. Parte das aluviões do leito do rio foram removidas para melhor se estudarem as condições de apoio na rocha de fundação, permitindo também estudar as características das próprias aluviões. Estes materiais foram em grande parte reutilizados na construção dos aterros de solos. O tratamento da fundação só foi efectuado em pormenor na zona de apoio do núcleo da barragem, tendo-se realizado uma limpeza grosseira da fundação sob os encontros. De entre os trabalhos efectuados na zona do núcleo destacamos o tratamento de um "sillon", descoberto durante as escavações, com remoção de todo o seu enchimento e posterior betonagem.

Para a barragem do Lagoacho, as características do maciço de fundação e a pequena altura da barragem permitem construir quer uma barragem rígida quer de uma barragem deformável. No entanto as maiores escavações requeridas para uma estrutura rígida, a abundância de rocha e as razões de ordem ambiental e paisagística apontaram para a escolha de uma solução de enrocamento. Um enrocamento granítico, sendo construído com os mesmos materiais que a paisagem envolvente, torna a solução menos contrastante com o ambiente circundante. É de realçar que as razões de natureza paisagística e de preservação ambiental assumem neste local enorme importância, por se encontrar dentro do Parque Natural da Serra da Estrela. A solução escolhida apresenta ainda a vantagem de permitir a colocação de enrocamento mesmo durante os períodos de inverno com temperaturas negativas, o que noutros tipos de barragens constituiria um sério obstáculo. Wilson e Marsal (1979) referem que durante o inverno, em particular nos países escandinavos, se constroem os maciços menos solicitados do enrocamento, limitando cada inverno a espessura construída a 10 m de modo a evitar os riscos de congelação.

A escavação superficial necessária à preparação do terreno em contacto com o enrocamento é de um modo geral muito reduzida. No fundo do vale, onde existe uma cobertura espessa de solos flúvio-glaciares, só com a escavação para a implantação do plinto vai ser possível determinar se a espessura dos sedimentos ultrapassa a cota prevista para a base do plinto e verificar se existem estruturas de origem glacial que necessitem de tratamento especial. Quando a espessura dos sedimentos for abaixo das cotas de base do plinto, está previsto efectuar a sua construção directamente sobre os sedimentos, que serão posteriormente injectados utilizando furos que ficarão abertos no plinto e destinados a esse fim.

A impermeabilização do corpo da barragem a montante será conseguida por uma cortina de betão armado que se liga à fundação pelo plinto. A solidarização do plinto com a fundação será assegurada por ancoragens passivas. A cortina de injeção a executar sob o plinto terá uma profundidade prevista de 15 m.

3.4.7 - PERFIL TIPO DA BARRAGEM

Na Fig. F3.23 vemos que o perfil tipo da barragem do Lagoacho é constituído por 5 zonas cujas características particulares resumimos na tabela T3.9. A utilização do granito com diferentes estados de alteração será feita de modo a possibilitar o emprego da maior quantidade possível dos materiais explorados, sem prejuízo para o comportamento da barragem. Assim, os materiais de melhor qualidade são utilizados nas zonas de montante, mais solicitadas, deixando o granito mais alterado para as zonas menos solicitadas de jusante, em particular para o material do tipo "3D". Com este procedimento é possível utilizar quase todos os materiais graníticos obtidos nas escavações para a fundação, na exploração da pedreira e ainda durante a abertura dos túneis para o circuito hidráulico. Este procedimento torna necessário efectuar a separação dos diferentes tipos de materiais quando da sua exploração, de modo a proceder-se à sua colocação na zona adequada da barragem, podendo obrigar ao seu depósito temporário.

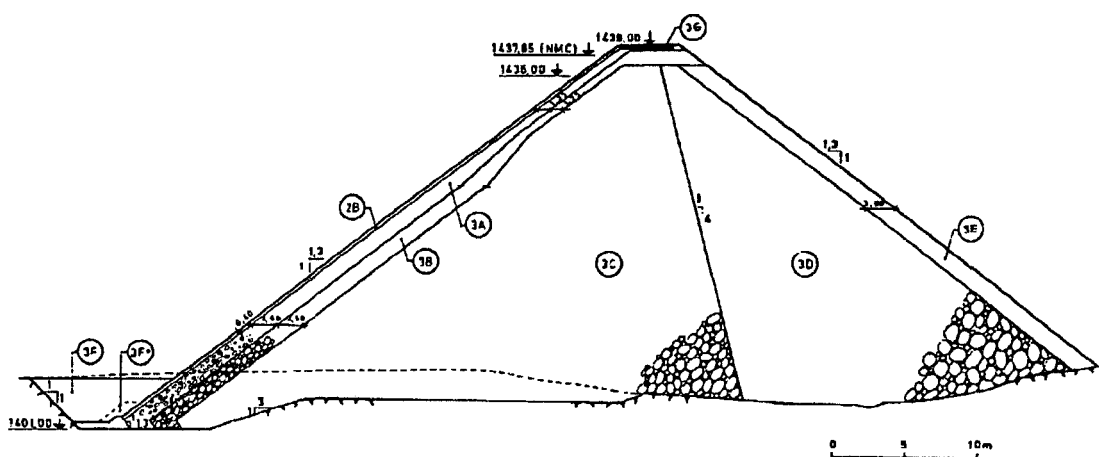


Fig. F3.23 - Perfil transversal tipo da barragem do Lagoacho (EDP, 1990).

De montante para jusante, as várias zonas da barragem admitem diâmetros máximos progressivamente maiores, bem como piores características mecânicas, a que estão associados o aumento da altura com que as camadas são compactadas, o aumento do índice de vazios e a diminuição do coeficiente de uniformidade.

Tabela T3.9 - Algumas características dos enrocamentos da barragem do Lagoacho (EDP, 1990; modificado de Veiga Pinto et al., 1984).

MATERIAL	D _{máx} (m)	C _u	ALTURA DAS CAMADAS (m)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	QUALIDADE DO MATERIAL	FUNÇÃO
3A	0,06	> 10	< 0,4	< 0,2	Granito são a pouco alterado e resistente.	Regularização e transição entre a cortina e o corpo da barragem.
3B	0,3	> 10	< 0,4	< 0,2	Granito são a pouco alterado e resistente.	Transição e função de filtro/dreno.
3C	0,8	> 8	< 0,8	< 0,25	Granito são a pouco alterado.	Suporte à pressão hidrostática.
3D	1,0		< 1,2	< 0,3	Granito alterado (das escavações, da pedreira ou mesmo blocos da moreia junto à barragem).	Estabilidade a jusante.
3E	1,5	> 5	< 1,7		Granito são ou pouco alterado.	Protecção a jusante.
3F					Tout-venant e material rejeitado para os enrocamentos.	Protecção do plinto.

Durante a fase de projecto foram executados aterros experimentais para definir o número de passagens do cilindro vibrador e verificar se as características pretendidas para as diferentes zonas do enrocamento correspondiam às desejadas. No Cap. 6 abordamos alguns aspectos relativos à execução dos aterros experimentais.

3.5 - BARRAGEM DA APARTADURA

3.5.1 - INTRODUÇÃO

A barragem da Apartadura situa-se a cerca de 5 km para sul de Marvão, na Ribeira das Reveladas, junto ao local da Apartadura (Fig. F3.24). Esta barragem faz parte do aproveitamento hidroagrícola de Marvão, com que se pretende irrigar uma área de 720 ha.

Na tabela T3.10 apresentamos algumas das características do empreendimento.

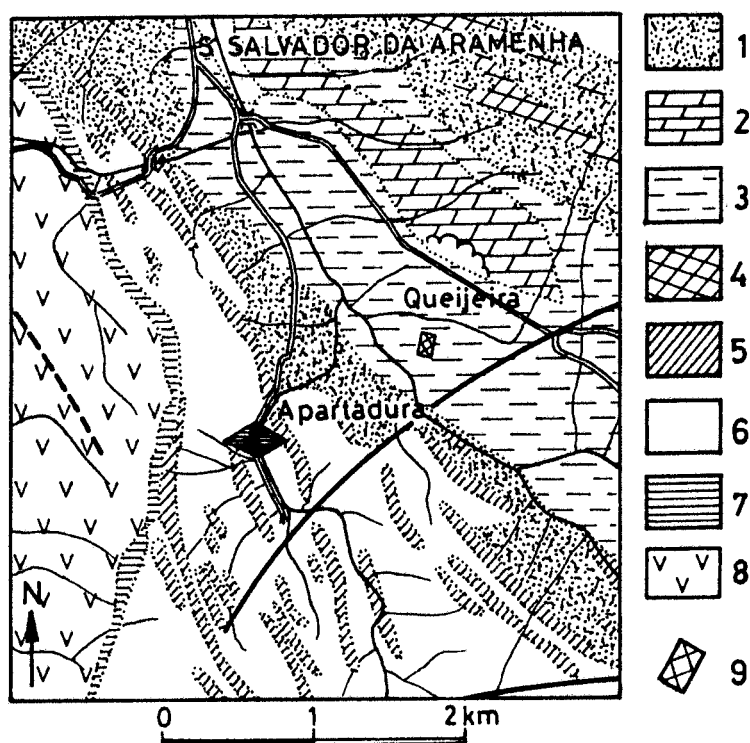


Fig. F3.24 - Esboço geológico da região da Apartadura (adaptado de Perdigão e Fernandes, 1976 e de Fernandes et al., 1973).

(1-Depósitos de vertente. Devónico: 2-Calcários dolomíticos; 3-Xistos argilosos. Silúrico: 4-Quartzitos; 5-Quartzitos e grés com xistos argilosos intercalados; 6-Xistos. Ordovícico: 7-Quartzitos. 8-Ortognaisses graníticos alcalinos biotíticos. 9-Aterros experimentais. Ver outros símbolos na Fig. F3.18).

Tabela T3.10 - Algumas características da barragem da Apartadura.

Nome da barragem:	<u>APARTADURA</u>
Localização:	Local da Apartadura, na ribeira das Reveladas, concelho de Marvão.
Tipo:	Enrocamento compactado.
Material de construção:	Dolomia.
Terreno de fundação:	Xistos argilosos e gresosos, por vezes grafitosos ou sericíticos.
Elemento "impermeável":	Cortina betuminosa a montante.
Distância à pedreira (por estrada):	2 km
Comprimento do coroamento:	291 m
Largura do fundo do vale:	8 a 10 m
Máxima altura acima da fundação:	46,5 m
Volume escavado para a fundação:	$\approx 60 \times 10^3 \text{ m}^3$
Volume do enrocamento :	$402 \times 10^3 \text{ m}^3$
Inclinação do paramento de montante:	1,6H:1V
Inclinação do paramento de jusante:	1,45H:1V
Nível de pleno armazenamento:	595 m
Capacidade máxima da albufeira:	$74,7 \times 10^6 \text{ m}^3$
Area inundada:	0,48 km ²
Area drenada:	8,42 km ²
Data de execução do projecto:	1983
Período de construção:	Em construção.
Dono de obra:	DGRAH.

3.5.2 - ENQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.5.2.1 - GEOLOGIA REGIONAL

Os terrenos do Paleozóico formam um amplo sinclinal orientado NW-SE, intruído em ambos os bordos por rochas graníticas. A norte encontram-se os granitos hercínicos de Marvão, pertencentes ao granito de Nisa, e a SW os ortognaisses graníticos ante-hercínicos, conhecidos por granito de Portalegre (Fernandes et al., 1973). No centro do sinclinal afloram terrenos Devónicos ladeados pelo Silúrico e pelo Ordovícico (Fig. F3.24). O Devónico é formado principalmente por xistos argilosos e calcários dolomíticos. O Silúrico é essencialmente constituído por xistos, quartzitos e grés com filádios intercalados. Os terrenos do Ordovícico formam os flancos terminais do sinclinal, sendo constituídos por quartzitos esbranquiçados e azulados. No bordo NE do sinclinal há pequenos retalhos do Pré-Câmbrico superior (Teixeira e Gonçalves, 1980), constituídos por xistos e grauvaques, completamente metamorfizados para xistos mosqueados e corneanas pelíticas pela influência do granito de Nisa. Na carta geológica de Marvão, estes materiais são ainda referenciados como sendo do Complexo Xisto-Grauváquico, ante-Ordovícico (Perdigão e Fernandes, 1976).

3.5.2.2 - GEOLOGIA LOCAL

A barragem situa-se no flanco sul do sinclinal de Marvão, em terrenos do Silúrico superior constituídos por filádios, gresosos, por vezes grafitosos ou sericíticos, e por quartzitos e grés quartzíticos (Fig. F3.25). A estratificação é predominantemente sub-vertical, com direcção variando de N20°W a N25°E. As formações apresentam diversas dobras. Encontram-se também alguns filões de quartzo cortando o maciço.

A superfície do terreno está geralmente coberta por terra vegetal e por depósitos colúvio-eluviais com espessura inferior a 1 m, à excepção de alguns socalcos, utilizados para a agricultura, em que a espessura poderá chegar aos 2 m. No vale, junto à ribeira, a espessura da aluvião é de cerca de 1 m. Pela observação da zona interessada pela fundação da barragem, verificámos que a alteração dos xistos é mais profunda na margem direita, aumentando em ambas as margens para as cotas mais elevadas.

Na margem direita, acima da cota do coroamento da barragem, afloram quartzitos em anticlinal, com orientação NS;87°W. Cerca de 250 m para norte os quartzitos afloram com direcção NW-SE, coincidente com a estrutura regional. Na margem esquerda, 150 m para montante, afloram igualmente os quartzitos.

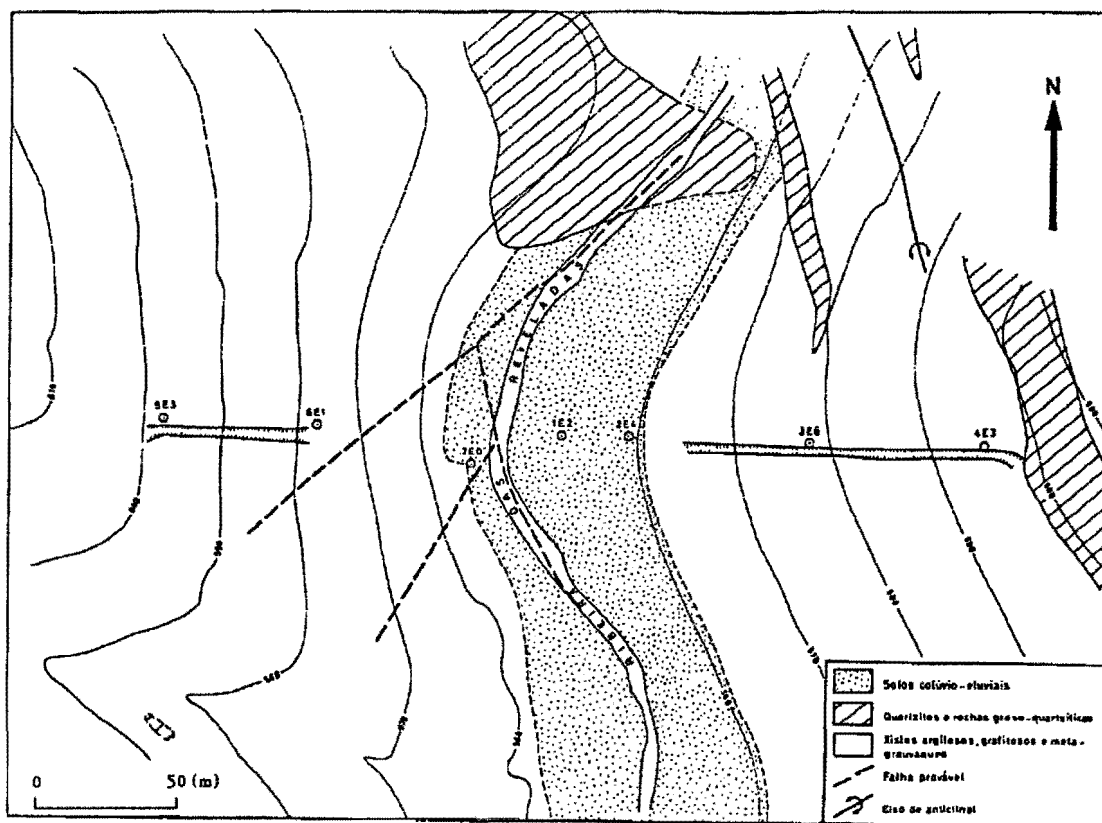


Fig. F3.25 - Geologia da fundação da barragem da Apartadura (DGRAH, 1983).

3.5.2.3 - ESTRUTURA E TECTONICA

A estrutura regional mais significativa é o amplo sinclinal Paleozóico de orientação NW-SE, que se encontra muito falhado e dobrado, conferindo alguma complexidade à região. Cerca de 750 m a montante da barragem, a albufeira é intersectada por uma importante falha de direcção NE-SW.

No local da barragem o vale apresenta vertentes suaves, sendo a inclinação na margem direita ligeiramente menor que na esquerda. O leito menor e o leito de cheia apresentam respectivamente larguras inferiores a 10 e a 20 m.

No estudo efectuado pela Direcção Geral dos Recursos e Aproveitamentos Hidráulicos (DGRAH, 1983), foram detectadas várias falhas sub-verticais, localizando-se as mais importantes na margem esquerda. Estas falhas apresentam direcção subparalela ao leito do rio (Fig. F3.25), admitindo-se naquele estudo que tenham condicionado a inflexão no traçado da ribeira. As sondagens permitiram confirmar algumas destas falhas.

Na margem direita observámos duas pequenas falhas sub-verticais paralelas, de direcção coincidente com a estratificação e afastadas cerca de 50 m. A estratificação é

predominantemente sub-vertical, com direcção variando entre $N20^{\circ}W$ a $N25^{\circ}E$. Na Fig. F3.26 apresentamos em projecção estereográfica a distribuição das diaclases que medimos no local da barragem. As famílias mais importantes apresentam orientações médias $N52^{\circ}E;68^{\circ}SE$, $N70^{\circ}E;80^{\circ}SSE$ e $N2^{\circ}W$ com pendor $87^{\circ}E$ a $86^{\circ}W$. Encontrámos ainda outras famílias de menor importância com atitudes $N79^{\circ}E;21^{\circ}NNW$, $N88^{\circ}E;51^{\circ}S$ e $N29^{\circ}E;19^{\circ}ESE$.

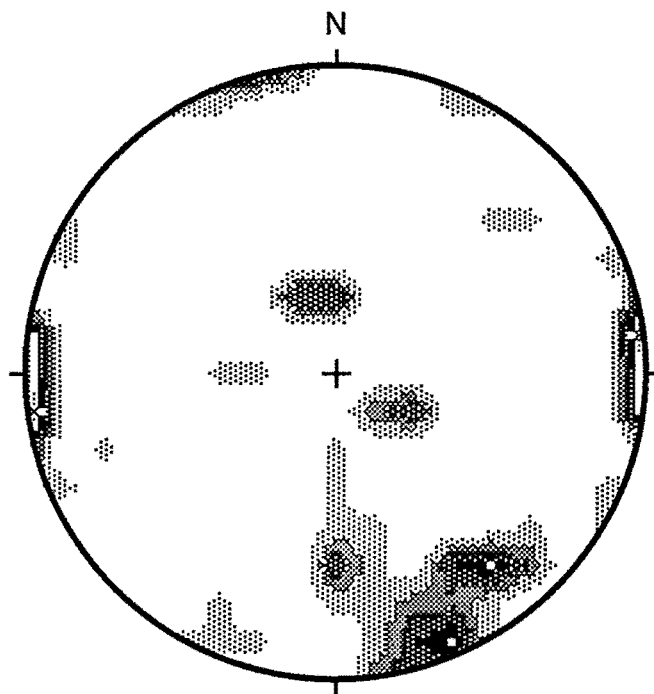


Fig. F3.26 - Projecção estereográfica equiárea (hemisfério superior) das densidades das diaclases no local da barragem da Apartadura. Os intervalos de contagem são de 2% do total de pontos por 1% de área da rede.

3.5.3 - ESTUDO DAS FUNDAÇÕES DA BARRAGEM

Para o estudo das fundações da barragem foram abertas valas, utilizou-se a prospecção geoelectrica e foram efectuadas sondagens mecânicas à rotação (DGRAH, 1983).

As duas valas abertas para o reconhecimento geológico, foram localizadas segundo o eixo da barragem, de ambos os lados do rio (Fig. F3.25). A prospecção geofísica constou da realização de 21 perfis de resistividade e de 27 sondagens geoelectricas. Nos perfis de resistividade foram utilizadas duas profundidades de investigação, a partir dos comprimentos da linha de emissão (\overline{AB}) de 15 m e de 35 m, com $\overline{MN} = 5$ m. Os resultados permitiram levantar a hipótese da existência de algumas fracturas. Na campanha de prospecção mecânica foram executadas 7 sondagens à rotação, alinhadas segundo o eixo da

barragem (Fig. F3.25). A orientação das sondagens foi escolhida de modo a intersectarem as camadas o mais perpendicularmente possível (Fig. F3.27), conseguindo-se também deste modo uma boa intersecção da xistosidade.

Os resultados das sondagens mostraram que, na margem direita, o xisto decomposto (W_5) ou muito alterado (W_4) vai até os 14 m de profundidade a meia encosta e até os 7 m junto ao coroamento. Na margem esquerda não vai além dos 6 m, sendo inferior a 3 m junto ao leito do rio. A alteração diminui progressivamente com a profundidade, encontrando-se rocha sã (W_1) a cerca de 15 m junto à ribeira e a profundidades superiores (20 a 30 m) nas encostas. O maciço possui fracturas predominantemente próximas (F_4) a muito próximas (F_5) que tendem a espaçar com a profundidade, encontrando-se apenas fracturas afastadas (F_2) a muito afastadas (F_1) quando a rocha é sã (W_1). As características de xistosidade do maciço contribuíram significativamente para a elevada fracturação obtida nas sondagens. As percentagens de recuperação são muito variáveis na margem esquerda, diminuindo com o aumento da alteração e da fracturação. Na margem direita e no fundo do vale as recuperações são geralmente próximas de 100%. Nas zonas em que há alternância de materiais de competências diferentes (quartzitos e grés quartzíticos alternando com xistos) e no atravessamento das zonas de falha, verifica-se uma diminuição da recuperação.

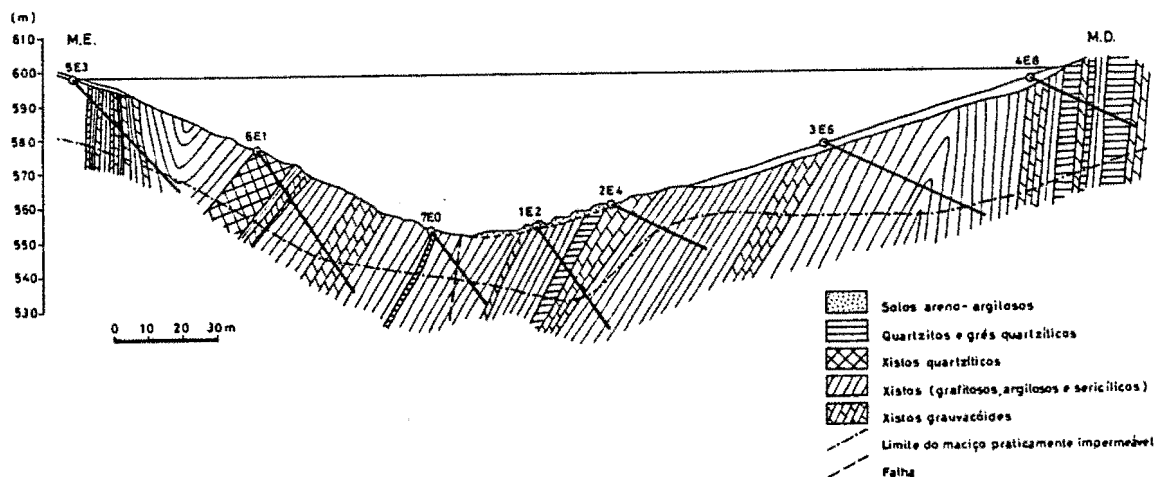


Fig. F3.27 - Corte geológico-geotécnico segundo a superfície de referência da barragem da Apartadura (adaptado de DGRAH, 1983).

O estudo das características hidráulicas da fundação foi efectuado realizando ensaios de injeção de água sob pressão em todas as sondagens. Os resultados mostraram permeabilidades muito elevadas próximo da superfície, com valores que extrapolados para unidades Lugeon variam entre 19 e 63 Lugeons. Registaram-se valores superiores a 2 Lugeons a profundidades acima dos 17-20 m na margem esquerda e dos 12 m no fundo do

vale. Na margem direita, a profundidade a que se poderá encontrar o maciço com absorções inferiores a 2 Lugeons é muito variável, indo desde os 10 m junto à sondagem 2E4 até profundidades superiores a 30 m entre as sondagens 3E6 e 4E8. Pode-se considerar que as absorções diminuem progressivamente com a profundidade, parecendo estar mais directamente dependentes da diminuição do grau de alteração que da diminuição do grau de fracturação.

3.5.4 - ZONAMENTO GEOTÉCNICO

O zonamento geotécnico da fundação considerou três zonas (DGRAH, 1983), com as seguintes características principais:

Zona 1 - É a zona mais superficial. É constituída pelos solos de cobertura e pela rocha muito alterada (W_4) ou decomposta (W_5). As fracturas são próximas (F_4) a muito próximas (F_5). A percentagem de recuperação é pequena próximo da superfície, tendendo a aumentar com a profundidade. As absorções são elevadas, com valores geralmente superiores a 30 Lugeons. A espessura varia desde cerca de 5 m na margem esquerda, a 2-3 m sob a ribeira, aumentando na margem direita até atingir os 15 m junto à sondagem 3E6 e voltando a diminuir até o coroamento.

Zona 2 - É a zona intermédia, sendo constituída por rocha medianamente alterada (W_3) a muito alterada (W_4). A fracturação é semelhante à zona 1. As absorções são muito variáveis, geralmente elevadas, podendo apresentar valores desde 1 a 60 Lugeons. Na margem esquerda e no vale esta zona tem espessura de cerca de 10 m. Na metade inferior da margem direita a sua espessura é da ordem dos 5 m, aumentando para cerca de 10 m junto ao coroamento.

Zona 3 - É a zona inferior considerada no zonamento, sendo constituída por rocha pouco alterada (W_2) a sã (W_1). A fracturação é menor que nas zonas superiores e foi considerada como afastada (F_2) a medianamente afastada (F_3). A recuperação é geralmente próxima dos 100%. As absorções são no geral menores que 5 Lugeons. Pode-se encontrar esta zona a profundidades superiores a 16 m na margem esquerda, a 10 m no fundo do vale e superiores a 15-20 m na margem direita.

3.5.5 - PEDREIRA E LOCAIS DE EMPRÉSTIMO

A NE da barragem, a cerca de 1,5 km em planta, afloram mármore dolomíticos, genericamente referenciados como calcários dolomíticos do Devónico cuja mancha, com 2 km de comprimento por 0,5 km de largura, se desenvolve segundo o eixo do anticlinal

regional (NW-SE). Esta rocha foi a escolhida para a construção do enrocamento e para a obtenção de britas para betão. As reservas totais da mancha, referenciada como mancha de Salvador da Aramenha, são, segundo Silva e Camarinhas (1961), de $43,2 \times 10^6 \text{ m}^3$. Em virtude da proximidade da barragem, cerca de 2 km por estrada, e da qualidade do material, foi seleccionada para exploração a zona de Queijeira (Fig. F3.24). O estudo da composição mineralógica da rocha explorada, que será aprofundado posteriormente (Cap. 4), mostrou-nos que se trata de uma dolomia.

Para o reconhecimento da zona da pedreira a explorar, apesar de inicialmente estar prevista a realização de prospecção geoelectrica (DGRAH, 1977), apenas se realizaram 7 sondagens com martelo de fundo de furo. A profundidade das sondagens variou entre os 22 m e os 40 m, num total de 219 m de furação, sem que fossem detectados sinais de carsificação ou se atingisse o nível freático (DGRAH, 1983).

A rocha apresenta-se muito metamorfizada, localmente tectonizada, e com intensa recristalização. O metamorfismo sofrido veio mascarar a estratificação original, pelo que os planos de estratificação praticamente não são observáveis no material extraído da pedreira.

3.5.6 - PERFIL TIPO DA BARRAGEM

O perfil tipo da barragem da Apartadura é apresentado na Fig. F3.28 (Gonzalez e Rodrigues, 1988).

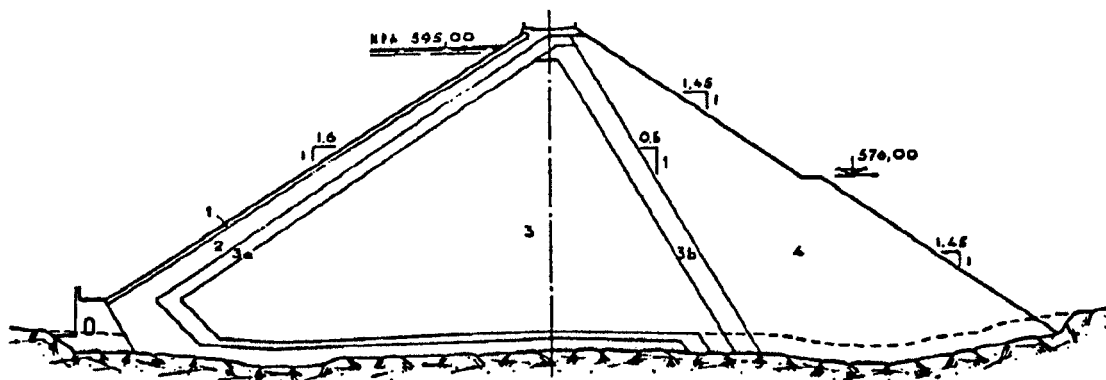


Fig. F3.28 - Perfil tipo da barragem da Apartadura (Gonzalez e Rodrigues, 1988).

A barragem tem 147 m de largura na base e 8 m no coroamento, sendo constituída por quatro zonas principais (DGRAH, 1983; Gonzalez e Rodrigues, 1988):

Zona 1 - *Sistema impermeabilizante a montante*. Inclui a membrana betuminosa e a camada de transição de material granular que lhe serve de base, numa espessura de 1 m.

Zona 2 - *Enrocamento seleccionado a montante*. É constituído por enrocamento bem graduado, não uniforme, com dimensão máxima de 0,5 m e mínima de areia fina, que deve ser compactado com uma densidade relativa (D_r) superior a 95%. A espessura é sempre maior que 3 m, actuando como zona semi-permeável e permitindo algum controlo de infiltrações localizadas através da cortina. Para esta zona apenas são admitidos materiais com elevadas características de resistência e isentos de produtos de alteração.

Zona 3 - *Enrocamentos do maciço central*. Constituem cerca de 60% do volume total dos enrocamentos. Os materiais são bem graduados, não uniformes, sendo compactados com $D_r > 85\%$. A dimensão máxima é de 0,6 m e a mínima de silte. Nesta zona já são admitidos produtos de alteração, colocados de preferência a jusante do eixo da barragem, mas em percentagem inferior a 10%. Em contacto com a zona 2, existe uma transição com cerca de 3 m (zona 3a), funcionando como filtro, em que as dimensões dos materiais variam entre 0,4 m e areia fina.

Zona 4 - *Enrocamento de jusante*. É constituído por materiais bem graduados, não uniformes, de dimensões variando desde 1 m até partículas argilosas. A densidade relativa, após compactação, deverá ser superior a 75%, sendo nesta zona que as especificações de construção são menos restritivas, aceitando-se mesmo materiais obtidos nas escavações para as estruturas de betão.

Após a execução de aterros experimentais, em função dos resultados obtidos foram melhoradas as especificações de construção dos enrocamentos, diferindo nalguns aspectos do que anteriormente foi referido. Este assunto será aprofundado no Cap. 6.

3.5.7 - DISCUSSÃO

A natureza xistosa dos terrenos de fundação não pressupõe problemas de maior na execução da fundação da barragem. O saneamento da fundação implicou a remoção de uma espessura de 1,5 m no leito da ribeira e na margem esquerda e cerca de 2,5 m na margem direita.

A utilização de explosivos na abertura da vala para o encastramento do plinto permitiu-nos verificar a abertura das fracturas pré-existentes e o aparecimento de novas, chamando a atenção para a necessidade de não se deteriorarem as características da fundação durante a execução dos trabalhos.

No relatório do projecto refere-se que a impermeabilização da fundação deverá ser executada à custa de 3 fiadas de furos de injeção. A fiada central atingirá a zona do maciço de baixa permeabilidade, correspondente a valores inferiores a 2 Lugeons, enquanto que as duas fiadas exteriores poderão ser menos profundas, sendo sugerido atingir 4 Lugeons. Na Fig. F3.27 encontra-se traçado o limite admitido para o maciço praticamente impermeável (absorções menores que 2 Lugeons). Há no entanto a considerar que as sondagens de prospecção foram localizadas segundo o eixo da barragem, enquanto a cortina de impermeabilização será executada sob o plinto situado no lado montante da barragem onde as permeabilidades poderão ser diferentes. Assim, a profundidade da cortina de injeção terá que ser ajustada durante a sua execução de modo a adaptar-se aos resultados dos ensaios de injeção realizados nos próprios furos da cortina. A orientação dos furos de injeção (N30°W;70-90°NW) proposta pela DGRAH (1983), permite a intersecção das principais famílias de diaclases, como se pode confirmar a partir da Fig. F3.26, aumentando a eficiência da impermeabilização.

As zonas de falha, particularmente na margem esquerda, implicam o seu tratamento e drenagem adequados, pois apresentam várias pequenas nascentes, mesmo após longos períodos secos, como se observou no final do verão de 1988. Para o tratamento das falhas em profundidade, poderá ser necessário executar furos especificamente orientados de modo a intersectá-las. Sob o enrocamento, poderá construir-se um sistema que permita, simultaneamente, drenar para jusante os caudais emergentes das falhas e efectuar a sua medição.

3.6 - INFLUENCIA DA GEOLOGIA NA SELECÇÃO DO TIPO DE BARRAGEM

3.6.1 - GENERALIDADES

Quando se inicia a selecção e estudo de um local para a implantação de uma nova barragem ainda não está definido o tipo de estrutura que vai ser construída. A escolha do tipo de barragem só pode ser feita adequadamente depois de se conhecerem as condições locais, nomeadamente a morfologia do vale, a geologia e as características geotécnicas da fundação e a disponibilidade de materiais de construção.

Schalkwyk (1982), no estudo que efectuou para diversas barragens na África do Sul, conclui que a importância relativa das condições geológicas na escolha do tipo de barragem são por ordem decrescente a forma do vale, as condições de fundação e os materiais de construção. Refere ainda que a topografia do vale é grandemente condicionada por factores geológicos, tais como o tipo de rocha, que determina a resistência à erosão e à meteorização, e as estruturas geológicas (falhas, dobras, diaclases, diques e história tectónica).

As barragens de enrocamento podem ser construídas nas mais diversas condições de fundação, sendo praticamente impossível abordar todas as situações que se poderão encontrar.

Nos locais em que os terrenos de fundação são constituídos por rocha pouco alterada e sem tectonização e em que a relação corda/altura é pequena (menor que 5) constroem-se principalmente barragens de betão. Pelo contrário, quando a alteração ou tectonização dos terrenos de fundação são significativas ou o vale é bastante largo, torna-se mais adequada a construção de aterros. Há, aqui, que considerar se existem as quantidades e tipos de materiais necessários, em condições de exploração e transporte economicamente competitivos. A escolha de uma solução de enrocamento ou de terra vai depender de vários factores, de que se destaca a abundância relativa de rocha e de solos, as propriedades dos materiais e a distância entre a pedreira ou manchas de empréstimo e a barragem.

Por vezes, apesar da morfologia do vale ser favorável à construção de uma barragem de betão, as condições geológicas desfavoráveis da fundação desaconselham a sua construção (Neiva, 1956; Benoit et al., 1967; Newbery, 1978; Kawashima e Kanazawa, 1982; Novosad, 1990). Esta situação ocorreu, por exemplo, na barragem de Naussac, com 50 m de altura, em que a forma do vale permitia a construção de uma barragem arco, mas que a existência de uma dissimetria litológica entre as duas margens, granulito na margem direita e gneisse muito fracturado na margem esquerda, desaconselhou (Coulbois et al., 1982). A escolha recaiu então num enrocamento com cortina a montante devido à abundância de rocha para a sua construção. Na barragem de Manicouagan 3, no Canadá (Benoit et al., 1967), a principal condicionante geológica foi a ocorrência de uma profunda garganta de origem sub-glaciar preenchida por aluviões. A geometria do firme rochoso permitia a construção de uma barragem de betão em abóbada única, implicando a necessidade de executar uma escavação profunda nas aluviões. Dado que este tipo de trabalho é bastante difícil de realizar, aqueles autores concluíram que seria mais económico construir uma barragem de terra-enrocamento, devido à abundância destes materiais no local. Newbery (1978) relata alguns casos de barragens em zonas tropicais onde a alteração intensa da fundação granítica desaconselhava a construção de barragens de abóbada; as

soluções escolhidas foram de um modo geral mistas, variando desde os aterros, de enrocamento ou solo, até os contrafortes.

O eixo da barragem é localizado, sempre que possível, de tal modo que o volume de enrocamento seja mínimo. Os locais de barragem são por eleição os pontos mais estreitos do vale, o que se deve frequentemente à presença de uma litologia mais resistente ou a uma menor alteração do maciço, encontrando-se por vezes a jusante um maior gradiente. O local da barragem do Lagoacho é um exemplo característico desta situação, localizando-se num "verrou" glacial, com um vale largo a montante e acentuado declive a jusante. No Lagoacho a morfologia do vale foi grandemente modelada pela acção glacial.

Para a construção dos enrocamentos, os vales largos, ao contrário dos vales estreitos, permitem maior velocidade de construção por haver espaço suficiente para a movimentação dos equipamento de transporte e compactação.

Nas fundações rochosas as características de resistência e de deformabilidade raramente são condicionantes para a construção dos enrocamentos. Segundo Iida et al. (1981), quando a alteração atinge toda a fundação com espessuras significativas, os problemas de percolação são de um modo geral os mais importantes. As barragens de enrocamento, sendo estruturas de gravidade, transmitem cargas ao terreno que dependem essencialmente da altura do aterro acima da fundação, atingindo dificilmente valores superiores à tensão de segurança para a fundação. Schalkwyk (1982) refere que, para os enrocamentos com alturas entre 50 e 100 m, se exige uma resistência da fundação de pelo menos 2 MPa, o que obriga à remoção dos solos de baixa resistência ou compressíveis. A deformabilidade das fundações rochosas não constitui problema para o enrocamento, pois trata-se de uma estrutura deformável que facilmente se adapta às deformações da fundação. O próprio enrocamento sofre de um modo geral deformações internas devido ao peso próprio, às cargas aplicadas e a fenómenos de fluência, que são muito superiores às observadas nas fundações rochosas.

O elemento mais delicado das barragens de enrocamento é o elemento impermeável, que deve ser capaz de suportar as solicitações a que vai estar sujeito sem pôr em risco a estanqueidade da estrutura (Kjærnsli, 1982). Nas fundação de rochas fracturadas, a ocorrência de percolações concentradas pode estar na origem da erosão interna do material da fundação ou mesmo do núcleo da barragem. Bronner et al. (1988) referem dois casos na Suécia em que ocorreram graves erosões no núcleo constituído de materiais de moreia, devido à erosão que se processou através de fissuras na fundação em consequência da perda de eficiência da cortina.

Quando existem formações aluvionares espessas, de baixa resistência e elevada deformabilidade, as soluções de aterro são as mais indicadas. As barragens de terra com taludes suaves são frequentemente preferidas aos enrocamentos. Na bibliografia podemos encontrar numerosos exemplos em que a deformabilidade da fundação não aconselhou a execução de uma barragem rígida (e. g.: Benoit et al., 1967; Kropatscheck e Rienössl, 1967; Folque e Melo, 1977; Serafim e Carvalho, 1970). Os problemas inerentes ao estudo das fundações terrosas não serão aqui analisados pois já foram por nós anteriormente abordados (Quinta Ferreira, 1984).

3.6.2 - ALGUNS ASPECTOS COMPARATIVOS SOBRE OS LOCAIS ESTUDADOS

Na tabela T3.11 apresentamos resumidamente alguns aspectos referentes aos locais estudados.

A solução de enrocamento adoptada para a barragem de Paradela deveu-se à existência de espessura significativa de rocha alterada que no local de fundação chega a atingir os 25 m, ao grande número de falhas na fundação e à morfologia do vale (Neiva, 1956) e, ainda, devido à escassez de solos para a construção de uma barragem de terra (LNEC, 1954).

De entre os outros locais situados em rochas graníticas, é a barragem de Castelo de Paiva a que apresenta piores características de fundação, o que se deve à intensa alteração e tectonização do granito da fundação. Estas condições aconselham claramente a construção de uma estrutura de aterro. Para a construção de uma barragem de enrocamento é possível utilizar como elemento impermeável um núcleo constituído por solos residuais de alteração do granito, que são muito abundantes junto ao local da barragem, ou optar por uma cortina impermeável a montante. A utilização de uma cortina irá, no entanto, obrigar a uma escavação mais profunda para um bom encastramento do plinto.

Para o Lagoacho seria admissível a construção de uma barragem de gravidade em betão ou de contrafortes, sendo no entanto estas opções inviabilizadas pela necessidade de alterar o menos possível a paisagem natural cujo aspecto predominante é a abundância de blocos graníticos quer da moreia lateral direita do Covão do Urso quer dos afloramentos graníticos. A solução de enrocamento aparece claramente como a mais adequada.

Quanto a Midões, a construção de uma barragem de enrocamento com núcleo impermeável é a solução que melhor tira partido dos materiais naturais existentes no local. A construção de uma barragem arco é também possível, mas será necessário avaliar

cuidadosamente as características da fundação pois existe uma grande heterogeneidade da alteração, e, além disso, a margem esquerda é mais profundamente alterada.

Para a barragem da Apartadura a existência de rocha de boa qualidade próximo da barragem, veio tornar a solução de enrocamento a mais adequada.

Tabela T3.11 - Síntese de algumas características referentes às barragens estudadas.

Local	LAGOACHO	PARADELA	MIDÕES	CASTELO DE PAIVA	APARTADURA
Condições da Fundação	Granito porfíróide de grão grosseiro, pouco alterado. Na portela uma zona aluvionar espessa.	Granito porfíróide de grão grosseiro muito alterado e tectonizado.	Granito porfíróide de grão grosseiro mais alterado na margem esquerda.	Granito porfíróide de grão grosseiro muito alterado e tectonizado.	Xistos argilosos e gresosos, por vezes grafitosos, ou sericíticos, pouco tectonizados e mais alterados na margem direita.
Relação Corda / Altura	$\frac{240\text{m}}{36\text{m}} = 6,7$	$\frac{560\text{m}}{112\text{m}} = 5,0$	---	---	$\frac{291\text{m}}{46,5\text{m}} = 6,3$
Tipo de barragem	Enrocamento compactado com cortina de betão armado a montante.	Enrocamento lançado com cortina de betão armado a montante.	(Enrocamento compactado com núcleo impermeável de solos residuais graníticos) ? .	(Enrocamento compactado com núcleo impermeável ou cortina a montante) ? .	Enrocamento compactado com cortina de betão asfáltico a montante.
Materiais de construção	Granito porfíróide de grão grosseiro.	Granito porfíróide de grão grosseiro.	(Granito porfíróide de grão grosseiro para os enrocamentos e solo residual de alteração do granito para o núcleo)?.	(Granito porfíróide de grão grosseiro) ? .	Dolomia.
Distância à pedreira	200 m	4500 m	(200 m do local possível).	(300 m do local possível).	2000 m
Status	Em construção (1990 a ----).	Construída (1955 a 1958).	Por construir.	Por construir.	Em construção (1988 a ----).
Observações	Razões de natureza ambiental e paisagística motivaram a escolha da solução de enrocamento.	As deficientes condições de fundação estiveram na origem da escolha de uma solução de enrocamento.	Uma solução de aterro é a mais aconselhável, podendo, com um projecto mais exigente, construir-se uma barragem rígida.	As deficientes condições de fundação aconselham a escolha de uma solução de aterro.	A solução de enrocamento mostrou-se ser a mais adequada devido à existência de rocha de boa qualidade próximo à barragem.

3.7 - ACERCA DAS FUNDAÇÕES

3.7.1 - CONTACTO ENTRE A FUNDAÇÃO E A BARRAGEM

Na fase de construção, a limpeza da fundação pode permitir a descoberta de pormenores geológicos, pequenos mas importantes, que passaram despercebidos mesmo com um reconhecimento cuidado. Esta altura é crítica por o construtor pretender avançar com a obra e não desejar atrasos. No entanto, nesse período é vital estudar as condições encontradas, pois em toda a vida da obra é a altura em que a fundação melhor pode ser observada, permitindo o reconhecimento adequado, o que trás benefícios para a segurança (Wahlstrom, 1974).

Em terrenos muito alterados, a remoção dos materiais decompostos na zona de contacto do elemento impermeável, cortina ou núcleo, com a fundação põe geralmente a descoberto uma interface muito irregular. As irregularidades do firme rochoso aumentam a possibilidade de se verificarem assentamentos diferenciais que poderão originar fissurações no elemento impermeável e, no caso das barragens com núcleo central, dificultam a realização da compactação. Este aspecto diminui de importância nas rochas de baixa resistência, por o contraste de deformabilidade e resistência entre a fundação e o núcleo ser menor. Nestas rochas, a ligação consegue-se facilmente misturando o material do núcleo com o da fundação, por exemplo efectuando a compactação da primeira camada com um cilindro de pés de carneiro, ou efectuando antecipadamente a escarificação da fundação.

Quando o elemento impermeável assenta numa fundação rochosa, depois de se removerem os terrenos superficiais de cobertura e as irregularidades da superfície de escavação, efectua-se a remoção dos fragmentos de rocha solta e as bolsadas ou veios de solo ou rocha alterada. Nas barragens em que se utiliza uma cortina impermeável, usa-se um procedimento idêntico para a preparação do contacto entre o plinto, em que se apoia a cortina, e a fundação. Nas rochas resistentes a abertura do encastramento do plinto e a remoção das saliências da fundação deve ser efectuada, se possível, sem recorrer a explosivos, pois o seu uso tende a gerar fracturas e a abrir as existentes.

Na barragem da Apartadura, para o encastramento do plinto efectuou-se a abertura de uma vala corta-águas de cerca de 2m de profundidade por 2,5m de largo. O arranque do xisto foi efectuado recorrendo a um abre-valas e a explosivos. Durante a execução da vala, parte das fracturas pré-existentes abriram e criaram-se novas fracturas em

consequência das explosões. No interior do plinto será localizada uma galeria que posteriormente permitirá a impermeabilização e drenagem da fundação.

Quando a rocha se encontra intensamente fracturada, pode mesmo utilizar-se gunita de modo a colmatar as fissuras e criar uma superfície mais suave. Como tratamento final da fundação do núcleo impermeável, são frequentemente efectuadas injeções de consolidação, em toda a área interessada, a pressões relativamente baixas de modo a selar qualquer fissura existente no contacto com a fundação e sem provocar a rotura hidráulica.

Quando o elemento impermeável é uma cortina assente sobre um plinto, o tratamento de impermeabilização da fundação e a selagem do contacto entre o plinto e a fundação efectua-se após a construção do plinto. As injeções podem então ser efectuadas a partir da galeria no interior do plinto, como acontece na barragem da Apartadura, ou, quando a galeria não existe, através do corpo do plinto para o que se deixam furos guias na sua estrutura, como acontece para a barragem do Lagoacho.

Nos encontros, mesmo para as cotas mais elevadas, é necessário selar todas as fissuras do terreno de modo a evitar a ocorrência de percolação em situações próximas do pleno armazenamento em que a segurança da estrutura é mais crítica.

Na preparação da fundação rochosa para a colocação dos enrocamentos remove-se geralmente o material com propriedades iguais ou inferiores às que o aterro irá exhibir.

Quando a cobertura aluvionar sobre a rocha "in situ" é espessa, levantam-se por vezes problemas delicados resultantes da necessidade de garantir a impermeabilização dos materiais sedimentares sob o elemento impermeável da barragem, pois a construção de cortinas impermeáveis, de modo a garantir impermeabilização das aluviões, é delicada, apresentando por vezes dificuldades de execução imprevisíveis.

Na fundação da barragem de Pla-de-Soulcem, barragem de terra e enrocamento em que a fundação é constituída por gnaisse e granito, existem aluviões siltosas compressíveis no fundo do vale. Um dos aspectos delicados da barragem foi a ligação da cortina betuminosa de montante com as aluviões e a sua impermeabilização, pois a barragem foi construída sobre estes materiais. Para conseguir a realização de uma barreira impermeável nas aluviões, usaram-se injeções e uma parede vertical de betuminoso na continuidade da cortina de montante (Carrère et al., 1982).

Quando a espessura do material aluvionar é pequena e a sua permeabilidade elevada, opta-se por vezes pela sua remoção fundando o núcleo no firme rochoso. Esta solução foi utilizada na barragem de Beliche (Maranha das Neves et al., 1987), tendo

permitido observar visualmente a fundação sobre a qual se implantou o núcleo, facilitando o tratamento superficial por injeções.

Para a barragem do Lagoacho a espessura dos solos flúvio-glaciares é relativamente pequena, levantando apenas problemas nos locais em que ocorreu um aprofundamento da erosão como aconteceu na zona central da portela e do corpo principal. Como já anteriormente referimos, o plinto será fundado directamente sobre os sedimentos quando a espessura destes ultrapassar a cota da base do plinto, sendo posteriormente injectado.

3.7.2 - CONDIÇÕES HIDROGEOLOGICAS

3.7.2.1 - GENERALIDADES

A percolação nos maciços de fundação das barragens de enrocamento tem importância diversa consoante as características específicas da barragem, o valor económico da água perdida e as implicações para a segurança da estrutura. O estudo da permeabilidade da fundação é um dos aspectos fundamentais para o projecto, podendo mesmo condicionar a viabilidade da barragem.

Os ensaios de bombagem em maciços rochosos são muito pouco utilizados devido aos elevados custos, adequando-se à caracterização de volumes significativos do maciço. O trabalho de Tressoldi et al. (1990) é um exemplo recente, mostrando que a permeabilidade varia com a área de influência do ensaio.

Nos maciços rochosos o ensaio correntemente utilizado é o de injeção de água sob pressão, inicialmente proposto por Lugeon (1932). O procedimento de execução do ensaio sofreu apenas ligeiras modificações com o tempo, encontrando-se descrito por vários autores (Louis, 1974; Cassan, 1980; Ewert, 1985). A interpretação do ensaio realizado com vários patamares de pressão permite avaliar o comportamento hidráulico das fracturas em que a água é forçada a circular, se bem que nem sempre sejam utilizadas metodologias idênticas (Lancaster-Jones, 1975; Houlsby, 1976; Oliveira, 1972; 1983; 1990; Cassan, 1980; Gómez Laá et al., 1982; Fernandes, 1984; Ewert, 1985; 1990). Outros autores (Foyo Marcos, 1983; Fernández-Bollo e Foyo Marcos, 1987) consideram mesmo que é possível analisar as características geomecânicas do maciço quando sujeito a pressões susceptíveis de produzirem a rotura hidráulica.

O Lugeon é a unidade em que tradicionalmente são apresentados os resultados dos ensaios de injeção de água sob pressão, correspondendo à absorção de um litro de água

por minuto e por metro de furo à pressão de 1 MPa. Nos trechos ensaiados próximo da superfície do terreno e nas fundações das barragens de pequena altura utilizam-se frequentemente pressões máximas inferiores a 1 MPa, o que não permite calcular as absorções em unidades Lugeon. Para ultrapassar esta limitação, de modo a poder comparar as absorções, utilizam-se procedimentos diversos. A extrapolação das absorções para a pressão de 1 MPa é por vezes efectuada, sendo mais correcta quando há proporcionalidade entre as pressões aplicadas e as absorções do maciço. Alguns autores (e.g. Fernandes, 1984) preferem converter os valores em unidades de absorção (UA). Esta unidade corresponde à absorção de um litro de água por minuto, por metro de furo e por kgf/cm^2 ($1 \text{ kgf/cm}^2 \approx 0,1 \text{ MPa}$) à pressão máxima do ensaio, podendo considerar-se com alguma aproximação que 1 UA é equivalente a 10 Lugeons.

3.7.2.2 - AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE PERMEABILIDADE NAS FUNDAÇÕES ROCHOSAS

Os ensaios de injeção de água são geralmente realizados nos furos de sondagem destinados à prospecção mecânica da fundação, cuja localização e orientação é frequentemente definida após o reconhecimento geológico superficial, procurando intersectar da melhor maneira o maior número de fracturas significativas. Com os resultados do ensaio procura-se avaliar a permeabilidade do maciço, efectuar o seu zonamento hidráulico e decidir da necessidade de efectuar impermeabilização e drenagem na fundação.

O ensaio Lugeon interessa um volume pequeno do maciço, permitindo caracterizar a percolação através das fracturas que intersectam o trecho ensaiado, sendo geralmente insignificante a contribuição da permeabilidade do material rocha para a permeabilidade do maciço. Oliveira (1990) considera que o comprimento de cada trecho a ensaiar deve ser função do afastamento entre as fracturas do maciço, devendo cada ensaio interessar pelo menos meia dúzia de fracturas para que possa ser considerado como uma resposta global média do maciço. Para situações de maciços pouco fracturados (F_{1-2}), o comprimento não deve ser inferior a 5 m, podendo apenas ser utilizados menores comprimentos para situações de maciços medianamente (F_3) a muito fracturados (F_{4-5}).

No que se refere à pressão máxima a utilizar no ensaio, o critério de Lugeon é o mais frequente, correspondendo à utilização de um máximo de 1 MPa. A utilização deste critério tem como grande vantagem a enorme experiência já obtida e a possibilidade de relacionar empiricamente os resultados com a necessidade e tipo de tratamento de impermeabilização de acordo com as características da barragem (e.g. Houlsby, 1976, pg. 309). Outro critério preconiza que a pressão máxima seja inferior ao peso do terreno acima do trecho ensaiado, de modo a evitar a fracturação hidráulica e a descompressão do maciço,

evitando degradar as condições naturais de permeabilidade na fundação. Outros autores consideram que a pressão máxima deve ser idêntica à que se verificará após o enchimento da albufeira.

Sobre este assunto, estamos de acordo com Ewert (1990), pois a pressão máxima deve não apenas exceder a carga hidráulica que será criada pela albufeira mas também atingir a pressão capaz de produzir a fracturação hidráulica de modo a possibilitar a definição da pressão de injeção. A pressão a que ocorre a fracturação hidráulica pode ser proporcional à profundidade se o maciço pode levantar-se, ou ser independente da profundidade se as ligações rochosas são fortes e se as fracturas são apenas latentes ou parcialmente abertas, sendo neste caso a pressão de fracturação hidráulica controlada pela deformação da rocha.

No estudo das características hidráulicas da fundação da barragem da Apartadura, os ensaios de injeção de água foram realizados em trechos de 5 m. Nos dois primeiros trechos ensaiados, dos 5 aos 15 m, utilizou-se uma pressão máxima de 3 kgf/cm² enquanto nos restantes trechos a pressão máxima foi de 5 kgf/cm². Nestas condições de ensaio, a pressão máxima utilizada é sempre inferior à coluna de água que o enchimento da albufeira irá instalar na fundação, por a barragem possuir cerca de 46 m de altura.

A opinião de alguns autores no que se refere à transformação das absorções em coeficientes de permeabilidade equivalente não é semelhante. Oliveira (1990) refere que se recorre normalmente às leis de escoamento em meios contínuos, o que implica a utilização de simplificações acentuadas, nomeadamente que o escoamento é radial, laminar, se processa num meio homogéneo e isotrópico e em regime permanente. Este autor considera que as simplificações referidas são aceitáveis quando o escoamento é laminar, o que acontece quando as fracturas são pouco abertas ou preenchidas por materiais porosos, obtendo-se resultados quase correctos. Ewert (1990), pelo contrário, refere que as fórmulas utilizadas não fornecem resultados fiáveis, por terem sido elaboradas para solos e não se adaptando a rochas, propondo o seu abandono. Este autor refere que, para além das simplificações já referidas anteriormente, existe ainda o facto de se obterem absorções semelhantes a partir de diferentes combinações de fracturas porque a água apenas circula em curtas distâncias incomparavelmente mais pequenas que os caminhos da percolação na fundação da barragem, onde a permeabilidade depende da combinação do número, tipo e abertura das fracturas. Cada combinação possui a sua própria perda e carga devido à fricção, pelo que cada conjunto possui a sua própria permeabilidade, o que não é simulado nos ensaios de injeção de água.

No estudo da fundação da barragem de Midões, em todas as sondagens foram executados ensaios de injeção de água do tipo Lugeon, em trechos de 5 m, segundo o

processo clássico que consiste em injectar água sob pressão durante 10 minutos para cada patamar de pressão considerado. Usaram-se pressões de 0,25; 0,5 e 1,0 MPa. Nos primeiros 5 m de furo não se executou o ensaio. O comportamento do maciço, nos 75 ensaios efectuados, permitiu verificar que a colmatção ou fecho das descontinuidades ocorreu em 29% dos casos, em 19% deu-se a abertura ou lavagem das descontinuidades, em 12% observou-se um comportamento linear, 27% dos ensaios apresentaram absorção nula, tendo-se verificado um comportamento misto em 8% dos casos, e em 5% não se realizou o ensaio devido a fuga de água. Na Fig. F3.29 apresentamos a projecção das absorções em função da profundidade média do trecho ensaiado. Os resultados apresentam um conjunto coerente, mostrando claramente que as absorções máximas se verificam próximo da superfície do terreno e que tendem a diminuir gradualmente com a profundidade. O valor anormalmente elevado (36 Lugeons aos 12,5 m), que se destaca na figura, ocorre na sondagem SE3, e corresponde a uma zona de falha. Para os restantes resultados, os valores obtidos variam 0 e 24 Lugeons. A permeabilidade média diminui progressivamente com a profundidade, sendo cerca de 12 Lugeons nos primeiros trechos ensaiados e cerca de 4 Lugeons no trecho dos 35 aos 40 m. Extrapolando a diminuição das absorções máximas com a profundidade, podemos admitir que, para além dos 55 m de furo, a permeabilidade será praticamente nula.

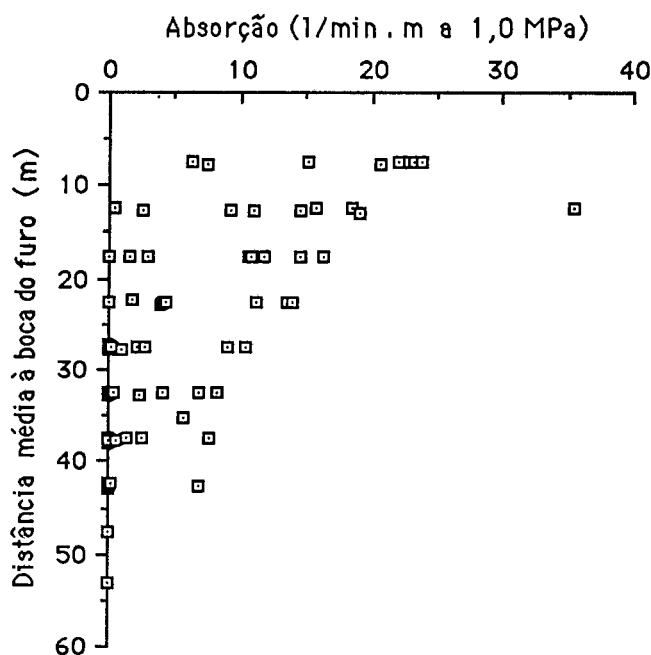


Fig. F3.29 - Absorções de água em função da distância à boca do furo, na fundação da barragem de Midões.

Com base nos gráficos pressão-caudal injectado, para cada trecho verificámos que a fracturação hidráulica, tal como é definida por Ewert (1985; 1990), ocorre desde os trechos iniciais até os trechos dos 35 aos 40 m. Atendendo a que as sondagens realizadas em Midões foram inclinadas, verificámos que a profundidade real dos troços é inferior a 30 m, o que está de acordo com o observado por Gómez Laá et al. (1982) quando referem que a fracturação hidráulica desaparece para profundidades superiores aos 30 m nos granitos, e superiores a 40 m nos xistos. Um cálculo simplificado para Midões, mostra que só próximo dos 40 m é que o peso dos terrenos sobrejacentes iguala a pressão máxima utilizada no ensaio Lugeon, o que indica que a fracturação hidráulica dependente essencialmente da espessura do terreno sobrejacente.

A diminuição da alteração, da descompressão superficial do maciço e do fenómeno de fracturação hidráulica estão na origem do decréscimo das absorções com a profundidade que se observada na Fig. F3.29.

Devido às limitações inerentes a um ensaio expedito como o ensaio Lugeon, vários autores têm procurado introduzir melhoramentos, se bem que na prática poucos tenham aceitação efectiva. Dois exemplos recentes encontram-se em Foyo e Cerda (1990) e em Nazareth (1987; 1990). Este último autor propõe que o ensaio seja realizado em duas fases, utilizando na primeira pressões máximas inferiores ao peso do terreno sobrejacente e na segunda fase pressões máximas superiores a este peso, com o objectivo de testar a resistência do maciço à deformação por essas pressões. Refere ainda que num estudo de uma fundação com litologia complexa, efectuado com os ensaios Lugeon clássicos, concluiu pela elevada permeabilidade de todos os tipos litológicos, enquanto que os ensaios realizados a baixas pressões permitiram distinguir pelo comportamento hidráulico as várias entidades geológicas e concluíram por permeabilidades médias inferiores, por vezes bastante inferiores, às anteriormente inferidas.

3.7.2.3 - CORTINAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO E DE DRENAGEM

A cortina de impermeabilização é um elemento muito importante para a segurança da estrutura, sendo geralmente associada a uma cortina de drenagem. Com a cortina de impermeabilização procura-se diminuir, tanto quanto possível, a percolação, preenchendo com calda os vazios e canais, o que melhora também a resistência e a capacidade de carga. Os furos de drenagem destinam-se a diminuir as subpressões.

Gómez Laá (1982) refere que as elevadas permeabilidades obtidas no ensaio Lugeon são frequentemente o resultado da fracturação hidráulica durante o ensaio, não

reflectindo directamente a permeabilidade do maciço mas sim um estado geotécnicamente relacionado com a sua resistência e a deformabilidade.

A influência das microestruturas impermeáveis na diminuição da permeabilidade global da fundação é significativa, sendo no entanto frequentemente difícil de avaliar, pelo que por vezes não são tidas em conta no planeamento do tratamento de impermeabilização.

Na Fig. F3.27, referente à fundação da barragem da Apartadura, podemos observar que na margem direita, próximo da ribeira, há uma inflecção brusca do limite do maciço praticamente impermeável, paralelamente ao contacto entre os níveis grauvacóides e os xistos, reflectindo o contraste de permeabilidade dos níveis grauvacóides mais permeáveis que os níveis xistentos. Os materiais quartzíticos e grauvacóides apresentam um comportamento mais frágil que os xistos, possuindo também menor proporção de minerais argilosos, o que justifica a sua maior permeabilidade. Para um mesmo tipo de material, a permeabilidade é dependente das estruturas geológicas, sendo maior nas zonas mais fracturadas, como acontece na zona da charneira do anticlinal, também na margem direita.

A profundidade a atingir com o tratamento de impermeabilização vai depender da profundidade a que se encontram as zonas de baixa permeabilidade. Houlsby (1976) considera, para as barragens de enrocamento ou terra com núcleo largo, que a permeabilidade admissível é de 5 a 7 Lugeons utilizando uma cortina com uma única fiada de injeção, ou de 7 a 10 Lugeons utilizando uma cortina com três fiadas. Se a barragem possuir um núcleo estreito, os valores passam respectivamente para 3 a 5 Lugeons e para 5 a 7 Lugeons. Retratando uma perspectiva corrente, mais conservadora, Paulino Pereira (1990) refere, para as barragens de enrocamento ou de terra, que é frequente levar-se a cortina de injeção até às zonas do maciço com valores de 2 ou até mesmo 3 Lugeons.

Segundo Ewert (1990), a avaliação dos programas de injeção confirma que os maciços rochosos com absorções inferiores a 5 Lugeons praticamente não são injectáveis, o que não quer dizer não se possa forçar a penetração da calda nas fracturas provocando a fracturação hidráulica, o que dá a impressão que as injeções eram necessárias e foram conseguidas. Refere ainda que, em condições normais, os maciços rochosos com absorções superiores a 20 Lugeons devem ser injectados. Os maciços rochosos com permeabilidades entre 5 e 20 Lugeons são considerados como casos duvidosos, em que, sendo possível, se deve aguardar o enchimento da albufeira para depois se decidir da necessidade de efectuar a impermeabilização. Londe (1983) refere que para as rochas fracturadas de baixa permeabilidade, inferior a cerca de 5 Lugeons, as injeções são inúteis, enquanto que a drenagem é geralmente essencial; para as rochas fracturadas de elevada permeabilidade,

maior que 50 Lugeons, as injeções são necessárias para limitar a quantidade de percolação, enquanto que a drenagem não é necessária.

Para as barragens de enrocamento, quando não existe galeria a partir da qual se possa posteriormente efectuar a cortina de injeção, é muito difícil e caro injectar após o enchimento da albufeira, tornando-se mais adequado proceder à execução da cortina antes do enchimento, e da fundação ser testada relativamente às perdas de água. Quando a barragem possui cortina a montante as injeções podem ser efectuadas durante a construção do enrocamento, após a execução do plinto. Se o dispositivo impermeável é uma cortina ou núcleo central, as injeções de impermeabilização da fundação podem ser vantajosamente efectuadas após a construção de parte dos aterros, proporcionando alguma sobrecarga ao terreno, o que diminui a possibilidade de ocorrer levantamento da fundação devido à fracturação hidráulica.

A extensão dos trabalhos de injeção baseia-se então nas determinações das absorções nas sondagens, e, segundo Kjærnsli (1982), é usual injectar mais cimento que o necessário de modo a evitar ter de efectuar mais injeções depois de completar a barragem. Por outro lado, a execução de uma cortina de impermeabilização depois da barragem estar em exploração, corre o risco de colmatar parte dos furos de drenagem e dos piezómetros, bem como dos filtros (Fernandes, 1984).

Maranha das Neves (1987) refere que a tendência recente em Portugal é para se efectuar o tratamento da fundação antes da construção dos aterros, o que tem como vantagens uma melhor visualização da resposta do maciço ao tratamento e uma melhor preparação do contacto entre o aterro e a fundação. Considera ainda, quando existe um núcleo impermeável, que o tratamento após construção pode dar origem à introdução de quantidades de calda que é difícil controlar, o que prejudicaria a qualidade do contacto entre o núcleo e a fundação.

Segundo Pinto et al. (1982), nas barragens de enrocamento com cortina a montante assente num plinto, as injeções de impermeabilização são efectuadas ao longo do plinto e não interferindo com o prosseguimento da construção, o que permite a execução meticulosa das injeções. Além disso, sendo o enrocamento isento de materiais erodíveis e possuindo um comportamento drenante, diminuem significativamente as preocupações no que se refere à percolação na fundação. Por outro lado, há dois outros aspectos que vão requerer grande atenção: o elevado gradiente hidráulico que existe junto ao plinto, e a inexistência do peso da barragem acima do sistema corta águas que pudesse ajudar a fechar as fracturas da fundação.

A impermeabilização por injeções é conseguida da melhor maneira quando todas as aberturas podem ser preenchidas com calda, utilizando pressões de injeção inferiores à que provoca a rotura hidráulica. As pressões de injeção aumentam geralmente com a profundidade e de acordo com taxas variáveis (segundo a "escola europeia" 100 kPa por metro de profundidade e na "escola americana" 23 kPa por metro).

Na barragem de Paradela, na ligação da cortina de betão armado com a fundação construiu-se um muro corta águas no interior do qual se localizou a galeria de visita (Fernandes et al., 1960). Sob o muro corta águas e a partir da galeria de visita executaram-se injeções de consolidação e impermeabilização da fundação. Nos locais de intersecção do muro com as falhas escavou-se até se encontrar granito pouco alterado ou até um máximo de 15 m a contar da base da galeria de visita. A profundidade atingida pela cortina principal foi no mínimo de 20 m ou até se atingirem absorções de água inferiores a 1 Lugeon. As cortinas auxiliares executaram-se antes da cortina principal. Sempre que possível, injectou-se primeiro uma pequena quantidade de resinas silicatadas, seguindo-se de imediato a injeção com calda de cimento, com o objectivo de facilitar a penetração das caldas. Na tabela T3.12 apresentamos alguns elementos relativos à impermeabilização e consolidação da fundação.

Tabela T3.12 - Elementos relativos à impermeabilização e consolidação da fundação da barragem de Paradela (Weyermann, 1958).

CORTINA	COMPR. DOS FUROS (m)	PRESSÃO MAX. DE INJEÇÃO (MPa)
Auxiliar de montante	5	1
Principal	≥ 20	1 até 10 m de profund. 2 para maiores profund.
Auxiliar de jusante	2	1
QUANTIDADES INJECTADAS POR METRO DE MURO CORTA-ÁGUAS		
- Cimento1564 kg		
- Resinas169 kg		

Os dados referentes à cortina de impermeabilização da barragem de Paradela mostram que os critérios usados para estabelecer a profundidade da cortina foram exigentes, sendo semelhantes aos usados para as barragens de betão. A existência da galeria de visita teria permitido a execução da impermeabilização após o enchimento da albufeira e de modo a avaliar em condições reais a permeabilidade da fundação, pois geralmente as sobrecargas

que a barragem e a albufeira transmitem ao terreno tendem a fechar as fracturas. Na Fig. F3.30 apresenta-se um esquema da distribuição dos furos de injeção e drenagem da barragem de Paradela ao longo da linha de implantação do muro corta-águas.

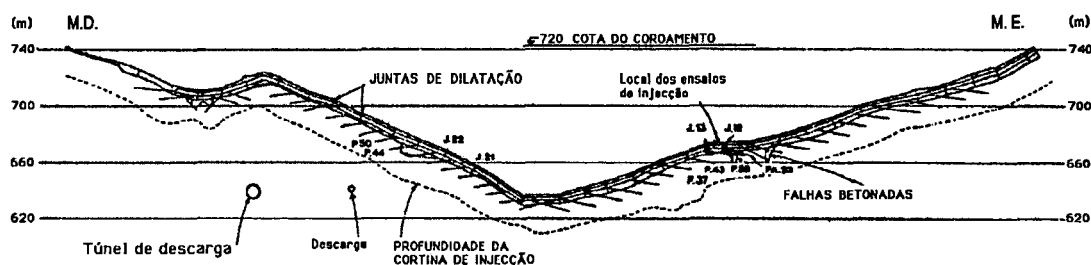


Fig. F3.30 - Localização dos furos de impermeabilização e drenagem sob o muro corta-águas da barragem de Paradela (Weyermann, 1958).

A previsão da quantidade de calda a injectar pode ser efectuada com base nas absorções e ainda nas velocidades sísmicas (Knill, 1969). Após a execução das injeções, o controlo da melhoria conseguida pode ser efectuada com ensaios do tipo Lugeon ou utilizando métodos geofísicos, como os métodos sísmicos (Knill e Price, 1972; Rodrigues et al., 1983; Rodrigues e Esteves, 1987; Turk e Dearman, 1987) que podem ser conjugados com o método eléctrico do potencial espontâneo (Blinde et al., 1983). Quanto aos métodos sísmicos, Rodrigues et al. (1983) concluíram que a utilização da sísmica directa permite avaliar a eficiência das injeções em maciços graníticos, mesmo quando possuem qualidade mecânica relativamente elevada antes do tratamento. O aumento da velocidade de propagação das ondas longitudinais parece ser um parâmetro adequado para avaliar a melhoria das propriedades mecânicas e indirectamente para avaliar a redução da permeabilidade em resultado das injeções.

A existência de fendas na fundação pode permitir a percolação, que aumenta quando os materiais finos são lavados pela água. Quando a percolação ocorre através do núcleo da barragem, a situação é mais grave, podendo provocar cavidades de abatimento devido aos materiais removidos. Para evitar estes e outros problemas, nas fundações em que ocorrem falhas importantes é necessário efectuar o seu tratamento em profundidade, utilizando pressões de injeção que não provoquem a rotura hidráulica, particularmente quando as injeções são efectuadas após a construção do núcleo da barragem. Ichimasu e Futaesaku (1981) descrevem a metodologia que utilizaram na definição da pressão máxima de injeção e o modo como efectuaram o tratamento de várias falhas na fundação granítica de uma barragem de enrocamento com núcleo impermeável.

Em princípio a extensão lateral para o tratamento nos encontros de um terreno permeável num local de barragem é definido a partir do nível freático, devendo tratar-se a rocha permeável desde que o nível da albufeira seja superior ao nível freático. A extensa impermeabilização por injeções preconizada para os maciços laterais de rochas calcário-margosas da barragem da Atrozela em Cascais, com altura prevista para 20 m (Oliveira e Costa Pereira, 1978), é um exemplo desta situação. Na prática é por vezes difícil estabelecer com certeza a localização do nível freático, quer devido a pequena extensão dos estudos quer devido às flutuações sazonais do nível freático, optando-se por vezes por efectuar o tratamento de impermeabilização dos terrenos laterais que se mostram permeáveis após o enchimento da barragem. Ewert (1990) considera que o estudo aprofundado das condições hidrogeológicas deve, para além de determinar o nível freático e as suas variações periódicas, permitir ainda analisar as possíveis mudanças causadas pelo armazenamento da água na albufeira. Refere ainda que, apesar dos custos que comporta, é sempre um investimento que compensa, pois o melhor conhecimento daí resultante permite estabelecer uma concepção mais económica para o tratamento dos terrenos.

Segundo Paulino Pereira (1990), nas fundações das barragens de enrocamento ou de terra com núcleo impermeável não se colocam os problemas de sub-pressão graves, pelo que se adoptam tratamentos de drenagem simplificados, por exemplo restringindo-os às zonas onde se esperam percolações significativas.

Quando durante a vida do enrocamento ocorrem perdas de água através da fundação, é por vezes necessário recorrer a procedimentos sofisticados de modo a localizar a sua origem. Por exemplo, no estudo de uma infiltração no encontro direito da barragem de Beliche (Veiga Pinto et al., 1990) foram instalados piezómetros, utilizaram-se traçadores, efectuaram-se ensaios de injeção de água e foram realizadas análises químicas da água. Estes procedimentos permitiram localizar a fuga de água, que se deveu à perda de eficiência da cortina, tendo os autores referidos concluído que não apresentava perigo para a segurança da barragem.

3.8 - PEDREIRAS E MANCHAS DE EMPRÉSTIMO

3.8.1 - GENERALIDADES

Uma tarefa comum para o estudo de uma barragem de enrocamento é a selecção dos materiais mais aconselháveis para a sua construção, de entre os existentes no local ou

suas proximidades. A resposta não é geralmente imediata, pois necessita que sejam conhecidas as características dos materiais, o local mais aconselhado para a sua extracção e as condições em que irá ser feita a exploração, o transporte e a colocação. Geralmente a rocha é obtida a partir da exploração de uma pedreira (Arnevik et al., 1988) ou das escavações necessárias à execução das obras anexas (Koch et al., 1987), podendo ainda utilizar-se as fracções grosseiras separadas dos solos (Niat et al., 1982; Medina et al., 1988).

Mendaña (1987) considera que, para as barragens de enrocamento com cortina a montante, o material mais adequado continua a ser a rocha mais próxima da barragem e da melhor qualidade possível, admitindo-se também rochas menos resistentes, incluindo rochas ripáveis.

A escolha da pedreira, o planeamento da sua exploração e a posterior recuperação do local são cada vez mais condicionadas pela necessidade de minimizar o impacte ambiental. Segundo Costa (1988), as soluções possíveis de recuperação após o final da exploração são diversas e devem estar intimamente dependentes dos planos de ordenamento das regiões em que se inserem.

Por exemplo, para a barragem do Lagoacho, situada no Parque Natural da Serra da Estrela, estava previsto, no estudo de viabilidade, implantar a pedreira na escarpa granítica existente 500 m a Sul da barragem. Durante a elaboração do anteprojecto considerou-se, para diminuir o impacte ambiental e preservar a paisagem natural, que se deveria rejeitar aquele local. Em alternativa foi escolhido um outro, com piores características, situado no interior da albufeira e a cerca de meia distância entre o local inicial e a barragem. Na escolha deste último local foi decisivo o facto de, após a conclusão da barragem, não restar qualquer sinal da pedreira por se situar abaixo da cota de exploração da albufeira.

Uma outra situação ocorreu na pedreira da Barragem da Apartadura, em que, como medida de protecção às captações de água existentes no maciço carbonatado, foi considerado que a exploração se deveria executar acima da cota 570, utilizando uma plataforma com inclinação de cerca de 2% de modo a drenar as águas que, infiltrando-se no maciço, poderiam constituir um foco poluidor (DGRAH, 1983).

O conhecimento da geologia da região em que a obra se localizará vai permitir uma primeira selecção das áreas favoráveis. A escolha da mancha com maiores potencialidades vai depender da litologia, da espessura do recobrimento, do estado de alteração, da distância à barragem, da presença de fracturas e da orientação e espaçamento das diaclases. A rocha deve possuir características de resistência e de durabilidade para

resistir ao processo de exploração, transporte e colocação, assegurando um bom desempenho durante a vida útil da obra.

Com base no reconhecimento geológico de superfície, podem ser planeados trabalhos de prospecção geofísica e mecânica. Os métodos geofísicos mais utilizados são os perfis e cartas de resistividade e menos frequentemente os métodos sísmicos. O método das resistividades é particularmente adequado para o zonamento de maciços de rochas ígneas em que a alteração provoca variações sensíveis de resistividade. Pode igualmente ser utilizado para determinar a espessura dos terrenos de cobertura sobre a rocha a explorar, podendo também utilizar-se para este fim os métodos sísmicos.

A prospecção mecânica vai complementar as informações obtidas no reconhecimento geológico de superfície e com a prospecção geofísica. As sondagens à rotação com amostragem contínua são as que fornecem mais informação, pois, para além de permitirem a observação da rocha ao longo do furo e o estudo da compartimentação do maciço, permitem a obtenção de amostras para ensaio. Por exemplo, no trabalho de Fernandez-Gago (1979) é efectuado o zonamento da pedreira essencialmente com base nos ensaios realizados sobre amostras de granodiorito recolhidas sistematicamente nas sondagens. Devido aos elevados custos de execução das sondagens à rotação com amostragem contínua, verifica-se actualmente o uso crescente de sondagens destrutivas, como aconteceu na prospecção da pedreira para a barragem da Apartadura (DGRAH, 1983). A realização de diagrfias no interior dos furos aumenta o interesse da utilização das sondagens destrutivas, que assim aliam os baixos custos e elevada rapidez de execução à obtenção de informação pormenorizada ao longo dos furos (Archimbaud, 1974).

O cálculo do volume de rocha disponível é efectuado com base no reconhecimento geológico e na prospecção geofísica e mecânica. Para esta finalidade é muito útil dispor de sondagens com recuperação, que possam ser relacionadas com os resultados da prospecção geofísica. Quando a rocha exhibe graus de alteração diferentes, podem mesmo calcular-se os volumes previsíveis para cada grau de alteração.

Para os filtros e drenos utilizam-se areias, seixos ou rocha britada (Leclercq et al., 1982; Niat et al., 1982), recorrendo-se também a zonas espessas de materiais de transição com funções de filtro. Nas zonas de transição das barragens com núcleo de solos impermeáveis utilizam-se por vezes materiais com elevado estado de alteração, que de outro modo tenderiam a ser rejeitados (Lloyd, 1958), e cujas propriedades se situam entre as dos solos que constituem o núcleo e as dos enrocamentos. Para além da granulometria, a principal exigência dos materiais para os drenos é a sua durabilidade, não devendo sofrer deteriorações significativas durante a vida útil da obra, de modo a conservarem as características drenantes com que foram dimensionados.

As barragens de enrocamento possuem sempre associadas diversas estruturas de betão cujo volume é geralmente pequeno quando comparado com o volume do enrocamento. Algumas das estruturas de betão mais frequentes são a torre de tomada de água, o túnel de descarga de fundo, o descarregador de cheias, o plinto, a galeria de fundação e a cortina impermeável de betão a montante. Os agregados necessários à construção das estruturas referidas são obtidos de areias ou seixos quando ocorrem nas proximidades da obra, ou por britagem da rocha da pedreira. Os inertes devem estar tanto quanto possível isentos de minerais alterados, que vão diminuir a resistência e a durabilidade dos betões. A reacção potencial de certos minerais, como a opala e a calcedónia, com os cimentos alcalinos podem originar degradações e mesmo a destruição do betão (Sims, 1986). A utilização de cimento pozolânico permite minimizar estas deteriorações (Koch et al., 1987). Os agregados devem ainda estar isentos de matéria orgânica, de outros minerais potencialmente reactivos, como a pirite, e tanto quanto possível de minerais fílitosos.

Por vezes os agregados são obtidos de mais de uma fonte, como é exemplo a barragem de Song-Loulou, enrocamento com núcleo impermeável, em que grande parte dos agregados e filtros foram retirados das escavações para os órgãos anexos após sofrerem britagem. As granulometrias de dimensão areia, resultantes da britagem dos gnaisses, não foram utilizadas nos betões devido às elevadas percentagens de micas, pelo que se optou por utilizar as areias extraídas do rio (Niat et al., 1982).

Kjærnsli (1982) refere que, nas barragens de enrocamento norueguesas com núcleo impermeável, a protecção a montante contra a acção das ondas é conseguida com a colocação de blocos de rocha no paramento de montante. No entanto, em diversas barragens, a qualidade da camada de resistência à acção das ondas mostrou-se inadequada, quer devido à utilização de blocos subdimensionados quer à má qualidade da rocha, de que resultou a desintegração desta pela acção dinâmica das ondas e pela acção cíclica do gelo e degelo.

3.8.2 - EXPLORAÇÃO E PREPARAÇÃO DOS MATERIAIS PARA UTILIZAÇÃO NOS ENROCAMENTOS

O método de exploração da rocha vai depender do tipo de pedreira, da topografia, da geologia e do equipamento utilizado. Geralmente as pedreiras que apresentam uma exploração mais económica são abertas numa frente paralela a uma das principais famílias de diaclases verticais e com uma ou mais bancadas de exploração consoante a altura da frente é igual ou superior à altura de corte utilizada. É frequente utilizarem-se

alturas de corte da ordem dos 10 a 20 m para cada bancada. Neste tipo de pedreiras, quer os acessos quer a drenagem são geralmente fáceis. Por vezes, há que localizar as pedreiras em zonas de topografia suave, como aconteceu na barragem do Lagoacho, pelo que a exploração tem que ser essencialmente em profundidade. Nestas circunstâncias a exploração é mais delicada, pois, para além da necessidade de remover as águas acumuladas no fundo da exploração, é necessário planear as vias de acesso de modo a não interferirem com a extracção, particularmente quando esta aprofunda.

A extracção e preparação das rochas podem ter efeitos significativos nas suas propriedades físicas e mecânicas, sendo tanto mais intensas quanto menor for a dimensão a que a rocha é fragmentada. A utilização dos explosivos no desmonte provoca ondas de choque que vão criar novas fracturas, aumentar as existentes e induzir a microfissuração da rocha. Nunes e Machado (1966) referem que, na pedreira explorada para a construção do enrocamento da barragem de Vilar, após o rebentamento da frente se observava a existência de grandes fracturas no granodiorito, numa extensão de 4 a 5 m a contar da frente.

As fracturas e microfissuras criadas no arranque com explosivos podem apresentar posteriormente um papel importante no aumento da fragmentação da rocha, o que assume grande importância para os enrocamentos de protecção. Fernandez-Gago (1979) considera que a fissuração induzida pelas explosões influencia significativamente a alterabilidade das rochas, pelo que o esquema de exploração da pedreira deve reduzir ao máximo a microfissuração dos enrocamentos. Quando há necessidade de fragmentar as rochas, para a preparação de granulometrias finas ou para agregados para betão (Griveaux, 1974), corre-se o risco de aumentar a microfissuração da rocha com os efeitos negativos daí resultantes.

As diferentes zonas do enrocamento exigem materiais com propriedades e granulometrias definidas, que é necessário preparar após os rebentamentos das frentes de exploração. Os materiais são separados de acordo com o grau de alteração e com as granulometrias pretendidas, sendo depositados em pilhas quando não é possível a sua colocação imediata na barragem. O controlo dos tamanhos máximos para os diversos fusos granulométricos é de um modo geral feito visualmente.

Os grandes blocos, que não é possível incluir em nenhuma das granulometrias, são taqueados. Durante a exploração conseguem-se também obter fragmentos de menores dimensões, diminuindo a distância entre furos ou aumentando a carga de explosivos, o que no entanto faz subir os custos de exploração. No Manual da Atlas Copco (Atlas Copco, 1984) é referido que se efectuaram numerosos cálculos e considerações para determinar a fragmentação da rocha antes de efectuar a pega, mas que no entanto não se chegou a estabelecer uma fórmula aplicável a todos os tipos de rocha. Ao abordarem o cálculo das

pegas de desmonte da pedreira para a barragem de Vilar, Nunes e Machado (1966) referem que o processo que lhes pareceu adequado é o de fazer variar, durante a exploração da pedreira, os diversos parâmetros até se chegar à solução mais conveniente. Maranha das Neves (1980) considera também ser este o processo adequado, mas que pode por vezes ser bastante demorado.

Quando a durabilidade dos materiais é baixa, o tempo durante o qual estão em depósito pode também proporcionar degradações, como por exemplo as resultantes das acções alternadas da secagem e molhagem ou do gelo e degelo. Nas rochas contendo sulfuretos, pode gerar-se ácido sulfúrico pela oxidação destes minerais, como sugere Wylde (1976).

Na pedreira da barragem da Apartadura, o material obtido após o rebentamento apresenta granulometria extensa, variando desde a argila existente na terra-rossa até os grandes blocos. A granulometria está dependente da intensidade da tectonização, obtendo-se grandes blocos nos locais em que a rocha se apresenta pouco fissurada ou com as fissuras recimentadas, e fragmentos de pequenas dimensões nos locais em que a tectonização é intensa. Verificámos que a tectonização, a carsificação e as bolsadas de terra-rossa diminuíam significativamente o rendimento das pegas. Segundo Veiga Pinto e Ana Quintela (1989), o afastamento entre furos nas pegas é aproximadamente de 2 m, sendo a Goma 33 o explosivo utilizado com uma carga de cerca de 300 g/m³. De acordo com a DGRAH (1983), para as britas e para o material do tipo T₂, com dimensão máxima de 25 cm e representando cerca de 13% do volume total do enrocamento, poderia ser vantajoso efectuar a britagem primária da rocha. Para os restantes materiais, é suficiente efectuar a remoção dos blocos com maiores dimensões que o limite granulométrico superior, respeitando o limite inferior e a percentagem de finos que não deve exceder 8%.

A tectónica da região onde se insere vai influenciar a compartimentação da pedreira. Como refere Griveaux (1974), apesar de raramente se localizarem as pedreiras sobre as grandes falhas regionais, 9 em cada 10 pedreiras são cortadas por falhas menores cuja orientação depende daquelas grandes falhas. Com a proximidade às falhas, aumenta geralmente a alteração e a fragmentação da rocha e diminui o afastamento das diaclases, resultando a diminuição do tamanho dos fragmentos extraídos.

Na pedreira da barragem do Lagoacho, após o rebentamento das frentes, observa-se que a rocha tende a apresentar formas poliédricas muito regulares em resultado da compartimentação do maciço pelas três principais famílias de diaclases sensivelmente ortogonais (Fig. F3.20). As diaclases N30-40°E, subverticais, são as mais importantes, condicionando as principais falhas regionais (Fig. F3.21).

3.8.3 - UTILIZAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS

Nas áreas graníticas é frequente a existência de uma zona superficial de solos residuais de alteração do granito, em que a interface entre o solo e a rocha é de um modo geral muito irregular. Estes solos necessitam geralmente de ser removidos da superfície da pedreira de modo a permitirem a exploração, sendo por vezes também removidos do saneamento da fundação e das obras anexas.

A existência de grande abundância de solos residuais do granito permite considerar a possibilidade de serem utilizados no núcleo central duma barragem de terra-enrocamento. A sua prospecção é geralmente efectuada com as técnicas correntes para os solos, como sejam a sísmica de refacção, os poços e as valas ou trincheiras.

Para a barragem de Midões, o LNEC (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1985) procedeu à recolha e ensaio de três amostras de solos residuais do granito com diferentes graus de arenização, que, de acordo com a classificação unificada, são areias argilosas por vezes siltosas. Estas amostras apresentam coeficientes de permeabilidade (k) da ordem dos 10^{-8} cm/s, até 10^{-6} cm/s nas amostras mais siltosas, sendo internamente estáveis em relação à erosão interna. O resultado dos ensaios triaxiais, não drenados, com leitura das tensões neutras, mostrou que o ângulo de atrito interno efectivo na rotura (ϕ') é de cerca de 38° , baixando para cerca dos 35° para as grandes deformações de corte, não exibindo as amostras coesão (c') em termos de tensões efectivas. Estes valores são normais para os solos residuais de alteração de granito, sendo semelhantes aos obtidos por outros autores. Por exemplo Koch et al. (1987) obtiveram permeabilidades das mesmas ordens de grandeza, ϕ' entre 35° e 40° e coesão ligeiramente superior, entre 20 e 110 kPa, enquanto que Deveaux e Houis (1982) obtiveram $k = 10^{-6}$ cm/s, $\phi' = 26^\circ$ e $c' = 32$ kPa.

Segundo Maranhã das Neves e Veiga Pinto (1985), os solos residuais de alteração do granito são um bom material para construir o núcleo de uma barragem de terra-enrocamento de grande altura, pois, além de possuírem boas características de resistência e impermeabilidade, permitem um fácil dimensionamento e a construção de filtros capazes de controlar os efeitos dos escoamentos concentrados que se venham a processar através do núcleo.

Se os solos residuais são materiais com características definidas, o mesmo nem sempre acontece com a rocha, que pode apresentar estados de alteração desde sã até completamente alterada. Os solos podem ser utilizados no núcleo da barragem; a rocha sã a medianamente alterada pode ser utilizada nos enrocamentos, ficando geralmente o granito

muito alterado a completamente alterado sem utilização. De acordo com o Comité Francês das Grandes Barragens (CFGB, 1982-c), é perfeitamente possível utilizar estes últimos materiais, o que proporciona uma grande economia. Para chegar a esta conclusão efectuaram ensaios em que utilizaram cilindros vibradores de 12 toneladas, compactando bastante lentamente (menos de 1500 vibrações por minuto) e tendo verificado que os solos residuais com um teor de humidade ligeiramente acima do proctor normal envolviam completamente os blocos muito alterados, desde que a percentagem de solo fosse superior a 50% ou de preferência 66%. Esta mistura de solo e rocha muito alterada apresentou densidade seca superior 20 kN/m^3 e permeabilidade da ordem dos 10^{-4} cm/s , que, como referem, é aceitável para um núcleo espesso.

Uma utilização do tipo referido poderá ter interesse por exemplo na barragem de Castelo de Paiva, em que a alteração do granito é significativa, ou mesmo na barragem de Midões. Será no entanto necessário efectuar estudos pormenorizados, de preferência em aterros experimentais, de modo a garantir que esta técnica é compatível com as características exigidas para a barragem.

4 - MATERIAIS PÉTREOS

4.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo analisamos a mineralogia, a geoquímica e as propriedades físicas e mecânicas dos materiais rochosos de enrocamentos já construídos, como é o caso da barragem de Paradela, em construção, como acontece com as barragens da Apartadura e do Lagoacho, ou de barragens em projecto. Nesta última situação encontram-se as barragens de Castelo de Paiva e de Midões, que apresentam boas condições para a construção de enrocamentos. As rochas graníticas são o material de construção dos enrocamentos referidos, à excepção da barragem da Apartadura em que se utilizam rochas carbonatadas.

O nosso principal objectivo foi obter elementos que permitam a compreensão dos factores com interesse para as obras. As rochas graníticas e as rochas carbonatadas serão abordadas separadamente.

4.2 - ROCHAS GRANITICAS

4.2.1 - PETROGRAFIA DOS GRANITOS NÃO ALTERADOS

Petrograficamente todos os granitos estudados são rochas de grão grosseiro e porfiróides. Na tabela T4.1 apresentamos, resumidamente, as principais características petrográficas. As análises modais correspondentes estão sintetizadas na tabela T4.2. O tamanho máximo dos megacristais é variável, indo desde os 30 mm para Paradela, até cerca dos 80 mm para os restantes locais. A elevada dimensão dos cristais aconselhou a utilização de dois processos de contagem para o cálculo da análise modal. Além da contagem modal, efectuada ao microscópio, procedemos à determinação macroscópica da percentagem de megacristais. As análises modais que apresentamos são o resultado destes dois

procedimentos, à excepção de Paradela em que optámos apenas pela contagem de pontos em lâminas delgadas devido à menor dimensão dos megacristais. Na Fig. F4.1 apresentamos a projecção no diagrama de Streckeisen (1976) das composições modais dos granitos não alterados. No Cap. 3 apresentamos a descrição pormenorizada da litologia para cada local.

Tabela T4.1 - Características petrográficas dos granitos não alterados.

	LAGOACHO	PARADELA	MIDÕES	CASTELO DE PAIVA
GRÃO	Grosseiro			
TEXTURA	Porfiróide, hipidiomórfica - granular			
TIPO	Biotítico-moscovítico	Biotítico	Biotítico-moscovítico	Biotítico-moscovítico
MEGACRISTAIS	Microclina (16%) Plagioclase (14%) (An ₂₆₋₂₄)	Microclina (12%)	Microclina (19%)	Microclina (16%)
COMPOSIÇÃO DA PLAGIOCLASE DA MATRIZ	An ₂₁₋₁₆	An ₂₂₋₁₂	An ₂₅₋₁₃	An ₂₇₋₂₁
TIPO DE MOSCOVITE	Primária e secundária	Secundária	Primária e secundária	Primária e secundária

Tabela T4.2 - Análises modais dos granitos não alterados.

	LAGOACHO	PARADELA	MIDÕES	CASTELO DE PAIVA
Quartzo	40.1	32.9	38.4	32.2
K Feldspato	24.3	28.7	24.0	28.9
Plagioclase	23.5	33.2	24.1	23.4
Biotite	6.2	3.8	10.8	10.7
Clorite	0.9	0.5	0.8	0.9
Moscovite	4.3	0.0	1.1	3.0
Apatite	0.3	0.1	0.3	0.2
Outros	0.4	0.8	0.5	0.7
ÁREA DE CONTAGEM (cm ²)				
Lâmina	46	130	44	47
Superfície de rocha	346	-	1160	1120

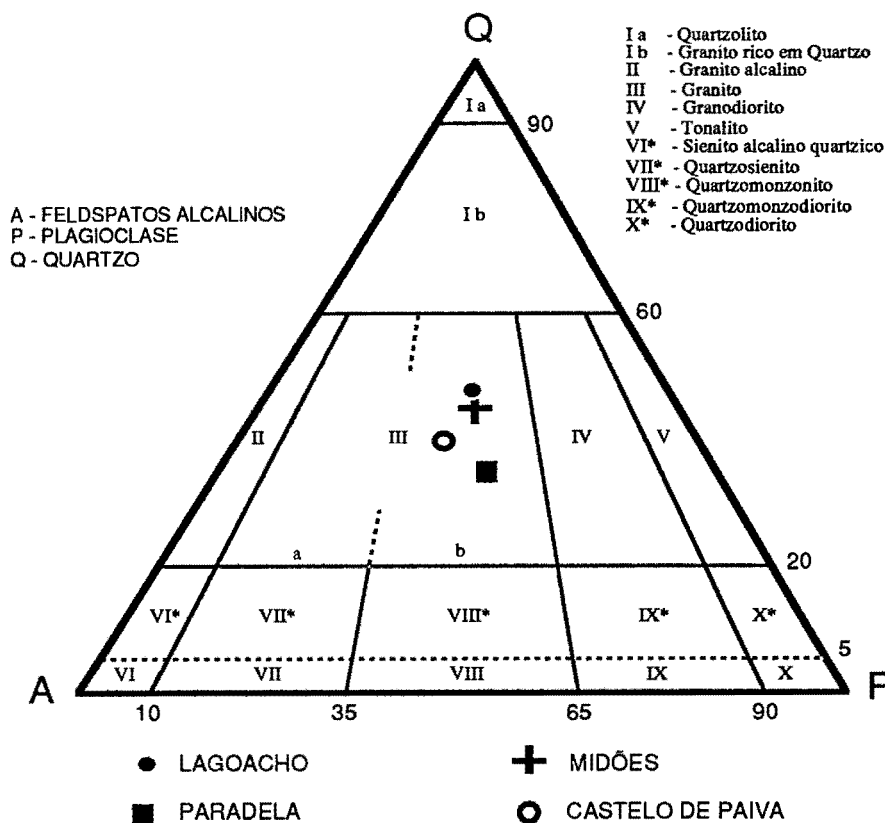


Fig. F4.1 - Projecção no diagrama de Streckeisen (1976) das composições modais dos granitos não alterados.

4.2.2 - PETROGRAFIA DA ALTERAÇÃO

Na descrição do grau de alteração das rochas graníticas tem sido usado, por diversos autores, uma classificação com cinco graus de alteração da rocha e por vezes um sexto grau para o solo residual (Neiva et al., 1965; Irfan e Dearman, 1978; Dearman e Irfan, 1978; IAEG, 1981; ISRM, 1981; Irfan e Powell, 1985; Saraiva, 1982 e 1986; Irfan e Powell, 1985; Lee e Freitas, 1989).

Na tabela T4.3 referimos sinteticamente os aspectos macroscópicos e microscópicos que observámos e relevantes para cada grau de alteração.

Macroscopicamente o início da alteração manifesta-se pelo aparecimento de óxidos de ferro, resultantes da alteração das biotites, criando uma auréola acastanhada que tende a espalhar-se. Os feldspatos perdem gradualmente o brilho, começando a adquirir aspecto branco leitoso com impregnações acastanhadas derivadas da alteração da biotite. Ao microscópio a biotite apresenta crescente segregação de óxidos de ferro, em particular ao longo das clivagens. Nas microfissuras e menos nos contactos entre cristais vai aparecendo uma coloração castanha, que se torna opaca nalguns pontos e tende a aumentar na

Tabela T4.3 - Graus de alteração dos granitos.

GRAU DE ALTERAÇÃO	DESIGNAÇÃO DO MATERIAL	MUDANÇAS SOFRIDAS PELO MATERIAL	
		Macroscopia	Microscopia
I	Não alterado (são)	Os minerais encontram-se sem alteração visível e a rocha não possui fracturas.	As plagioclases estão por vezes levemente sericitizadas no centro. Encontram-se raras biotites cloritizadas.
II	Pouco alterado	Os feldspatos perdem o brilho. As biotites apresentam leve aureola de oxidação acastanhada.	As plagioclases estão ligeiramente alteradas. As biotites encontram-se parcialmente cloritizadas. Notam-se óxidos castanhos nas microfissuras e clivagens dos minerais.
III	Medianamente alterado	A alteração é evidente em toda a rocha. As plagioclases alteradas apresentam cor creme. Em torno das biotites e nas fracturas observam-se manchas de óxidos de ferro, por vezes atingindo quase toda a rocha.	As plagioclases estão francamente alteradas. As biotites estão bastante cloritizadas e parcialmente descoloridas e com óxidos ao longo das clivagens. A rocha encontra-se bastante microfissurada. A microclina apresenta leve alteração.
IV	Muito alterado	Toda a rocha se encontra alterada e manchada pelos óxidos de ferro. As plagioclases estão pulverulentas. A rocha é parcialmente desagregável.	Observação apenas possível em amostras impregnadas. As amostras estão intensamente microfissuradas e coloridas com óxidos de ferro. As biotites tendem a estar totalmente cloritizadas e/ou descoloridas. As plagioclases estão muito sericitizadas. A microclina apresenta-se muito caulinizada, mas existem cristais pouco alterados.
V	Extremamente alterado	A rocha é facilmente desagregável, conservando a sua estrutura original. Os cristais estão fragmentados e muito alterados.	Não se observou.

proximidade dos cristais de biotite. Com o aumento da alteração verifica-se a cloritização progressiva da biotite. Nas plagioclases a alteração desenvolve-se a partir do centro dos cristais, aumentando até abranger praticamente todo o mineral. Este fenómeno é mais evidente nos cristais de pequenas dimensões. A alteração das plagioclases é para sericite e mais raramente para epidoto. A microclina, que de início quase não sofre alteração, adquire gradualmente um aspecto mais turvo (caulinização) que só se torna evidente quando as biotites e as plagioclases já se encontram francamente alteradas. Nas pertites, a albite vai alterar de um modo semelhante ao que acontece às plagioclases e a microclina altera progressivamente para caulinite a partir das lamelas de albite já sericitizada. Mesmo nas amostras mais alteradas, os feldspatos potássicos apresentam sempre porções sem alteração.

A alteração da ilmenite também contribui para a grande quantidade de óxidos de ferro existentes. A ilmenite, que nas amostras menos alteradas é hipídio a idiomórfica, aparece retalhada nos granitos muito alterados, tornando-se por vezes difícil distingui-la dos

óxidos que, em apreciáveis quantidades, também são opacos. Ao microscópio observa-se que as amostras mais alteradas se apresentam mais microfissuradas. A distribuição das microfissuras tem padrões distintos no quartzo e nos feldspatos; no quartzo, as microfissuras tendem a localizar-se ao longo de zonas de fractura; nos feldspatos tendem a ser mais fechadas e em maior número, mas de orientação controlada pelas clivagens. Nos estádios de alteração mais avançados, podem-se facilmente desagregar os feldspatos com um canivete ou mesmo com a unha.

Para o Lagoacho apenas estudámos o granito não alterado e o granito pouco alterado pelo facto do estudo se ter realizado sobre os materiais que presumivelmente virão a ser usados no enrocamento, excluindo-se os materiais de menor resistência que são os mais alterados.

4.2.3 - GEOQUIMICA

4.2.3.1 - COMPOSIÇÃO QUIMICA

Efectuámos a caracterização geoquímica dos granitos, tendo analisado para cada local o granito não alterado com diversos graus de alteração. Na tabela T4.4 apresentamos os resultados obtidos para os elementos maiores e elementos traço. Para cada local ordenámos as amostras, da esquerda para a direita, por ordem crescente do seu grau de alteração, à excepção dos granitos róseos de Paradela (amostras P13, P6 e P5) que foram colocados separadamente.

As rochas graníticas não alteradas são peraluminosas, com proporções moleculares de $Al_2O_3/(CaO+Na_2O+K_2O)$ que, por ordem crescente, vão de 1,01 para Paradela, a 1,07 para Midões e Castelo de Paiva e até 1,13 para o Lagoacho.

4.2.3.2 - PERDAS E GANHOS

Para o cálculo das perdas e ganhos dos elementos maiores utilizámos o método de Gresens¹ (1967), que permite comparar as análises químicas de amostras com diferentes

$$1 \left[f_v \left(\frac{\gamma_d^{alt}}{\gamma_d^{sã}} \right) C_n^{alt} - C_n^{sã} \right] = X_n$$

em que: f_v - factor de volume;

C_n - concentração do óxido;

alt - amostra alterada;

γ_d - peso volúmico aparente seco;

X_n - perda ou ganho;

sã - amostra sã (não alterada).

TABELA T4.4 Percentagem de óxidos e concentração dos elementos menores (ppm) das amostras analisadas.

	LAGOACHO		PARADELA							MIDÕES								CASTELO DE PAIVA						
	L1 I	L2 II	P1 I	P8 II	P4 III	P2 IV	P13# II	P6# III	P5# III	M23 I	M11 I	M25 II	M22 II	M15 II	M12 II	M8* III	M9 III	M18 IV	C1 I	C3 I	C2 II	C7 III	C5* IV	C4* IV
SiO ₂	73.21	73.92	76.02	75.89	75.30	74.14	74.10	68.18	70.54	72.04	71.11	70.09	72.03	70.69	70.33	70.34	69.24	69.21	69.33	69.39	69.19	68.35	69.72	62.99
TiO ₂	0.30	0.30	0.19	0.18	0.18	0.20	0.17	0.23	0.21	0.53	0.44	0.53	0.44	0.47	0.52	0.57	0.51	0.55	0.59	0.59	0.65	0.66	0.55	0.82
Al ₂ O ₃	14.61	14.09	12.77	13.06	12.86	13.78	13.93	17.41	16.31	13.89	14.38	14.52	13.73	14.20	14.24	13.93	14.60	15.93	14.54	15.19	15.15	15.26	15.30	17.49
Fe ₂ O ₃	0.11	0.31	0.28	0.20	0.67	1.10	0.14	1.24	0.99	0.40	0.17	0.71	0.60	0.46	0.45	0.65	0.45	1.64	0.46	0.51	1.11	0.74	0.96	3.21
FeO	1.75	1.62	1.46	1.45	1.07	0.81	1.43	0.24	0.10	2.80	2.47	2.56	2.05	2.53	2.70	2.86	2.75	1.68	2.54	2.53	2.33	2.89	2.12	1.86
MnO	0.03	0.02	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.01	0.01	0.04	0.04	0.05	0.04	0.04	0.05	0.04	0.03	0.03	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.06
MgO	0.45	0.42	0.27	0.25	0.25	0.27	0.45	0.18	0.08	0.73	0.59	0.70	0.59	0.59	0.68	0.72	0.67	0.59	0.72	0.75	0.80	0.88	0.69	1.05
CaO	0.91	0.82	1.10	1.09	0.83	0.43	0.31	0.33	0.19	1.63	1.54	1.48	1.36	1.20	1.31	1.27	1.07	0.34	1.66	1.73	1.20	1.33	0.96	0.50
Na ₂ O	3.44	3.19	3.57	3.73	3.37	2.66	5.20	6.25	5.43	3.16	3.31	3.18	3.08	3.08	3.07	2.79	2.80	1.29	2.98	3.00	2.65	2.65	3.11	3.65
K ₂ O	5.18	4.86	4.63	4.49	4.53	4.91	3.48	5.08	5.28	4.43	5.03	5.06	4.88	5.12	4.96	5.02	5.04	5.30	5.06	5.52	5.09	5.35	4.83	5.05
P ₂ O ₅	0.31	0.31	0.07	0.06	0.05	0.06	0.06	0.07	0.03	0.28	0.24	0.27	0.25	0.24	0.27	0.27	0.27	0.11	0.30	0.30	0.32	0.36	0.31	0.40
LOI	0.44	0.84	0.43	0.43	0.76	2.00	0.91	1.06	0.97	0.61	0.55	0.67	0.65	0.81	0.80	0.89	1.90	3.38	1.40	0.80	1.52	1.40	1.76	2.86
Total	100.74	100.70	100.83	100.87	99.91	100.39	100.21	100.28	100.14	100.54	99.87	99.82	99.70	99.43	99.37	99.36	99.34	100.05	99.62	100.35	100.05	99.92	100.36	99.94
H ₂ O ⁺	0.39	0.61	0.19	0.29	0.18	1.15	0.56	0.50	0.35	0.74	0.45		0.51	0.90	0.89	0.76	1.58	3.05	0.30	0.03	1.08	0.83	1.50	2.53
H ₂ O ⁻	0.05	0.13	0.04	0.07	0.17	0.47	0.25	0.34	0.35	0.04	0.08		0.07	0.07	0.15	0.16	0.34	0.55	0.08	0.13	0.24	0.30	0.32	0.35
γ _d	25.79	25.69	25.65	25.46	24.96	22.91	25.34	24.31	24.88	26.04	25.89	25.8	25.58	25.55	25.62	24.61	24.83	24.24	26.27	26.06	25.02	25.09	23.04	24.53
Be	10	7	7	6	5	5	5	13	7	6	5	12	5	5	5	4	5	4	5	5	7	4	4	5
Cr	◇	◇	◇	◇	◇	◇	◇	◇	◇	12	◇	15	◇	◇	◇	◇	◇	◇	90	14	14	15	13	14
V	110	14	◇	◇	◇	◇	◇	◇	◇	24	17	25	15	16	20	23	17	24	15	22	26	26	28	48
Zn	80	76	65	48	54	58	34	29	33	74	58	69	60	64	65	75	71	62	70	74	85	93	79	96
Zr	114	108	174	138	142	184	132	181	188	212	172	217	188	184	221	218	213	232	226	220	244	242	194	288
Co	◇	◇	10	10	◇	◇	9	◇	◇	84	80	87	92	78	93	75	82	86	86	82	75	67	72	40
Cu	21	23	17	16	9	11	17	27	17	28	18	21	19	17	14	26	23	14	37	41	27	22	18	27
Sr	72	66	42	41	37	32	57	116	82	100	108	106	101	96	97	92	98	86	151	171	153	150	151	143
Ba	244	223	142	130	127	141	127	240	254	324	408	406	371	381	352	381	376	434	585	789	597	565	580	567
La	29	30	33	20	◇	14	17	31	27	43	27	33	29	32	33	42	31	59	37	46	52	48	49	56

A) Amostra;

B) Grau de alteração (Ver tabela T4.3);

LOI = Perda por ignição a 950° C (Loss On Ignition);

γ_d Peso volúmico aparente seco em kN/m³.

Granito róseo;

* Granito recolhido junto a zona de falha.

◇ Abaixo dos limites de detecção;

Analistas: M. Quinta Ferreira (elementos maiores e traço)

M. Georgina Bettencourt e Mário S. Cortez (FeO, H₂O⁺ e H₂O⁻)

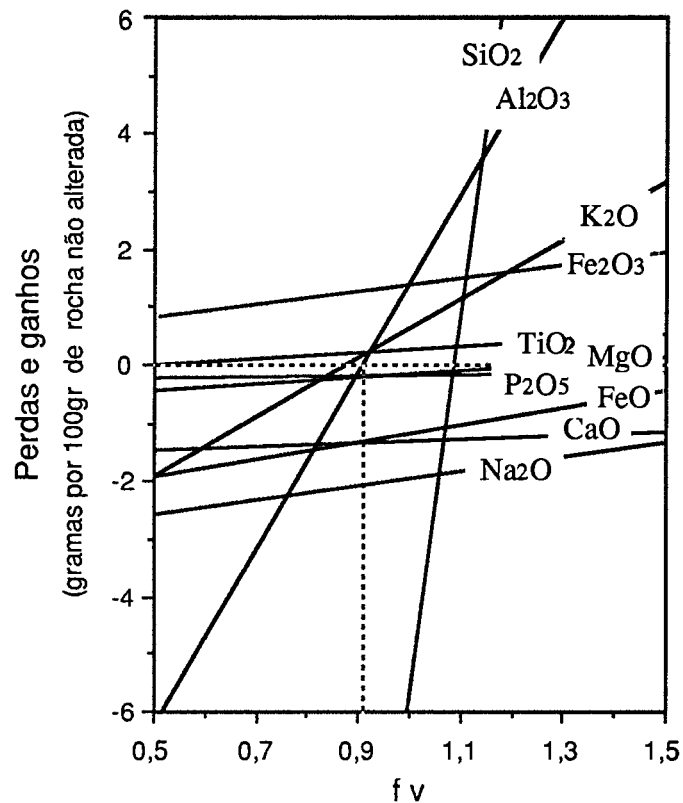


Fig. F4.2 - Diagrama composição-volume do granito alterado (M18) e não alterado (M23). As linhas auxiliares para a determinação de f_v encontram-se a tracejado.

graus de alteração. Os cálculos são feitos entre amostras alteradas e não alteradas. Na Fig. F4.2 apresentamos um exemplo de um diagrama de composição-volume em que os ganhos e perdas dos componentes são projectados em função das mudanças de volume que acompanham a alteração. O ponto de intersecção do Al_2O_3 com o eixo isoquímico é considerado como sendo o valor do factor de volume (f_v) a utilizar no cálculo das perdas e ganhos. As perdas e ganhos foram calculadas para os diferentes locais utilizando o f_v obtido para cada amostra. Para os elementos menores determinámos as perdas e ganhos por diferença entre as concentrações nas amostras alteradas e não alteradas. Na tabela T4.5 apresentamos os resultados obtidos.

O factor de volume (f_v) é, nas amostras pouco alteradas, geralmente muito próximo da unidade, com tendência para diminuir nas amostras muito alteradas e nos granitos róseos.

As amostras recolhidas próximo de zonas de falha mostram frequentemente um comportamento diferente, fazendo pressupor a influência de processos de alteração que estão relacionados com a composição dos fluidos que circularam nas fracturas.

Para os elementos maiores, verifica-se que SiO_2 , CaO , Na_2O e FeO apresentam perdas que de um modo geral crescem com o avanço da alteração. Fe_2O_3 apresenta sistematicamente ganhos em todos os locais. A perda de CaO e de Na_2O deve-se à remoção dos íons cálcio e sódio por alteração das plagioclases. A perda de FeO resulta da oxidação do ferro para Fe_2O_3 insolúvel, o que é coerente com o ganho sistemático de Fe_2O_3 . A observação macroscópica e microscópica mostrou que a alteração faz aumentar a coloração acastanhada nos granitos, particularmente em torno das biotites, em resultado da oxidação do FeO . A perda de SiO_2 surge na sequência da decomposição parcial das estruturas de Al-Si-O dos silicatos, quando da solubilização dos catiões, que, sendo parcialmente reconstruídas nas estruturas dos minerais argilosos, somente libertam parte da sílica (Krauskopf, 1972). As perdas do K_2O são devidas à meteorização do feldspato potássico, à excepção de Midões. Neste local, os feldspatos potássicos, mesmo nas amostras mais alteradas, apresentam-se pouco alterados, o que poderá em parte explicar a inexistência de perdas para o K_2O . Para o MgO observam-se na generalidade perdas (Paradela, Midões e Lagoacho), ou ganhos pouco significativos (Castelo de Paiva). As perdas resultam da meteorização da biotite, pois é neste mineral que existem as mais elevadas concentrações de MgO . Para TiO_2 , MnO e P_2O_5 os ganhos e perdas são bastante pequenos, considerando-se sem significado.

Quanto às perdas e ganhos dos elementos menores analisados, não é possível tirar uma conclusão geral para todos os locais.

Nos granitos róseos de Paradela, há ganho de Na_2O e perda generalizada dos restantes elementos. O ganho de Na_2O e a perda de CaO deve-se à formação de albite, o que está de acordo com Neiva et al. (1987). No que se refere aos elementos traço, os granitos róseos apresentam perdas de Zn e La e ganhos de Sr. Quanto ao Sr, as nossas observações concordam com Martins e Saavedra (1976) quando referem que nos granitos róseos se encontram teores de Sr mais elevados nas amostras mais ricas em albite, que são as amostras mais alteradas, o que é contrário ao que sucede na generalidade dos granitos não róseos.

4.2.3.3 - PROPORÇÕES MOLECULARES

Na Fig. F4.3-A apresentamos a projecção, num diagrama triangular, das proporções moleculares K_2O - CaO - Na_2O . Verifica-se, para todos os locais, que as amostras mais alteradas tendem a deslocar-se no sentido das menores concentrações de CaO , o que está de acordo com as observações anteriores. A relação K_2O - Na_2O mantém-se sensivelmente constante para o Lagoacho e Castelo de Paiva, aumentando no sentido do

TABELA T4.5 Perdas e ganhos dos granitos.

	LAGOACHO		PARADELA						MIDÕES								CASTELO DE PAIVA							
	LI: I	->L2 II	PI: I	->P8 II	->P4 III	->P2 IV	->P13# II	->P6# III	->P5# III	M23: I	->M11 I	->M25 II	->M22 II	->M15 II	->M12 II	->M8* III	->M9 III	->M18 IV	CI: I	->C3 I	->C2 II	->C7 III	->C5* IV	->C4* IV
SiO ₂		+3.69		-1.47	-1.08	-7.07	-7.90	-26.88	-21.21		-3.05	-4.86	+0.77	-3.17	-3.30	-1.88	-6.37	-11.45		-2.82	-3.04	-4.33	-2.99	-17.27
TiO ₂		+0.01		-0.01	-0.01	0.00	-0.03	-0.02	-0.03		-0.10	-0.02	-0.09	-0.07	-0.02	+0.04	-0.05	-0.05		-0.02	+0.03	+0.04	-0.07	+0.09
Fe ₂ O ₃		+0.22		-0.08	+0.39	+0.74	-0.15	+0.61	+0.49		-0.23	+0.29	+0.21	+0.05	+0.04	+0.25	+0.03	+1.04		+0.03	+0.62	+0.25	+0.47	+2.25
FeO		-0.06		-0.04	-0.39	-0.70	-0.15	-1.28	-1.38		-0.40	-0.35	-0.73	-0.34	-0.16	+0.05	-0.19	-1.33		-0.12	-0.31	+0.22	-0.53	-1.01
MnO		-0.01		0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.03	-0.03		0.00	+0.01	0.00	0.00	0.00	+0.01	0.00	-0.01		0.00	0.00	+0.01	+0.01	+0.01
MgO		-0.01		-0.02	-0.02	-0.02	+0.14	-0.14	-0.21		-0.16	-0.06	-0.13	-0.16	-0.07	-0.01	-0.09	-0.21		0.00	+0.05	+0.12	-0.06	+0.16
CaO		-0.06		-0.03	-0.27	-0.70	-0.81	-0.86	-0.95		-0.14	-0.21	-0.26	-0.46	-0.35	-0.36	-0.62	-1.33		0.00	-0.52	-0.40	-0.76	-1.27
Na ₂ O		-0.12		+0.09	-0.22	-1.09	+1.20	+0.92	+0.64		+0.05	-0.11	-0.05	-0.16	-0.16	-0.38	-0.50	-2.03		-0.10	-0.45	-0.47	-0.02	+0.06
K ₂ O		-0.12		-0.22	-0.12	-0.07	-1.43	-0.97	-0.53		+0.45	+0.42	+0.50	+0.56	+0.42	+0.58	+0.35	+0.21		+0.24	-0.18	+0.03	-0.47	-0.88
P ₂ O ₅		+0.01		-0.01	-0.02	-0.01	-0.01	-0.02	-0.05		-0.05	-0.02	-0.03	-0.05	-0.02	-0.01	-0.02	-0.18		-0.01	+0.01	+0.04	0.00	+0.03
fv		1.04		0.99	1.01	1.02	0.92	0.75	0.79		0.97	0.96	1.02	0.98	0.98	1.04	0.97	0.91		0.98	1.01	1.00	1.09	0.88
Be		-3		-1	-2	-2	-2	+6	0		-1	+6	-1	-1	-1	-2	-1	-2		0	+2	-1	-1	0
Cr		0		0	0	0	0	0	0		0	+3	0	0	0	0	0	0		+50	+60	+60	+40	+50
V		+30		0	0	0	0	0	0		-7	+1	-9	-8	-4	-1	-7	0		+7	+11	+11	+13	+33
Zn		-3		-17	-11	-7	-31	-36	-32		-16	-5	-14	-10	-9	+1	-3	-12		+4	+15	+23	+9	+26
Zr		-6		-36	-32	+10	-42	+7	+14		-40	+5	-24	-28	+9	+6	+1	+20		-6	+18	+16	-32	+62
Co		0		0	0	0	-1	0	0		-4	+3	+8	-6	+9	-9	-2	+2		-4	-11	-19	-14	-46
Cu		+3		-1	-8	-6	0	+10	0		-10	-7	-8	-11	-14	-2	-5	-14		+4	-10	-15	-19	-10
Sr		-6		-1	-5	-10	+15	+74	+40		+8	+6	+1	-4	-3	-8	-2	-14		+20	+2	-2	0	-8
Ba		-21		-12	-15	-1	-15	+98	+112		+84	+82	+47	+57	+28	+57	+52	+110		+205	+12	-20	-5	-17
La		+1		-13	0	-19	-16	-2	-6		-16	-10	-14	-11	-10	-1	-12	+16		+8	+15	+11	+12	+19

A) Amostra: B) Grau de alteração: fv Factor de volume: # Granito róseo: * Granito recolhido junto a zona de falha: 0 Abaixo dos limites de detecção.

K_2O para Midões e Paradelá. Os granitos róseos de Paradelá formam um grupo à parte, evidenciando a sua composição proporcionalmente muito pobre em CaO e mais rica em Na_2O que a dos restantes granitos. A formação destes granitos, a partir do granito regional, junto a zonas de circulação do maciço, estará na origem da remoção do CaO e do K_2O , mais facilmente mobilizáveis, permitindo o aumento do Na_2O . A interpretação do diagrama triangular é concordante com os resultados das perdas e ganhos apresentados na tabela T4.5.

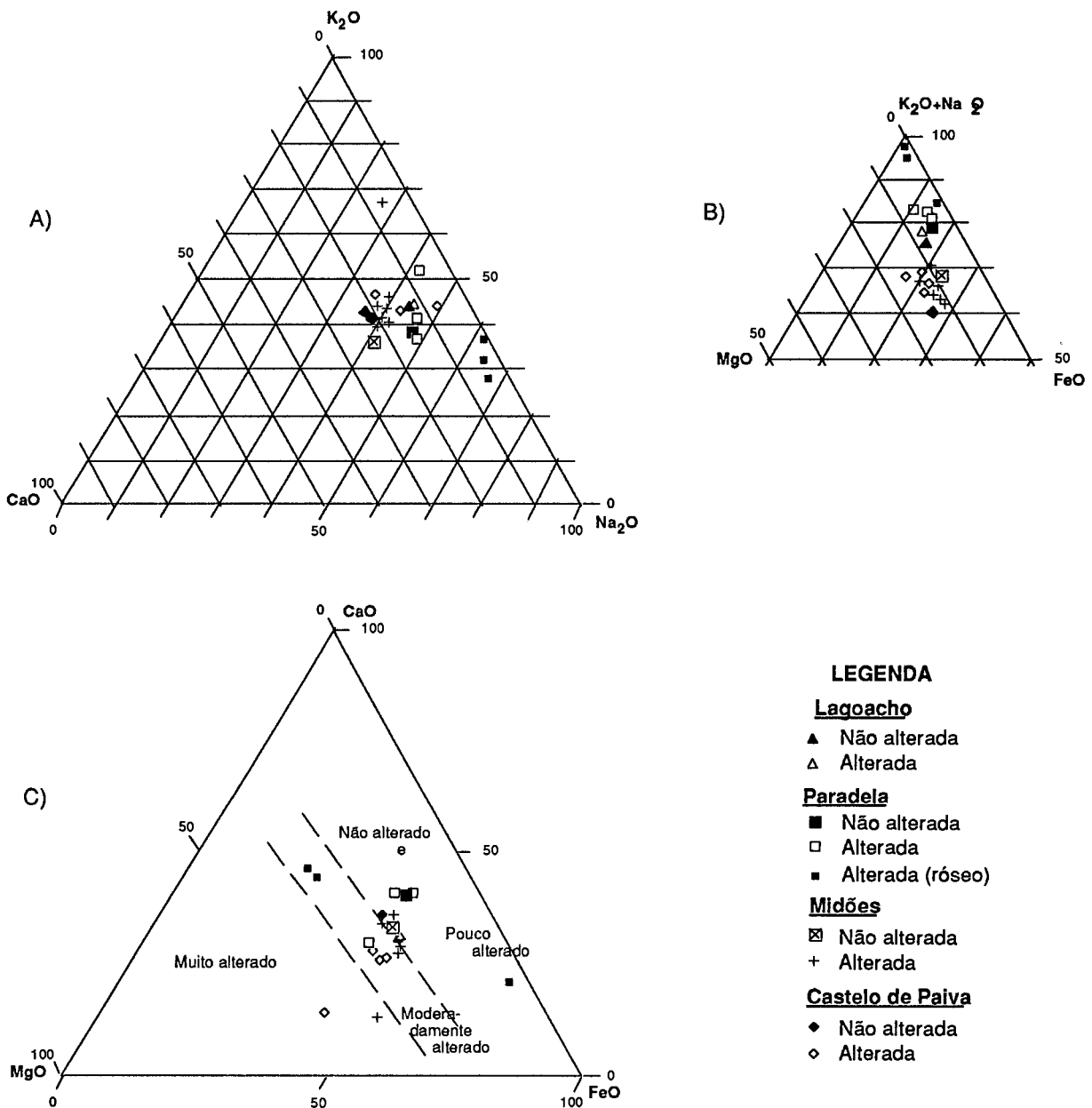


Fig. F4.3 - Diagramas triangulares
 A) K_2O - CaO - Na_2O molecular;
 B) (Na_2O+K_2O) - MgO - FeO molecular;
 C) CaO - MgO - FeO molecular.

Considerando agora a projecção triangular das proporções moleculares (K₂O+Na₂O)-MgO-FeO (Fig. F4.3-B), verifica-se que todas as amostras apresentam relações MgO-FeO aproximadamente iguais. Em Paradela, Lagoacho e Castelo de Paiva, com o aumento da alteração as proporções moleculares de K₂O+Na₂O aumentam, enquanto que em Midões diminuem.

Na Fig. F4.3-C apresentamos a projecção das proporções moleculares no diagrama triângular CaO-MgO-FeO, com os campos de alteração sugeridos por Kanimeni e Dugal (1982), verificando-se que as amostras menos alteradas se projectam na direcção do canto do CaO. Os resultados aqui obtidos estão de acordo com o observado pelos autores referidos.

4.2.4 - RELAÇÕES QUE PARECEM EXISTIR ENTRE A QUANTIFICAÇÃO GEO-QUÍMICA DA ALTERAÇÃO E AS PROPRIEDADES DOS GRANITOS

A análise das perdas e ganhos anteriormente apresentadas na tabela T4.5 mostra que no processo de alteração há principalmente perdas de CaO, SiO₂, Na₂O e FeO que, de um modo geral, crescem com o avanço da alteração. Fe₂O₃ apresenta sistematicamente ganhos, pois a meteorização do FeO origina Fe₂O₃ que, sendo insolúvel, se acumula na rocha.

A relação molecular $2\text{Fe}_2\text{O}_3/(2\text{Fe}_2\text{O}_3+\text{FeO})$, apresentada por Onodera et al. (1974), permite avaliar o grau de oxidação do Fe. Aires-Barros e Miranda (1979) e Miranda (1984) utilizaram esta relação em conjunto com a densidade aparente, tendo verificado que inicialmente se processa uma pequena diminuição da densidade acompanhada de uma grande variação na relação molecular. No trabalho de Miranda (1984) observou-se, ainda, que nos estádios finais da alteração há diminuição drástica da densidade com pequena variação da relação molecular.

As amostras de granito estudadas no presente trabalho mostram pequenas variações do peso volúmico que podem ser acompanhadas por variações significativas da relação molecular (Fig. F4.4). Na construção da Fig. F4.4 utilizámos as amostras referidas na tabela T4.4 e que apenas sofreram alteração meteórica, não se tendo utilizado os granitos róseos nem as amostras recolhidas junto a zonas de falha. No seu conjunto estes resultados são concordantes com as observações apresentadas nos dois trabalhos anteriormente referidos, se bem que individualmente algumas amostras apresentem uma evolução um pouco irregular talvez devido ao facto de não se terem recolhido todas as amostras no mesmo perfil de alteração.

Procurámos também saber da possível existência de relações entre a composição química e as propriedades físicas e mecânicas dos granitos. Para quantificar a alteração química utilizámos alguns índices geoquímicos conhecidos. Os índices utilizados foram :
 - índice de meteorização potencial (WPI) e o "potencial index" (PI) de Reiche (1943);
 - índice de Parker (Parker, 1970); - índice de Miura (Miura, 1973). As equações utilizadas no cálculo destes índices já foram apresentadas no Cap. 2.

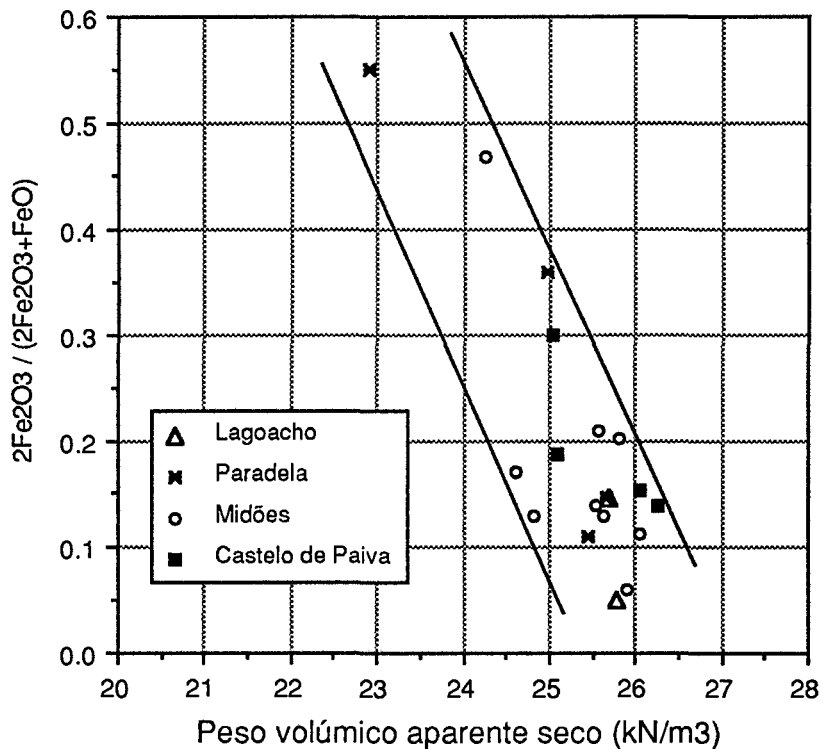


Fig. F4.4 - Diagrama de variação da relação molecular $2Fe_2O_3/(2Fe_2O_3+FeO)$ em função do peso volúmico aparente seco nos granitos.

Efectuámos comparações entre os índices geoquímicos e as seguintes propriedades: pesos volúnicos aparentes; porosidade; resistência à compressão uniaxial; resistência à carga pontual; resistência ao esmagamento; expansão por embebição; desgaste em meio húmido; e fragmentação dinâmica. Os pesos volúnicos, a porosidade, a expansibilidade, o desgaste em meio húmido e a compressão uniaxial foram determinados para a maioria das amostras. As restantes propriedades foram essencialmente determinadas para as amostras de Lagoacho e de Paradela (Tabela T4.6).

TABELA T4.6 - Índices geoquímicos de alteração e propriedades físicas e mecânicas das amostras analisadas.

	LAGOACHO		PARADELA							MIDÕES								CASTELO DE PAIVA						
A)	L1	L2	P1	P8	P4	P2	P13#	P6#	P5#	M23	M11	M25	M22	M15	M12	M8*	M9	M18	C1	C3	C2	C7	C5*	C4*
B)	I	II	I	II	III	IV	II	III	III	I	I	II	II	II	II	III	III	IV	I	1	II	III	IV	IV
WPI	7.8	6.3	8.0	7.7	7.5	3.1	7.1	9.3	8.7	7.0	8.4	10.2	7.6	6.2	6.4	6.7	3.3	-5.1	9.2	10.6	5.4	6.9	3.6	0.5
PI	87.6	88.1	89.4	89.3	89.5	88.8	88.5	86.0	87.3	86.8	86.7	86.1	87.4	86.5	86.3	86.2	85.8	85.4	86.0	85.6	85.5	84.9	85.8	82.2
PARKER	78.7	73.5	75.3	75.4	72.7	68.1	79.4	102.0	95.7	72.4	78.9	78.6	75.2	76.9	75.9	74.0	73.7	59.2	77.8	81.3	73.0	76.0	73.7	80.7
MIURA	1.0	0.93	1.0	0.98	0.88	0.68	0.89	0.75	0.75	1.0	1.02	1.01	0.95	0.95	0.96	0.97	0.87	0.52	1.0	1.01	0.82	0.92	0.78	0.62
n (%)	1.4	2.2	1.0	1.7	3.7	11.06	1.7	5.0	3.5	0.9	1.5	1.4	2.1	2.8	2.6	6.8	5.9	7.4	0.9	1.1	5.0	5.0	12.8	6.7
σ_c (kN/m ³)	75.25	49.0	116.5	70.0	36.0		85.5	44.5	31.5	82.3	71.2	61.3	61.5	38.4	36.1	25.6	13.8		63.2	85.0	40.0	15.7		25.0
Pa (kgf)	1207	974	797	562	267		1024	497																
Is(50) (MPa)	4.63	3.09	4.16	3.29	1.41	0.33	3.53	1.97	0.47															
I _{d2} (% perda)	1.11	2.78	1.42	1.76	3.59		1.31	1.95	4.51	1.25	2.67	1.61	2.95	1.93	2.41	2.73	6.54		1.2	1.15	2.49	5.03		2.82
FD (%)	28.9	34.3	34.5	33.6	42.2		31.2	33.9																
$\Delta I/L$ (x 10 ⁻⁴)	1.12	2.05	1.97	3.87	4.38		1.99	7.95	11.22	1.0		0.8		1.1		6.6	1.5		2.8					
γ_d (kN/m ³)	25.79	25.69	25.65	25.46	24.96	22.91	25.34	24.31	24.88	26.04	25.89	25.80	25.58	25.55	25.62	24.61	24.83	24.24	26.27	26.06	25.02	25.09	23.04	24.53
γ_{sat} (kN/m ³)	25.89	25.89	25.75	25.63	25.33	23.99	25.51	24.8	25.23	26.13	26.03	25.93	27.79	25.82	25.88	25.28	25.41	24.96	26.36	26.16	25.51	25.57	24.29	25.19

WPI Weathering potencial index:
 PI Potencial index:
 PARKER Índice de Parker:
 MIURA Índice de Miura.

n (%) Porosidade:
 σ_c (kN/m³) Resistência à compressão uniaxial:
 Pa (kgf) Resistência ao esmagamento de partículas:
 Is(50) (MPa) Resistência à carga pontual:
 I_{d2} (% perda) Ensaio de desgaste (Slake Durability Test):

FD (%) Fragmentação dinâmica:
 $\Delta I/L$ (x 10⁻⁴) Expansão por embebição (48h):
 γ_d (kN/m³) Peso volúmico aparente seco:
 γ_{sat} (kN/m³) Peso volúmico aparente saturado:

Ver também outros símbolos na tabela T4.4

4.2.5 - CONCLUSÕES

As rochas graníticas sofrem modificações de natureza química, física e mecânica durante o processo de alteração que, mesmo para locais diferentes, apresentam aspectos comuns:

As relações mais evidentes foram obtidas entre o índice de Miura com o peso volúmico aparente seco e com a resistência à carga pontual, que apresentamos na Fig. F4.5.

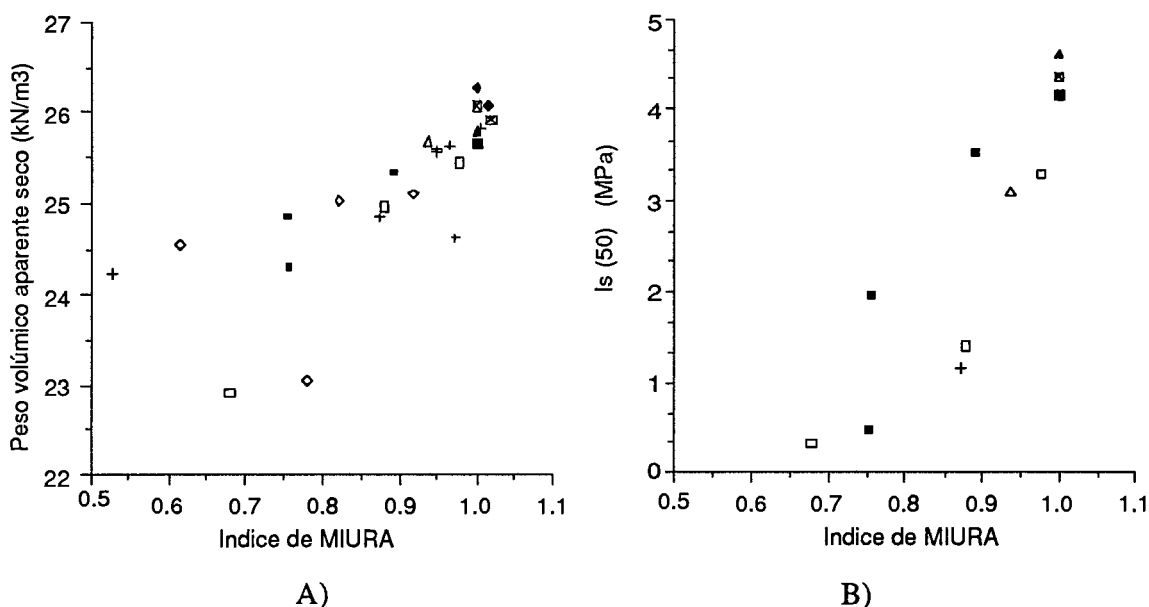


Fig. F4.5 - Relação entre o índice de Miura e: A) o peso volúmico aparente seco; B) a resistência à carga pontual ($I_s(50)$) nos granitos. Ver símbolos na legenda da Fig. F4.3.

A perda de óxidos durante a alteração, principalmente CaO, Na₂O e FeO, é responsável quer pela diminuição do peso volúmico quer pela diminuição do índice de Miura, justificando a relação positiva apresentada na Fig. F4.5-A. A perda de elementos durante a alteração diminui também a resistência do granito, expressa pela resistência à carga pontual. No ensaio de carga pontual a rotura das amostras processa-se essencialmente por tracção. A resistência da rocha à tracção é significativamente diminuída pelas fissuras e pela alteração dos minerais. É a partir das fissuras que a alteração nos minerais se tende a desenvolver, pois é ao longo delas que circulam os fluidos envolvidos nos fenómenos de alteração. Na Fig. F4.5-B apresentamos a relação obtida entre o índice de Miura os resultados do ensaio de carga pontual.

- Para os elementos maiores verifica-se que SiO₂, CaO, Na₂O e FeO apresentam perdas que, de um modo geral, crescem com o avanço da alteração. Fe₂O₃

apresenta sistematicamente ganhos em todos os locais. Quanto às perdas e ganhos dos elementos menores, não é possível tirar uma conclusão geral para todos os locais.

- A projecção das proporções moleculares em diagramas triangulares mostra que as amostras mais alteradas tendem a deslocar-se no sentido das menores concentrações de CaO, o que se deve à albitização das plagioclases. O diagrama triangular CaO-MgO-FeO permite separar diferentes intensidades de alteração nos granitos.
- A acção meteórica foi predominante no processo de alteração, com excepção dos granitos róseos de Paradela. O comportamento das amostras recolhidas próximo das zonas de falha e dos granitos róseos é significativamente diferente.
- Neste trabalho verificámos não ser fácil relacionar directamente a composição química das rochas graníticas em diferentes estados de alteração com as suas propriedades físicas ou mecânicas. Para além da composição química existem outros factores, como a fissuração, a porosidade e os minerais de neoformação, cuja influência não é considerada directamente quando se utilizam parâmetros para a quantificação geoquímica da alteração. As melhores relações que obtivemos foram: 1) Entre o índice de Miura com o peso volúmico aparente seco e com a resistência à carga pontual; 2) Entre a relação molecular $2Fe_2O_3/(2Fe_2O_3+FeO)$ com o peso volúmico aparente seco.

4.3 - ROCHAS CARBONATADAS

4.3.1 - INTRODUÇÃO

A inclusão no nosso trabalho de uma parte dedicada às rochas carbonatadas deveu-se à necessidade de tratar todos os materiais utilizados nos enrocamentos que foram estudados. Para além disso, a futura construção de várias barragens de enrocamento com rochas carbonatadas justificaria, por si só, a abordagem deste assunto. Os resultados que obtivemos dizem respeito aos materiais utilizados na construção do enrocamento da barragem da Apartadura.

4.3.2 - MINERALOGIA DOS MATERIAIS DO ENROCAMENTO DA BARRAGEM DA APARTADURA

Macroscopicamente são rochas de grão muito fino, com tons rosados, apresentando recristalizações ao longo das fissuras. A tonalidade rosada é devida à pigmentação de óxidos de ferro que se encontram disseminados na rocha. A observação microscópica mostra tratar-se de um esparrito com um mosaico relativamente equigranular, à excepção de algumas zonas em que o grão se torna mais grosseiro. Os cristais são anédricos, exibindo uma interpenetração perfeita.

Na figura F4.6 apresenta-se o histograma e curva de distribuição da dimensão dos cristais de uma amostra, observando-se que as maiores percentagens ocorrem para os cristais com dimensões entre 30 e 60 μm .

Na rocha, o mineral predominante é a dolomite (Tabela T4.8). Associada à porosidade encontra-se calcite resultante de precipitação secundária, verificando-se que os novos cristais atapetam os poros ou preenchem as fissuras, possuindo geralmente granulometria mais grosseira. Algumas fendas abertas encontram-se atapetadas por cristais de calcite espática, chegando a atingir dimensões próximas de um centímetro.

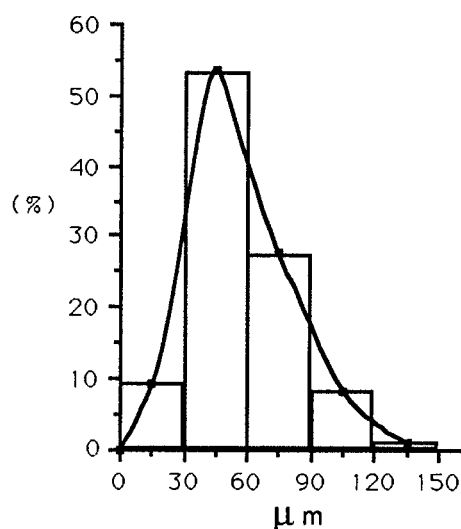


Fig. F4.6 - Histograma e curva de distribuição da dimensão dos cristais na amostra 1771 (Silva e Camarinhas, 1961).

4.3.3 - COMPOSIÇÃO QUÍMICA

Efectuámos a análise química dos materiais utilizados no enrocamento, para o que recolhemos uma amostra representativa do material obtido na pedreira (amostra APTD). Considerámos também o resultado obtido por Silva e Camarinhas (1961) para uma amostra destes materiais recolhida próximo do local da pedreira, junto à Cova da Moura (amostra 1771). Na tabela T4.7 apresentamos os resultados das análises químicas.

A partir das análises químicas da tabela T4.7 foram calculadas as percentagens de calcite e de dolomite existentes na rocha. Os resultados obtidos são muito semelhantes

para as duas amostras, como se pode verificar na tabela T4.8. A dolomite é o mineral predominante com mais de 92%, enquanto que a calcite apenas ocorre em percentagens da ordem dos 4 a 5%. De acordo com a classificação das rochas carbonatadas apresentada na Fig. F2.7 (Cap. 2), trata-se de uma dolomia.

A proporção de minerais insolúveis nas dolomias da Apartadura é de apenas 0,46%. O resíduo insolúvel é constituído pelos minerais que não é possível dissolver pela acção do ácido clorídrico diluído a quente (a calcite é atacada a frio enquanto que a dolomite só é atacada a quente). Este processo efectua-se sobre a amostra moída a 200# sendo bastante rigoroso na determinação da quantidade mas, no entanto, tende a alterar as propriedades dos minerais insolúveis.

Tabela T4.7 - Análises químicas, expressas em percentagens de óxidos, da rocha utilizada no enrocamento da barragem da Apartadura.

	AMOSTRA	
	APTD*	1771**
SiO ₂	0.00	0.19
TiO ₂	0.00	--.--
Al ₂ O ₃	0.19	vest.
Fe ₂ O ₃	0.22	1.64
FeO	1.47	--.--
MnO	0.14	0.12
MgO	20.20	20.47
CaO	31.14	30.76
Na ₂ O	0.16	--.--
K ₂ O	0.04	--.--
P ₂ O ₅	vest.	0.06
CO ₂	46.50	46.96 ^{a)}
H ₂ O ⁺	0.29	--.--
H ₂ O ⁻	0.04	--.--
TOTAL	100.39	100.30

* Analista: Mário S. Cortez;

** Silva e Camarinhas (1961);

--.-- Não foi determinado;

vest. - vestígios;

a) Perda ao rubro, inclui todos os voláteis.

Ao estudarem os calcários de Marvão, Silva e Camarinhas (1961) verificaram que estes materiais sofreram acentuada lixiviação de Fe e Mg durante os processos de dissolução e recristalização, com substituição de dolomite por calcite. Nos calcários que não estiveram sujeitos a estes processos, com homogeneidade química e mineralógica, aqueles autores atribuem a dolomitização a uma precipitação original ou a uma substituição no fundo dos mares.

Tabela T4.8 - Norma em carbonatos.

(%)	AMOSTRA	
	APTD	1771
DOLOMITE	92.39	93.63
CALCITE	5.43	4.09
DOLOMITE+CALCITE	97.82	97.72

4.4 - CARACTERIZAÇÃO DOS PROVETES ROCHOSOS

O conhecimento das propriedades dos enrocamento passa pelo estudo e caracterização das rochas com que são construídos. Para além da composição mineralógica, textura e grau de alteração, é necessário conhecer outras propriedades que, apesar de, por si só, não permitirem a determinação das propriedades que os materiais irão exibir, fornecem informações preciosas para a compreensão ou mesmo para a previsão do seu comportamento. Neste sentido, procurámos determinar para além das propriedades físicas, como a porosidade e os pesos volúmicos, outras propriedades como a expansibilidade, a resistência mecânica e a resistência ao desgaste e, ainda, as características de durabilidade. Procurámos também abordar o estudo de outros aspectos que nos permitissem avaliar melhor as propriedades da rocha, como, por exemplo, a fissuração.

4.4.1 - FISSURAÇÃO

4.4.1.1 - INTRODUÇÃO

O fenómeno da fissuração e a sua importância no comportamento das rochas varia com diversos factores, entre os quais a mineralogia, a textura e o tamanho dos cristais. A fissuração vai influenciar a velocidade de propagação das ondas elásticas, a permeabilidade, a deformabilidade e a resistência, pelo que ao longo do nosso trabalho iremos utilizar algumas destas características como meio indirecto para a estudar.

A fissuração das rochas resulta das tensões intercristalinas geradas em consequência das dilatações ou contracções dos minerais ou em consequência das características de compressibilidade desses mesmos minerais quando sujeitos a esforços. Os processos mais correntes para gerar a fissuração artificial reproduzem os fenómenos naturais, recorrendo-se quer ao aquecimento quer à aplicação de uma força capaz de desenvolver fissuração na amostra (Perami, 1971). No nosso trabalho utilizámos a fissuração térmica devido à disponibilidade do equipamento para a sua execução.

4.4.1.2 - DETERMINAÇÃO DA FISSURAÇÃO

Para avaliar a fissuração nas rochas graníticas procedemos à fissuração térmica artificial de algumas amostras e efectuámos a determinação da fissuração natural utilizando processos indirectos. Para as rochas carbonatadas, apenas procedemos à determinação indirecta da fissuração.

a) Fissuração térmica de granitos

Para a execução da fissuração térmica procurámos utilizar amostras com um mínimo de fissuras e de alteração. Depois de analisarmos várias amostras do granito utilizado no enrocamento da barragem de Paradela, seleccionámos duas amostras que, pela observação visual, estudo microscópico, baixa porosidade e peso volúmico elevado, considerámos serem as mais convenientes.

O procedimento que utilizámos para a fissuração térmica já foi anteriormente referido no Cap. 2. As amostras foram submetidas a escalões de temperatura de 100°, 450° e 750°C.

Pela análise dos resultados (Tabela T4.9), podemos verificar que a porosidade e o índice de fissuração crescem com o aumento da temperatura a que a amostra foi submetida. Verifica-se que o incremento na porosidade é maior quando a temperatura aumenta dos 450° para os 750°C do que dos 100° para os 450°C. Quanto aos pesos volúmicos, nota-se que diminuem com o aumento da temperatura. As velocidades de propagação das ondas elásticas, quer longitudinais quer transversais, diminuem também com o aumento do escalão de temperatura, sendo este facto mais evidente nas amostras secas do que nas amostras saturadas. A determinação da permeabilidade ao ar só foi efectuada numa das amostras e apenas nos patamares de 100° e 450°C; para a temperatura de 750°C não conseguimos montar a amostra no permeâmetro. Esta impossibilidade resultou do facto de se provocar uma apreciável desagregação da amostra durante a colocação da anilha de borracha ou pelo facto do diâmetro do anel de fixação ser inferior ao diâmetro da amostra devido à dilatação provocada pela fissuração. Apesar destas limitações, é evidente o aumento da permeabilidade devido à fissuração.

Tabela T4.9 - Evolução de algumas propriedades com o aumento da fissuração.

AMOS- TRA	TEMPE- RATURA (°C)	n (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	VELOCIDADES (m/s)				k x10 ⁻¹¹ (cm ²)	IF (%)	σ_r (MPa)
					Secas		Saturadas				
					V _L	V _T	V _L	V _T			
1-C	100	0,99	25,7	25,8	2960	1880	4700	2520	-	44,5	110
	450	1,49	25,6	25,7	1650	1210	4280	2370	-	64,7	-
	750	3,35	25,1	25,4	640	420	3620	-	-	81,1	10
12-B	100	0,84	25,7	25,8	3690	2670	5230	3040	0,056	33,7	-
	450	1,31	25,6	25,7	2160	1570	4450	2470	0,848	57,3	-
	750	2,79	25,1	25,4	1180	700	3780	2220	-	73,4	17

- n - Porosidade;
 γ_d - peso volúmico aparente seco;
 γ_{sat} - peso volúmico aparente saturado;
V_L - Velocidade de propagação das ondas longitudinais;
V_T - Velocidade de propagação das ondas transversais;
k - Permeabilidade ao ar;
IF - Índice de fissuração;
 σ_r - Resistência à compressão uniaxial.

Calculando o índice de fissuração (IF) de Delgado Rodrigues (1983) (Eq. E2.1) e efectuando a projecção dos resultados em função da porosidade, nota-se que as amostras fissuradas térmicamente a 750°C provocam uma inflexão nos gráficos de IF e IQ em função da porosidade (Figs. F4.8 e F4.7). Neste último gráfico e na Fig. F4.9 podemos inferir que

este facto se deve ao desenvolvimento da fracção poro (n_p) para a porosidade total (n) como resultado da perda de alguns componentes voláteis da rocha quando sujeita a elevadas temperaturas. Podemos concluir que as temperaturas abaixo dos 450°C são eficientes no aumento das fissuras, enquanto que as temperaturas acima dos 450°C produzem uma contribuição significativa para o aumento dos poros.

A diminuição drástica da resistência à rotura, observada nas amostras fissuradas térmicamente, é acompanhada por um correspondente aumento da porosidade de apenas 2%.

Relativamente ao fenómeno da fissuração, salienta-se:

- As rochas graníticas são facilmente fissuradas pela acção da temperatura.
- Nos granitos sãos é possível avaliar o estado de fissuração da rocha a partir da porosidade, da velocidade de propagação das ondas longitudinais e da permeabilidade ao ar.
- Com o aumento da fissuração aumenta a porosidade e a permeabilidade e diminuem os pesos volúmicos, as velocidades de propagação das ondas elásticas e a resistência.
- Mesmo para porosidades baixas, da ordem dos 2%, ocorre diminuição drástica das velocidades de propagação das ondas elásticas e da resistência, mostrando que a fissuração é muito eficiente na diminuição das propriedades mecânicas dos granitos.

b) Determinação indirecta da fissuração

A determinação indirecta da fissuração foi efectuada com base no índice de qualidade (Eq. E2.2) (Tourenq et al., 1971; Tourenq e Fourmaintraux, 1974) e no índice de fissuração (Eq. E2.1) de Delgado Rodrigues (1983). Ambos os índices foram descritos anteriormente (Cap. 2).

Granitos

A determinação das velocidades teóricas de propagação das ondas elásticas baseou-se na teoria de Aleksandrov et al. (1968). As velocidades teóricas utilizadas foram de 6000 m/s para as ondas longitudinais e de 3600 m/s para as ondas transversais.

Na Fig. F4.7 apresentamos os valores do índice de qualidade em função da porosidade para as amostras estudadas. Para o traçado da linha correspondente a $np=0$ utilizámos resultados de amostras fissuradas térmicamente (Tabela T4.9) e no seu estado natural. Para este fim seria preferível utilizar amostras fissuradas mecânicamente, pois não haveria as perdas de material que ocorrem a temperaturas elevadas. A falta de equipamento adequado impediu a realização da fissuração mecânica. Para o traçado da linha correspondente a $nf=0$ utilizámos os dados de Tourenq et al. (1971). A porosidade de fissura (nf) e de poro (np) que utilizaremos seguidamente foram obtidas com base na construção gráfica da Fig. F4.7.

Analisando os resultados obtidos para os índices de fissuração e de qualidade em função da porosidade (Figs F4.7 e F4.8) e a Fig. F4.9, verifica-se que nas rochas com baixas porosidades é importante a contribuição das fissuras, enquanto que um aumento da alteração da rocha se traduz por uma maior contribuição dos poros para a porosidade total. De certo modo a fissuração térmica levada até temperaturas elevadas produz efeitos que, apesar de serem de natureza totalmente diferente, permitem analogias com os processos naturais.

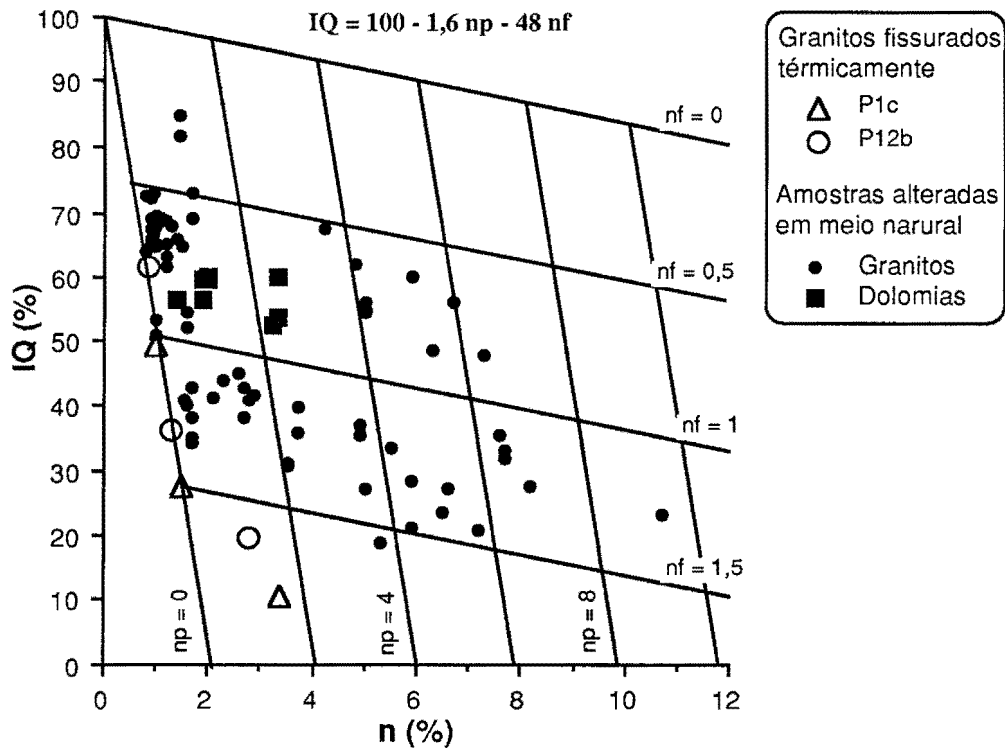


Fig. F4.7 - Índice de qualidade(IQ) versus porosidade (n).

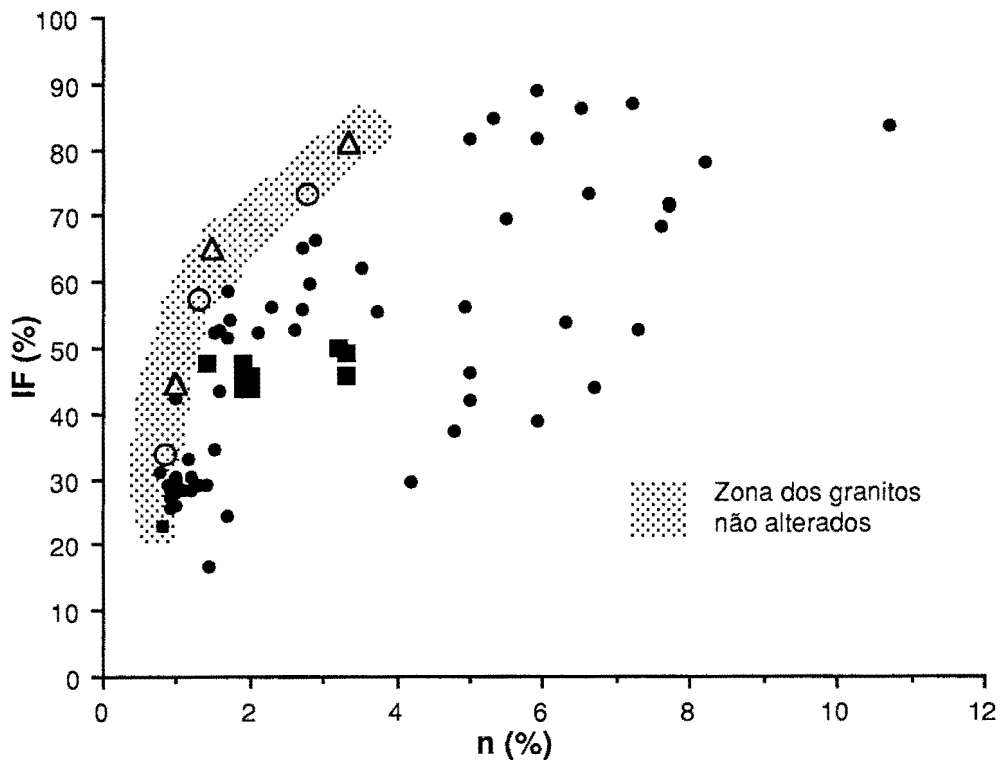


Fig. F4.8 - Índice de fissuração (IF) versus porosidade(n). Ver símbolos na Fig. F4.7.

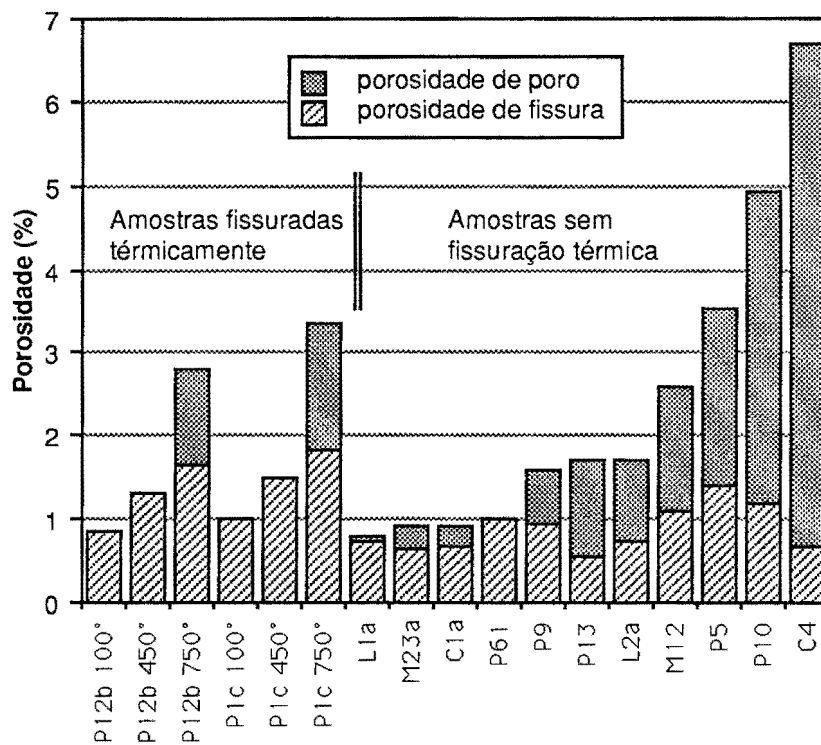


Fig. F4.9 - Porosidade de fissura e de poro de algumas amostras de granitos.

Nos materiais a utilizar nos enrocamentos, para além da fissuração primária (intercristalina) e secundária (resultante das acções tectónicas), há que considerar a fissuração resultante do uso de explosivos para o desmonte da rocha e ainda devido ao transporte, colocação e compactação do enrocamento.

Podemos concluir, com base nos dados obtidos, que:

- Se pode estimar a fissuração das rochas graníticas e a sua contribuição para a porosidade utilizando ensaios de laboratório expeditos.
- Nos granitos há uma importante contribuição das fissuras para a porosidade total, enquanto que a alteração destas rochas proporciona essencialmente o incremento dos poros.
- Os índices de fissuração baseados nas velocidades de propagação das ondas elásticas são particularmente adequados para a caracterização das rochas graníticas pouco porosas.

Rochas carbonatadas

A determinação indirecta da fissuração nas dolomias da Apartadura foi efectuada de um modo semelhante ao referido para os granitos. A velocidade teórica das ondas longitudinais que utilizámos nos cálculos dos índices de qualidade e de fissuração foi de 7500 m/s.

O índice de qualidade varia entre 52 e 63% e o índice de fissuração entre 42 e 50%, enquanto a porosidade total entre 1,5 e 4%. Os valores obtidos foram projectados nas figuras F4.7 e F4.8 conjuntamente com as rochas graníticas. A análise da Fig. F4.7 permite verificar que a porosidade de fissura varia entre 0,7 e 0,9%. Na Fig. F4.8 observa-se que as dolomias se projectam no mesmo campo que os granitos alterados, o que se deve à existência de porosidade resultante da remoção de carbonatos, em particular da calcite que é mais solúvel que a dolomite.

Relação entre os índices de qualidade e de fissuração

Utilizando os resultados do índice de qualidade e do índice de fissuração de cada amostra efectuámos a sua projecção na Fig. F4.10, observando-se que existe correlação negativa muito estreita entre ambos os índices. De certo modo a relação obtida deve-se ao facto de nas duas fórmulas se utilizarem variáveis comuns, que são as velocidades teóricas e

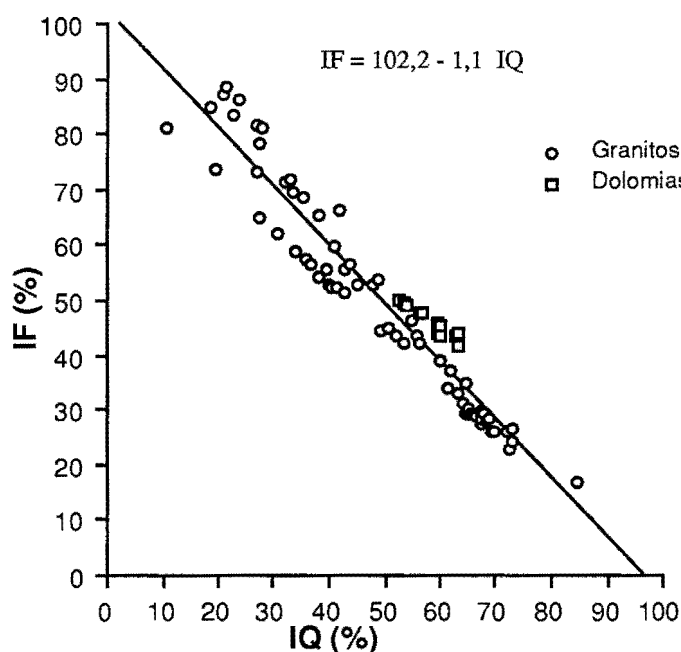


Fig. F4.10 - Relação entre o índice de qualidade e de fissuração para as amostras ensaiadas.

as velocidades das ondas longitudinais. Os dois índices permitem avaliar indirectamente o estado de fissuração das rochas.

c) Permeabilidade

Nas rochas, a permeabilidade depende essencialmente da existência de uma rede de fissuras e poros intercomunicantes e da facilidade com que o fluido pode percolar ao longo dessa rede. Quanto maior for a permeabilidade, mais fácil será o acesso de fluidos ao interior da rocha e, conseqüentemente, maior a possibilidade de alteração. Nas rochas fissuradas, como é o caso dos granitos, uma elevada permeabilidade traduz a existência de uma fissuração desenvolvida e intercomunicante.

Para as rochas ígneas, pode dizer-se que o estudo da permeabilidade das rochas leva a uma primeira avaliação das que serão praticamente inalteráveis e das rochas cuja alteração é provável, mas dependente da intensidade da fissuração. Segundo Farran e Thenoz (1965), a principal condicionante da alterabilidade das rochas graníticas é a permeabilidade e, secundariamente, a superfície das fissuras. Estes autores verificaram, ainda, que a circulação da água nas rochas compactas só é possível quando a permeabilidade é superior a $0,10 \times 10^{-11} \text{cm}^2$, pelo que as rochas com menores permeabilidades são praticamente inalteráveis.

Na tabela T4.10 apresentamos alguns resultados obtidos para as amostras ensaiadas. Pela análise dos dados, verificamos serem as amostras com permeabilidades mais elevadas as que tendem a apresentar maiores valores para as porosidades e as menores velocidades de propagação das ondas elásticas.

Tabela T4.10 - Algumas propriedades das amostras de granitos em que se determinou a permeabilidade ao ar.

AMOSTRA	k x 10 ⁻¹¹ (cm ²)	n (%)	V _{L sec} (m/s)	V _{T sec} (m/s)	IQ (%)	IF (%)
L1	0,082	0,92	3950	2770	65,8	29,5
L2	3,801	1,63	2420	1160	40,3	52,7
P3	0,069	1,17	3800	2470	63,3	32,9
P8	4,073	1,69	2050	1220	34,2	58,7
P9	0,307	1,59	3120	1610	52,0	43,3
P12	0,060	0,84	3690	2120	61,5	33,7
P13	0,519	1,69	4370	2530	72,3	24,3
P500	0,035	0,95	3990	3000	66,5	28,9
P501	0,148	1,48	-	-	-	-
P502	0,051	1,08	4130	3010	68,8	28,2
P503	0,055	0,75	-	-	-	-

k - Permeabilidade ao ar;

n - Porosidade;

V_{L sec} - Velocidade de propagação das ondas longitudinais na amostra seca;

V_{T sec} - Velocidade de propagação das ondas transversais na amostra seca;

IQ - Índice de qualidade;

IF - Índice de fissuração.

4.4.2 - DETERMINAÇÃO DA RESISTENCIA

Na determinação da resistência dos materiais a utilizar nos enrocamentos, demos um tratamento preferencial aos ensaios de compressão uniaxial, de carga pontual e de esmagamento.

Durante a realização dos ensaios optámos por aprofundar os aspectos mais directamente ligados com os objectivos particulares do estudo e com os materiais estudados.

4.4.2.1 - COMPRESSÃO UNIAXIAL

a) Ensaio na prensa rígida

Nos ensaios que realizámos na prensa rígida utilizámos apenas granito de Paradela.

Na execução dos ensaios utilizámos como variável independente a velocidade de deformação, fazendo o registo contínuo das tensões e das deformações entre os pratos da prensa. As determinações das deformações e formas de rotura foram efectuadas com base nos registos das deformações entre pratos, pois, estando-se a estudar rochas utilizadas num enrocamento, esta técnica de ensaio permitiu estudar o comportamento global da rocha incluindo o que resulta dos contactos com os pratos. Nos enrocamentos, como é sabido, as tensões transmitem-se pelos contactos entre fragmentos rochosos, originando frequentemente assentamentos devido ao esmagamento dos pontos de contacto e mesmo a rotura dos fragmentos. O procedimento seguido foi o que considerámos mais próximo dos fenómenos de rotura presentes nos enrocamentos.

Para algumas das amostras de granitos ensaiadas na prensa rígida, efectuámos também a determinação do módulo de elasticidade com o auxílio da gaiola (extensómetro mecânico) usando uma prensa normal. As amostras foram ensaiadas com um teor em água resultante da secagem ao ar.

Resultados

Com base nos registos obtidos, determinámos, para todas as amostras, a resistência à compressão uniaxial, a tensão de cedência, as deformações de rotura e de cedência e o módulo de elasticidade. O coeficiente de Poisson foi obtido apenas para algumas das amostras. Estes parâmetros já foram apresentados no Cap. 2. Na tabela T4.11 apresentamos uma súpula dos resultados.

Na Fig. F4.11 mostra-se o comportamento tensão-deformação de duas amostras em que foi efectuada a descarga das tensões depois de se atingir a fase elástica da curva. Verifica-se que nestas amostras há uma recuperação quase total das deformações devido à diminuição das cargas. Aumentando novamente as tensões, observa-se que uma das amostras sofreu maiores deformações que no ciclo inicial, enquanto a outra sofreu menores deformações.

Tabela T4.11 - Resultados das amostras ensaiadas em compressão uniaxial na prensa rígida.

AMOST	γ_d (kN/m^3)	n (%)	V_L (m/s)	V_T (m/s)	σ_r (MPa)	ε_r ($\times 10^{-6}$)	σ_y (MPa)	ε_y ($\times 10^{-6}$)	ν		I.F. (%)	E (GPa)		
									est	din		din	gaiola	pratos
1 A	25.65	0.99	3030	1580	123.0	9180	117.0	8700	0.05	0.31	•	16.88	•	12.0
		0.99	2960	1880	110.0	9560	105.7	9100	•	•	•	•	17.0	•
3 A	25.64	1.17	3800	2470	102.8	7430	92.8	6680	0.06	0.14	32.9	35.50	•	14.3
		1.17	3690	2200	111.0	•	•	•	•	•	•	•	24.0	•
4 A	24.96	3.72	2380	1310	39.5	7960	34.6	6660	•	0.28	55.4	10.97	•	4.3
		3.72	2130	1090	31.5	8380	26.7	6830	•	•	•	•	•	4.7
5 A	24.88	3.53	1830	1220	36.5	6630	33.3	5980	•	0.1	61.9	8.14	5.3	•
		3.53	1860	1050	25.5	7620	23.2	6740	•	•	•	•	•	4.3
6 A	24.31	5.01	3280	2630	46.5	7770	40.3	6810	•	-0.4	46.2	20.22	•	5.8
		5.01	3290	2370	41.5	7140	34.6	5680	•	•	•	•	•	5.8
8 A	25.46	1.69	2050	1220	58.5	8310	51.4	7160	•	0.23	58.7	9.24	9.2	8.0
		1.69	2090	1320	80.9	8200	77.5	7700	•	•	•	•	11.5	7.9
9 A	25.47	1.59	3120	1610	64.0	9490	59.7	8790	•	0.32	43.3	17.38	18.0	9.6
		1.59	3280	1980	53.9	6090	49.0	5350	•	•	•	•	17.0	7.8
10 A	24.67	4.92	2200	1390	37.0	5420	•	•	•	0.17	56.4	11.09	17.4	8.5
		4.92	2120	1300	37.4	7330	36.0	6450	•	•	•	•	•	5.2
		4.92	2220	1270	41.6	6990	37.4	6170	•	•	•	•	•	5.2
13 A	25.34	1.69	4370	2530	92.9	7560	88.3	7100	•	0.25	24.3	40.44	36.8	13.4
		1.69	4140	2890	77.6	6480	74.4	5830	0.05	•	•	•	•	13.4
19 A	25.66	0.96	4380	3010	122.6	7660	113.9	7080	•	0.05	26.2	48.83	33.0	13.1
		0.96	4380	2830	113.4	6970	106.2	6480	•	•	•	•	44.0	16.2
61 A	25.7	1.00	3200	2160	95.4	8280	93.1	8010	•	0.08	42.1	25.97	34.0	11.6
66	•	•	4070	2690	76.6	4730	72.8	4450	•	•	•	•	•	12.0
74 A	25.44	1.46	5090	3270	108.5	5930	97.2	5290	0.14	0.15	16.7	62.63	40.4	16.4
		1.46	4900	3380	108.4	8360	102.6	7670	•	•	•	•	•	15.0
500	25.63	0.95	3990	3000	129.7	6410	125.3	6260	0.07	-0.15	28.9	39.16	43.1	20.9
502	25.57	1.08	4130	3010	125.8	7330	120.8	6880	0.12	-0.06	28.2	43.35	50.0	17.0

γ_d - Peso volúmico aparente seco;

n - porosidade;

I.F. - Índice de fissuração;

V_L e V_T - Velocidade de propagação das ondas longitudinais (L) e transversais (T) nas amostras secas;

σ_r e σ_y - Tensão de rotura (r) e de cedência (y) no ensaio de compressão uniaxial;

ε_r e ε_y - Deformação de rotura (r) e de cedência (y) no ensaio de compressão uniaxial;

ν - Coeficiente de Poisson (din - dinâmico, est - estático);

E - Módulo de elasticidade (din - dinâmico, gaiola - estático com a gaiola, pratos - estático entre pratos).

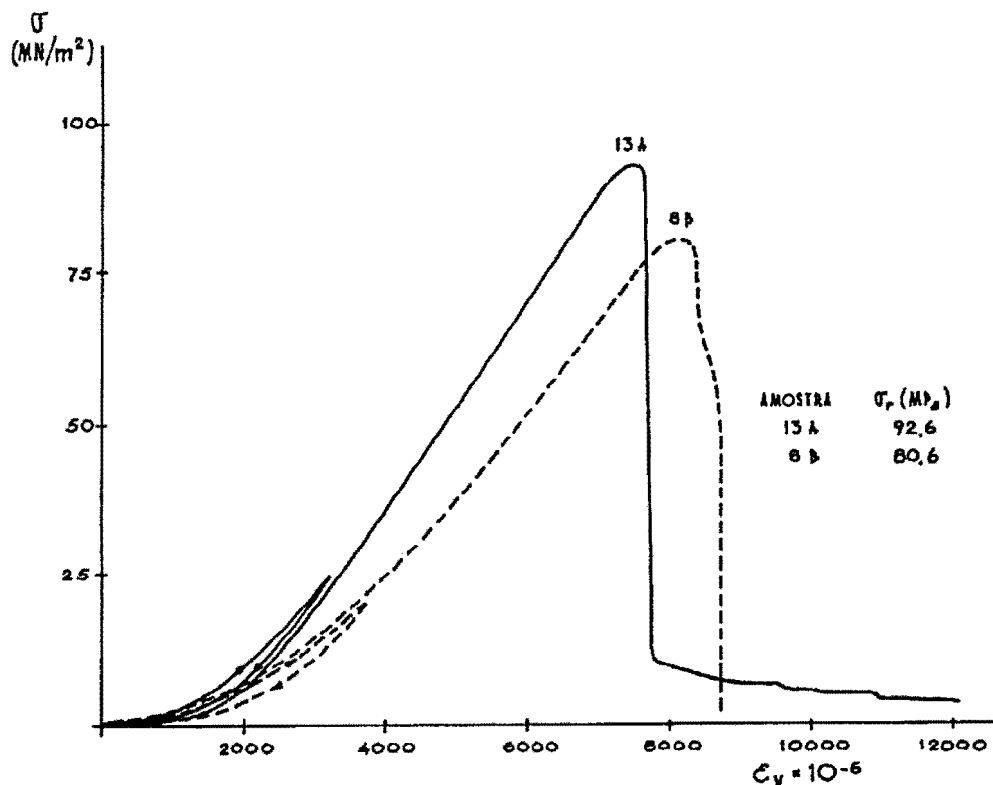


Fig. F4.11 - Comportamento tensão-deformação e ciclo de descarga e carga de duas amostras de granito.

Depois de se atingir a tensão de rotura, observaram-se diferentes tipos de comportamento. Na Fig. F4.12 apresentamos três exemplos em que após a rotura há diminuição da resistência até valores praticamente nulos. As amostras mais resistentes tendem a apresentar um comportamento predominante frágil (e.g. amostra 19 A), passando a frágil-dúctil para as amostras pouco resistentes (e.g. amostra 10 C).

Na Fig. F4.13 apresentamos outros três exemplos em que não há diminuição total da resistência após a rotura. Também se verifica nestas amostras que a variação da resistência antes e após rotura é mais suave nas amostras menos resistentes. Observa-se ainda uma transição do comportamento frágil-dúctil (e.g. amostras 13 B e 8 A) para o comportamento dúctil (e.g. amostra 4 A).

Tomando como referência o valor da tensão de rotura em cada amostra, quanto menor for a sua resistência à rotura mais cedo sofre cedência. Nas amostras mais alteradas ($\sigma_r < 60$ MPa) e de comportamento predominantemente dúctil, a cedência tende a ocorrer para valores inferiores a 92% de σ_r ; nas amostras sãs, a cedência tende a ocorrer para percentagens praticamente idênticas e rondando os 95% da tensão de rotura (Fig. F4.14).

Na Fig. F4.15-A apresentamos a relação obtida entre as tensões de rotura e de cedência e na Fig. F4.15-B a relação entre os quocientes das deformações sobre as tensões

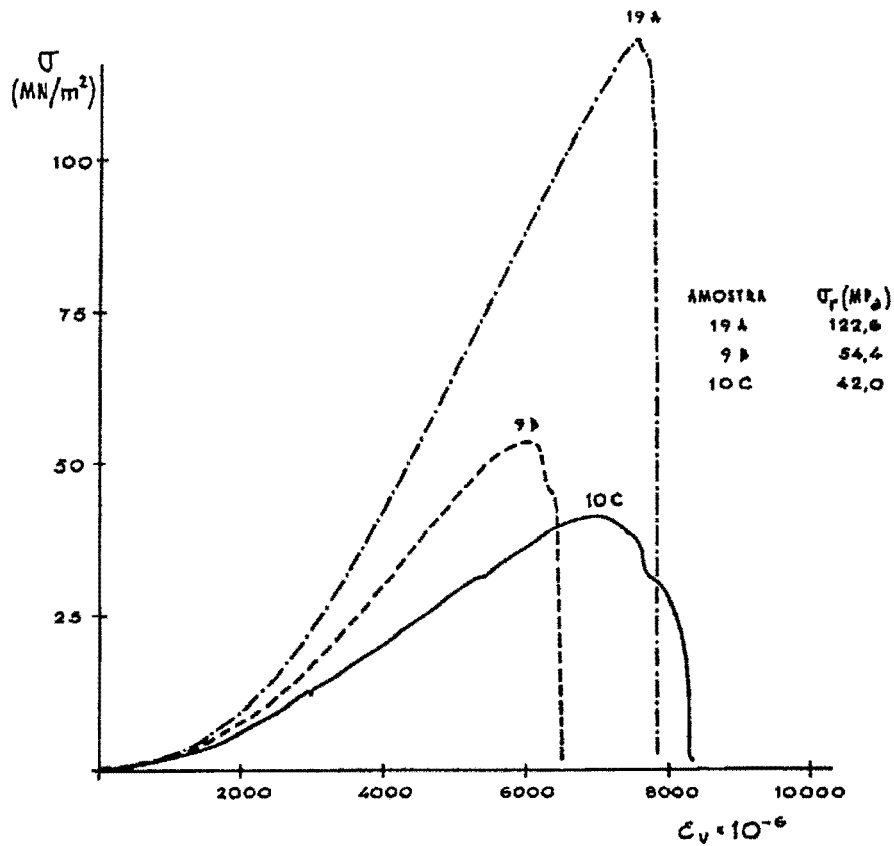


Fig. F4.12 - Curvas tensão-deformação de três amostras de granito exibindo diminuição total de resistência após atingirem a tensão de ruptura.

de cedência e de ruptura para as amostras ensaiadas. Verifica-se que em ambos os gráficos há uma boa correlação linear positiva.

Nos granitos mais resistentes, a ruptura tende a processar-se pelo aparecimento de um único plano de corte oblíquo, enquanto que nos granitos mais alterados há tendência para a formação de fracturas axiais múltiplas, com a conseqüente destruição da estrutura interna da amostra.

Quanto ao módulo de elasticidade, verifica-se que tende a ser menor nas amostras com maior porosidade, sem que no entanto se observe uma relação evidente entre estes dois parâmetros. A Fig. F4.16 mostra que existe correlação negativa entre os valores do módulo de elasticidade e do índice de fissuração. Na figura apresentam-se duas correlações obtidas entre o índice de fissuração e os módulos de elasticidade determinados com a gaiola ou com as deformações obtidas entre os pratos da prensa. As diferenças crescem com a diminuição do índice de fissuração. Baixos índices de fissuração traduzem amostras pouco perturbadas e com elevada resistência.

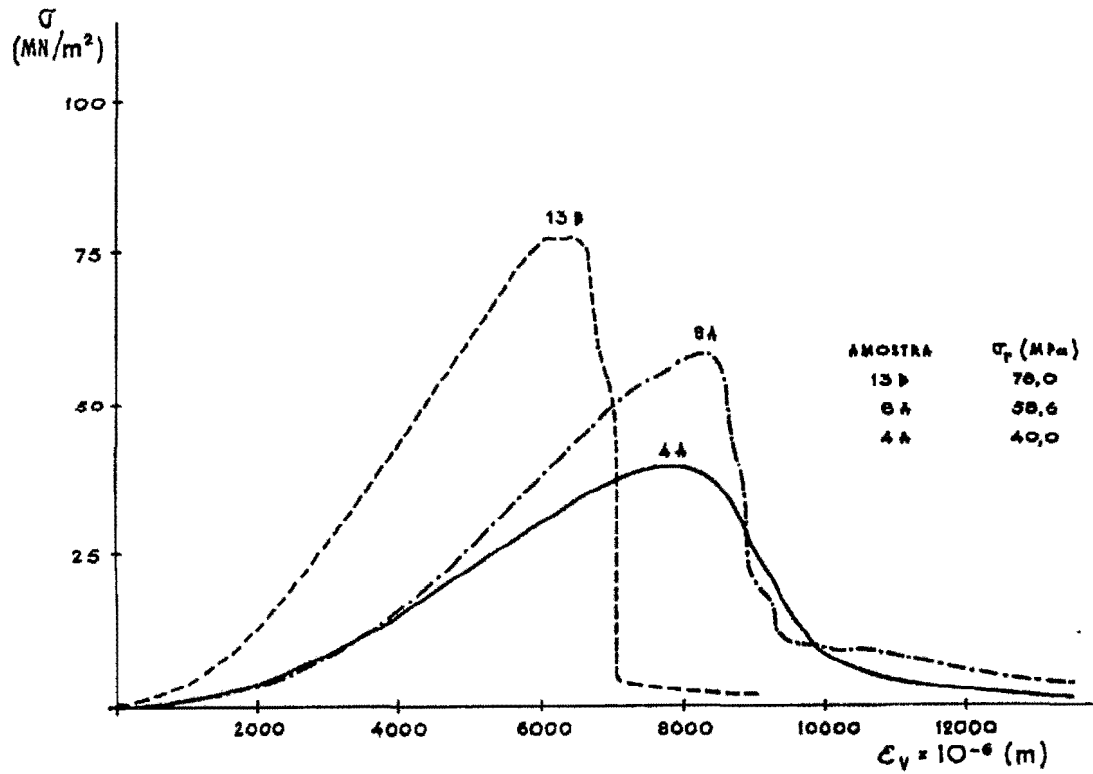


Fig. F4.13 - Comportamento de alguns granitos exibindo resistência residual após rotura.

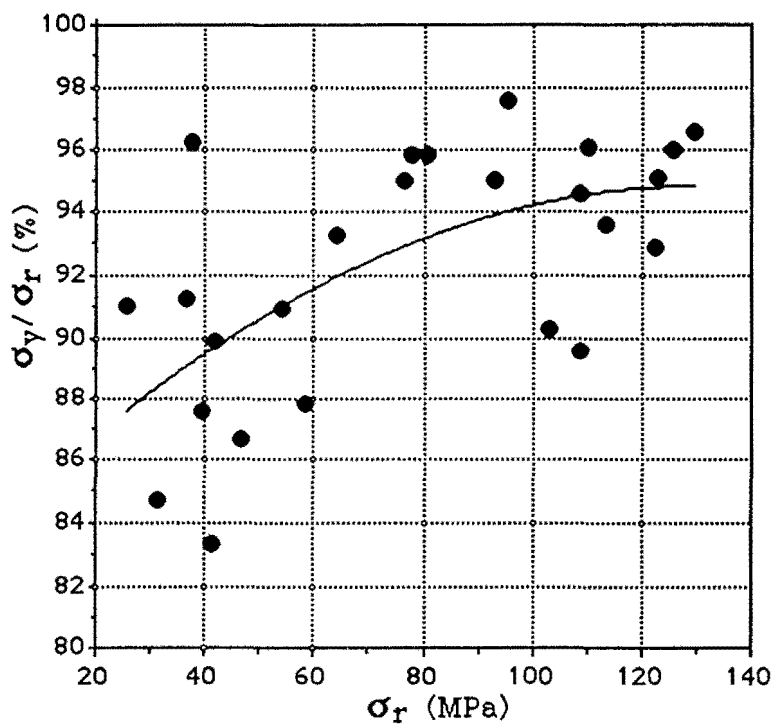


Fig. F4.14 - Tensão de rotura versus percentagem da tensão de cedência em relação à tensão de rotura em granito.

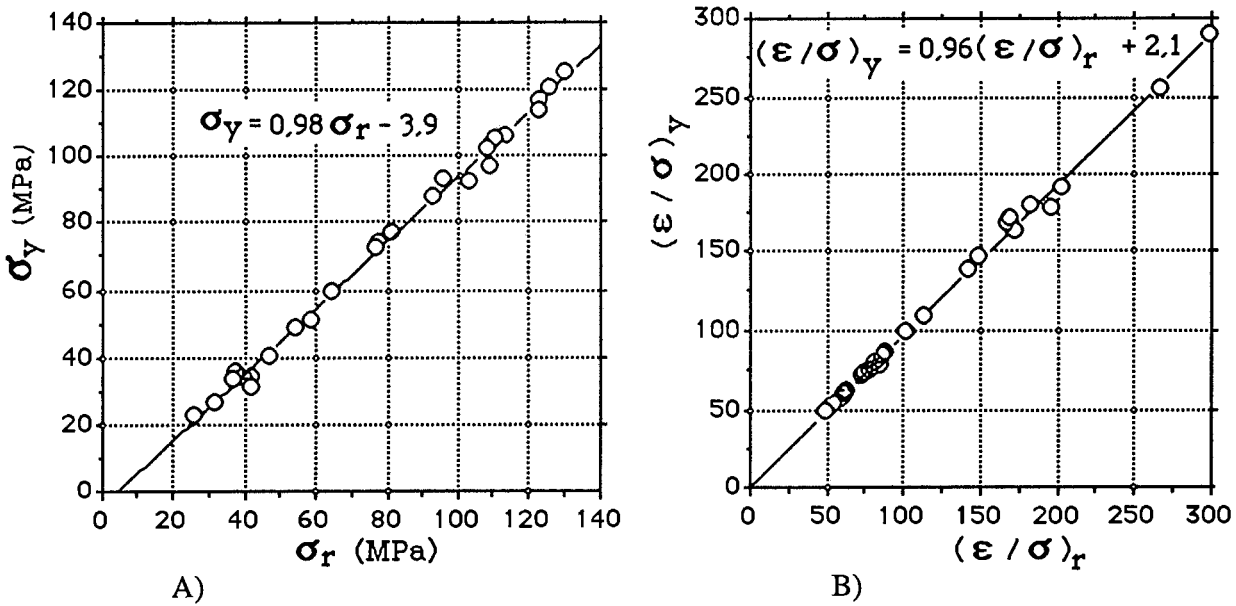


Fig. F4.15 - Relações entre: A) as tensões de ruptura e de cedência; B) os quocientes das deformações (ϵ) sobre as tensões (σ) de ruptura (r) e de cedência (y), (sendo $\epsilon = \epsilon_v \times 10^{-6}$ e σ a tensão de ruptura ou de cedência em MPa) em granito.

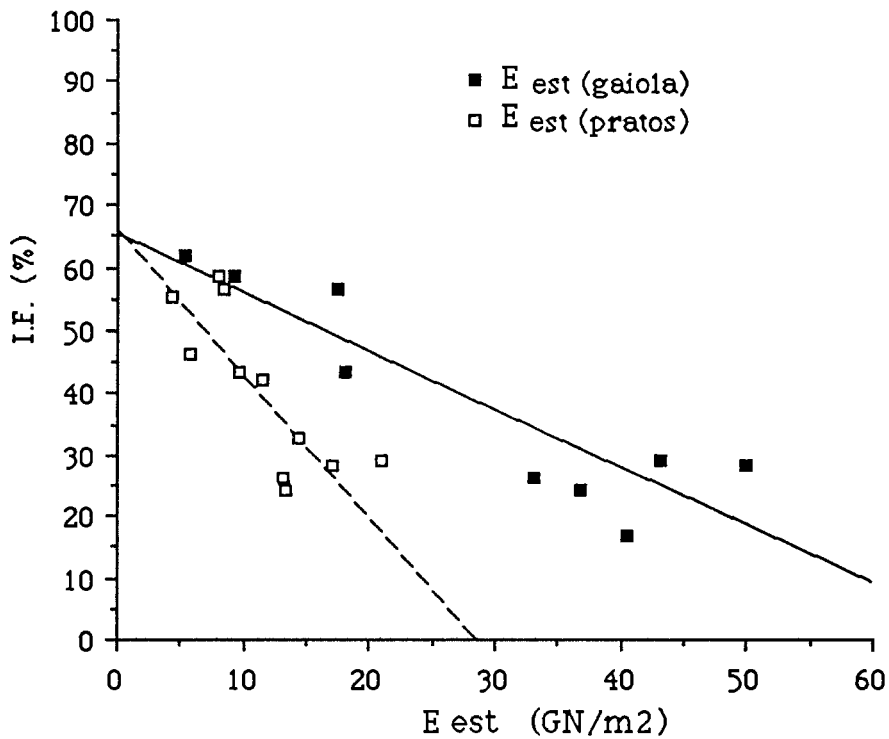


Fig. F4.16 - Correlações entre o índice de fissuração e os módulos de elasticidade determinados com a gaiola e a partir do registo da curva tensão-deformação (pratos) em granito.

Na Fig. F4.17 apresentamos a relação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico. Os módulos de elasticidade dinâmicos foram obtidos a partir da velocidade de

propagação de ultrassons. Quanto ao coeficiente de Poisson estático, verifica-se que varia entre 0,05 e 0,14 nos granitos sãos.

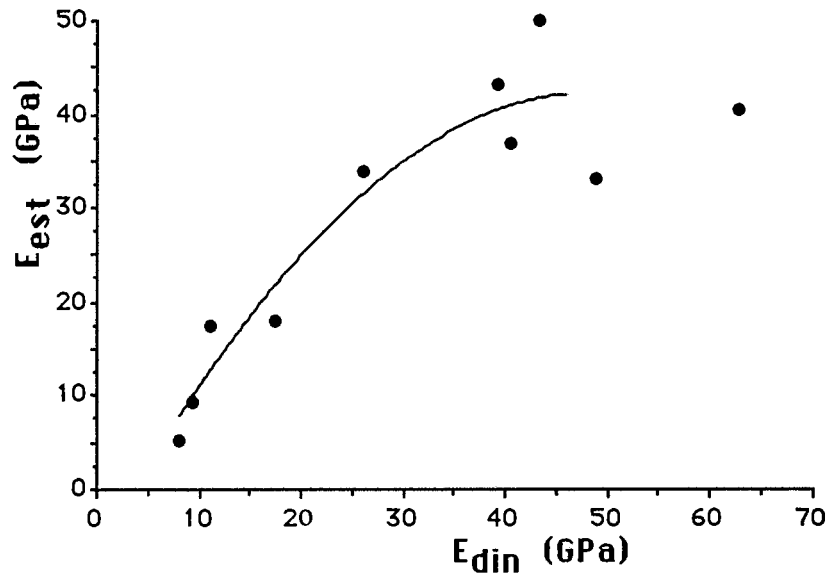


Fig. F4.17 - Relação entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico em granito.

Discussão

Em todas as amostras ensaiadas foi possível identificar as três fases da curva tensão-deformação (Hawkes e Mellor, 1970). O aumento do declive na primeira fase (troço I da Fig. F2.1, Cap. 2) é atribuído ao fecho das fissuras e poros provocado pelo aumento das tensões, envolvendo ainda uma parte correspondente ao ajustamento dos topos do provete em contacto com as placas. De acordo com Perami (1971), nesta fase a emissão de microrruídos é pequena e tende a diminuir com o fecho das microfissuras, diminuindo também a permeabilidade até o limiar de fissuração, que já vai ocorrer na fase linear entre a tensão e a deformação (Fig. F4.18).

O comportamento elástico verificado na segunda fase da curva (II) deve-se às propriedades elásticas dos minerais constituintes da rocha. Nesta fase, apesar da proporcionalidade entre as tensões e as deformações, verificam-se perturbações irreversíveis depois de se atingir o limiar de microfissuração, aumentando a permeabilidade e a emissão de microrruídos, em resultado da formação preferencial de microfissuras, que aumentam progressivamente até à rotura.

As maiores diferenças de comportamento verificaram-se após o ponto de cedência, que materializa a transição entre as fases II e III da Fig. F2.1. Desde o ponto de cedência até se atingir a tensão de rotura observa-se uma diminuição gradual do declive da curva, que é mais evidente nas amostras com menor resistência à rotura (fase III). Perami considera esta fase como de pré-rotura; as microfissuras desenvolvem-se e multiplicam-se ao mesmo tempo que aumenta a intensidade dos ruídos isolados correspondentes à formação de microfracturas, aumentando significativamente a permeabilidade.

Para além do pico da curva tensão-deformação, notou-se que algumas amostras sofreram rotura brusca e outras romperam mais ou menos progressivamente.

Admitimos que, para as curvas apresentadas na Fig. F4.11, o aumento da deformação após o relaxamento das cargas se deve à aparição de novas fissuras durante a carga, enquanto que a diminuição das deformações se deverá ao fecho das fissuras pré-existentes.

Os materiais de comportamento perfeitamente elástico não apresentam cedência ($\sigma_r = \sigma_y$). No entanto, tal não acontece nos materiais rochosos por a rotura geralmente só ocorrer após ser ultrapassado o ponto de cedência.

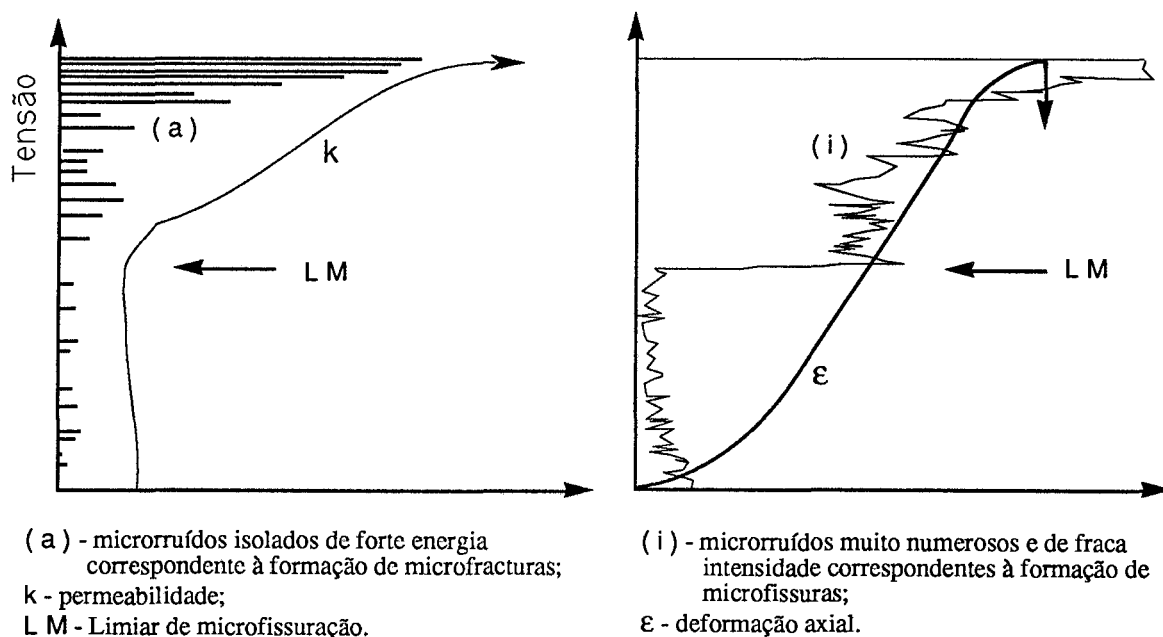


Fig. F4.18 - Comportamento esquemático de um granito porfiróide em compressão uniaxial (adaptado de Perami, 1971).

Nas amostras alteradas, a energia acumulada durante a carga começa a dissipar-se para níveis de tensão relativamente mais baixos que para as amostras sãs. O comportamento dúctil, exibido, mostra a capacidade de dissipar essa energia, pois a degradação física e química sofrida pela rocha facilita o desenvolvimento das microfissuras que, ao aproximar-se a rotura, se desenvolvem para fracturas geralmente axiais. Não havendo acumulação de tensão na amostra, não há a possibilidade de ocorrer rotura violenta. Pelo contrário, nas amostras sãs acumula-se maior tensão sem se gerarem fracturas. Por outro lado os coeficientes de compressibilidade do quartzo e dos feldspatos são bastante diferentes, provocando o aumento da microfissuração à medida que cresce a tensão aplicada. A textura porfiróide de grão grosseiro destes granitos facilita ainda mais a microfissuração, pois sendo os feldspatos os minerais com maiores dimensões eles têm baixos coeficientes de compressibilidade (Perami, 1971). Nos feldspatos, o limite de elasticidade e a rotura são atingidos primeiro que no quartzo, que é menos compressível e difícilmente clivável. O contraste de tamanho entre os cristais de feldspato, que chegam a atingir alguns centímetros, e os cristais de quartzo provoca, em valor absoluto, grandes diferenças de tensão nos limites intercristalinos, o que tende a gerar microfissuras. Estas diferenças de tensão são superiores às que se verificariam numa rocha com pequenos cristais do mesmo tamanho. A partir das microfissuras desenvolvem-se progressivamente fracturas que podem originar a destruição brusca da amostra com perda parcial ou mesmo total da resistência. Este comportamento é o que Houpert (1974) designa por frágil-dúctil.

As microfracturas e fracturas axiais, que originam a cedência, aparecem, segundo Houpert (1974), para um valor da carga que pode variar entre 50% e 95% da tensão de rotura, respectivamente para as rochas homogéneas e heterogéneas. As amostras ensaiadas são claramente heterogéneas, pelo que os resultados apresentados na Fig. F4.14 concordam com o referido por aquele autor, dado que a cedência se verificou entre os valores extremos de 83% e 97% da tensão de rotura.

É interessante reparar que nas rochas mais resistentes, a entropia (grandeza que define a capacidade de utilização de energia) tem uma variação mais rápida para o seu valor máximo (rotura total), a qual ocorre repentinamente.

Nas rochas de baixa resistência, a entropia cresce mais moderadamente e com uma taxa de variação ligeiramente decrescente com a deformação até à resistência mecânica máxima, após o que aumenta suavemente com uma taxa decrescente.

Em termos globais, as rochas de baixa resistência têm elevada capacidade de adaptação com uma taxa de variação da entropia moderada com a deformação. Desse modo, será possível considerar um maior nível de incerteza associado à previsão do colapso de

estruturas constituídas por rochas de elevada resistência, as quais exibem uma rotura repentina e imprevista.

Quanto aos módulos de elasticidade, os menores valores obtidos nos módulos entre pratos devem-se às deformações que se verificam nos topos da amostra em contacto com os pratos da prensa, e que na gaiola não são tidos em consideração por os pontos de apoio para as leituras das deformações se encontrarem afastados dos topos. Verifica-se que os módulos obtidos com a gaiola são semelhantes aos referidos por outros autores para este tipo de rochas, enquanto os obtidos a partir das deformações entre os pratos são bastante menores, sendo menos correcta a determinação do módulo de elasticidade a partir do registo da curva tensão-deformação. No entanto, como já foi referido, a técnica de ensaio utilizada foi a que considerámos mais próxima dos fenómenos de rotura presentes nos enrocamentos, apesar de não permitir a obtenção correcta do módulo de elasticidade, o que aliás não constitui uma contrariedade dados os objectivos específicos que presidiram à escolha da técnica de ensaio.

b) Análise da totalidade dos ensaios de compressão uniaxial

Granitos

Para além dos ensaios compressão uniaxial na prensa rígida, já referidos, foram realizados mais ensaios, utilizando uma prensa normal, sobre amostras de granitos dos vários locais estudados.

Projectando os resultados da resistência à compressão uniaxial em função da porosidade (Fig. F4.19), observa-se que ocorre uma transição no comportamento para valores da porosidade próximos dos 2% a que correspondem resistências de aproximadamente 50 MPa. O gráfico mostra que nas amostras mais resistentes há uma variação da resistência superior a 80 MPa, a que corresponde uma variação na porosidade de apenas 1,5%. Uma situação diferente ocorre nas amostras mais alteradas, para as quais há uma variação da resistência inferior a 50 MPa com uma correspondente variação da porosidade superior a 6%.

A análise da Fig. F4.19 indica que a variação da resistência nos granitos são ou pouco alterados não pode ser adequadamente relacionada com a porosidade, necessitando de informações complementares, que, por exemplo, podem ser obtidas com as velocidades de propagação das ondas elásticas ou com os índices de qualidade ou fissuração que delas derivam.

A acentuada diminuição da resistência nas amostras pouco porosas ($n < 2\%$), até valores de apenas 40% dos máximos obtidos, mostra que nos estádios iniciais da alteração o granito sofre diminuição significativa das propriedades mecânicas que é acompanhada por pequenas variações físicas. As porosidades inferiores a 2% e as pequenas diminuições nos pesos volúnicos indicam que as perdas de materiais são reduzidas, o que se confirmou com os resultados dos cálculos geoquímicos das perdas e ganhos para as amostras seleccionadas (Tabela T4.5). Os catiões removidos da rede cristalina dos minerais desempenhavam importantes funções estruturais, pelo que a sua ausência diminui drasticamente a resistência da rocha. A lixiviação da rocha ocorre essencialmente ao longo das fissuras originadas pelo arrefecimento, tectonização e descompressão dos granitos, realçando o papel das fissuras nos processos de alteração e na diminuição da resistência.

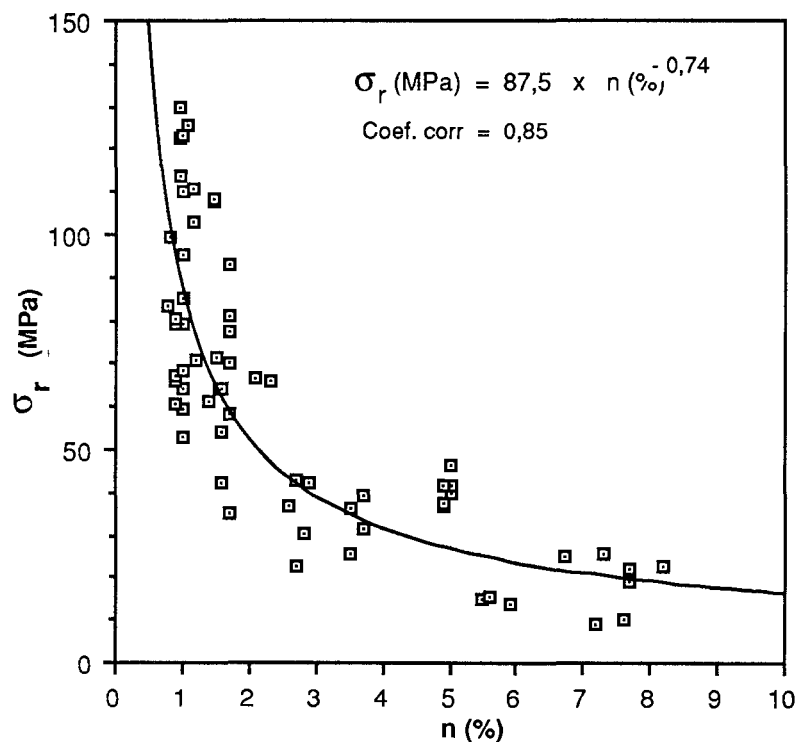


Fig. F4.19 - Variação da resistência à compressão uniaxial com a porosidade nos granitos.

Rochas carbonatadas

Na Fig. F4.20 projecta-se a variação da resistência à compressão uniaxial em função da porosidade das dolomias utilizadas no enrocamento da barragem da Apartadura em conjunto com os resultados de ensaios sobre calcários apresentados por Delgado Rodrigues (1986). Na figura é evidente a existência de dois grupos com comportamentos distintos, que o traço desenhado procura demarcar, e em que as rochas com baixas

porosidades se destacam das restantes amostras. Para as dolomias observa-se uma variação da resistência muito grande, apesar das porosidades serem relativamente pequenas comparativamente à gama de valores apresentados para as restantes rochas carbonatadas.

Os dados da tabela T4.12 revelam que as dolomias possuem índices de fissuração significativos, que tendem a aumentar para as amostras menos resistentes. Consideramos que a diminuição da resistência nas dolomias se deve à influência das fissuras, pelo que estamos de acordo com Delgado Rodrigues (1986) quando refere que, se a fissuração não existisse, as amostras de baixas porosidades deveriam exibir sempre elevada resistência. As observações na pedra de onde foram extraídas as dolomias confirmam a intensa tectonização da rocha. Ao microscópio as dolomias evidenciaram a presença de numerosas fissuras, por vezes cimentadas por calcite.

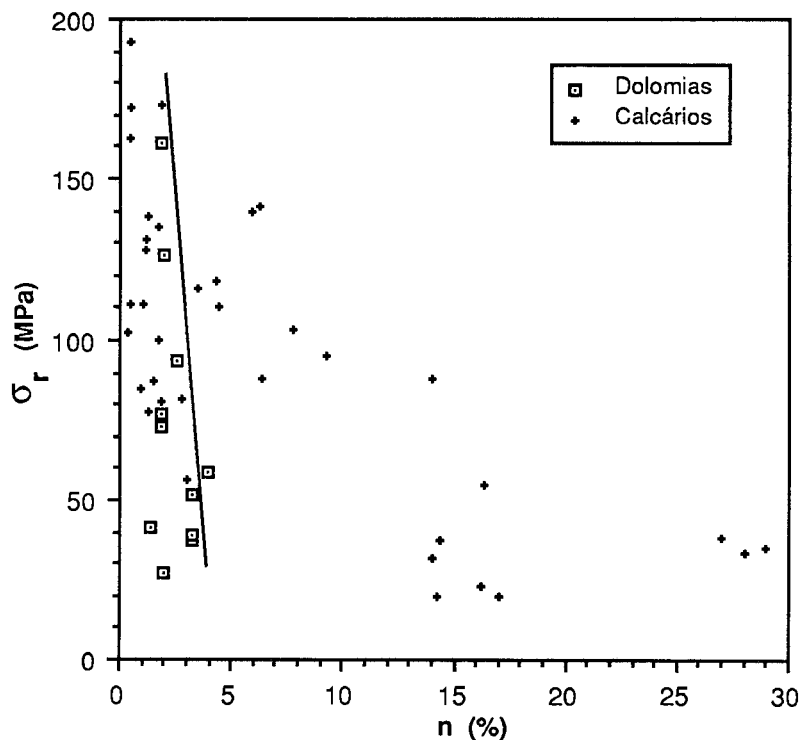


Fig. F4.20 - Rochas carbonatadas: variação da resistência à compressão uniaxial com a porosidade (os dados sobre os calcários foram extraídos de Delgado Rodrigues, 1986).

4.4.2.2 - ENSAIOS SOBRE FRAGMENTOS IRREGULARES

Os ensaios realizados sobre fragmentos irregulares apresentam grande interesse na caracterização dos materiais de enrocamento, pois permitem utilizar os materiais tal qual

Tabela T4.12 - Alguns resultados das dolomias ensaiadas à compressão uniaxial.

AMOSTRA	n (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_{real} (kN/m ³)	V_{Lsec} (m/s)	V_{Tsec} (m/s)	IF (%)	σ_r (MPa)
A1A	3.2	27.17	28.05	3940	2130	49.97	37.3
A1B	1.4	27.56	27.95	4230	2300	47.79	41.5
A1C				4030	2310	49.24	50.2
A1D				4250	2380	47.49	67.1
A2A	1.9	27.46	27.85	4470	2370	45.87	77.1
A2B	1.9	27.46	28.15	4480	2530	43.80	73.4
A2C				4740	2370	43.80	167.2
A2D				4480	2450	45.72	116.2
A3A	2.0	27.26	27.85	4470	2370	45.87	26.7
A3B	2.0	27.26	27.75	4490	2450	43.64	126.2
A3C				4480	2530	45.72	139.2
A3D				4740	2310	41.78	67.8
A4A	3.3	26.87	27.75	4020	2180	49.39	51.6
A4B	3.3	26.87	27.75	4490	2380	45.57	39.1
A4C				4460	2300	46.02	42.3
A4D				4700	2510	43.38	95.1
A5B	1.9	27.26	27.95	4240	2380	47.57	161.0
A5C				4480	2310	44.82	187.7
A5D				4470	2300	44.90	127.4
APRa	2.50	26.57					93.3
APRb	3.90	26.38					58.5

são obtidos, conseguindo-se ainda uma redução nos custos e tempo de execução dos ensaios relativamente aos efectuados sobre amostras regulares.

a) Resistência ao esmagamento

Na tabela T4.13 apresentamos um resumo dos resultados obtidos no ensaio de esmagamento, incluindo os valores dos parâmetros η e λ . O valor de $Pa_{(50)}$ corresponde à resistência ao esmagamento dos fragmentos com 5 cm de diâmetro, sendo obtido a partir da equação empírica $Pa = \eta d_m^\lambda$ já apresentada anteriormente (Eq. E2.4, Cap. 2).

O valor de η é característico do material rochoso, e depende da resistência da rocha. Para as amostras ensaiadas varia entre um máximo de 104,8 kgf/cm ^{λ} para a dolomia

e um mínimo de de $17,9 \text{ kgf/cm}^\lambda$ para o granito alterado. A variação de λ não apresenta relação directa com a resistência da rocha, ocorrendo entre um máximo de 2,14 e um mínimo de 1,40, encontrando-se compreendidos nos valores limites considerados por Marsal (1969).

Tabela T4.13 - Alguns resultados dos ensaios de resistência ao esmagamento.

MATERIAL	Dimensão média dm (cm)	Resistência à rotura \bar{P}_a (kgf)	Coefficiente de variação de \bar{P}_a	η (kgf/cm^λ)	λ	P_a (50) (kN)	n (%)
GRANITO							
L1	1,4 2,4 5,1	120 342 1298	0,26 0,35 0,14	66,6	1,80	11,83	0,92
L2	1,4 2,6 5,0	66 216 1058	0,40 0,26 0,41	31,1	2,14	9,55	1,63
P1	1,3 2,6 4,7	77 269 687	0,47 0,28 0,33	47,7	1,75	7,82	0,99
P3	1,3 2,6 4,7	59 200 657	0,33 0,25 0,35	34,0	1,90	7,10	1,17
P4	1,4 2,5 4,8	35 71 271	0,42 0,55 0,37	17,9	1,68	2,62	3,72
P6	1,4 2,5 4,9	46 158 451	0,27 0,26 0,39	25,3	1,85	4,87	5,01
P8	1,4 2,5 4,8	48 135 541	0,42 0,38 0,36	23,6	1,97	5,51	-
P9	1,3 2,6 4,7	67 157 487	0,56 0,43 0,22	39,6	1,59	5,02	1,59
P12	1,4 2,5 4,7	126 344 923	0,23 0,31 0,30	75,4	1,63	10,19	0,84
P13	1,4 2,5 4,3	139 201 989	0,47 0,46 0,29	66,4	1,70	10,15	1,69
DOLOMIA							
APT	1,6 2,6 5,1	193 443 999	0,45 0,39 0,54	104,8	1,40	9,78	2,55

b) Carga pontual

Na tabela T4.14 apresentamos alguns dos resultados obtidos no ensaio de carga pontual. A análise do coeficiente de variação mostra que a dispersão dos resultados tende a diminuir nas amostras mais resistentes.

Tabela T4.14 - Resultados dos ensaios de carga pontual.

MATERIAL	$\bar{I}_s(50)$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coef. de variação (%)	n (%)
GRANITO				
L1	4,63	1,16	25	0,92
L2	3,09	1,27	41	1,63
Ms	4,33	0,61	14	1,31
Ma	1,16	0,22	19	3,98
P1	4,16	0,71	17	0,99
P2	0,33	0,11	33	11,06
P3	3,57	0,70	20	1,17
P4	1,41	0,40	28	3,72
P5	0,74	0,23	31	3,53
P6	1,97	0,25	13	5,01
P8	3,29	0,60	18	1,69
P9	3,01	0,59	20	1,59
P10	1,48	0,53	36	4,92
P12	5,17	0,51	10	0,84
P13	2,80	0,63	23	1,69
P14	5,02	0,66	13	-
P74	4,54	0,97	21	1,46
P500	5,89	0,59	10	0,95
DOLOMIA				
APT	6,70	-	-	2,55

$$\text{Coeficiente de variação} = \frac{\text{Desvio padrão}}{\bar{I}_s(50)} \times 100$$

A Fig. F4.21 mostra as relações, obtidas para os granitos, entre a resistência à carga pontual com a velocidade de propagação das ondas elásticas e com a porosidade. Aquelas são influenciadas pela alteração e pela fissuração das amostras, exibindo uma relação positiva com um coeficiente de correlação baixo (Fig. F4.21-A). O diagrama de variação de $I_{s(50)}$ em função da porosidade (Fig. F4.21-B) mostra que a resistência à carga pontual diminui com o aumento da porosidade, segundo um andamento semelhante ao observado para a resistência à compressão uniaxial em função da porosidade. Esta semelhança justifica-se pela relação existente entre os resultados dos ensaios de carga pontual e de compressão uniaxial como se depreende da Fig. F4.22, em que estão projectados os valores médios da resistência à rotura no ensaio de compressão uniaxial em função do índice de resistência $I_{s(50)}$ para os granitos. Os valores utilizados na construção da figura foram retirados respectivamente das tabelas T4.11 e T4.14. Os resultados dos dois ensaios apresentam uma boa correlação, sendo os valores do ensaio de compressão uniaxial cerca de 24 vezes superiores aos obtidos no ensaio de carga pontual.

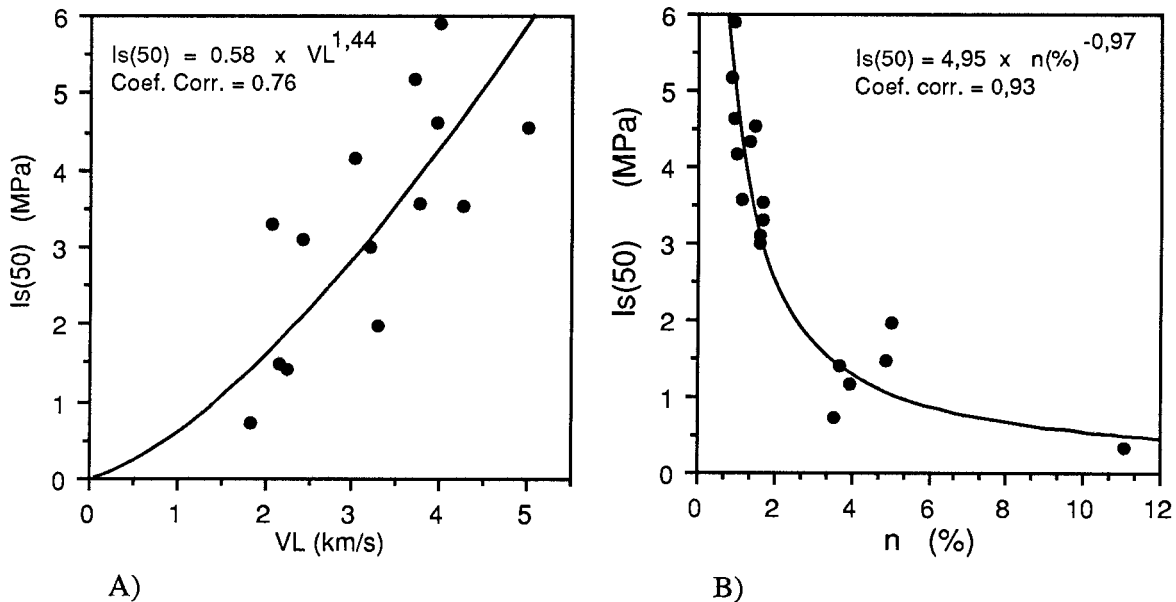


Fig. F4.21 - Relação de $I_{s(50)}$ em função: A) da velocidade de propagação das ondas longitudinais; B) da porosidade nas rochas graníticas.

Soedibjo (1990), ao estudar as inter-relações entre diversos ensaios índice e a possibilidade de serem utilizados no controle de qualidade dos materiais extraídos na pedra e a utilizar na construção de uma barragem de enrocamento, conclui serem o ensaio

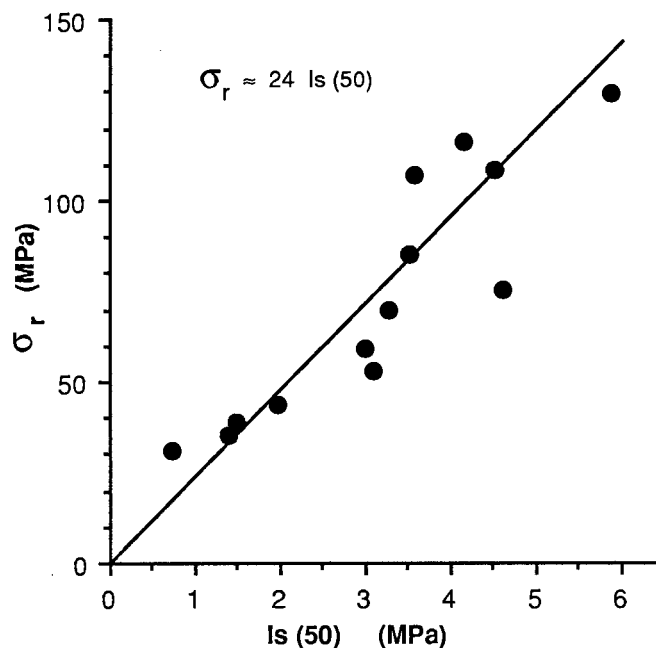


Fig. F4.22 - Relação entre a resistência à compressão uniaxial e a carga pontual nos granitos.

de carga pontual e a absorção os mais adequados. A abundância de fragmentos irregulares e a facilidade de execução do ensaio de carga pontual são os grandes argumentos a favor deste ensaio. Quanto à absorção, os nossos resultados também estão de acordo com os do autor referido, pois, como já referimos anteriormente (Cap. 2), para um dado tipo de rocha pode vantajosamente-se substituir a determinação da porosidade pela determinação da absorção, desde que seja previamente estabelecida a relação entre ambas, podendo mesmo permitir avaliar aproximadamente a resistência.

c) Análise comparativa dos ensaios de carga pontual e de resistência ao esmagamento

Nas Figs. F4.23.A e F4.23.B projectámos, para algumas amostras, os valores das cargas que foi necessário aplicar aos fragmentos para que sofressem rotura em função das suas dimensões médias. Todos os resultados se referem a amostras secas ao ar. Para a mesma amostra, apresentamos os resultados obtidos no ensaio de esmagamento e no ensaio de carga pontual.

Para o ensaio de esmagamento utilizámos quer todos os 30 pontos directamente obtidos na execução do ensaio, quer apenas os três pontos resultantes da determinação da média para cada uma das três dimensões nominais ensaiadas (Marsal, 1969).

Para o ensaio de carga pontual usámos a carga aplicada pelas ponteiras, tendo-se considerado para a dimensão média dos fragmentos o valor do diâmetro equivalente (ISRM, 1985).

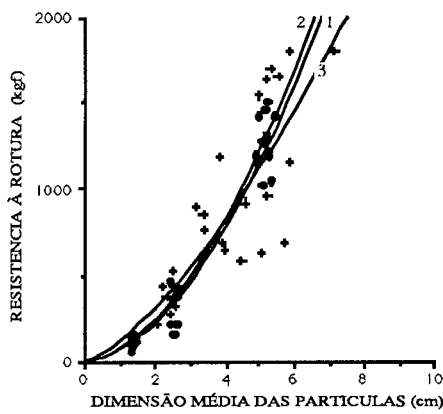
A execução dos ensaios foi realizada segundo as suas técnicas usuais. Para cada uma das três situações calculámos a curva logarítmica que se ajusta aos pares de valores. Para o ensaio de esmagamento, a curva que se ajusta à totalidade dos 30 fragmentos determinados é a curva Nº 1, e a que se ajusta às três dimensões médias é a curva Nº2. Para o ensaio de carga pontual, apresentamos a curva Nº 3 que se ajusta à totalidade dos pontos obtidos e que é sempre superior a 20.

A observação das figuras permite verificar que, para a maioria das amostras, os resultados ou se sobrepõem ou se situam segundo um andamento que permite inferir uma tendência geral. Os menores diâmetros ensaiados na resistência ao esmagamento (1,3 cm) não foram de um modo geral utilizados no ensaio de carga pontual, pois a sua norma de execução não o aconselha, devendo apenas utilizar-se dimensões superiores a 2,5 cm de modo a não se obterem valores com erros significativos (ISRM,1985).

O ajustamento das curvas aos pontos obtidos para cada um dos ensaios mostra que os valores extrapolados para fragmentos até 20 cm são frequentemente concordantes. As exceções ocorrem para amostras em que no ensaio de carga pontual se utilizaram fragmentos com uma gama de tamanhos pouco variada, ou quando o coeficiente de correlação determinado para a curva é baixo devido de uma grande dispersão dos resultados.

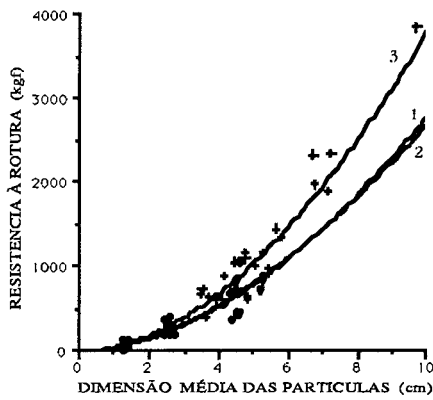
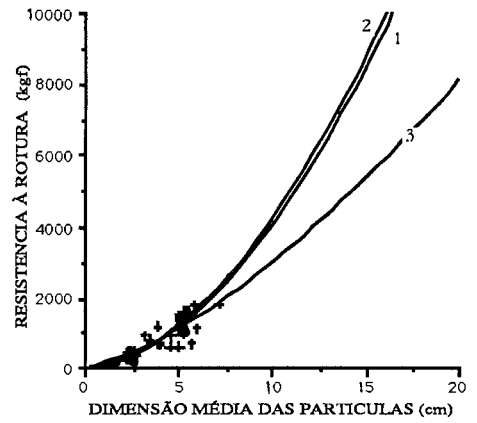
Na Fig. F4.24 apresentamos a relação obtida, para os granitos, entre o índice de resistência à carga pontual para um diâmetro equivalente de 50 mm ($I_{s(50)}$) e a resistência ao esmagamento para fragmentos de 50 mm de diâmetro ($P_{a(50)}$).

Utilizámos ainda procedimentos diferentes dos anteriormente referidos para apresentar os resultados dos dois ensaios. Para o ensaio de esmagamento utilizámos a tensão de esmagamento (CS), obtida pela equação E2.5, enquanto que para o ensaio de carga pontual utilizámos a resistência à carga pontual (PLS), calculada com base na equação E2.7. Estes parâmetros já foram anteriormente definidos no Cap. 2.



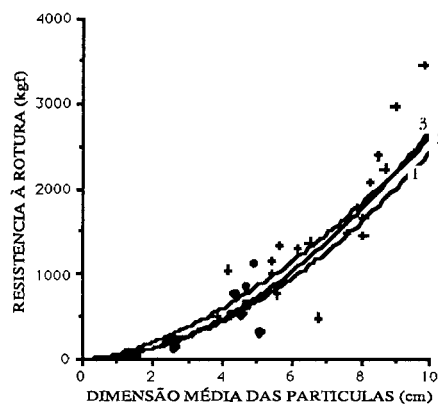
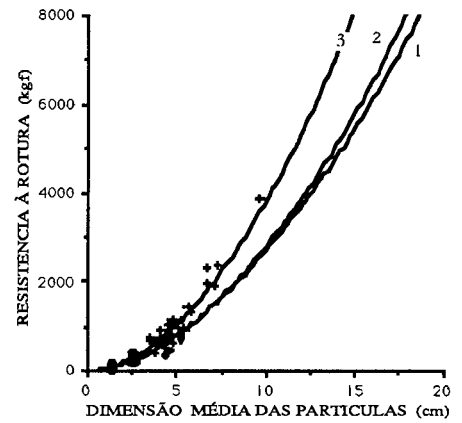
Amostra L1

1 - ● Pa = 60,94 * dm^{1,82} R = 0,91
 2 - ■ Pa = 66,57 * dm^{1,80} R = 1,0
 3 - + Is = 111,9 * De^{1,43} R = 0,74



Amostra P1

1 - ● Pa = 41,35 * dm^{1,83} R = 0,91
 2 - ■ Pa = 47,70 * dm^{1,75} R = 1,00
 3 - + Is = 49,63 * De^{1,88} R = 0,91



Amostra P3

1 - ● Pa = 33,77 * dm^{1,86} R = 0,94
 2 - ■ Pa = 33,97 * dm^{1,90} R = 1,00
 3 - + Is = 62,70 * De^{1,62} R = 0,80

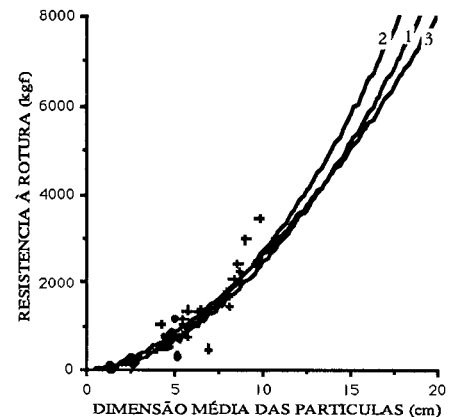


Fig. F4.23.A - Relações entre a dimensão dos fragmentos irregulares e a resistência à rotura para as amostras L1, P1 e P3 de granitos. Os gráficos da direita apresentam as extrapolações das curvas até uma dimensão de 20 cm. Ajustamento das curvas: Ensaio de esmagamento, N^o1 - 30 fragmentos, N^o2 - médias dos três conjuntos de fragmentos; Ensaio de carga pontual curva N^o3 - 20 ou mais fragmentos.

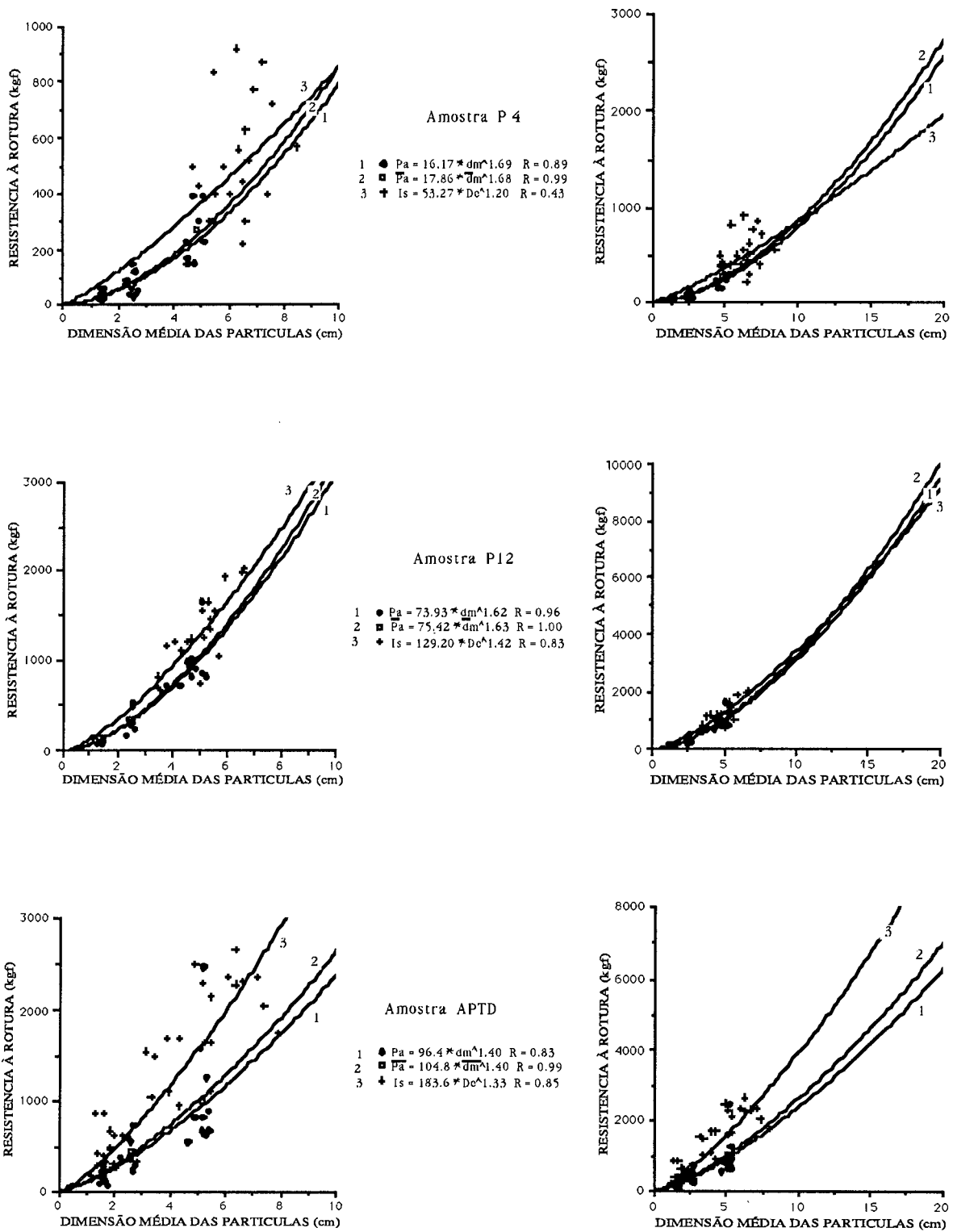


Fig. F4.23.B - Relações entre a dimensão dos fragmentos irregulares e a resistência à rotura para as amostras P4 e P12 (granitos) e APTD (dolomia). Os gráficos da direita apresentam as extrapolações das curvas até uma dimensão de 20 cm. Ajustamento das curvas: Ensaio de esmagamento, N^o1 - 30 fragmentos, N^o2 - médias dos três conjuntos de fragmentos; Ensaio de carga pontual curva N^o3 - 20 ou mais fragmentos.

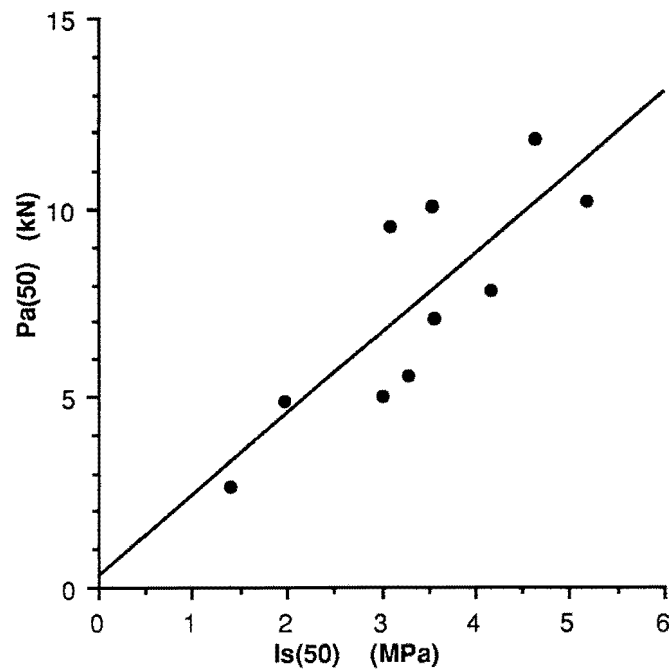


Fig. F4.24 - Relação entre o índice de resistência do ensaio de carga pontual ($Is(50)$) e a resistência ao esmagamento ($Pa(50)$) nos granitos.

De certo modo é difícil de trabalhar com os parâmetros η e λ da equação E2.4 (Cap. 2). O parâmetro η é expresso em kgf/cm^λ e o expoente λ varia de amostra para amostra, o que torna difícil relacionar η entre diferentes amostras. Por outro lado, quer CS quer PLS são fisicamente bem definidos, possuindo as dimensões de uma tensão. No entanto, apesar das diferenças referidas, existe alguma relação entre CS ou PLS e o parâmetro η , tal como se mostra na Fig. F4.25. As correlações semelhantes são justificadas pela correlação estreita existente entre PLS e CS, que apresentamos na Fig. F4.26. Os valores médios tendem a distribuir-se próximo da linha 1:1, apesar dos diferentes modos de medição e ensaio. A utilização de duas fórmulas semelhantes para calcular os resultados (Eq. E2.5 e Eq. E2.7) também justificará a correlação. Em ambos os ensaios os valores obtidos são aproximações à resistência à tracção da rocha.

Conhecendo o valor de PLS para um dado material, para calcular a força necessária para causar a rotura de qualquer fragmento ou bloco basta multiplicar aquele valor pela área da secção transversal mínima do elemento rochoso, tendo em atenção que a rotura ocorre sempre segundo a secção de menor resistência que não tem necessariamente de ser a de menor área.

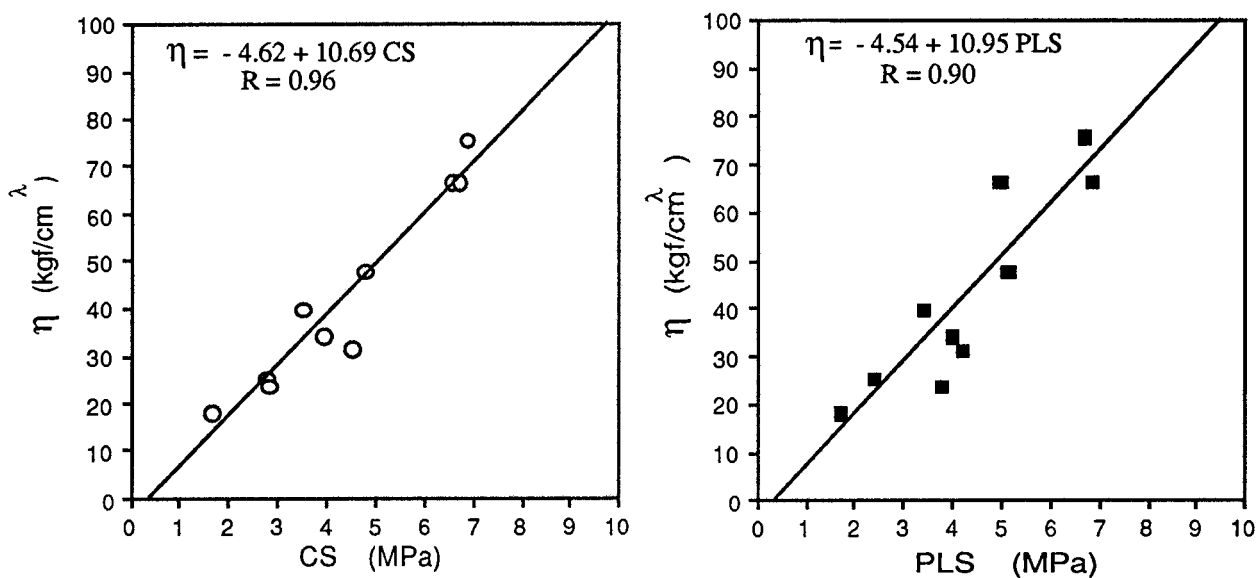


Fig. F4.25 - Relação entre CS ou PLS com o parâmetro η para os granitos.

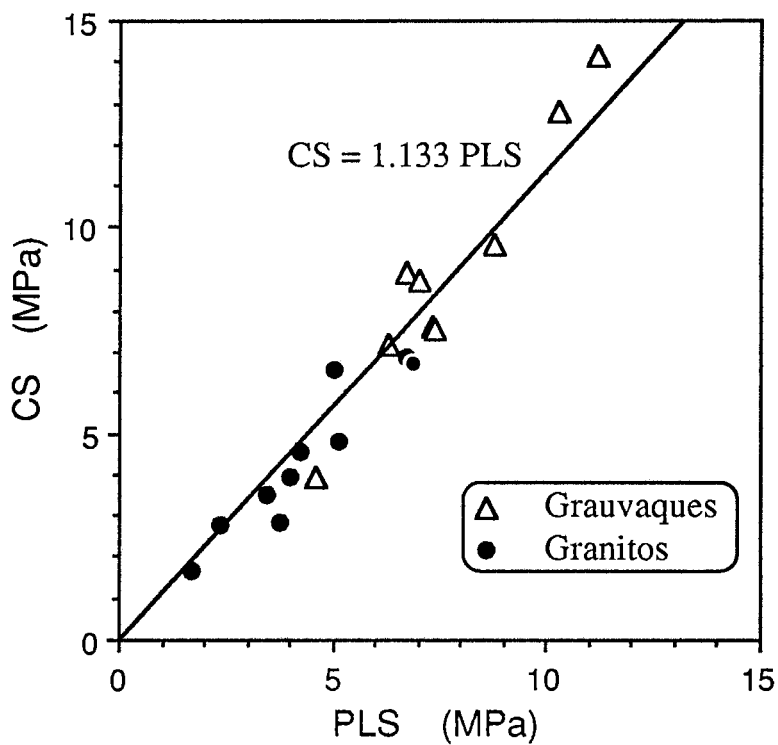


Fig. F4.26 - Relação entre PLS e CS (Quinta Ferreira et al., 1990).

Conclusões

No estudo dos enrocamentos existe uma grande tradição no uso de $Pa_{(50)}$ (resistência ao esmagamento de fragmentos rochosos com um diâmetro convencional de 50 mm). Razões experimentais e teóricas levaram-nos à substituição progressiva daquele parâmetro por outro mais frequentemente usado. A resistência à carga pontual, obtida segundo o procedimento sugerido por Guifu e Hong (1986), é considerado como mais adequado (Quinta Ferreira et al., 1990).

Da análise comparativa efectuada entre os ensaios de carga pontual e de esmagamento destacam-se algumas conclusões:

- A variação da resistência em função das dimensões dos fragmentos dos materiais rochosos é verificada para os dois ensaios.
- Os resultados do ensaio de esmagamento e de carga pontual estão relacionados, o que significa que a resistência à tracção pode ser adequadamente estimada pelos dois métodos.
- O ensaio de carga pontual pode ser vantajosamente utilizado em substituição do ensaio de resistência ao esmagamento, pois está melhor definido e é mais fácil de executar mesmo no campo.
- Consideramos que PLS é o melhor parâmetro para quantificar a resistência à carga pontual. O cálculo de PLS aumenta o interesse da utilização do ensaio, pois é mais fácil de calcular que $Is_{(50)}$ e não necessita de qualquer factor de correcção para a obtenção do resultado.

4.4.2.3 - INFLUENCIA DA AGUA NA RESISTENCIA DOS FRAGMENTOS ROCHOSOS

A água contida nas rochas pode encontrar-se na estrutura cristalina dos minerais (água de constituição), formar camadas de espessura molecular (água adsorvida), formar uma película revestindo a superfície dos grãos (água capilar) ou ocupar os espaços vazios constituídos pelos poros e microfissuras (água livre). O efeito da água na resistência dos fragmentos rochosos deve-se a fenómenos físico-químicos que influenciam mais intensamente as rochas que incorporam minerais argilosos. A saturação de uma rocha fissurada tende a provocar uma diminuição de volume devido à tensão capilar que tende a fechar as fissuras. No entanto a maioria das rochas contém minerais expansivos, resultando um aumento de volume.

Na execução do ensaio de carga pontual, a maioria das amostras foi ensaiada com o teor de humidade resultante da secagem ao ar. Para várias amostras efectuámos também o ensaio após submersão durante 24 horas de modo a analisar a influência da água na resistência. Na Fig. F4.27 apresentamos alguns resultados do ensaio de carga pontual em função do teor em água de amostras de granito secas ao ar e submersas durante 24 horas. O gráfico mostra que o aumento do teor em água, após submersão, diminui o índice de resistência. Nos granitos sãos, com um valor elevado de $I_{s(50)}$ há uma pequena variação do teor em água devido à submersão; nos granitos mais alterados esta variação é muito superior, pois o teor em água cresce com a porosidade da amostra. Utilizando como referência o valor de $I_{s(50)}$ das amostras secas ao ar, verificamos que a diminuição de resistência devido à submersão é proporcionalmente maior nas amostras menos resistentes (Fig. F4.28).

Para as dolomias, os resultados do ensaio de carga pontual, utilizando fragmentos irregulares, secos ao ar e após submersão durante 24 horas, apresentam-se na Fig. F4.29. Observamos que a distribuição dos pontos obtidos com os fragmentos secos e após submersão são praticamente coincidentes, indicando que a variação de resistência devido à submersão é pouco significativa. Com base na Fig. F4.29 e utilizando a equação E2.6 (Cap. 2), podemos considerar que a resistência à carga pontual das dolomias utilizadas no enrocamento da barragem da Apartadura é de 6,7 MPa.

A saturação sofrida pelas amostras submersas durante 24 horas corresponde a uma saturação parcial. Esta saturação parece satisfatória dado que na obra será difícil obter condições capazes de induzirem uma saturação total das amostras, pelo que, mesmo incompleta, é suficiente para evidenciar o comportamento dos materiais em presença da água. Além disso, a maior absorção de água pelas rochas tende a ocorrer imediatamente após o início da submersão.

Para os granitos, como se pode observar na Fig. F4.30, na amostra mais porosa bastam dois minutos de submersão para se obter um teor de humidade próximo do valor correspondente a 96 horas de submersão. As amostras com pequenas porosidades exibem uma variação do teor em água mais lento e regular, o que atribuímos à pequena permeabilidade e ao baixo teor de minerais argilosos que geralmente ocorrem nas amostras pouco porosas.

Ainda no respeitante à variação de resistência com o teor em água, Broch (1974) observou que o decréscimo de resistência para uma mesma amostra é mais acentuado para percentagens de saturação baixas do que próximo da saturação total, o que reforça a validade do procedimento prático utilizado.

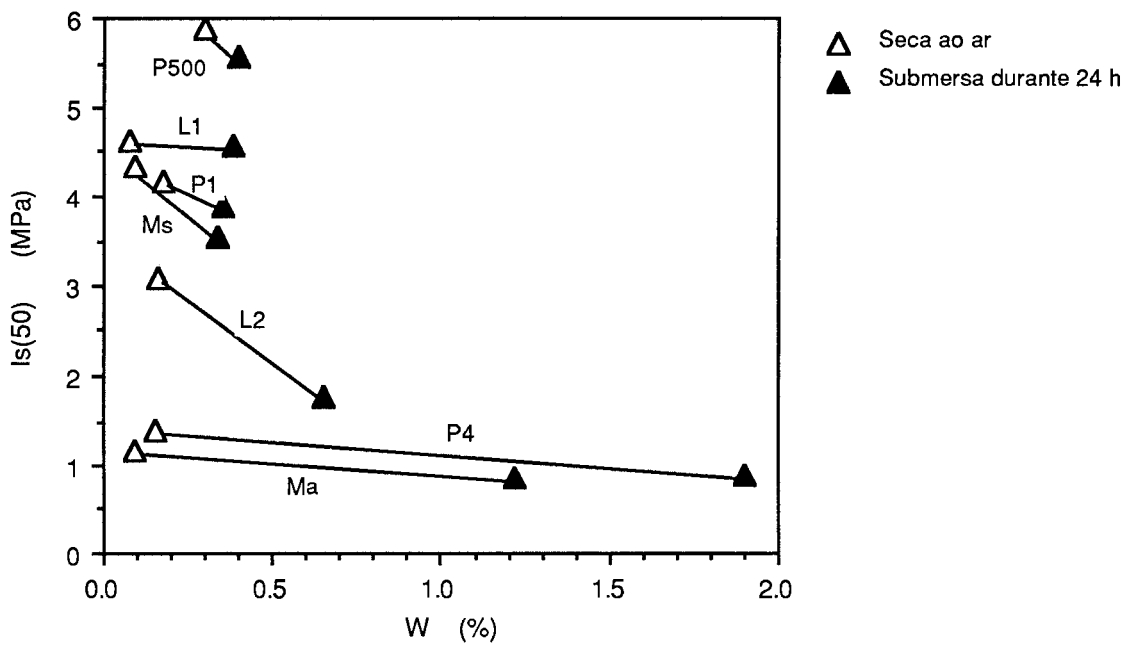


Fig. F4.27 - Variação de $I_{s(50)}$ com o teor em água para algumas amostras de granitos.

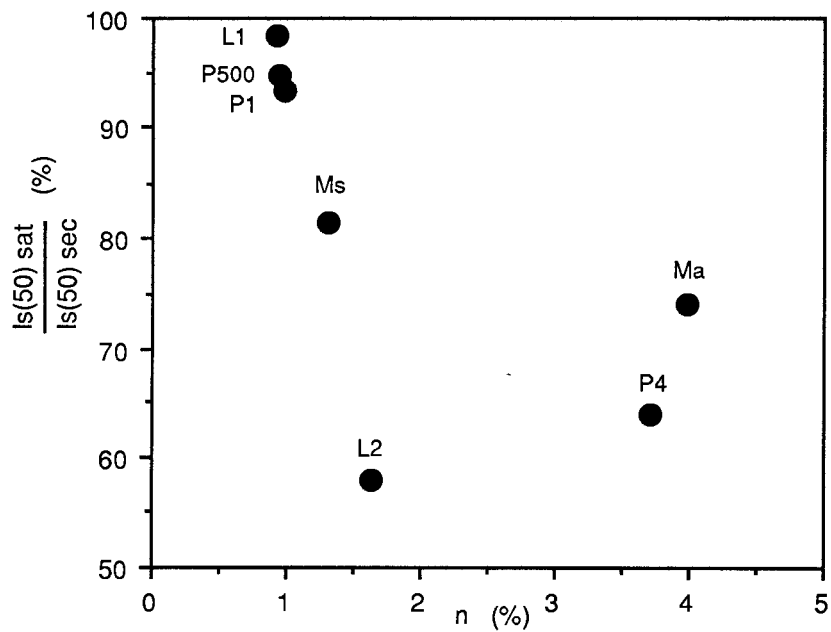


Fig. F4.28 - Variação da relação entre $I_{s(50)}$ na amostra seca e saturada, com a porosidade em amostras de granitos.

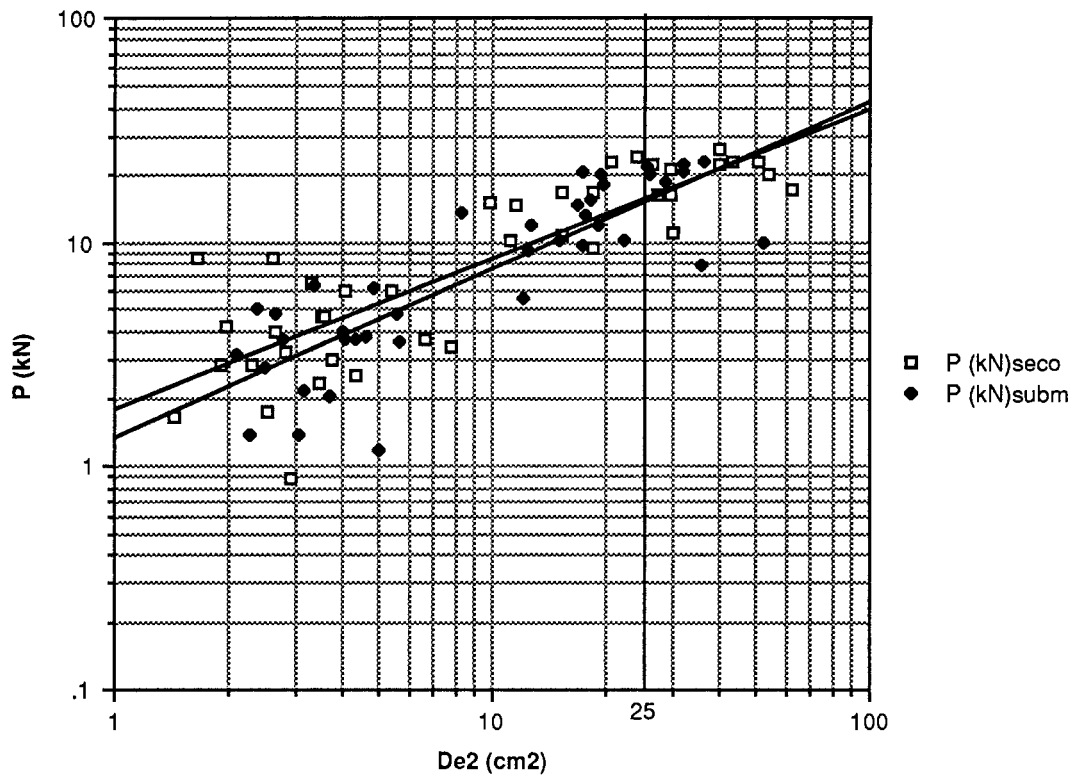


Fig. F4.29 - Resultados do ensaio de carga pontual sobre as dolomias do enrocamento da Apartadura, secas ao ar e após submersão.

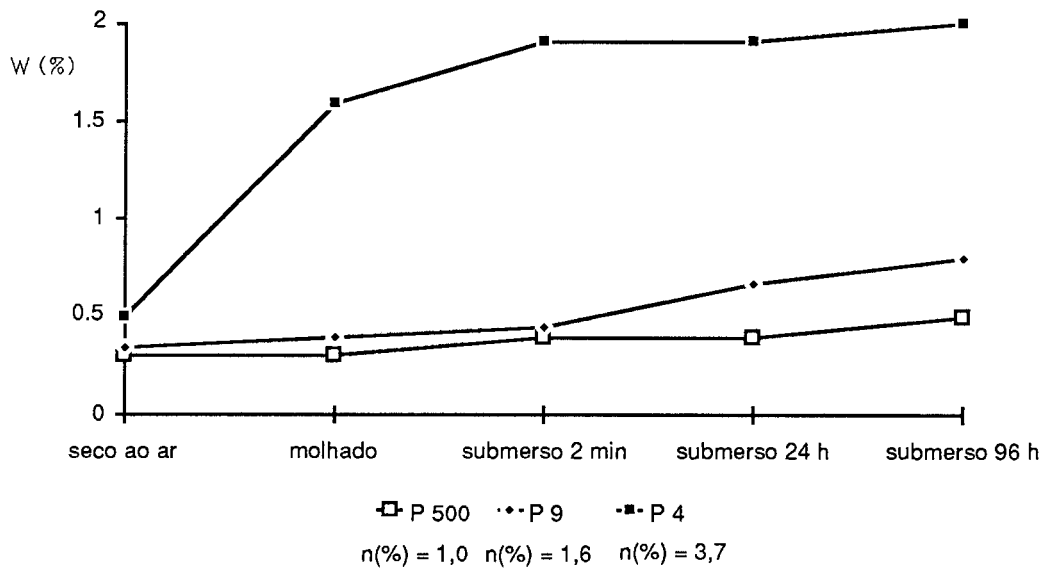


Fig. F4.30 - Variação do teor em água com o tempo de embebição para três amostras de granito.

Na tabela T4.15 apresentamos alguns resultados do ensaio de esmagamento realizado em amostras secas ao ar e submersas durante 24 horas. Nos granitos verificamos que há uma diminuição significativa da resistência quando as amostras são submersas, confirmando que a água tem um papel importante na diminuição da resistência ao esmagamento dos elementos rochosos. Pelo motivo apontado, pode inferir-se que uma das razões do colapso dos enrocamentos é o aumento da fracturação da rocha provocada pela perda de resistência devido à submersão.

Tabela T4.15 - Resultados dos ensaios de resistência ao esmagamento de amostras secas ao ar e submersas durante 24 horas.

MATERIAL	Dimensão média dm (cm)	Resistência à rotura \bar{P}_a (kgf)	Coefficiente de variação de P_a	η (kgf/cm ^{λ})	λ	$P_{a(50)}$ (kN)	Observações
Granito cinzento são	1,4 2,5 4,7	126 344 923	0,23 0,31 0,30	75,4	1,63	10,19	Seco
	1,4 2,6 4,7	79 240 677	0,20 0,21 0,26	42,1	1,80	7,48	Submerso
Granito róseo são	1,4 2,5 4,3	139 201 989	0,47 0,46 0,29	66,4	1,70	10,05	Seco
	1,3 2,3 4,5	82 173 572	0,44 0,30 0,31	49,4	1,62	6,57	Submerso
Granito cinzento alterado	1,3 2,6 4,7	67 157 487	0,56 0,43 0,22	39,6	1,59	5,02	Seco
	1,4 2,4 3,9	50 84 195	0,51 0,46 0,44	30,7	1,31	2,48	Submerso
Granito róseo alterado	1,4 2,5 4,9	46 158 451	0,27 0,26 0,39	25,3	1,85	4,87	Seco
	1,4 2,3 4,2	38 92 301	0,54 0,58 0,29	21,0	1,83	3,92	Submerso
Dolomia	1,6 2,6 5,1	193 443 999	0,45 0,39 0,54	104,8	1,40	9,78	Seca
	1,6 2,6 5,2	240 334 1300	0,40 0,43 0,35	106	1,46	10,90	Submersa

A Fig. F4.31 mostra a diminuição da resistência com o aumento do estado de alteração e com a submersão das amostras. Para os granitos verifica-se que o efeito da água é mais pronunciado nas amostras alteradas do que nas amostras sãs, o que também foi observado com os resultados do ensaio de carga pontual. Estas conclusões estão de acordo com o referido por Justo (1990-b) ao abordar o problema do colapso nos enrocamentos. A escala bi-logarítmica usada na construção da Fig. F4.31 permite uma análise expedita dos dados, mas, em contrapartida, dá uma menor precisão, em especial para os elementos de maiores dimensões.

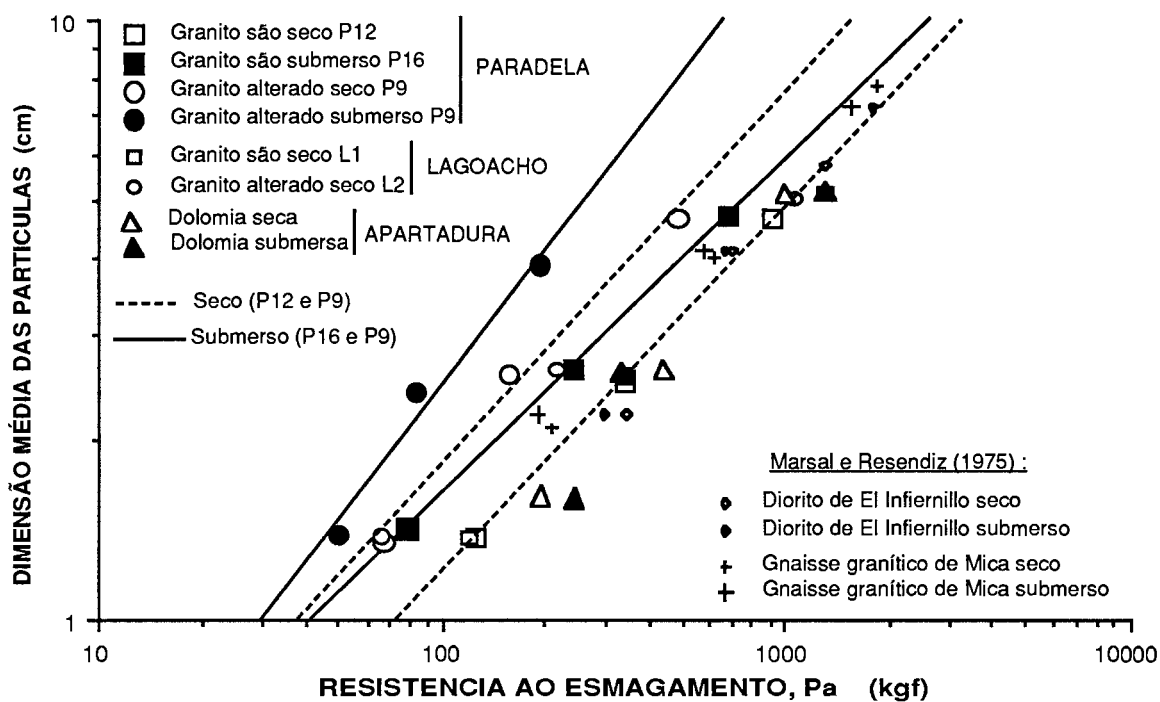


Fig. F4.31 - Resistência ao esmagamento de fragmentos secos e submersos em função da dimensão média.

A análise dos resultados do ensaio de carga pontual e do ensaio de esmagamento, em amostras secas e saturadas, mostra que a água não influencia significativamente a resistência das dolomias da Apartadura. Nos dois ensaios encontraram-se amostras que, após molhagem, apresentavam maiores resistências que as amostras equivalentes secas ao ar, indicando que a molhagem não provoca uma variação de resistência com significado face à dispersão dos resultados dos ensaios. Estas observações estão de acordo com Panet (1976) quando refere que as rochas que expandem durante a saturação apresentam uma diminuição de resistência no estado saturado em relação ao estado seco. As pequenas expansibilidades medidas (Tabela T4.21) indicam que as dolomias praticamente estão isentas de minerais argilosos. A observação do modo de fracturação

mostrou que, em amostras semelhantes, a fissuração condiciona significativamente a resistência. Durante a execução do ensaio de carga pontual, verificámos que a aplicação das cargas provocava frequentemente a rotura dos fragmentos segundo superfícies de recristalização que, apesar de cimentadas, apresentam menor resistência que a rocha intacta.

4.4.2.4 - ENSAIOS DE FRAGMENTAÇÃO E DESGASTE

Serão abordados o ensaio de Los Angeles, o de desgaste em meio húmido e o de fragmentação dinâmica. Os procedimentos utilizados na execução destes ensaios já foram referidos no Cap. 2.

a) Los Angeles

No estudo efectuado para a caracterização dos materiais do enrocamento de Paradela executámos três ensaios com a granulometria F. Em dois dos ensaios utilizámos amostras idênticas (A e B) que considerámos serem representativas dos materiais utilizados na determinação das características de tensão-deformação do enrocamento. O terceiro ensaio (C) foi realizado exclusivamente com granito são.

Realizámos também outros ensaios sobre granitos com diferentes estados de alteração para o Lagoacho e Midões, e ainda sobre as dolomias da Apartadura. Na tabela T4.16 apresentamos os resultados que obtivemos, bem como resultados de outros autores.

Para a granulometria F, verifica-se que os granitos não alterados podem apresentar valores entre os 23% e os 35% e os granitos alterados valores superiores, que podem ultrapassar os 60% de perdas. As dolomias da Apartadura, com um valor do ensaio relativamente baixo, mostram que se trata de materiais de elevada resistência às acções dinâmicas de desgaste.

b) Desgaste em meio húmido e fragmentação dinâmica

Na Fig. F6.3, apresentamos gráficamente a evolução do desgaste ("slake") para as dolomias da Apartadura, nas duas modalidades do ensaio que adoptámos (Cap. 2).

Os resultados mostram que o desgaste aumenta ligeiramente em presença da água, sendo o incremento de 15% após 10 minutos de ensaio, e de 6% após uma hora. O aumento do tempo de duração do ensaio, passando de 10 minutos para uma hora, faz com que as perdas sofram um incremento de mais de 200% nos dois casos.

Tabela T4.16 - Alguns resultados do ensaio de Los Angeles.

AMOSTRAS	ORIGEM	n	Absorção (%)	PERDA POR DESGASTE						
				GRANULOMETRIA						
				A	B	C	D	E	F	G
GRANITOS										
Paradela - A	Pedreira	1,4	0,6	-	-	-	-	-	39	-
Paradela - B	Pedreira	1,4	0,6	-	-	-	-	-	38	-
Paradela - C	Pedreira	1,0	0,4	-	-	-	-	-	25	-
Lagoacho são	Escavação	0,9	0,4	-	-	-	-	-	23	-
Lagoacho alterado	Escavação	1,6	0,6	-	-	-	-	-	52	-
Midões são	Escavação	1,3	0,5	-	-	-	-	-	35	-
Midões alterado	Escavação	4,0	1,6	-	-	-	-	-	62	-
DOLOMIA da Apartadura	Pedreira	2,6	1,1	-	-	-	-	-	29	-
GNAISSE GRANITICO de Mica (Marsal e Resendiz, 1975)	Escavação	-	0,8	49	-	55	53	25	-	-
DIORITO de El Infernillo (Marsal e Resendiz, 1975)	Pedreira	-	1,0	15	-	19	18	16	-	-
CALCARIO de La Angostura (Marsal e Resendiz, 1975)	Pedreira	-	5,6	40	-	34	53	33	-	-

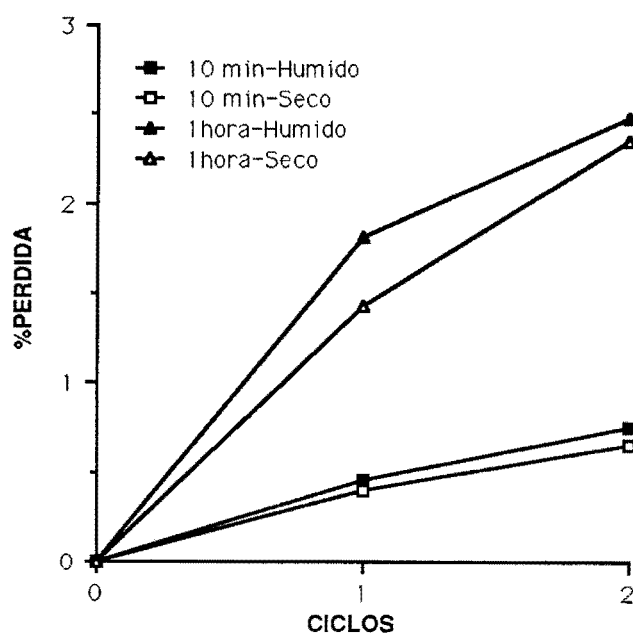


Fig. F6.3 - Evolução das perdas no ensaio de desgaste para as dolomias da Apartadura.

Para os granitos, os resultados dos ensaios de desgaste em meio húmido e de fragmentação dinâmica estão relacionados. A Fig. F4.32 mostra que os granitos muito pouco porosos tendem a apresentar valores muito pequenos para as perdas no ensaio de desgaste em meio húmido. Este ensaio apresenta pouca sensibilidade para os materiais muito resistentes, que têm pequeníssimas perdas, pelo que consideramos que a inflexão na curva se deve em parte a esta diminuição de sensibilidade.

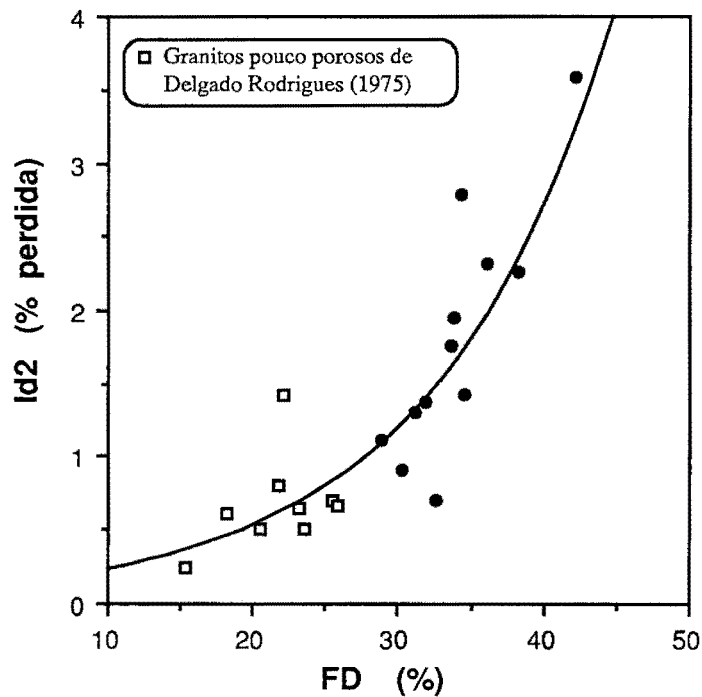


Fig. F4.32 - Perda no ensaio de desgaste em meio húmido (2º ciclo) versus fragmentação dinâmica para os granitos.

Entre os resultados do ensaio de desgaste em meio húmido e a resistência à compressão uniaxial dos granitos (Fig. F4.33), verifica-se a existência de uma relação semelhante à que encontrámos entre a porosidade e a resistência à compressão uniaxial. Esta semelhança deve-se ao facto de, nos granitos, a alteração fazer diminuir a resistência da rocha, aumentando as degradações físicas que se reflectem quer no aumento da porosidade quer na diminuição da resistência.

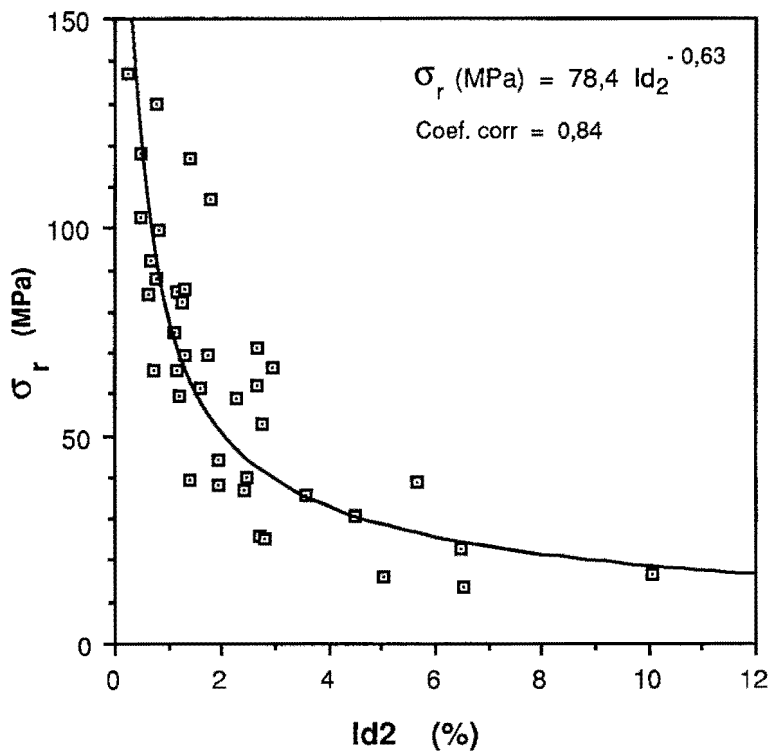


Fig. F4.33 - Relação entre a resistência à compressão uniaxial e o ensaio de desgaste (Id_2) para os granitos.

4.4.3 - DURABILIDADE

4.4.3.1 - AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE

A avaliação da durabilidade dos materiais rochosos é indissociável do seu conhecimento geológico, pois, por exemplo, para as rochas ígneas a alteração sofrida durante o tempo geológico determina a durabilidade dos materiais rochosos empregues nas obras de engenharia.

Os materiais aplicados nos enrocamentos devem exibir, ao longo da vida da obra, propriedades relativamente estáveis de modo a permanecerem dentro dos parâmetros estabelecidos no projecto. A avaliação das características de durabilidade é, pois, necessária, de modo a poder-se estimar o comportamento futuro desses materiais. Para atingir esta finalidade, recorre-se a diversos procedimentos que vão desde a simples observação visual até à realização de ensaios de previsão de comportamento ou de envelhecimento acelerado, de ensaios de caracterização e, ainda, a comparação com materiais semelhantes utilizados em obras já construídas.

Seguidamente abordamos alguns ensaios que utilizámos e que podem contribuir para a avaliação da durabilidade dos materiais de enrocamento.

a) Ataque pelo sulfato de magnésio

Na tabela T4.17 apresentamos as perdas obtidas nos ensaios de ataque pelo sulfato de magnésio realizados sobre amostras com duas granulometrias diferentes, conjuntamente com resultados de outros autores. Verifica-se, para a generalidade das rochas ígneas, que a diminuição da granulometria provoca maiores perdas de massa no ensaio, o que se atribui ao aumento da superfície de contacto entre os fragmentos e o reagente e facilitando o ataque.

As perdas obtidas para as dolomias da Apartadura e para os calcários de La Angostura são maiores na granulometria mais grosseira, o que se atribui ao comportamento das rochas carbonatadas em face do ensaio que é diferente do exibido pelas rochas ígneas.

Tabela T4.17 - Alguns resultados do ensaios de ataque pelo sulfato de magnésio.

MATERIAL	GRANULOMETRIA (mm)	MASSA INICIAL DO PROVETE (g)	PERDA DE MASSA (%)
Granito de Paradela	38,1-19,0	1558	1,0
	9,5-4,8	307	6,5
Granito do Lagoacho	38,1-19,0	1505	0,6
	9,5-4,8	314	3,1
Granito de Midões	38,1-19,0	1538	1,2
	9,5-4,8	329	5,7
Dolomia da Apartadura	38,1-19,0	1519	1,2
	9,5-4,8	300	0,5
Diorito de El Infernillo (Marsal e Resendiz, 1975)	38,1	-	0,2
	9,5	-	3,9
Gnaise granítico de Mica (Marsal e Resendiz, 1975)	38,1	-	0,1
	9,5	-	1,0
Calcário de La Angostura (Marsal e Resendiz, 1975)	38,1	-	34,0
	9,5	-	11,7

b) Ataque pela água oxigenada

A reactividade da água oxigenada com a rocha permite avaliar a influência dos minerais argilosos no seu comportamento. Nos ensaios efectuados, as perdas para cada ciclo foram calculadas em relação ao peso inicial da amostra. Na tabela T4.18 apresentamos os resultados obtidos para duas amostras do granito de Paradela e os resultados de duas amostras de Delgado Rodrigues (1975, pg. 139). Comparando os valores verificamos que os deste autor são inferiores.

Durante a execução do ensaio verificámos que a água oxigenada tende a atacar preferencialmente a biotite, destacando-a da rocha, pelo que o material perdido possui elevada proporção deste mineral.

Tabela T4.18 - Resultados do ensaio pela água oxigenada e algumas propriedades das amostras utilizadas.

AMOSTRA	n (%)	γ_d (kN/m ³)	AGUA OXIGENADA (%)					Perda ao rubro (%)
			1º	2º	3º	4º	5º	
P12	0,84	25,7	3,0	2,0	1,5	2,3	2,9	-
P1	0,99	25,7	3,8	7,0	4,5	6,1	-	0,4
LX1N *	1,3	-	0,1	0,3	0,4	0,8	0,8	0,8
LX4V *	3,5	-	0,3	0,2	0,3	0,1	0,1	1,0

* Resultados de Delgado Rodrigues (1975).

c) Ataque pelo etileno-glicol

Com a realização do ataque pelo etileno-glicol pretende-se saber se existem na amostra minerais argilosos expansivos e até que ponto a rocha resiste à expansão. Este ensaio apenas foi realizado para os granitos, pois nas dolomias já se tinha conhecimento de que não existiam minerais argilosos expansivos.

A Fig. F4.34 mostra a evolução do desgaste das amostras nos dois ciclos do ensaio, após o tratamento com etileno-glicol e sem esse tratamento. Os granitos são apresentados desgastes muito pequenos, inferiores a 1,5%, independentemente das amostras terem ou não sido tratadas com o etileno-glicol. Nestes granitos obtivemos mesmo valores

de desgaste ligeiramente superiores em amostras não tratadas, o que se deve a imprecisões na determinação do resultado do ensaio de desgaste. Nas amostras alteradas, o desgaste, após o segundo ciclo, é sempre superior a 2% e tende a aumentar com o tratamento pelo etileno-glicol.

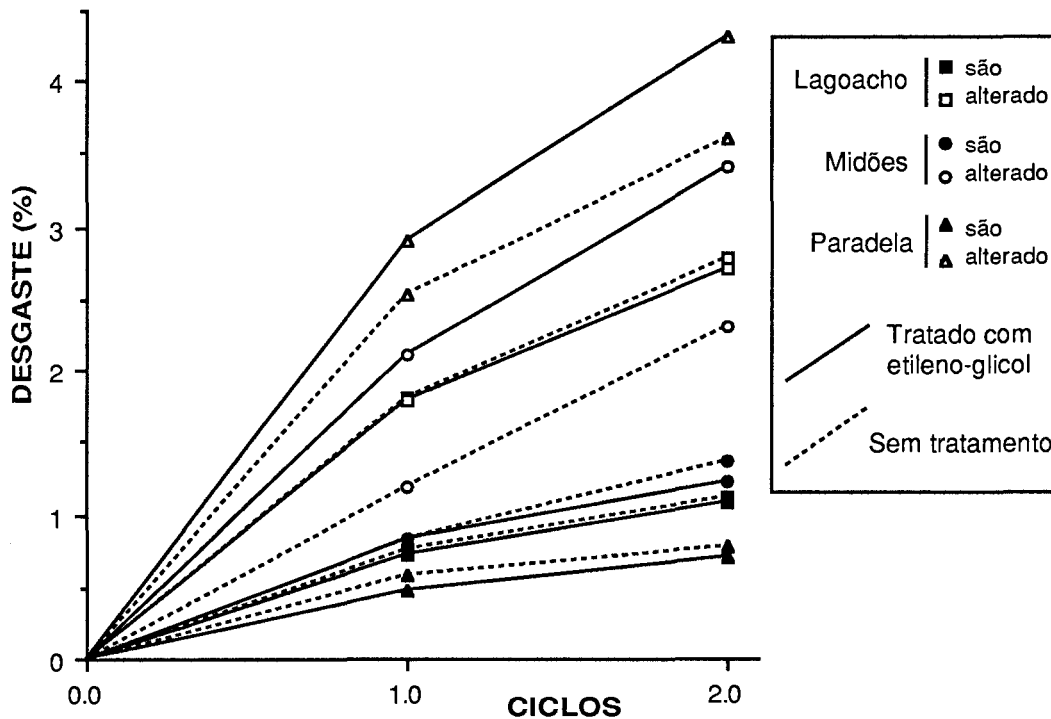


Fig. F4.34 - Desgaste obtido nos granitos tratados e não tratados com etileno-glicol.

Na tabela T4.19 apresentamos alguns resultados obtidos. Tanto os granitos são como os granitos alterados classificam-se como pouco sensíveis ao ataque com o etileno-glicol, podendo concluir-se que nas amostras ensaiadas não existem minerais argilosos expansivos na rocha sã, e, mesmo na rocha alterada, os seus efeitos não são significativos.

d) Expansibilidade

Com o ensaio de expansão por embebição pretende-se obter uma ideia da existência de minerais argilosos e da sua importância no comportamento da rocha quando sujeita a molhagem. O valor da expansibilidade é considerado ao fim de 48 horas de embebição. O comportamento das rochas em presença da água varia com as condições a que são sujeitas e com as características próprias de cada amostra. Quando existem minerais argilosos expansivos na rocha, a presença da água vai possibilitar a sua expansão e criar tensões internas em resultado do aumento de volume.

Tabela T4.19 - Resultados do ensaio com o etileno-glicol sobre algumas amostras de granitos.

AMOSTRA	DESGASTE		AUMENTO DE DESGASTE (%)	DESIGNAÇÃO
	Não tratadas	Tratadas		
Paradela: são (P500)	0,78	0,70	0	pouco sensível
muito alterado (P4)	3,59	4,30	20	pouco sensível
Lagoacho: são (L1)	1,11	1,08	0	pouco sensível
alterado (L2)	2,78	2,71	0	pouco sensível
Midões: são	1,37	1,23	0	pouco sensível
alterado	2,31	3,40	47	pouco sensível

Rochas graníticas

Determinámos a expansão por embebição em amostras de granitos de vários locais, sendo diversos resultados apresentados na tabela T4.20. Apesar de não haver uma relação evidente, verifica-se que a expansibilidade tende a aumentar com a porosidade e, conseqüentemente, com o teor em água de absorção no fim do ensaio.

Nas figuras F4.35 e F4.36 apresentamos algumas curvas de expansão em função do tempo, respectivamente para amostras com porosidades inferiores e superiores a 1%. Podemos considerar em linhas gerais que a expansão é muito rápida inicialmente, diminuindo progressivamente a taxa de expansão até se atingirem valores próximo da expansão máxima. Por vezes podem mesmo ocorrer ligeiras contracções para além do valor máximo.

A porosidade não apresenta uma influência clara no processo de expansão dos granitos ensaiados, pois o resultado do ensaio depende essencialmente da quantidade e tipo dos minerais argilosos presentes e da facilidade de acesso da água ao interior da amostra. Nas amostras com porosidades inferiores a 1%, obtivemos expansibilidades de um modo geral baixas; e para porosidades superiores, expansibilidades quer baixas quer elevadas.

Os resultados obtidos permitem concluir que as propriedades expansivas dos granitos estudados não são impeditivas da sua utilização como material de enrocamento, apesar das amostras mais alteradas poderem apresentar expansibilidades significativas. A

confirmar estas observações, estão os resultados do ensaio de ataque pelo etileno-glicol que também é abordado neste trabalho.

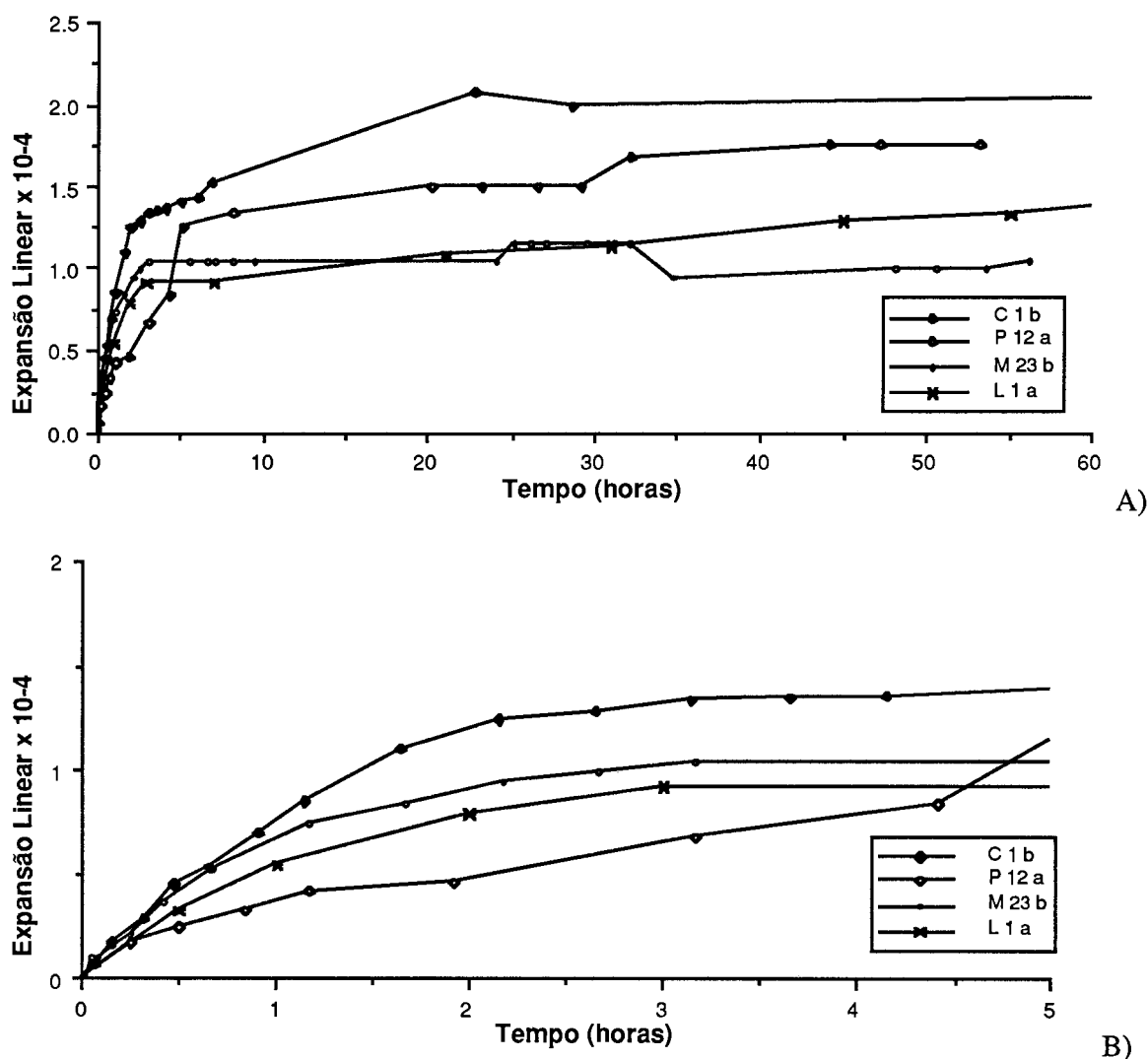


Fig. F4.35 - Variação da expansão ao longo do tempo em amostras de granitos com porosidades inferiores a 1%. A) Ensaio completo; B) Pormenor das primeiras 5 horas.

Rochas carbonatadas

Para as dolomias utilizadas no enrocamento da barragem da Apartadura foram obtidos valores muito baixos para a expansibilidade (Tabela T4.21), pelo que se optou por utilizar como valor representativo do ensaio a expansibilidade obtida ao fim de 72 horas de embebição (Veiga Pinto e Ana Quintela, 1989).

As reduzidas expansibilidades confirmam que estes materiais apresentam baixos teores de minerais argilosos expansivos, o que é coerente com o pequeníssimo resíduo insolúvel obtido (0,46%).

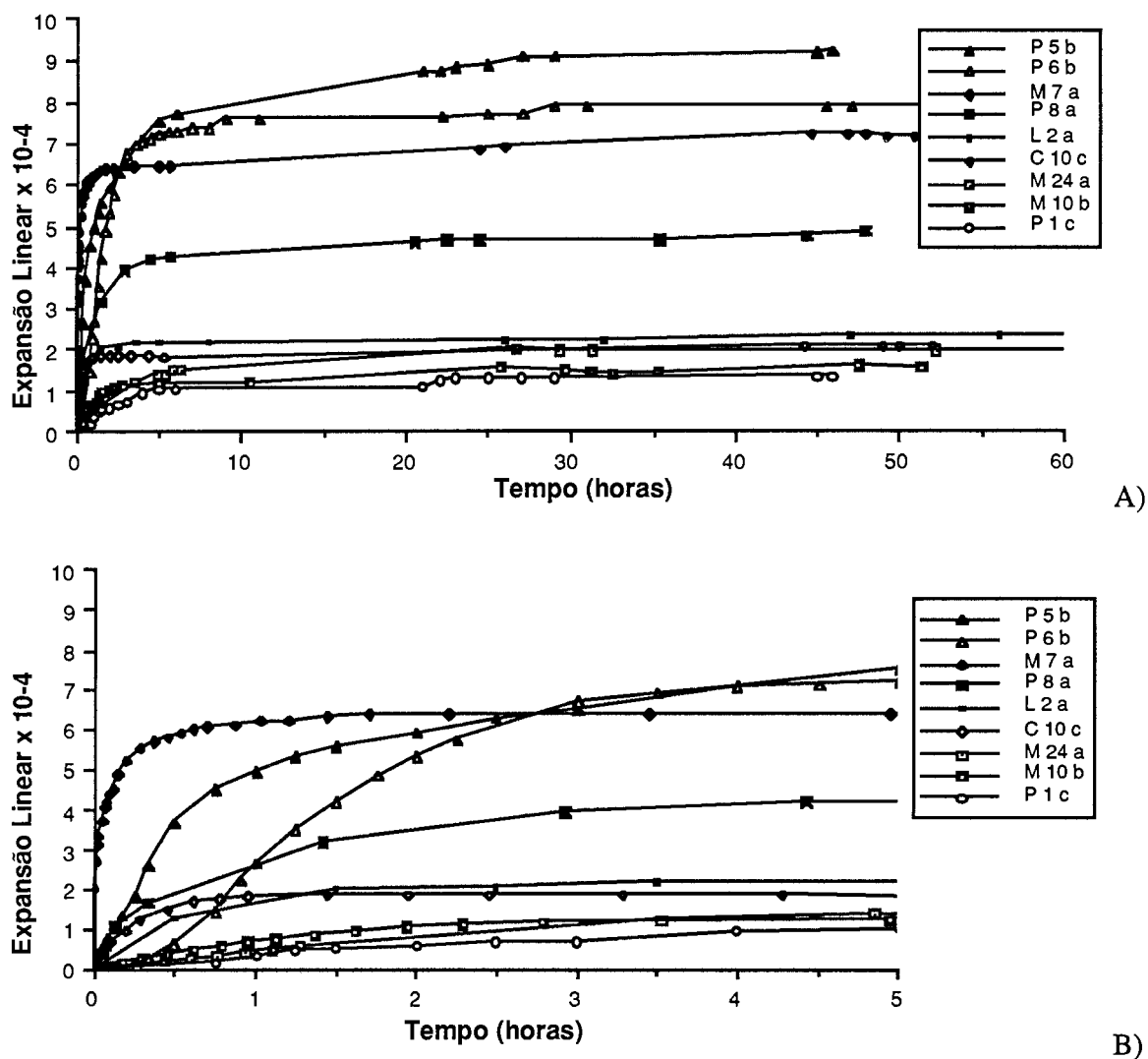


Fig. F4.36 - Variação da expansão ao longo do tempo em amostras de granitos com porosidades maiores que 1%. A) Ensaio completo; B) Pormenor das primeiras 5 horas.

Na Fig. F4.37 apresentamos a projecção dos valores da expansibilidade e da porosidade (Tabela T4.21) no ábaco para a classificação geotécnica das rochas carbonatadas proposto por Delgado Rodrigues (1986). As dolomias projectam-se nos campos AI e BI que são os campos menos sujeitos à influência da porosidade e da expansibilidade. Estes resultados vêm reforçar o interesse da utilização deste ábaco para a definição das especificações dos materiais carbonatados a utilizar em enrocamentos.

Na Fig. F4.38 apresentamos a projecção de resultados da expansibilidade em função da resistência à compressão uniaxial nas rochas carbonatadas. Observa-se que as dolomias da Apartadura apresentam expansibilidades muito baixas quando comparadas com a maioria dos calcários, o que confirma a pequena influência da expansibilidade nas propriedades destes materiais.

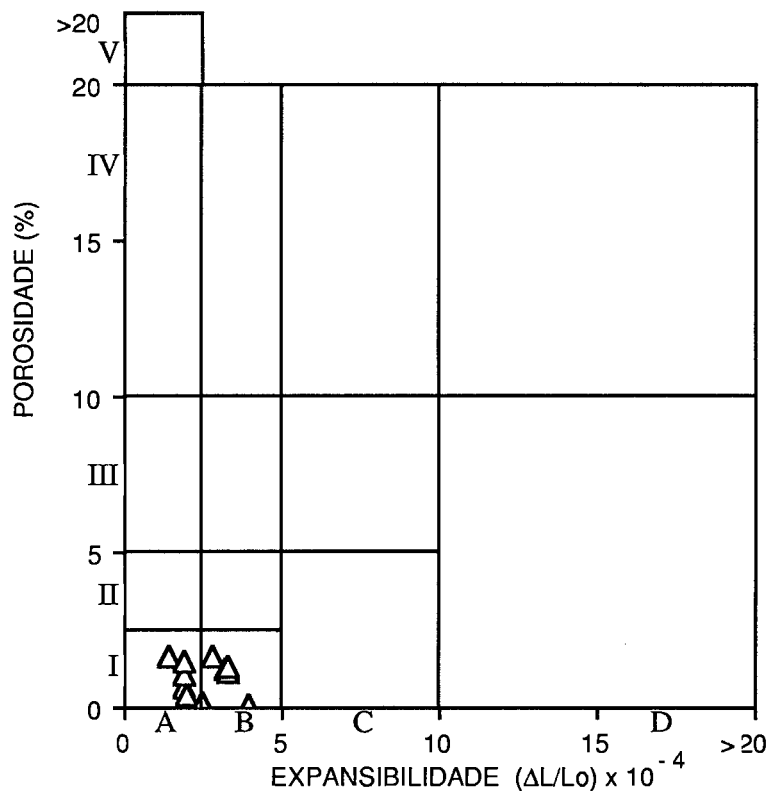


Fig. F4.37 - Projeção das dolomias do enrocamento da barragem da Apartadura no ábaco de Delgado Rodrigues (1986) para a classificação geotécnica das rochas carbonatadas.

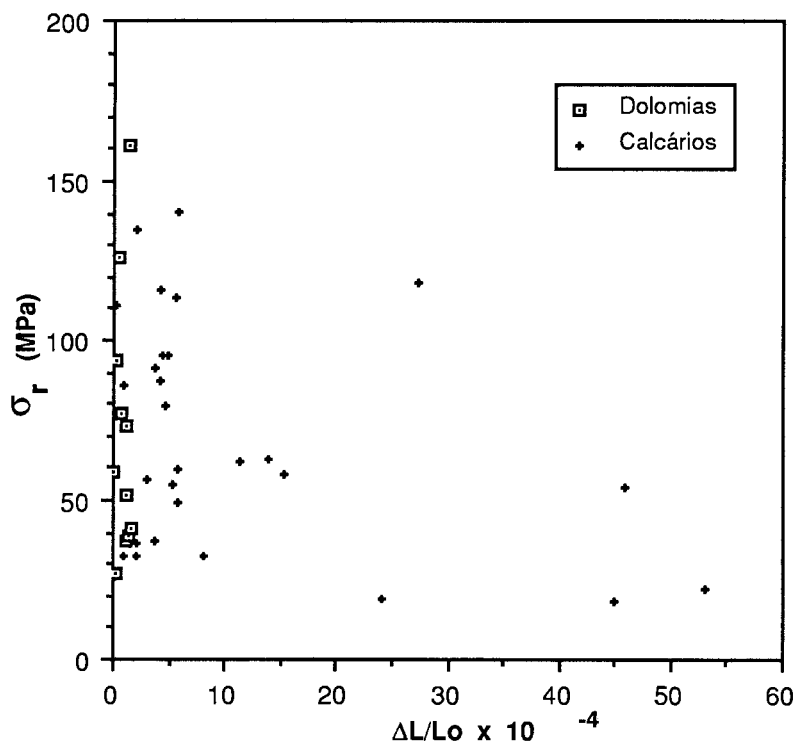


Fig. F4.38 - Relação entre a expansibilidade e a resistência à compressão simples nas rochas carbonatadas (os dados sobre os calcários foram extraídos de Delgado Rodrigues, 1986).

e) Avaliação da durabilidade utilizando propriedades índice

No nosso trabalho procurámos aplicar o índice de durabilidade da rocha (IRD) de Delgado Rodrigues e Jeremias (1990) (Eq. E2.10) aos materiais que estudámos. Nas tabelas T4.20 e T4.21 apresentamos alguns valores do índice IRD conjuntamente com outras propriedades das amostras, respectivamente para os granitos e para as dolomias.

4.4.3.2 - CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A DURABILIDADE DOS MATERIAIS DE ENROCAMENTO

Os ensaios utilizados na determinação da durabilidade dos materiais rochosos adequam-se diferentemente à finalidade para que são utilizados, necessitando de uma interpretação adequada em função dos materiais considerados, do ensaio em questão e das condições em que o material vai ser aplicado. De um modo geral, na previsão da durabilidade das rochas os resultados dos ensaios tornam-se mais úteis quando interpretados em conjunto.

A porosidade e o peso volúmico são parâmetros intrínsecos da rocha que devem ser sempre determinados. A absorção de água, outro parâmetro, depende da porosidade e da existência de uma rede intercomunicante de microfissuras que permitam a circulação do fluido. Os ensaios de cristalização de sais, como a ataque pelos sulfatos (magnésio ou sódio) ou o gelo-degelo são muito utilizados na previsão do comportamento dos materiais. Segundo Fookes et al. (1988), o gelo e degelo adequa-se especialmente aos materiais de poros largos, alterados e com absorções elevadas. Os ensaios de cristalização de sais apresentam o inconveniente de serem de execução demorada.

Os ensaios de Los Angeles, de desgaste em meio húmido e de fragmentação dinâmica, submetem as amostras a acções dinâmicas (de impacto em todos eles e de desgaste nos dois primeiros), o que se afasta significativamente das condições encontradas nos aterros de enrocamento. Nos enrocamentos de protecção, a acção das ondas da albufeira podem ter uma acção relevante, que pode mesmo ser decisiva se o enrocamento estiver subdimensionado para as acções dinâmicas a que vai estar sujeito. Nos aterros de enrocamento, as acções mais intensas ocorrem durante a colocação e compactação dos materiais, não se encontrando mesmo aí paralelismo significativo com as condições utilizadas nos ensaios referidos. O ensaio de Los Angeles, apesar de necessitar de amostras de dimensões significativas, está muito divulgado, sendo um dos parâmetros usados na classificação dos enrocamentos de Marsal e Resendiz (1975). Na preparação de uma amostra, devido ao elevado número de fragmentos que contém, é possível ter em conta a diversidade das características do material diminuindo a dispersão dos resultados

individuais (Delgado Rodrigues, 1990). O ensaio de desgaste em meio húmido, apesar das limitações já referidas, tem vindo a ser muito utilizado por ser de fácil execução.

Tabela T4.20 - Expansão por embebição e índice de durabilidade (IRD) de algumas amostras de granitos.

AMOSTRA	n (%)	$\frac{\Delta L}{L_0} \times 10^{-4}$	W ₄₈ (%)	IRD	AMOSTRA	n (%)	$\frac{\Delta L}{L_0} \times 10^{-4}$	W ₄₈ (%)	IRD
L1a	0,79	1,30	0,22	24,6	P3a	1,17	2,85	0,35	15,0
L1b	1,00	1,10	0,28	24,7	P3b	1,17	4,09	0,41	11,9
L1c	0,88	0,88	0,23	30,0	P4a	3,72	5,93	1,12	2,5
L1d	1,00	1,20	0,27	17,5	P4b	3,72	2,83	1,39	3,4
L2a	1,70	2,30	0,56	11,1	P5a	3,53	13,19	1,37	1,2
L2b	1,53	1,90	0,51	12,0	P5b	3,53	9,24	1,88	1,2
L2c	1,71	2,30	0,57	5,5	P6a	5,01	8,03	2,00	2,2
L2d	1,57	1,70	0,51	8,5	P6b	5,01	7,86	1,89	2,0
M7	10,70	7,18	4,37	-	P8a	1,69	4,85	0,47	5,1
M8a	6,60	6,63	3,68	-	P8b	1,69	4,18	0,54	8,0
M8b	7,30	0,93	1,26	2,8	P8c	1,69	2,59	0,50	-
M9b	5,90	1,05	2,19	1,5	P9a	1,59	5,41	0,65	5,2
M10b	4,80	1,55	1,61	-	P9b	1,59	4,90	0,54	4,7
M15b	2,90	1,10	0,83	8,3	P10a	4,92	1,00	1,24	5,3
M23b	0,80	0,63	0,24	35,7	P10b	4,92	1,92	1,42	4,3
M24a	1,20	1,95	0,28	13,9	P12a	0,84	1,75	0,27	-
M25	1,40	0,77	0,35	20,8	P13a	1,69	3,05	0,54	11,9
C1b	0,90	2,08	0,36	12,0	P13b	1,69	0,92	0,90	22,0
C7b	4,40	1,96	1,97	-	P19a	0,96	2,09	0,32	23,9
C7c	4,90	1,62	2,11	-	P19b	0,96	3,08	0,34	15,9
C10c	5,50	2,06	2,40	-	P61a	1,00	3,42	0,41	12,2
P1a	0,99	2,51	0,23	20,5	P74a	1,46	1,68	0,61	22,5
P1c	0,99	1,42	0,30	28,7					

n (%) - Porosidade;

$\frac{\Delta L}{L_0} \times 10^{-4}$ - Expansão linear após 48 h de embebição;

ΔL - variação de comprimento;

L_0 - Comprimento inicial;

W₄₈ (%) - Teor em água após embebição.

IRD - Índice de durabilidade da rocha.

Tabela T4.21 - Expansão por embebição e índice de durabilidade (IRD) das dolomias da barragem da Apartadura.

AMOSTRA	n (%)	$\frac{\Delta L}{L_0} \times 10^{-4}$	IRD
1A	3.2	1.23	6.6
1B	1.4	1.61	9.0
2A	1.9	0.62	24.6
2B	1.9	1.10	17.9
3A	2.0	0.25	10.7
3B	2.0	0.40	45.1
4A	3.3	1.11	9.3
4B	3.3	1.35	6.5
5A	2.8	1.60	-
5B	1.9	1.48	33.1
PRa	2.5	0.14	33.6
PRb	3.9	0.10	14.3
Média	2.51	0.92	19.2
Desv. padrão	0.78	0.58	13.1

O conjunto dos ensaios realizados, sendo de diferentes tipos, permitem a avaliação global das características de durabilidade. Nos granitos, as amostras sãs apresentam excelentes características de durabilidade. As amostras alteradas têm, de um modo geral, características de durabilidade bastante satisfatórias, apesar desta tender a diminuir com o avanço da alteração. Os resultados dos ensaios de expansibilidade e de ataque pelo etileno-glicol permitem concluir que os minerais argilosos expansivos têm pouca importância no comportamento dos granitos ensaiados. Os valores do ensaio pelos sulfatos são semelhantes, mas ligeiramente superiores aos observados na generalidade das rochas ígneas. Os resultados do ataque pela água oxigenada são superiores aos apresentados por outros autores para as rochas graníticas, sendo, no entanto, valores que mostram boa resistência à acção expansiva provocada pela água oxigenada. Com base nas observações de campo e nos ensaios laboratoriais, podemos concluir que os materiais graníticos empregues ou a empregar nos enrocamentos de barragens apresentam, de um modo geral, boas características de durabilidade. Em situações de maior exigência para a estrutura poderá haver necessidade de definir valores limites de aceitação dos materiais de enrocamento, apesar deste procedimento apenas se praticar correntemente para os enrocamentos de protecção.

Quanto às dolomias, confirma-se serem materiais praticamente isentos de minerais argilosos expansivos, resistentes e pouco sensíveis à água, não levantando problemas de durabilidade.

Consideramos de grande interesse a utilização do índice de durabilidade IRD, de Delgado Rodrigues e Jeremias (1990), na avaliação da durabilidade dos materiais de enrocamento por permitir, através de parâmetros simples, escalonar a durabilidade dos materiais e mesmo estabelecer valores para os critérios de aceitação e rejeição. Os valores de IRD que obtivemos para os granitos variaram entre 37 e 1. Sem querermos estabelecer limites rigorosos e definitivos, consideramos que as amostras com IRD superior a 20 apresentam um comportamento excelente em termos de durabilidade. As amostras com IRD entre 10 e 20 têm durabilidade razoável a boa, enquanto que as amostras com IRD inferior a 5 apresentam durabilidade má. No estudo que efectuámos sobre o enrocamento da barragem de Paradela, verificámos que a generalidade das amostras que não apresentava sinais de degradação possuem valores de IRD superiores a 20.

Para as dolomias, os valores extremos de IRD variaram entre 45 e 6. De acordo com os dados de Delgado Rodrigues e Jeremias (1990), para os calcários micríticos um valor superior a 5 corresponde a materiais com boas características para a construção. Estes autores consideram ainda que valores de IRD superiores a 10 correspondem a materiais com durabilidade boa a excelente.

A partir dos dados analisados no presente trabalho, no de Delgado Rodrigues (1988) e no de Delgado Rodrigues e Jeremias (1990), procurámos estabelecer classes de durabilidade baseadas no valor de IRD. Tendo presente que do número de amostras analisadas é limitado e que apenas se referem a rochas graníticas e carbonatadas, apresentamos na tabela T4.22 uma proposta de classificação da durabilidade das rochas que deverá ser utilizada criticamente.

A análise de situações de obra, em que o índice venha a ser utilizado, permitirá verificar da sua adequação e mesmo da necessidade de utilizar escalas diferentes para grupos de rochas distintos.

Para além dos parâmetros analisados, a durabilidade das rochas é influenciada por outros factores, como as condições hidrológicas, o clima e a presença de compostos químicos agressivos, que devem ser levados em conta na sua análise.

Tabela T4.22 - Proposta de classificação para a durabilidade das rochas em função do índice de durabilidade IRD.

IRD	DESIGNAÇÃO
> 20	Elevada
20 - 6	Média
6 - 2	Baixa
< 2	Muito Baixa

4.5 - DETERMINAÇÃO EXPEDITA DAS CARACTERÍSTICAS MECANICAS DOS ENROCAMENTOS

As características mecânicas dos materiais de enrocamento são geralmente obtidas a partir da realização dos aterros experimentais, de ensaios laboratoriais sobre amostras de grandes dimensões ou recorrendo a relações pré-estabelecidas entre as propriedades daqueles materiais e as características mecânicas. A realização dos ensaios de laboratório com vista à caracterização dos enrocamentos, utilizando equipamentos de grandes dimensões, é um processo dispendioso e demorado. Assim, são bem aceites outras vias de caracterização expedita que, apesar de menos precisas, permitam avaliar com certa aproximação o comportamento dos enrocamentos. Alguns trabalhos recentes (Delgado Rodrigues et al., 1982; Veiga Pinto et al., 1986, 1988; Quinta Ferreira et al., 1987) mostraram que nos enrocamentos compactados se podem esperar boas correlações entre algumas propriedades índice e as características mecânicas dos enrocamentos. A utilização destas correlações é particularmente útil nas fases iniciais de estudo, em que ainda não é necessário um conhecimento rigoroso do comportamento mecânico do enrocamento, ou para o projecto de pequenas barragens em que as solicitações e as deformações são reduzidas.

A título de exemplo, refere-se que o anteprojecto da barragem da Apartadura se baseou exclusivamente em propriedades índice (Veiga Pinto et al., 1986). O projecto só foi executado após a realização dos aterros experimentais e dos ensaios laboratoriais efectuados após a adjudicação da empreitada.

4.5.1 - ANÁLISE DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DOS ENROCAMENTOS

No seguimento dos trabalhos de Delgado Rodrigues et al. (1986) e Veiga Pinto et al. (1986), procurámos verificar se os resultados obtidos reforçavam as relações entre algumas propriedades índice e as características mecânicas dos enrocamentos compactados. Para tal efectuámos a sobreposição de mais resultados nos gráficos apresentados por Veiga Pinto et al. (1986).

Nas figuras F4.39 e F4.40 apresentamos as relações entre o ângulo de atrito dos enrocamentos e, respectivamente, a resistência ao esmagamento dos fragmentos e a perda no ensaio de desgaste. Os valores para o ângulo de atrito referem-se a uma tensão principal mínima de 0,1 MPa. Para o estado mais compacto dos materiais de enrocamento, verifica-se que a relação entre a resistência ao esmagamento dos fragmentos e o ângulo de atrito dos materiais do enrocamento de Paradelá (granito são seco) e do enrocamento da Apartadura (dolomia seca) reforçam a tendência exibida pelos outros materiais (Fig. F4.39). No que diz respeito à relação entre o ângulo de atrito e à perda no ensaio de desgaste (Fig. F4.40), nota-se que a projecção dos valores correspondentes ao granito e à dolomia estão ligeiramente acima da tendência exibida para os outros materiais. Será necessário obter maior número de dados de modo a verificar se é uma dispersão normal para este tipo de correlações.

A Fig. F4.41 mostra que utilizando rochas mais resistentes se diminui a deformabilidade do enrocamento, o que está de acordo com as observações de Kjaernsli e Sande (1963). A relação entre o módulo edométrico e a resistência ao esmagamento dos fragmentos do granito e da dolomia, quer secas quer submersas, parecem querer alterar a tendência exibida pelas restantes amostras. Para a totalidade dos pontos, parece delinear-se uma evolução exponencial do módulo edométrico, a que corresponde uma gama de valores muito grande para o módulo edométrico dos materiais mais resistentes (Fig. F4.41). À primeira vista, parece haver alguma dificuldade em incluir todos os materiais naquela correlação, pelo que é necessário utilizar aquela figura com precaução até existirem mais dados de outros materiais que permitam clarificar as dúvidas levantadas.

Dos três gráficos apresentados, é sem dúvida a relação entre ϕ e P_a a que melhor se encontra definida, mostrando um crescimento de ϕ aproximadamente linear com o aumento da resistência dos materiais.

Há que ter sempre presente que a informação obtida com estas correlações é necessariamente aproximada, pois, para além das propriedades dos fragmentos rochosos,

existem outros factores, como a distribuição granulométrica ou a velocidade de aplicação das forças, que influenciam o comportamento mecânico dos materiais de enrocamento.

Nas figuras F4.39 e F4.41 apresentamos também uma correspondência entre Pa e PLS com o intuito de possibilitar a utilização do ensaio de carga pontual. A relação entre Pa e PLS foi obtida a partir da equação $CS = (Pa/A)$, definida no Cap. 2 (Eq. E2.5), e da relação experimental $CS = 1,133 PLS$, apresentada na Fig. F4.26 do Cap. 4. Sabendo que o valor de Pa é dado para fragmentos com diâmetro nominal de 50 mm, obtivemos a seguinte correspondência:

$$Pa \text{ (kN)} = 2,23 PLS \text{ (MPa)}. \quad [\text{Eq. E4.1}]$$

Para relatar os resultados do ensaio de carga pontual, consideramos preferível utilizar PLS em vez de $Is_{(50)}$, encontrando-se discutidas no Cap. 4.4.2.2 e em Quinta Ferreira et al. (1990) as razões desta preferência.

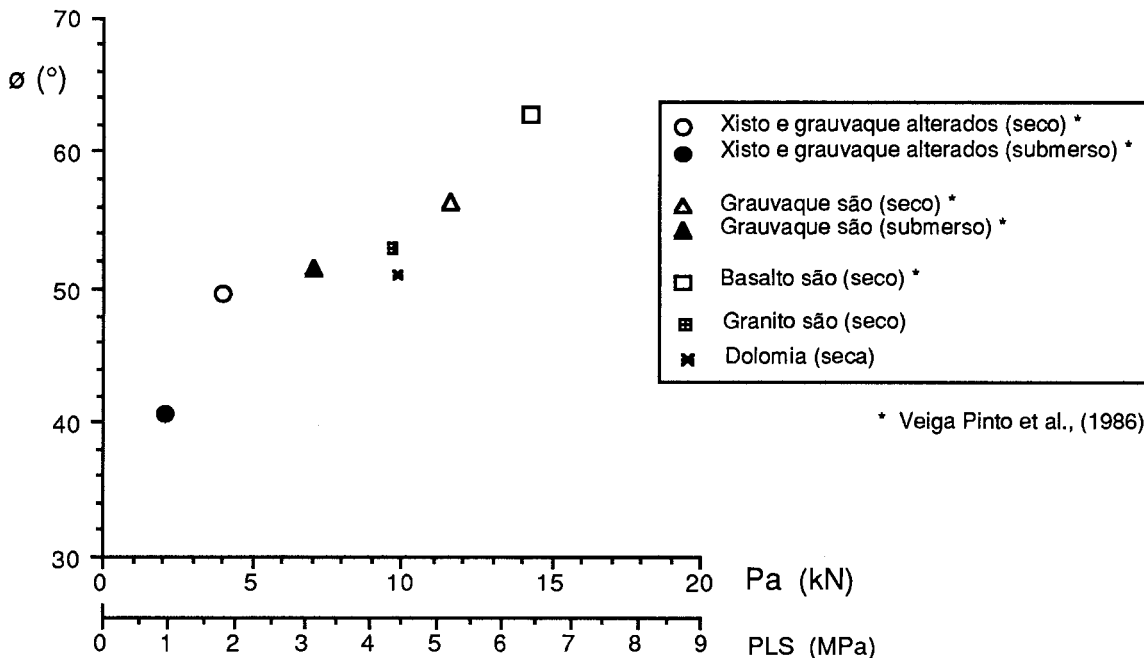


Fig. F4.39 - Relação entre o ângulo de atrito interno dos enrocamentos (com $\sigma_3=0,1$ MPa) e a resistência dos fragmentos.

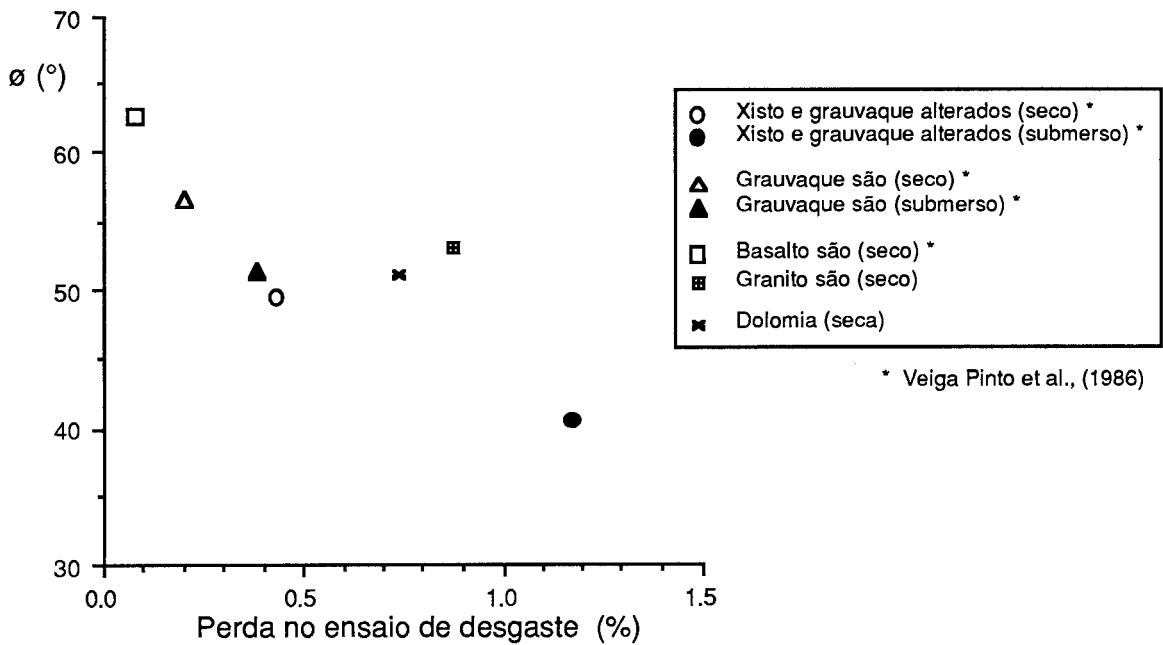


Fig. F4.40 - Relação entre o ângulo de atrito interno (com $\sigma_3=0,1$ MPa) e a perda no ensaio de desgaste.

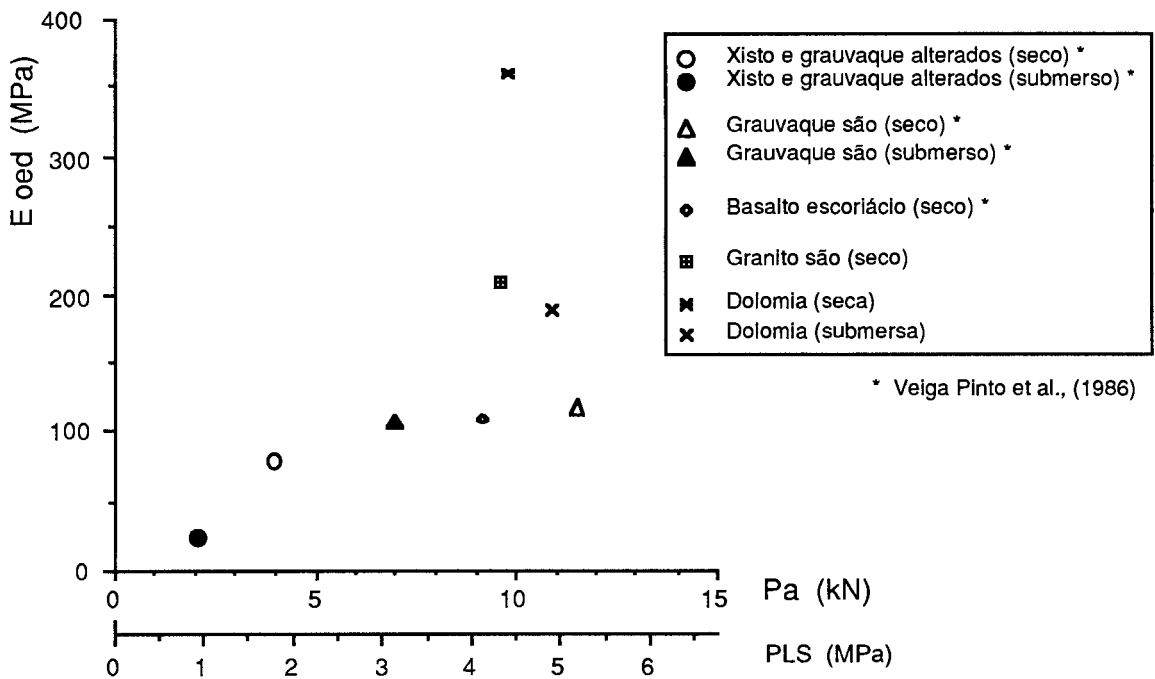


Fig. F4.41 - Relação entre o módulo edométrico secante dos enrocamentos (com $\sigma_1=1$ MPa) e a resistência das partículas.

4.5.2 - APLICABILIDADE DA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA EXPEDITA

Uma das finalidades da elaboração de relações entre as características mecânicas dos enrocamentos e as propriedades índice dos materiais que os constituem é a possibilidade de serem aplicadas a diferentes locais de modo a poder-se prever o comportamento dos enrocamentos. É no entanto conveniente ponderar até que ponto essas correlações podem ser utilizadas na obtenção de valores que correspondam às características que o enrocamento irá exibir. Há também que verificar se as condições estabelecidas na obtenção das correlações são as que se irão encontrar no enrocamento para o qual se pretendem extrapolar os valores.

Utilizando as propriedades índice e as características dos materiais granulares de enrocamento das barragens estudadas, apresentamos na tabela T4.23 a classificação dos enrocamentos segundo Wilson e Marsal e a previsão das propriedades mecânicas, nomeadamente o ângulo de atrito e o módulo edométrico com base nas figuras F4.39, F4.40 e F4.41.

Uma das questões que frequentemente se coloca, em locais com litologia diversificada, é a de escolher o tipo de rocha mais adequado para a obra de entre os materiais disponíveis. Nestes casos há que elaborar um programa de estudo que vai desde os aspectos económicos relacionados com a localização, exploração e transporte de cada tipo de materiais, até à determinação das suas características de resistência e de durabilidade, escolhendo os ensaios mais adequados para a caracterização de cada tipo litológico. Nas rochas graníticas assume grande interesse a determinação da resistência, que é condicionada pela porosidade e pela fissuração, e que, por sua vez, estão dependentes do estado de alteração. Nas rochas ígneas básicas, o estudo da alterabilidade, conjuntamente com a resistência, assume grande importância devido à existência frequente de minerais argilosos que podem originar a ruína da rocha. Quanto às rochas carbonatadas, o seu comportamento é fundamentalmente condicionado pela porosidade e pelo teor em minerais argilosos.

A experiência futura permitirá aferir da validade das correlações estabelecidas. Contudo, é aceitável, desde já, a extrapolação dos resultados para barragens de enrocamento construídas com materiais de natureza semelhante e com técnicas idênticas.

Os materiais graníticos dos locais das barragens de Paradela, Lagoacho, Midões e Castelo de Paiva apresentam características petrográficas, mineralógicas e propriedades mecânicas próximas, o que nos leva a efectuar algumas considerações sobre a construção de enrocamentos com esses materiais.

Tabela T4.23 - Propriedades índice, tipo de enrocamento e propriedades mecânicas dos enrocamentos estudados.

	Paradela	Lagoacho	Midões	Castelo de Paiva	Apartadura
Slake (% perda) seco	0,9	0,9	-	-	0,65
molhado	1,0	1,1	1,3	1,2	0,75
Pa seco (kN)	10,2	11,8	9,7*	6,9*	9,8
Pa submerso (kN)	7,5	10,2*	7,9*	4,0*	10,9
Absorção (%)	0,5	0,5	0,6	0,7	1,1
Los Angeles (%)	25	23	35	-	29
Cu	5	> 25	> 25	> 25	> 25
Tipo de enrocamento	2U	2BG	2BG	2BG?	2BG

Propriedades Mecânicas					
ϕ (°) (para $\sigma_3=0,1$ MPa) Previsto	--	53°-56°	50°-53°	43°-49°	55°
Medido	53°	--	--	--	51°
E_{oed} (MPa) (para $\sigma_1=1$ MPa) Previsto	--	120-200#	100-200#	70-150#	100*
Medido	208#	--	--	--	190*

- Seco * - Submerso • - Pa calculado pela Eq. E4.1

Admitindo que os métodos construtivos e a granulometria a utilizar serão os mesmos naqueles locais, exceptuando o caso de Paradela, o comportamento mecânico que os enrocamentos irão exibir serão semelhantes, desde que os materiais utilizados sejam idênticos. No que diz respeito aos granitos, admite-se que o corpo principal dos enrocamentos seja construído com granito são ou pouco alterado, à excepção de Castelo de Paiva que admitimos venha a ser construído essencialmente com granito pouco alterado, devido à alteração significativa do granito no local. Este aspecto, em nosso entender, será muito importante, pois o aumento do estado de alteração do granito diminui significativamente as características mecânicas do enrocamento.

No entanto a utilização de rochas graníticas com avançado estado de alteração tem vindo a crescer, utilizando-se mesmo materiais que podem incluir-se nas rochas brandas de acordo com a definição de Rocha (1976). De um modo geral recorre-se à utilização destes materiais de baixa resistência nos enrocamentos por razões económicas ou quando não existem materiais com melhores características. Nos materiais de baixa resistência, assume grande importância a diminuição dos assentamentos após construção, para o que se devem utilizar camadas de pequena espessura, efectuando compactação enérgica e molhagem eficiente. De um modo geral os materiais de baixa resistência tendem ainda a possuir grande quantidade de finos, o que não impede a sua utilização. Newbery (1978) refere que no flanco direito do enrocamento granítico da barragem Sultan Abu Bakar, na Malásia, se utilizou uma proporção de 33% de material passado no peneiro de 25 mm e que é bastante superior ao usual.

Capítulo 5

**BARRAGEM DE PARADELA.
ESTUDO DOS ENROCAMENTOS E ANÁLISE
DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL**

5 - BARRAGEM DE PARADELA. ESTUDO DOS ENROCAMENTOS E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Dois anos após a construção da barragem de Paradela, os próprios projectistas (Fernandes et al., 1960) referiam da necessidade de, em obras do mesmo tipo e construídas posteriormente, se efectuarem ensaios de caracterização das propriedades dos materiais de enrocamento, de modo a prever, com maior fiabilidade, os deslocamentos da cortina.

Até ao início do presente trabalho não existia nenhum estudo pormenorizado do enrocamento da barragem de Paradela. A manifestação do nosso interesse e disponibilidade para a realização deste estudo tiveram bom acolhimento por parte do Departamento de Geotecnia do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, resultando daí estreita colaboração. No planeamento do trabalho seguimos algumas sugestões de estudo dos materiais graníticos do enrocamento da barragem de Paradela anteriormente apresentados por Delgado Rodrigues (1985).

Começámos por efectuar ensaios de caracterização do material rochoso e de avaliação das suas características de resistência e durabilidade. Posteriormente procedemos à preparação de amostras laboratoriais com uma granulometria paralela à do protótipo e com as quais foram efectuados ensaios de caracterização física e mecânica do meio granular, em particular das propriedades tensão-deformação. A resistência ao corte foi determinada através do ensaio de compressão triaxial, enquanto que para a determinação do módulo de deformabilidade se utilizou o ensaio de compressão unidimensional, o qual é mais adequado à simulação na fase de construção. Inicialmente procurámos ensaiar o material de enrocamento com estados de compacidade idênticos aos exibidos pelo protótipo, pretendendo, deste modo, efectuar uma análise "a posteriori" do comportamento tensão-deformação da barragem. Procurámos também caracterizar o material de enrocamento, caso tivesse sido construído com uma estrutura bastante densa. Com este

procedimento e com os resultados dos cálculos tensão-deformação procurou-se avaliar a melhoria do comportamento estrutural da barragem caso fosse construída com as modernas técnicas construtivas. Estas técnicas dizem não só respeito ao elevado estado de compactação com que o material é colocado, mas, também, ao faseamento construtivo que deveria consistir na execução de camadas horizontais em fases de geometria pouco contrastante.

Os resultados obtidos foram oportunamente compilados num relatório do LNEC (Quinta Ferreira et al., 1987) e parcialmente publicados (Veiga Pinto et al., 1988). Parte desses elementos são aqui novamente utilizados, pois foi esse, desde o início, o seu objectivo.

5.1 - OS MATERIAIS DO ENROCAMENTO

5.1.1 - AMOSTRAGEM

Quando pretendíamos amostrar os materiais empregues no enrocamento da barragem de Paradelas levantaram-se várias questões relacionadas com os ensaios a efectuar, o tipo e quantidade de amostras a recolher, a acessibilidade dos locais a amostrar e, ainda, a disponibilidade de meios técnicos e humanos para a recolha, preparação e transporte das amostras. Ficou ainda a questão de saber se os materiais recolhidos representavam efectivamente o enrocamento da barragem. O próprio processo de exploração da pedra, transporte e colocação a granel do material no enrocamento, utilizando camadas com espessuras da ordem dos 20 m, torna difícil conhecer a distribuição dos materiais empregues, além do próprio processo construtivo poder gerar certa anisotropia.

A utilização dos próprios materiais do enrocamento da barragem, nos estudos a realizar, é sugerida por Delgado Rodrigues (1985, pg. 102). No entanto, o facto de ser um enrocamento lançado, pouco compactado, e com blocos de grandes dimensões, torna muito perigoso trabalhar sobre o paramento de jusante, devido à existência de blocos instáveis, o que levou ao abandono de uma amostragem regular desse paramento.

Atendendo a que a quase totalidade dos materiais graníticos constituintes do enrocamento da barragem foram extraídos da pedra do Corucho da Roca, junto à povoação da Ponteira (Fig. F3.8), optámos por efectuar o grosso da amostragem nesta pedra, complementado com a recolha de diversas amostras no paramento de jusante da barragem, junto ao coroamento, encontros e fundação, em locais cujo acesso foi considerado

mais seguro. Os pontos de amostragem no enrocamento apresentam-se na Fig. F5.1. Durante a construção do enrocamento foi também explorada uma pequena pedreira na margem direita, ligeiramente a jusante da barragem.

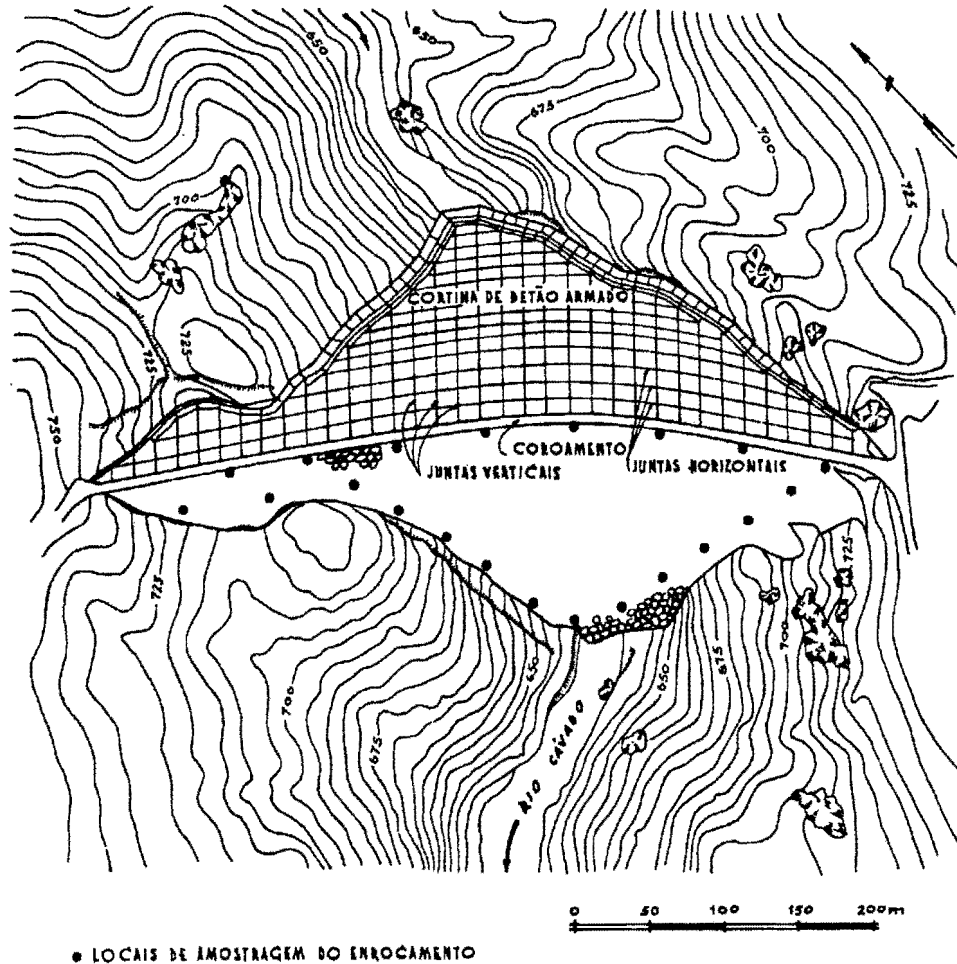


Fig. F5.1 - Planta geral da barragem de Paradela com a localização dos pontos de amostragem no enrocamento.

Com a amostragem efectuada pretendemos obter materiais graníticos com diversas estruturas, graus de alteração e estados de fissuração, para além de termos recolhido uma quantidade apreciável de materiais granulares (aproximadamente 700 kg). Sobre estes materiais determinámos as suas propriedades físicas e geométricas e realizámos ensaios para a determinação das características de tensão-deformação do enrocamento.

5.1.2 - POROSIDADE E PESOS VOLUMICOS

5.1.2.1 - ENROCAMENTO

Sobre as amostras recolhidas no paramento de jusante da barragem (Fig. F5.1), efectuámos alguns ensaios de propriedades índice.

Na Fig. F5.2 apresentamos os resultados obtidos para a porosidade, observando-se que as frequências significativas se situam entre os 0,5 e 2,0%, com um máximo na classe de 1,0 a 1,5%. A percentagem de ocorrência de amostras com porosidades acima de 2,0% é muito pequena. Verifica-se que há diferença entre a porosidade das classes com maiores frequências e a média aritmética dos resultados, o que se deve ao facto dos valores se afastarem da distribuição normal. As porosidades mais elevadas, apesar de pouco frequentes, são, em valor absoluto, várias vezes superiores às porosidades das classes mais frequentes. Quanto ao peso volúmico aparente seco, observa-se que as maiores frequências ocorrem entre os 25,6 e os 25,8 kN/m³ (Fig. F5.2). Os resultados da porosidade e do peso volúmico seco mostram a predominância dos granitos com baixas porosidades e a que correspondem elevados pesos volúMICOS. Para o peso volúmico aparente saturado ocorre, de um modo geral, aumento de 0,1 kN/m³ devido à saturação. Quanto ao peso volúmico real das amostras ensaiadas, varia entre 25,6 e 26,1 kN/m³, sendo a média de 25,9 kN/m³, com desvio padrão de 0,21. O teor em água de absorção no vácuo apresenta valores mais frequentes entre 0,2 e 0,4%, com uma média de 0,36% e desvio padrão de 0,33.

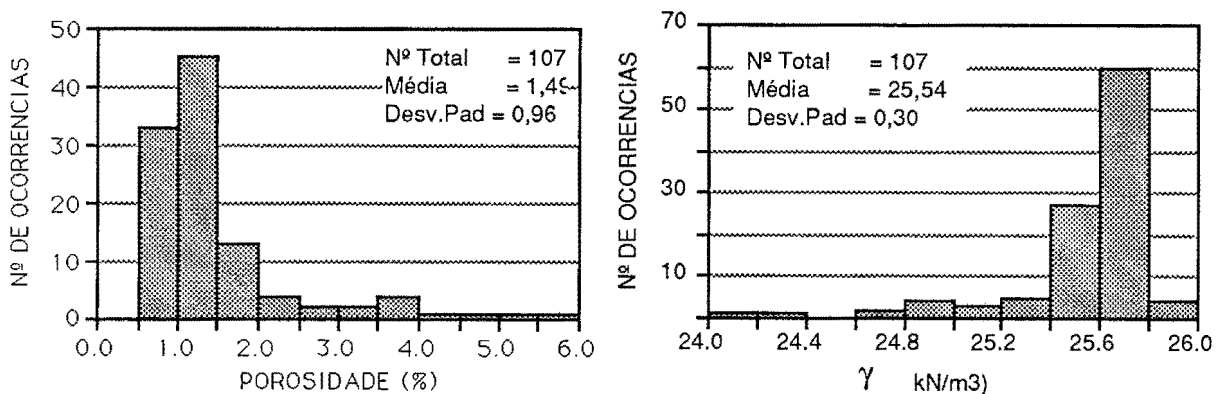


Fig. F5.2 - Distribuição dos valores da porosidade e do peso volúmico aparente seco nos granitos recolhidos no enrocamento da barragem de Paradela.

5.1.2.2 - AMOSTRAS GRANULARES UTILIZADAS NOS ENSAIOS DE LABORATORIO

A elevada quantidade de amostras granulares utilizadas nos ensaios laboratoriais impediu a determinação sistemática das propriedades índice, pelo que optámos por efectuar determinações sobre amostras que considerámos serem representativas dos materiais ensaiados. Com os resultados obtidos elaborámos a tabela T5.1, onde apresentamos os valores das propriedades dos fragmentos que constituem as amostras granulares utilizadas nos ensaios de laboratório e com vista à caracterização do enrocamento.

Tabela T5.1 - Propriedades dos fragmentos constituintes das amostras granulares ensaiadas no laboratório.

	W (%)	n (%)	γ_d (kN/m ³)
Intervalo de variação	0,26 - 1,46	0,73 - 3,72	24,9 - 25,9
Valor médio	0,5	1,4	25,6

Consideramos que os materiais usados no enrocamento de Paradela apresentam perdas no ensaio de desgaste em meio húmido de $1 \pm 0,5\%$, enquanto que para a fragmentação dinâmica poderão variar entre 30 e 35%. O valor do desgaste no ensaio de Los Angeles é de 38%.

A Fig. F5.3 apresenta a evolução do ensaio de desgaste para duas amostras idênticas e representativas do material utilizado nos ensaios para a determinação das características de tensão-deformação do enrocamento. Numa das amostras o desgaste foi efectuado em meio húmido e na outra a seco. Verifica-se que nos dois primeiros ciclos há maior desgaste na amostra ensaiada em meio húmido. Lembramos que o valor do ensaio de desgaste em meio húmido é o correspondente ao segundo ciclo (ISRM, 1981). Para os restantes ciclos, os valores do desgaste são semelhantes para as duas amostras. É nos dois primeiros ciclos ocorre o desgaste dos pontos mais salientes ou menos resistentes da amostra, o que é facilitado pela presença da água.

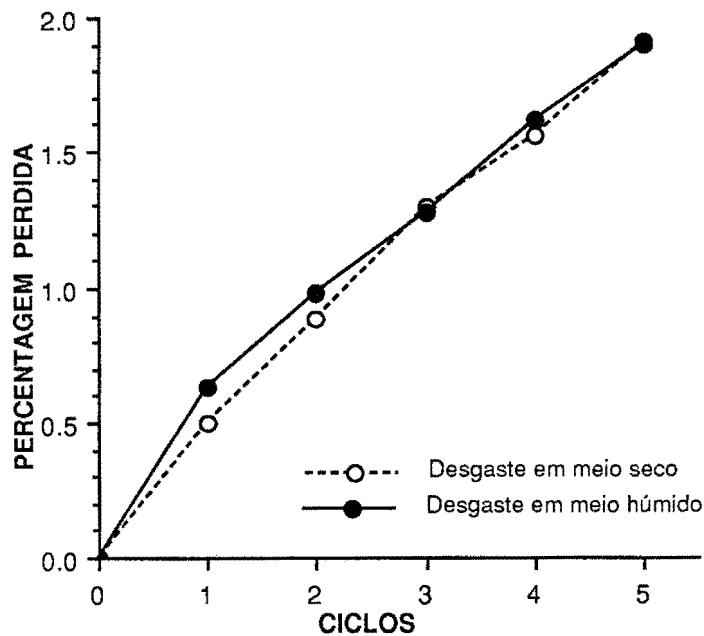


Fig. F5.3 - Evolução das perdas no ensaio de desgaste para duas amostras idênticas de granito, ensaiadas em meio seco e húmido.

5.1.3 - FORMA E DIMENSÃO DOS FRAGMENTOS

Com a determinação da forma e da dimensão dos fragmentos graníticos utilizados na construção do enrocamento de Paradela pretendíamos saber se a variação do tamanho provocava mudanças na forma dos fragmentos e até que ponto eram significativas. Além disso, na realização dos ensaios laboratoriais sobre amostras com granulometria modelada, desejávamos utilizar materiais que respeitassem o mais possível as características do protótipo.

No laboratório efectuámos a determinação do volume real das amostras, para os diâmetros nominais de 5 e 15 cm, para o que dividimos o peso das amostras pelo respectivo peso volúmico. Para maiores dimensões, procedemos à determinação indirecta do volume, em virtude da impossibilidade de efectuar a pesagem dos blocos que foram medidos no próprio enrocamento da barragem. O procedimento utilizado na quantificação indirecta do volume (V) baseou-se numa expressão que permitisse calcular os volumes reais, com a maior aproximação possível, a partir dos três diâmetros ortogonais principais D_1 , D_2 e D_3 . A expressão empírica que melhor se ajustou aos dados experimentais para as duas dimensões ensaiadas no laboratório (5 cm e 15 cm) é:

$$V = \pi \left(\frac{D_1}{2} \times \frac{D_2}{2} \times \frac{D_3}{2} \right) \quad [\text{Eq. E5.1}]$$

Utilizando a expressão anterior, calculámos os volumes para todas as amostras, de modo a obtermos o coeficiente de forma para os diâmetros nominais considerados na tabela T5.2. Os resultados obtidos mostram que não há variação acentuada do coeficiente de forma com a dimensão dos fragmentos.

Procurando saber se estaríamos a cometer um erro sistemático ao utilizar a equação E5.1 para calcular o volume e, a partir dele, o coeficiente de forma, recorremos a outro método para avaliar a forma dos fragmentos rochosos. Com esta finalidade, considerámos que as relações entre diâmetros são um método satisfatório por se utilizarem directamente as medições efectuadas sobre as amostras. Estas medidas são também usadas na determinação dos volumes das esferas de referência para o cálculo do coeficiente de forma. Calculámos ainda a esfericidade das amostras com base na equação E2.9 (Cap. 2), proposta por Krumbein (1941).

Tabela T5.2 - Dimensões médias e coeficientes de forma dos fragmentos graníticos do enrocamento de Paradela.

Diâmetro nominal (cm)	D ₁ (cm)	D ₂ (cm)	D ₃ (cm)	\bar{D} (cm)	nº de amostras	Cf(D ₁)	Cf(\bar{D})	D ₂ /D ₁	D ₃ /D ₂	Esfericidade [Φ]
5	7.1	5.1	3.4	5.2	40	0.25 0.24*	0.66 0.64*	0.72	0.66	0.70
15	20.0	15.8	9.4	15.1	13	0.25 0.27*	0.60 0.63*	0.79	0.60	0.72
30	45.7	29.3	18.9	31.3	15	0.18*	0.60*	0.64	0.64	0.65
50	76.1	51.1	32.2	53.1	18	0.20*	0.62*	0.67	0.63	0.66
85	123.2	83.6	53.2	86.7	14	0.21*	0.61*	0.68	0.64	0.67
120	163.3	115.4	80.0	119.6	12	0.22*	0.63*	0.71	0.69	0.72

D₁, D₂ e D₃ - Respectivamente os valores médios das dimensões maiores, intermédias e menores;

$$\bar{D} = \frac{D_1 + D_2 + D_3}{3};$$

Cf(\bar{D}) - Coeficientes de forma utilizando as médias das dimensões;

Cf(D₁) - Coeficientes de forma utilizando as dimensões maiores;

* - Coeficiente de forma calculado com base na determinação indirecta do volume (Eq. E5.1) dos fragmentos rochosos;

$$\Phi = \sqrt[3]{\frac{D_3}{D_2} \left(\frac{D_2}{D_1}\right)^2} \quad (\text{Krumbein, 1941}).$$

Na Fig. F5.4 apresentamos gráficamente as relações D_2/D_1 versus D_3/D_2 , observando-se que a distribuição dos pontos se concentra no sector equiaxial ou próximo dele, ao que também corresponde uma esfericidade elevada, que, pelos dados da tabela T5.2, é superior a 0,65. Tendo-se efectuado separadamente a projecção dos pontos referentes às diferentes dimensões nominais, não observámos qualquer distribuição preferencial dos dados, o que vem confirmar que a forma dos fragmentos não varia significativamente com o seu tamanho, como se depreende da tabela T5.2.

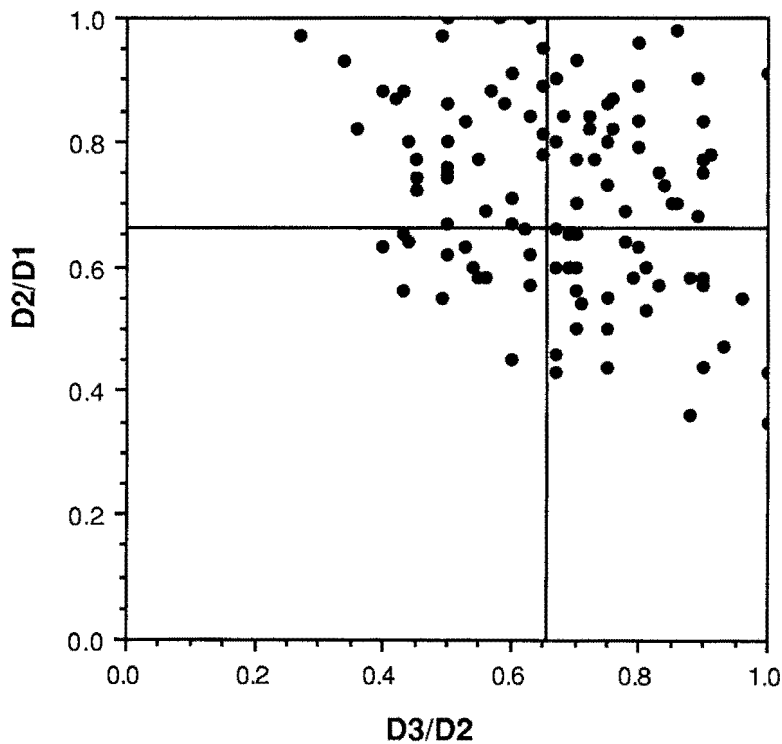


Fig. F5.4 - Projecção das relações entre os eixos de fragmentos do enrocamento no diagrama de Zingg (1935).

Veiga Pinto (1982), referindo-se a materiais xistosos e grauvacóides, considera que a diminuição do tamanho dos fragmentos tende a afastá-los da forma equidimensional, diminuindo o coeficiente de forma.

Os resultados das amostras de Paradela são diferentes daquela observação, pois a natureza dos materiais e a estrutura do maciço condicionam grandemente o coeficiente de forma. Nas rochas ígneas, como os granitos, o coeficiente de forma tende a ser sempre elevado quaisquer que sejam as dimensões dos fragmentos. Para os grandes blocos são as diaclases que definem a forma, enquanto que para os tamanhos inferiores ao espaçamento

das diaclases são as microdescontinuidades que tendem a controlar o corte das amostras, conferindo formas que tendem a ser sensivelmente idênticas às dos grandes blocos. Um exemplo do que foi referido é o modo como são talhados os paralelepípedos utilizados em pavimentação e cujas faces tendem a ser orientadas pelas direcções do "fabric".

Pelo contrário, nas rochas marcadamente anisotrópicas, como por exemplo as rochas xistosas, as diaclases tendem a controlar a forma dos grandes blocos, e os pequenos fragmentos são essencialmente condicionados pela xistosidade, conferindo-lhes formas mais achatadas que a dos fragmentos de maiores dimensões.

Alguns autores (Kjaernsli e Sande, 1963; Narvaez, 1980) consideram que a deformabilidade dos enrocamentos é maior quando se utilizam fragmentos angulosos com superfícies rugosas do que quando se utilizam fragmentos arredondados com superfícies lisas. Narvaez (1980) refere que a resistência ao corte de materiais angulares é relativamente mais alta que a de material equivalente constituído por partículas subangulares ou arredondadas. Por outro lado, Veiga Pinto (1982, 1983) considera que a forma dos fragmentos não influencia marcadamente as características mecânicas dos enrocamentos, actuando indirectamente ao variar o volume específico dos materiais granulares e influenciando o imbricamento.

5.1.4 - DURABILIDADE DOS MATERIAIS DO ENROCAMENTO DE PARADELA

Na análise da durabilidade dos materiais do enrocamento de Paradela recorreremos a observações efectuadas sobre o próprio enrocamento da barragem, de modo a complementar os resultados dos ensaios de durabilidade efectuados no laboratório e já apresentados no Cap. 4.

Na observação dos blocos que constituem o enrocamento verificámos que, na sua quase totalidade, se encontram enegrecidos superficialmente devido ao crescimento de musgos e líquenes. Fracturando-os com um martelo, vê-se que poucos milímetros abaixo da superfície não há quaisquer sinais de degradação física ou química que se possam atribuir à acção dos agentes meteóricos. Muito raramente encontram-se blocos de granito róseo e cinzento com apreciável estado de alteração, podendo mesmo alguns ser facilmente desfeitos com o martelo. Os blocos alterados correspondem às amostras que se englobam nas classes com porosidades elevadas na Fig. F5.2. Na pedreira observámos a existência de quantidade significativa de materiais alterados, largamente superior à encontrada na barragem. Os projectistas (Fernandes et al., 1958, pg. 21) referem que se rejeitou apreciável quantidade de material devido à existência de acidentes tectónicos, correspondendo ao elevado volume de "estéreis" que se encontram junto à pedreira. Com base nas informações

recolhidas, concluímos que os blocos de granito alterado encontrados no enrocamento correspondem a materiais já com alteração significativa quando da sua extracção da pedreira e que foram indevidamente colocados em obra, pois no projecto não estava prevista a sua utilização.

A análise conjunta dos resultados dos ensaios de durabilidade, efectuados sobre os materiais utilizados no enrocamento de Paradela e apresentados anteriormente (Cap. 4), e das observações no enrocamento permitem concluir que estes materiais exibem muito boas características de durabilidade.

5.2 - AMOSTRAS GRANULARES

Serão tratados os aspectos relativos à granulometria e sua modelação para ensaio, às características exibidas pelas amostras com diferentes estados de compacidade, ao ângulo de talude natural e à classificação do enrocamento.

5.2.1 - MODELAÇÃO DA GRANULOMETRIA

O enrocamento da barragem de Paradela é constituído por fragmentos de rocha granítica cujas dimensões variam desde os blocos grosseiros até ao seixo. De toda a bibliografia conhecida sobre a barragem, em nenhum trabalho encontrámos indicações que permitissem reconstruir o fuso granulométrico dos materiais empregues. Apenas em Maranha das Neves (1980) se apresenta a curva granulométrica média que, segundo o próprio autor refere, não se baseia em qualquer medição efectuada, mas sim na descrição do material utilizado feita pelos projectistas da obra.

Já no âmbito do nosso trabalho, com base na medição dos próprios blocos do enrocamento da barragem, procurámos determinar a curva granulométrica do enrocamento. O procedimento utilizado para a elaboração desta curva de campo consistiu na medição dos três eixos principais nos blocos graníticos representativos dos locais de amostragem do enrocamento, apresentados na Fig. F5.1. Para cada bloco medido, recolhemos fragmentos sobre os quais determinámos os pesos volúmicos. Com base nas medições de campo e nos pesos volúmicos aparentes calculámos o peso dos blocos. Calculada a percentagem em peso de material, construímos finalmente a curva granulométrica de campo do enrocamento que apresentamos na Fig. F5.5.

As dúvidas que ficam sobre a representatividade da curva granulométrica que obtivemos, ou de outra determinada em circunstâncias semelhantes, prendem-se com o facto

de não sabermos até que ponto os blocos medidos representam realmente a granulometria do enrocamento, pois apenas efectuámos medições em pontos pré-estabelecidos e localizados sobre o paramento de jusante do enrocamento. Nada garante que a curva granulométrica no interior do enrocamento seja idêntica à obtida. Admitimos mesmo que no interior do enrocamento a curva deverá deslocar-se para o lado dos finos por ser provável ter ocorrido segregação durante a colocação do material por os blocos de maiores dimensões rolam melhor ao longo da superfície exterior do talude ficando os de menores dimensões mais facilmente retidos no interior.

A curva de campo obtida pela medição dos blocos no próprio enrocamento da barragem difere ligeiramente da curva apresentada por Maranha das Neves (1980), possuindo granulometria mais uniforme e o que se traduz num menor coeficiente de uniformidade (Tabela T5.3). As duas curvas definem como que um fuso granulométrico que consideramos representarem com bastante aproximação os materiais do enrocamento de Paradela (Fig. F5.5).

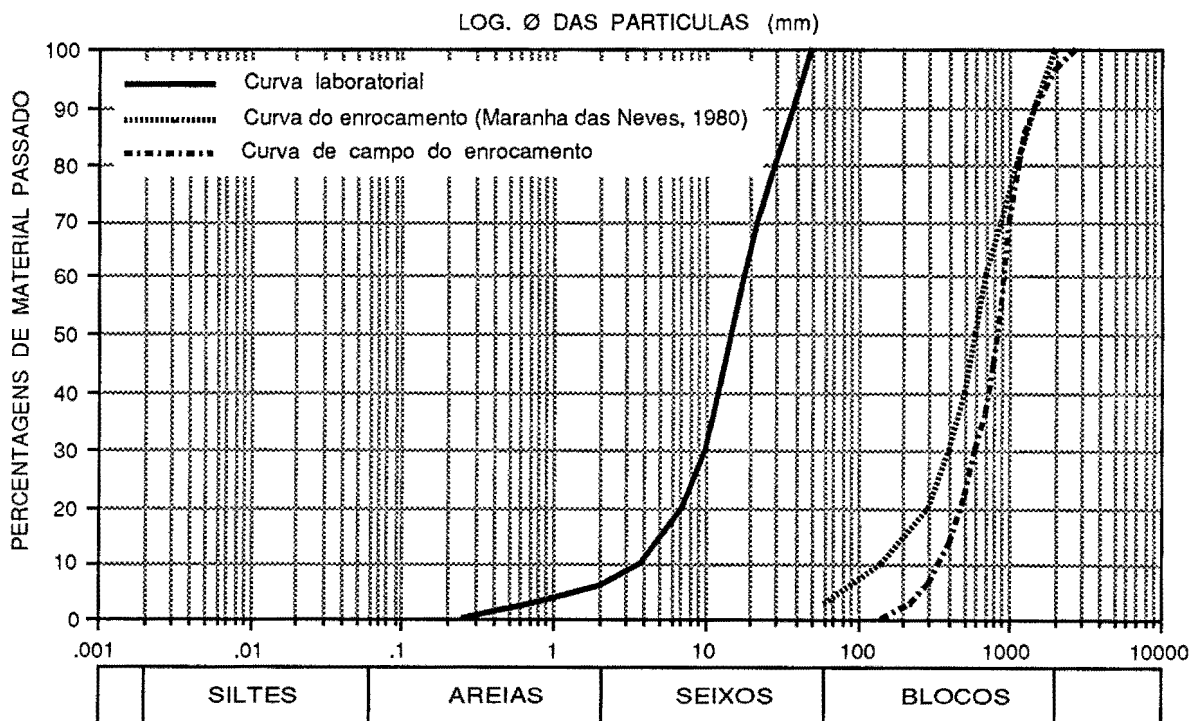


Fig. F5.5 - Curvas granulométricas da barragem de Paradela.

Houve então necessidade de modelar uma curva granulométrica laboratorial que permitisse a execução dos ensaios com os equipamentos existentes. Em virtude da menor dimensão da câmara triaxial ser de 300 mm, considerámos que a dimensão máxima dos

fragmentos na curva granulométrica modelada não deveria ultrapassar 50 mm. Tendo em atenção o que referimos sobre a possibilidade da granulometria dos materiais no interior do enrocamento se deslocar para o lado dos finos e tendo em atenção que um coeficiente de uniformidade de 3 é muito baixo, pareceu-nos adequado traçar a curva modelada (Fig. F5.5) aproximadamente paralela à curva apresentada por Maranhã das Neves (1980). Todos os materiais granulares utilizados nos ensaios de laboratório para a caracterização do enrocamento respeitaram a curva modelada.

Tabela T5.3 - Coeficientes de uniformidade e dimensões extremas das curvas granulométricas dos materiais de Paradela.

	Cu	DIMENSÕES	
		Mínima (mm)	Máxima (mm)
Curva de campo	3	150	2600
Curva de Maranhã das Neves (1980)	5	50	2000
Curva laboratorial	5	0,25	50

5.2.2 - PESOS VOLUMICOS

No estudo laboratorial concebido para a determinação das características de tensão-deformação do enrocamento da barragem, procurámos primeiro determinar o estado de compacidade com que o enrocamento foi construído, podendo-se concluir, à luz das técnicas modernas de construção, que a compactação efectuada foi pouco eficiente.

No programa de ensaios, para além de reproduzirmos o estado de compacidade do enrocamento, executámos também ensaios com estados de compacidade semelhantes aos que se obteriam se o enrocamento fosse colocado e compactado com as técnicas actualmente recomendadas, de modo a podermos comparar a melhoria que seria de esperar no comportamento da barragem pela utilização de técnicas de construção mais aperfeiçoadas.

A necessidade de preparar amostras com estados de compacidade definidos obrigou à determinação prévia dos pesos volúmicos mínimo e máximo, para o que

utilizámos um molde de compactação da câmara triaxial. Na tabela T5.4 apresentamos os valores obtidos para os estados de compacidade mínimo e máximo do material do enrocamento.

Tabela T5.4 - Estados de compacidade mínimo e máximo do material do enrocamento.

γ_{dg} (kN/m ³)	γ_{dmin} (kN/m ³)	$e_{máx}$	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	e_{min}
25,7	14,5	0,78	20,1	0,28

Os índices de vazios máximo e mínimo são muito próximos dos obtidos por Veiga Pinto (1983) para o enrocamento são da barragem de Beliche. Na Fig. F2.3 (Cap. 2), observa-se que estes valores estão de acordo com a variação do índice de vazios exibido pelos enrocamentos em função do coeficiente de uniformidade.

A relação entre o índice de vazios e o peso volúmico aparente seco dos materiais do enrocamento da barragem de Paradela é idêntica à obtida por outros autores para materiais são, tal como se pode observar na Fig. F5.6.

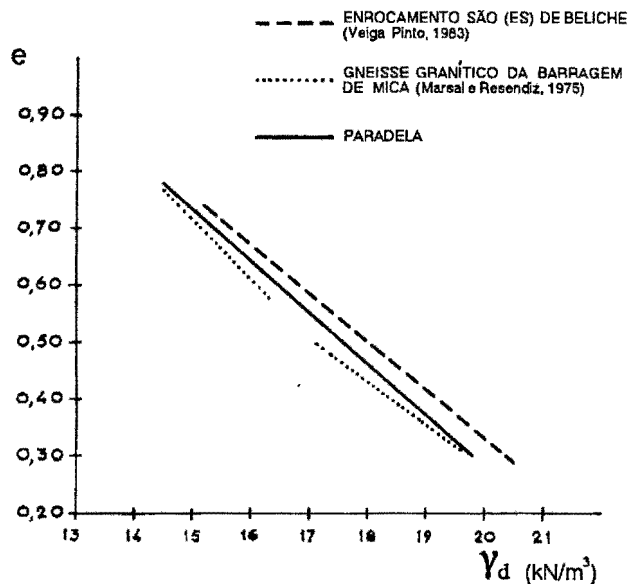


Fig. F5.6 - Relação entre o índice de vazios (e) e o peso volúmico aparente seco (γ_d) das amostras granulares.

5.2.3 - ANGULO DE TALUDE NATURAL

Para determinar o ângulo de talude natural do material com a granulometria modelada, possuindo um coeficiente de uniformidade (C_u) de 5 (ver Fig. F5.5 e tabela T5.3), utilizámos o procedimento já referido no Capítulo 2. Os resultados que obtivemos para este material deram um ângulo de talude natural de 35° . O ângulo de talude que medimos sobre o próprio paramento de jusante do enrocamento de Paradela, usando um clinómetro, é de 37° , correspondente ao talude de 1,3H:1V que os projectistas (Fernandes et al., 1958) referem ser a inclinação natural do enrocamento lançado. A pequena diferença entre os valores medidos no laboratório e no enrocamento corresponde a imprecisões que consideramos aceitáveis face aos métodos de medição utilizados.

5.2.4 - CLASSIFICAÇÃO DO ENROCAMENTO

Os materiais do enrocamento da barragem de Paradela possuem valores de absorção que variam entre 0,3 e 1,4%, com um valor médio de 0,5%. A resistência ao esmagamento dos fragmentos, com dimensão média de 5 cm, varia entre 5 e 10 kN. Os resultados das perdas nos ensaios de desgaste foram de 38%. O coeficiente de uniformidade do material é de 5.

Entrando com estes valores na tabela T2.6 (Cap. 2), pode-se classificar o enrocamento de Paradela como sendo do tipo 2U, ou seja um enrocamento uniforme com fragmentos de média resistência.

5.3 - DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS TENSÃO- -DEFORMAÇÃO

5.3.1 - PROGRAMA DE ENSAIOS

Para a determinação das características tensão-deformação do enrocamento da barragem de Paradela, procurámos reproduzir no laboratório as condições de colocação do material na obra, bem como as solicitações a que foi posteriormente sujeito. O enrocamento foi construído com camadas espessas, lançando o material de alturas de cerca de 20 m e regando abundantemente. A compactação foi efectuada pela passagem do equipamento de transporte e pela circulação de um Euclid de 22 toneladas sobre as camadas já construídas

(Neiva, 1987), sendo difícil reproduzir estas condições durante a preparação das amostras no laboratório. Outro obstáculo residiu no facto de não termos encontrado na bibliografia referência ao peso volúmico aparente seco ou ao índice de vazios atingido na colocação do enrocamento, pelo que começámos por determinar o índice de vazios mínimo e máximo do material a ensaiar, apresentados na tabela T5.4.

Atendendo ao processo de construção utilizado no enrocamento da barragem, arbitrámos que os corpos de prova deveriam ser construídos com uma densidade relativa (I_D) de 60%. No entanto, após a preparação da amostra para o ensaio de compressão triaxial (T30), verificámos a desagregação do provete, durante as operações de montagem na câmara triaxial e após a retirada dos anéis do molde de compactação, devido à baixa resistência ao corte apresentada pelo material solto, pelo que o confinamento oferecido pela camisa de borracha não foi suficiente para evitar a deformação do provete provocada pelo peso próprio. Considerámos, então, conveniente utilizar um valor mais elevado para a densidade relativa, tendo-se arbitrado que um valor de 70% deveria conferir ao corpo de prova a resistência necessária à montagem do ensaio triaxial. Repetida a operação, verificámos que este último valor era perfeitamente satisfatório, pelo que também adoptámos uma densidade relativa de 70% no ensaio de compressão unidimensional com a câmara DU50.

Tendo havido grande evolução nas técnicas de construção de enrocamentos de barragens desde a construção da barragem de Paradela, pareceu-nos justificado efectuar também ensaios sobre os materiais do enrocamento tentando determinar as propriedades mecânicas que seriam obtidas com a aplicação das técnicas actuais.

Para avaliar a melhoria das características do enrocamento que seriam proporcionadas pela compactação com cilindros vibradores, executámos ensaios de compressão triaxial (T30) e de compressão unidimensional (DU50) em que procurámos obter o menor índice de vazios possível. A compactação das amostras foi efectuada por camadas de reduzida espessura, com cerca de sete centímetros, utilizando a placa vibradora. Após a montagem das amostras, concluímos que possuíam densidade relativa de 97%.

A cortina impermeável de betão, a montante da barragem de Paradela, faz com que o enrocamento nunca se venha a encontrar numa situação submersa em condições normais de funcionamento da barragem. Durante a construção do enrocamento foi efectuada uma rega abundante com um volume de água quatro vezes superior ao volume de enrocamento, com a finalidade de remover as partículas mais finas, pois temia-se que posteriormente pudessem ser arrastadas pela água de infiltração ou das chuvas, provocando assentamentos no enrocamento. A molhagem foi feita localmente e durante a operação de colocação do material do enrocamento, situação que é bastante diferente da de uma

submersão total do enrocamento. Atendendo a este aspecto, considerámos conveniente ensaiar as amostras secas ao ar, sendo efectuada a sua submersão na fase final dos ensaios de modo a avaliar a influência da água no comportamento do enrocamento. A opção pela saturação numa fase tardia do ensaio baseia-se nos resultados obtidos por Veiga Pinto (1983), e dos quais se conclui que os materiais de enrocamento apresentam comportamentos semelhantes no final do ensaio: quando molhados antes da compactação; conduzindo o ensaio com o provete submerso; ou quando inicialmente preparados a seco se efectua a submersão dos provetes.

5.3.2 - RESISTENCIA AO CORTE

Para Paradela, a determinação da resistência ao corte dos materiais do enrocamento foi efectuada em dois ensaios de compressão triaxial. Estes ensaios foram executados sobre provetes com 300 mm de diâmetro e altura máxima de cerca de 750 mm.

Na preparação das amostras seguimos o procedimento apresentado no Anexo 4-a. Na amostra em que pretendemos uma densidade relativa (I_D) de 70%, utilizámos uma vibração de apenas alguns segundos. Na outra amostra, em que pretendemos uma compactação enérgica, efectuámos a vibração de cada camada durante nove minutos. Este tempo foi o que verificámos ser necessário para atingir a densidade relativa de cerca de 97%.

As duas amostras ensaiadas possuíam um teor em água inicial de 0,3%, correspondente à secagem ao ar.

5.3.2.1 - EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

O ensaios triaxiais realizados são do tipo consolidado-drenado na modalidade multifásica. Cada uma das amostras foi ensaiada ao corte em três escalões de tensão de confinamento, tendo sido sucessivamente consolidadas com tensões hidrostáticas de 100, 300 e 700 kN/m². As deformações volumétricas foram medidas pela variação do volume de água de uma bureta ligada à câmara de ensaio. A tensão de confinamento, apontada para cada um dos escalões, não foi aplicada de uma só vez, mas sim com incrementos sucessivos de pressão hidrostática até se atingir o escalão pretendido. A estabilização das variações volumétricas, devidas aos aumentos de pressão, só foi conseguida depois de decorridos cerca de 30 minutos. Para abreviar o tempo de execução da consolidação, optámos pela aplicação de novos aumentos sem que fosse atingida a estabilização das variações volumétricas. Pelo contrário, para os escalões de tensão hidrostática de 100, 300 e 700 kN/m² só efectuámos as leituras após a estabilização, pelo que mantivemos estes

escalões durante 24 horas para garantir a estabilização das variações volumétricas. Na Fig. F5.7 apresentamos as variações volumétricas observadas durante a compressão hidrostática nos ensaios realizados.

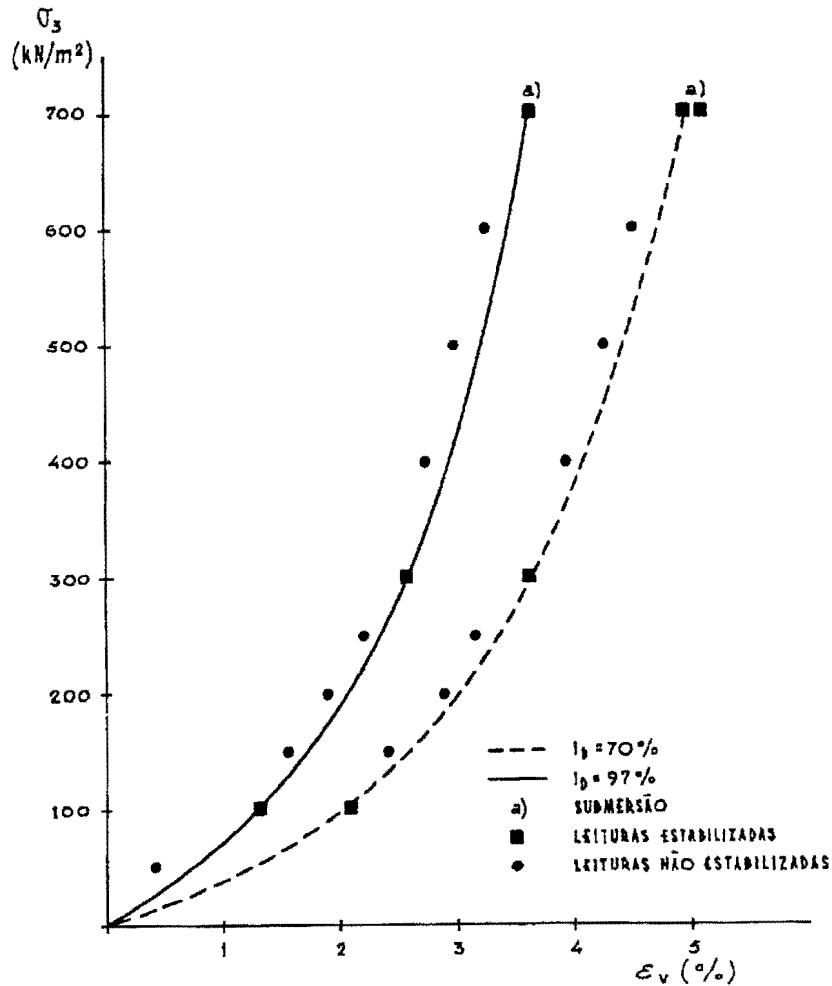


Fig. F5.7 - Deformações volumétricas observadas durante a consolidação hidrostática nos ensaios triaxiais.

O corte das amostras foi efectuado com uma velocidade de deformação constante e igual a 0,18 mm por minuto. Nas amostras ensaiadas, o corte iniciou-se após a estabilização das deformações volumétricas provocadas pela consolidação hidrostática de 100 kN/m². Durante a fase de corte, observámos a evolução da tensão de corte ($\sigma_1 - \sigma_3$) e da deformação volumétrica em função da deformação axial aplicada, de modo a evitar que a amostra atingisse o estado limite de rotura ($\sigma_1 - \sigma_3$)_R, parando a aplicação da deformação axial. Seguidamente aumentámos a tensão principal mínima, σ_3 para 300 kN/m², tendo efectuando as leituras das deformações volumétricas até a estabilização. O corte foi efectuando de modo semelhante ao que foi descrito para o escalão de tensão inferior. No

final repetimos o processo para a tensão de confinamento de 700 kN/m^2 . Depois de pararmos a fase de corte referente a esta última tensão principal mínima, efectuámos a submersão da amostra. Após a submersão, continuámos o corte até considerarmos que a amostra se encontrava em rotura. Na amostra compactada com $I_D=97\%$, efectuámos o alívio da tensão distorcional durante 24 horas de modo a determinar o comportamento do material em fase de descarga e recarga.

5.3.2.2 - RESULTADOS

Nas Figuras F5.8 e F5.9 apresentamos as curvas tensão-deformação para os materiais do enrocamento da barragem de Paradela compactados com densidades relativas de 70% e de 97% respectivamente.

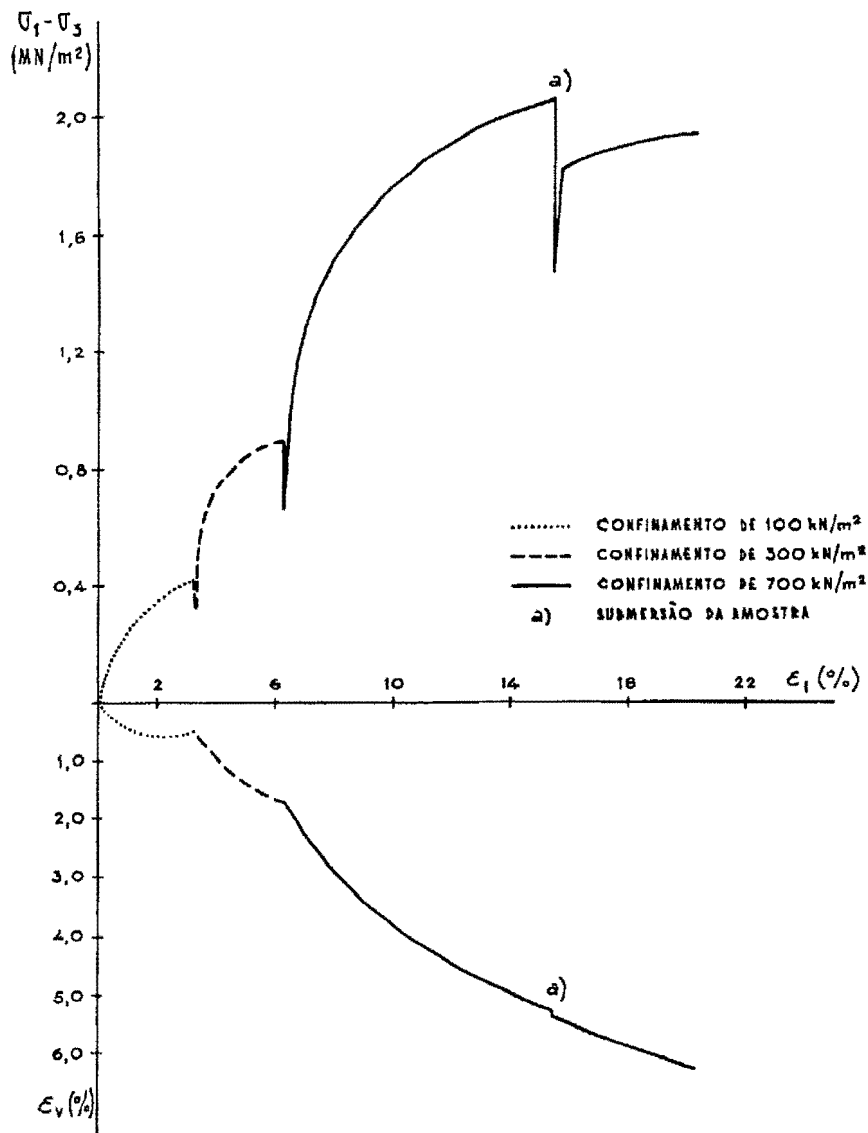


Fig. F5.8 - Ensaio triaxial. Relação tensão-deformação do enrocamento com $I_D=70\%$.

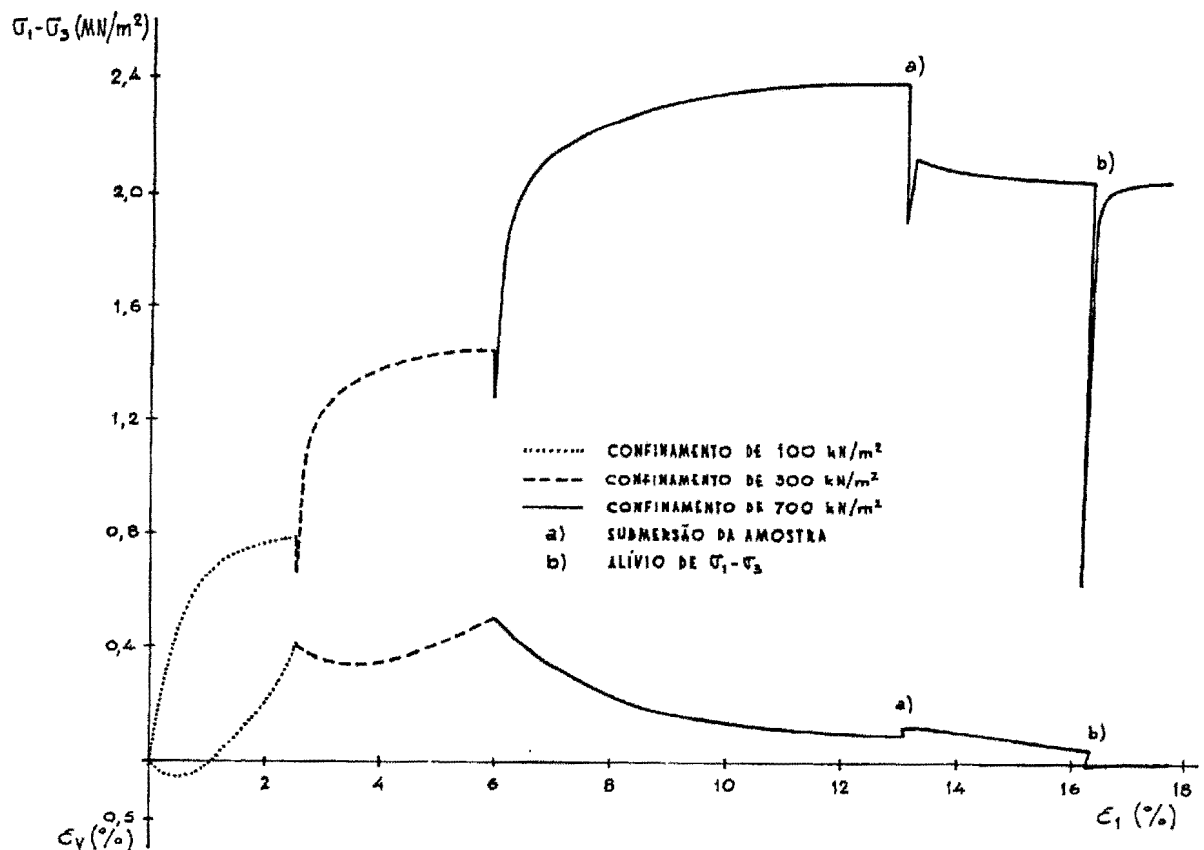


Fig. F5.9 - Ensaio triaxial. Relação tensão-deformação do enrocamento com $I_D=97\%$.

a) Consolidação e corte

No respeitante às deformações volumétricas de compressão, verificámos que eram menores com o aumento da densidade relativa, quer durante a aplicação das tensões hidrostáticas (Fig. F5.7) quer durante as fase de corte (Fig. F5.8 e Fig. F5.9). Observação idêntica pode ser feita pela análise dos dados apresentados na tabela T5.7. A amostra compactada com $I_D=70\%$ apresenta um comportamento contráctil durante as fases de corte, enquanto que a amostra compactada com $I_D=97\%$ tem um comportamento mais complexo, sendo contráctil até uma extensão axial de cerca de 1%, e passando para além deste valor a apresentar um comportamento dilatante. Relativamente à resistência ao corte, a amostra que sofreu menor compactação apresenta sistematicamente menor resistência ao corte para os mesmos valores da extensão axial. Com o aumento da deformação axial, verifica-se que se tornam mais próximos os valores da resistência ao corte nas amostras com $I_D=70\%$ e $I_D=97\%$ (Tabela T5.5). A melhoria das características de resistência com o aumento da compactação inicial também se pode verificar pela análise das trajectórias de tensão das amostras, apresentadas na Fig. F5.10. É interessante notar que em ambas se observa uma

diminuição do ângulo de atrito efectivo com o aumento da tensão de confinamento (Tabela T5.6). Nas tabelas T5.7 e T5.8 sintetizamos os resultados obtidos durante a preparação e execução dos ensaios triaxiais.

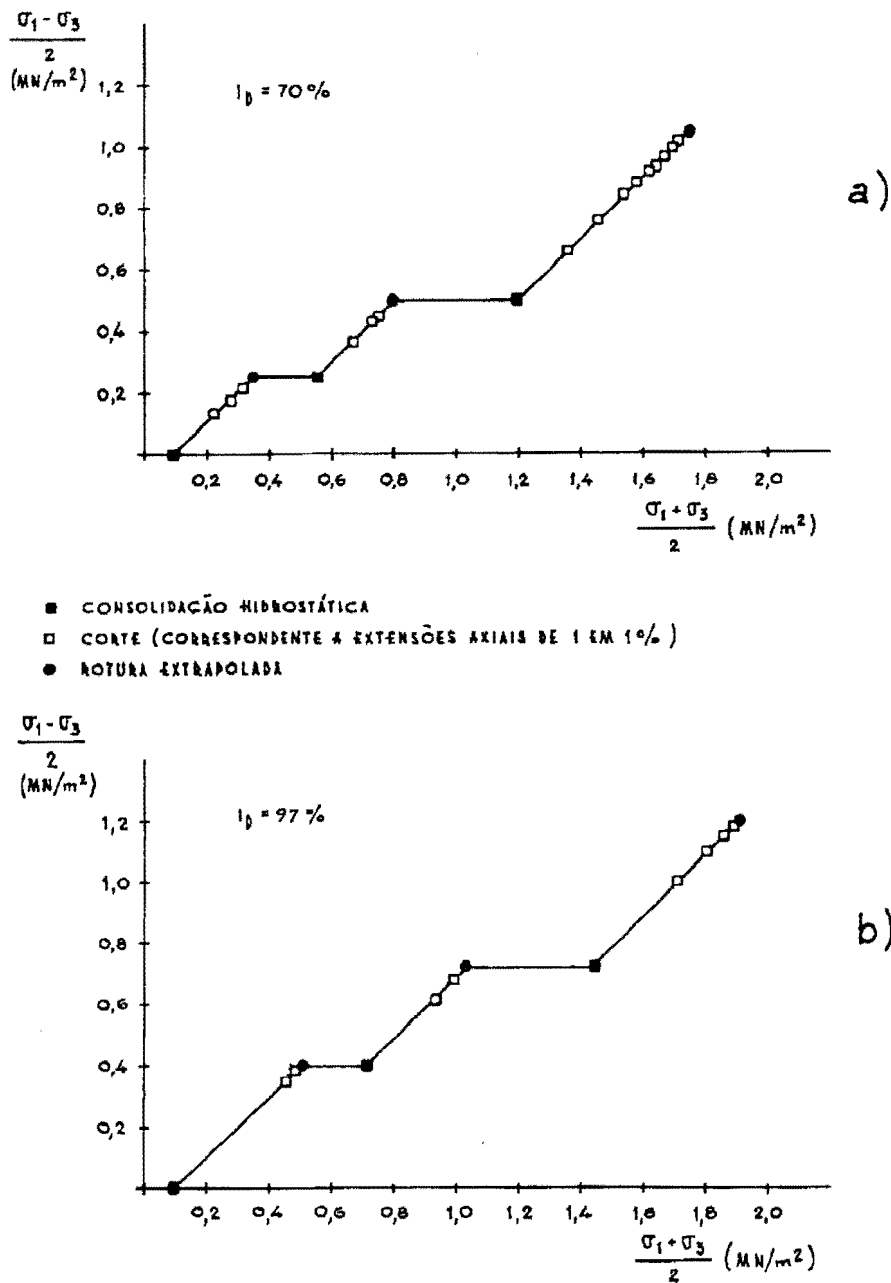


Fig. F5.10 - Trajectórias de tensão dos ensaios triaxiais compactados:
 a) Com $I_D=70\%$;
 b) Com $I_D=97\%$.

Tabela T5.5 - Relação entre as tensões de corte nas duas amostras ensaiadas para as mesmas deformações axiais.

σ_3 (kN/m ²)	100	300			700				
ϵ_1 (%)	2	4	6	8	10	12	14	16	18
$\sigma_1 - \sigma_3$ (MN/m ²)									
$I_D=70\%$ (A)	0,35	0,73	0,85	1,53	1,75	1,92	2,02	1,84*	1,92*
$I_D=97\%$ (B)	0,77	1,38	1,44	2,25	2,36	2,39	2,08*	2,06*	2,05*
B/A	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	1,2	1,0#	1,1*	1,1*
$\Delta(B-A)/A$ (%)	120	89	69	47	35	25	3#	12*	7*

* Após submersão.

Amostra (A) seca e amostra (B) submersa.

Tabela T5.6 - Angulos de atrito (ϕ) na rotura.

σ_3 (kN/m ²)	ANGULO DE ATRITO (ϕ) (graus)	
	$I_D=70\%$	$I_D=97\%$
100	45,6	53,1
300	38,7	45,0
700	37,0	39,3
700*	35,7*	36,4*

* Após submersão

b) Submersão

A submersão provoca em ambas as amostras o colapso do material, o que se deve à diminuição da resistência ao esmagamento dos fragmentos rochosos em presença da água, provocando o aumento da fracturação dos grãos. Esta verificação experimental chama mais uma vez a atenção sobre o fenómeno de colapso dos enrocamentos quando submetidos a tensões. No caso da barragem de Paradela, a existência da cortina impermeável a montante impede que as águas da albufeira saturem o enrocamento, pelo que se deverá admitir que este problema não teve importância relevante no comportamento do enrocamento. No entanto, é de ter em conta o comportamento da barragem de El Infernillo, enrocamento com núcleo impermeável, e que sofreu assentamentos apreciáveis no paramento de montante durante o primeiro enchimento. Mais tarde, devido a uma forte chuvada, reactivaram-se os assentamentos no paramento de jusante (Marsal et al., 1976). Penman (1982) refere que a barragem de Cogswell, com 85 m de altura, foi construída em 1932 utilizando blocos de

granito são de grandes dimensões; quando se encontrava a 80% da sua altura, ocorreu uma chuvada excepcional, de 382 mm num único dia, que provocou um assentamento do coroamento de 1,8 m e que foi aumentando até 4,1 m.

Tabela T5.7 - Resumo dos ensaios de compressão triaxial com I_D de preparação de 70%.

Amostra	INÍCIO OU REINÍCIO							CONSOLIDAÇÃO		ROTURA*			
	D_p (mm)	h_p (mm)	P (N)	W (%)	γ_d (kN/m ³)	e	I_D (%)	σ_3 (kN/m ²)	ϵ_v (%)	ϵ_1 (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kN/m ²)	σ_1 / σ_3	γ_{dg} (kN/m ³)
T30 Es 1	303	715	944	0,3	18,3	0,40	76	100	2,1	6,0	480	5,8	25,7
T30 Es 3	306	688	944	0,3	18,7	0,38	81	300	3,7	9,0	920	4,1	25,7
T30 Es 7	308	665	944	0,3	19,1	0,35	87	700	4,9	19,0	2400	4,0	25,7
T30 Esu7	318	603	944	0,3	19,7	0,31	96	700	5,1	21,0	1960	3,8	25,7

Es 1 - Enrocamento seco consolidado com 100 kN/m²

Es 3 - Enrocamento seco consolidado com 300 kN/m²

Es 7 - Enrocamento seco consolidado com 700 kN/m²

Esu 7 - Enrocamento seco consolidado com 700 kN/m²

D_p - Diâmetro do provete

h_p - Altura do provete

P - Peso seco do provete

W - Teor em água

γ_d - Peso volúmico aparente seco

e - Índice de vazios

I_D - Densidade relativa

ϵ_v - Extensão volumétrica

ϵ_1 - Extensão axial

σ_1 - Tensão principal máxima

σ_3 - Tensão principal mínima

γ_{dg} - Peso volúmico aparente seco dos fragmentos

* - Valores extrapolados

Tabela T5.8 - Resumo dos ensaios de compressão triaxial com I_D de preparação de 97%.

Amostra	INÍCIO OU REINÍCIO							CONSOLIDAÇÃO		ROTURA*			
	D_p (mm)	h_p (mm)	P (N)	W (%)	γ_d (kN/m ³)	e	I_D (%)	σ_3 (kN/m ²)	ϵ_v (%)	ϵ_1 (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kN/m ²)	σ_1 / σ_3	γ_{dg} (kN/m ³)
T30 Es 1	304	710	1030	0,3	20,0	0,28	104	100	1,3	4,0	800	9,0	25,7
T30 Es 3	308	690	1030	0,3	20,1	0,28	104	300	2,6	7,0	1440	5,8	25,7
T30 Es 7	313	663	1030	0,3	20,3	0,27	106	700	3,6	14,0	2400	4,4	25,7
T30 Esu7	324	616	1030	0,3	20,3	0,27	106	700	3,6	18,0	2040	3,9	25,7

Justo (1990-b) conclui que o colapso é uma das principais causas de deterioração do elemento impermeável das barragens, sendo mais importante nos materiais pouco compactados, particularmente quando não sofreram molhagem.

No que diz respeito a Paradela, poderá admitir-se que a rega abundante durante a colocação do material terá proporcionado algum colapso por os materiais ao serem colocados estarem sujeitos a pequenas tensões. No entanto há a considerar que o enorme volume de água usado poderá ter molhado o enrocamento subjacente aos locais onde se estavam a colocar novos materiais, mas será pouco provável que se tenha efectuado uma molhagem uniforme e suficiente para provocar o colapso máximo, pois a água ter-se-á rapidamente drenado por caminhos de fácil circulação devido ao elevado índice de vazios e aos blocos de elevadas dimensões.

Depois da fase de corte, após a submersão da amostra com $I_D = 97\%$, efectuámos o alívio da tensão distorcional durante 24 horas, tendo-se verificado que o material apresenta um comportamento idêntico durante as fases de descarga e carga. Além disso, a trajectória da curva de tensão-deformação, após o estabelecimento da carga, encontra-se no seguimento do que se observa na fase de corte anterior ao alívio da tensão distorcional, mostrando que o comportamento do material não sofre alteração devido ao alívio temporário das tensões.

Nos ensaios que realizámos com materiais de enrocamento de Paradela, obtivemos resultados mostrando que a água diminui também o ângulo de atrito interno (Tabela T5.9). Os resultados mostram ainda que a diminuição do ângulo de atrito é maior na amostra mais densa.

Tabela T5.9 - Variação do ângulo de atrito devido à submersão para diferentes estados de compactidade do enrocamento de Paradela.

Material	Condições de ensaio	$\sigma_3 = 700 \text{ kN/m}^2$	
		$I_D = 70\%$	$I_D = 97\%$
Granito	seco	37,0°	39,3°
	submerso	35,7°	36,4°

Bertacchi e Bellotti (1970) também estudaram o efeito da água no comportamento dos materiais de enrocamento, tendo observado maiores deformações nas amostras submersas e a diminuição sistemática do ângulo de atrito com a submersão.

Realizaram ensaios para tensões de confinamento de entre 0,3 MPa e 2 MPa, tendo verificado que o aumento da tensão de confinamento diminui também o ângulo de atrito interno quer no estado seco quer submerso (Tabela T5.10).

Tabela T5.10 - Variação do ângulo de atrito devido à submersão para diferentes tensões de confinamento no ensaio triaxial (Bertacchi e Bellotti, 1970).

Material	Condições de ensaio	σ_3 (kN/m ²)				
		300	500	1000	1500	2000
Tonalito	seco	45°	43°	42°	41°	40°
	submerso	43,5°	42°	41°	40°	39°
Serpentinito	seco	48°	47°	45,5°	43,5°	42,5°
	submerso	47°	45,5°	44°	42°	41°

c) Grau de fracturação

Após finalizar o corte da amostra compactada com $I_D = 97\%$, procedeu-se à secagem do material ao ar, ao que se seguiu a determinação da curva granulométrica do material ensaiado. Comparando as curvas granulométricas inicial e final, determinámos o grau de fracturação (Bg), o qual depende do estado de tensão aplicado e das características do material rochoso. No ensaio referido, o valor obtido para o grau de fracturação foi de 26,5%. Na Fig. F5.11 indica-se a relação entre a resistência ao corte e o grau de fracturação, verificando-se que este resultado é semelhante ao obtido por outros autores.

5.3.2.4 - CONCLUSÕES

Nos dois ensaios triaxiais, apesar das aproximações que foi necessário adoptar, procurámos determinar as características tensão-deformação do material usado na construção do enrocamento da barragem de Paradela, bem como o comportamento mecânico caso o enrocamento fosse construído por camadas compactadas com cilindros vibradores. Seguidamente apontamos resumidamente alguns dos aspectos mais importantes que se podem extrair dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

Pode-se reter o seguinte:

- O estado de tensão a que o enrocamento é sujeito condiciona a sua resistência ao corte. Nas amostras compactadas inicialmente com densidades relativas diferentes, verifica-se um maior decréscimo do ângulo de atrito interno com o aumento da

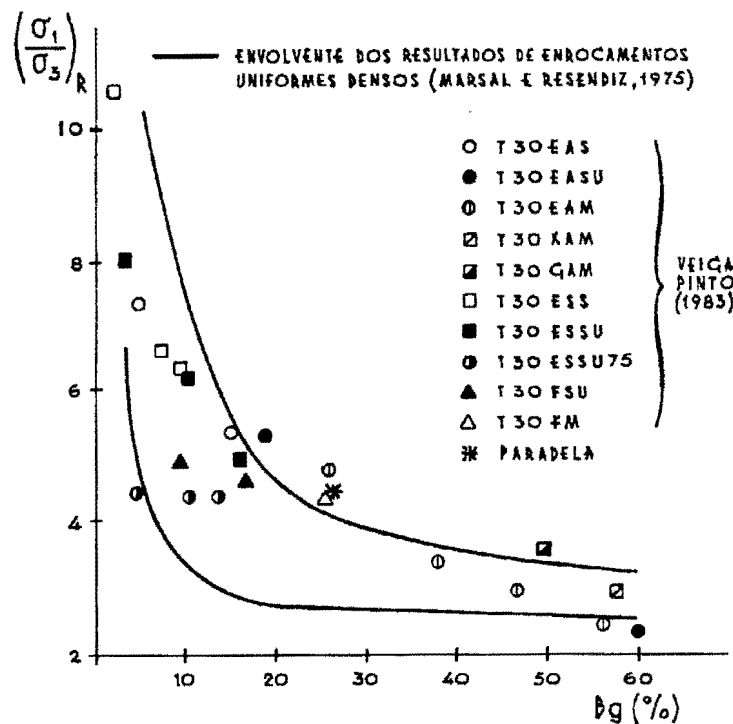


Fig. F5.11 - Relação entre as tensões principais e o grau de fracturação dos materiais de enrocamento no ensaio de compressão triaxial (Veiga Pinto, 1983; com aditamento).

tensão de confinamento no material mais denso. Na Fig. F5.12, observa-se que o aumento da tensão principal mínima provoca uma diminuição significativa do ângulo de atrito interno efectivo. Além disso, uma maior densidade relativa inicial proporciona um acréscimo do ângulo de atrito interno. Nos dois ensaios realizados, verifica-se uma diminuição sensível do ângulo de atrito interno devido à submersão dos materiais.

- Quanto maior é o índice de vazios inicial do enrocamento, maiores são as deformações axiais para a mesma tensão distorcional.
- Durante as fases de corte e para reduzidas tensões de confinamento, a amostra menos densa apresenta comportamento contráctil, enquanto a amostra mais densa apresenta comportamento dilatante.
- A submersão das amostras secas provoca o colapso dos materiais do enrocamento devido à diminuição da resistência dos fragmentos rochosos.
- O enrocamento denso submerso apresenta módulos de descarga e carga bastante elevados.

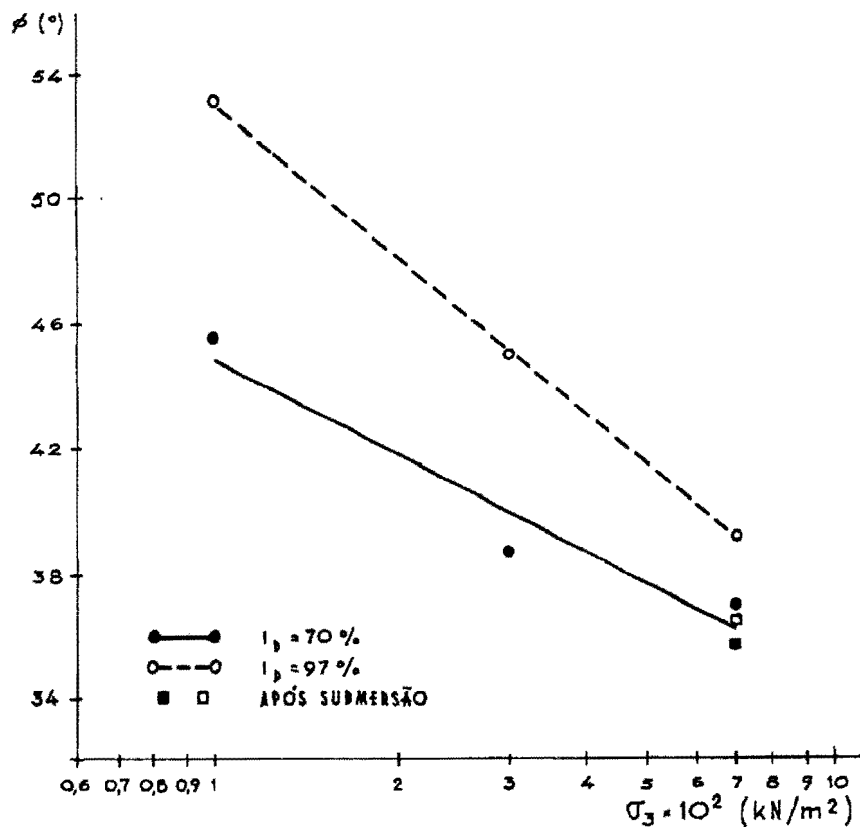


Fig. F5.12 - Influência da tensão principal mínima e da densidade relativa na variação do ângulo de atrito.

5.3.3 - DEFORMABILIDADE

Os primeiros ensaios a serem realizados, foram os de compressão triaxial. Pelas razões já apresentadas, realizámos ensaios triaxiais sobre provetes com densidades relativas iniciais de 70% e 97%. Como se pretendeu que a informação obtida com os ensaios triaxiais e de compressão unidimensional fossem complementares, achámos conveniente efectuar a preparação das amostras, para estes ensaios, com densidades relativas iniciais iguais às que foram utilizadas nos ensaios triaxiais.

Na preparação das amostras seguimos os princípios referidos no Anexo 4-b. A preparação da amostra com $I_D=70\%$ foi efectuada em cinco camadas e com uma compactação muito leve de modo a reproduzir as características exibidas por um enrocamento lançado. Na preparação da amostra com $I_D=97\%$, considerámos conveniente utilizar oito camadas.

Os dois ensaios foram realizados com procedimentos idênticos, aplicando a deformação axial controlada, e efectuando as leituras das tensões e extensões resultantes. Para o valor das extensões considerámos a média obtida nas leituras dos três deflectómetros que se encontravam igualmente espaçados no exterior da câmara. Depois de se atingir a tensão máxima admitida pela câmara, efectuámos a submersão dos provetes mantendo constante a tensão axial. Posteriormente, efectuámos um ciclo de descarga e carga, ao qual se seguiu um período de fluência de 24 horas e durante o qual se manteve o provete com a tensão máxima aplicada.

5.3.3.1 - RESULTADOS

Na Fig. F5.13 apresentamos os gráficos da tensão instalada nas duas amostras ensaiadas em função da deformação axial. A tabela T5.11 sintetiza os resultados obtidos nos ensaios. Na amostra compactada com $I_D=97\%$, verificámos que a deformabilidade é proporcional ao estado de tensão. Na amostra com menor densidade relativa ($I_D=70\%$), ocorre uma diminuição da deformabilidade com o aumento das tensões até os $0,6 \text{ MN/m}^2$; para as tensões mais elevadas, a deformabilidade é praticamente constante. Comparando os resultados dos dois ensaios, verificamos que a deformabilidade aumenta com o decréscimo da densidade relativa inicial da amostra. Os ensaios laboratoriais provam que se pode diminuir significativamente a deformabilidade de um enrocamento efectuando a sua compactação com cilindros vibradores, de modo a obter baixos índices de vazios. Pela análise dos valores apresentados na tabela T5.11, reconhece-se que um aumento da densidade relativa de 70% para 97% proporciona um aumento de 72 para 208 MN/m^2 nos módulos edométricos secantes para uma tensão principal máxima de cerca de 2 MN/m^2 . Os resultados que obtivemos estão de acordo com os de Kjaernsli e Sande (1963), que verificaram, para um mesmo tipo de rocha, a diminuição da deformabilidade com o aumento da densidade relativa.

A submersão de um enrocamento seco provoca o seu colapso, tal como se pode observar na Fig. F5.13 e na tabela T5.11. Verifica-se que a água tem uma influência notável no comportamento dos materiais de enrocamento, originando deformações nos materiais soltos que são substancialmente maiores que as observadas nos materiais compactados. Para o mesmo estado de tensão, verifica-se que, devido à submersão, se observam menores deformações no enrocamento compacto, pois a existência de maior número de pontos de contacto entre fragmentos desenvolve tensões de contacto mais reduzidas e, conseqüentemente, menor esmagamento nos contactos e menor fracturação que no enrocamento solto.

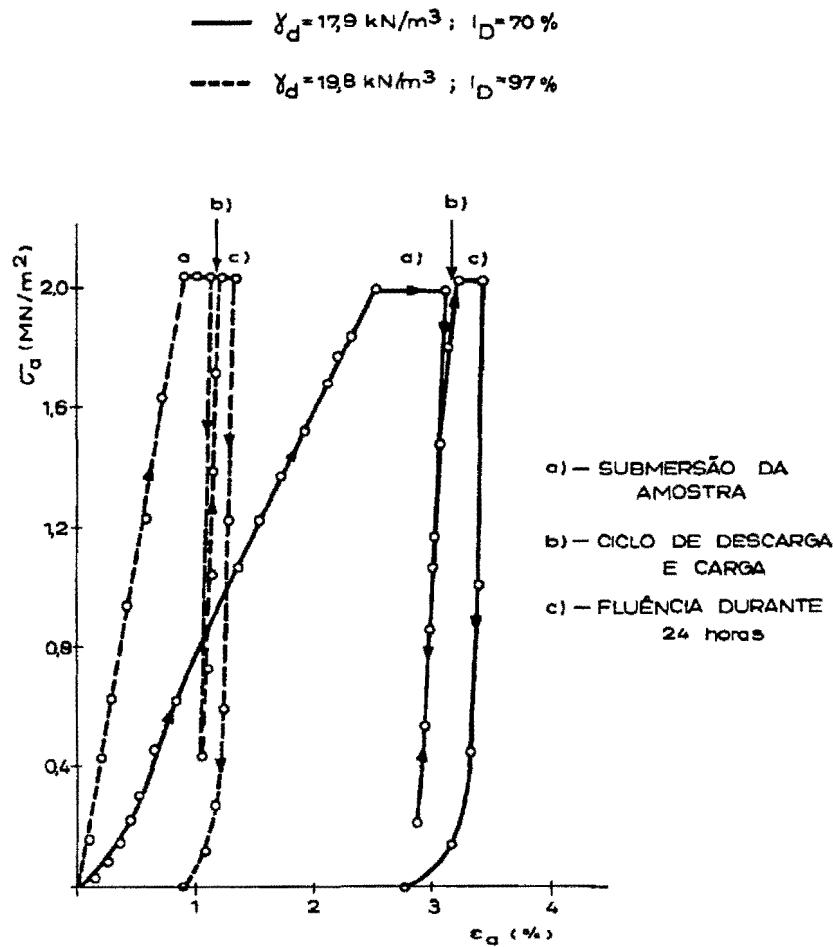


Fig. F5.13 - Ensaio de compressão unidimensional DU50. Relação tensão-deformação para diferentes estados de compactação.

Tabela T5.11 - Síntese dos resultados dos ensaios de compressão unidimensional.

I_D (%)	E_{oed} $ \sigma_1=1 $ (MPa)	E_{oed} $ \sigma_1=2 $ (MPa)	σ_{pc} (MPa)	e_i	e_f	$\Delta e_{a_{sub}}$ (%)
(A) 70%	83	72	1,24	0,43	0,39	0,60
(B) 97%	208	208	1,43	0,30	0,29	0,25
$\Delta(B-A)/A$ (%)	151	189	15	-30	-26	-58

- I_D - Densidade relativa
 E_{oed} - Módulo edométrico secante para $\sigma_1=1$ e $\sigma_1=2 \text{ MN/m}^2$
 σ_{pc} - Tensão de pré-compressão
 e_i - Índice de vazios inicial
 e_f - Índice de vazios final
 $\Delta e_{a_{sub}}$ - Aumento da deformação axial devido à submersão

Veiga Pinto (1983) verificou, quando se ensaiam amostras molhadas, que ocorre um colapso irrelevante devido à submersão das amostras, pois a resistência dos grãos diminui com a molhagem, de um modo semelhante ao que se verifica com a submersão de amostras secas. Pela razão apontada, optámos por efectuar os ensaios com os materiais secos até se atingir a tensão máxima, após o que efectuámos a sua submersão.

O ciclo de descarga e carga, efectuado em cada um dos ensaios, permitiu verificar que os módulos edométricos de descarga e carga são mais elevados na amostra densa.

5.3.3.2 - CONCLUSÕES

Como realizámos apenas dois ensaios de compressão unidimensional, não é possível generalizar as conclusões sobre o comportamento do material de enrocamento. No entanto, o facto de termos ensaiado o mesmo material com um procedimento idêntico, mas com densidades relativas iniciais diferentes, permite-nos tirar algumas conclusões comparativas de grande interesse:

- Os enrocamentos com densidades relativas baixas, ou seja com elevados índices de vazios, apresentam grandes deformações, o que se traduz numa apreciável variação do índice de vazios durante o ensaio, tal como se pode ver na Fig. F5.14. O índice de vazios final da amostra com $I_D=70\%$ é maior que o índice de vazios inicial da amostra com $I_D=97\%$, o que demonstra que a compactação efectuada por vibração é muito eficiente na diminuição do índice de vazios dos enrocamentos e, conseqüentemente, no decréscimo da sua deformabilidade, ou seja, no aumento dos módulos edométricos.
- A água tem um papel importante na diminuição da resistência dos fragmentos dos enrocamentos, pelo que há conveniência em regar os materiais do enrocamento durante a sua colocação de modo a diminuir as deformações posteriores devidas ao aumento de rotura dos elementos rochosos.
- O material com maior densidade relativa apresenta uma tensão de pré-compressão superior à do material num estado mais solto.

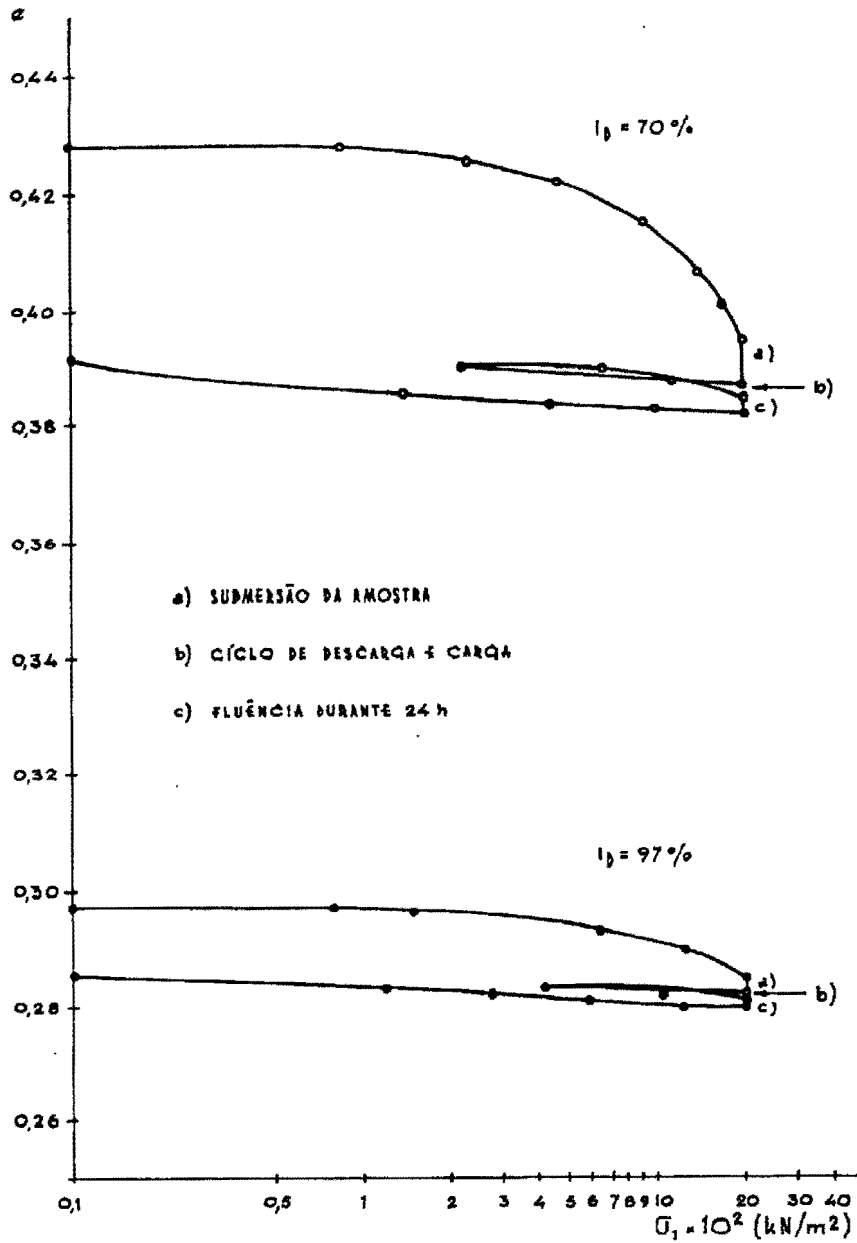


Fig. F5.14 - Relação entre o índice de vazios e a tensão principal máxima nos ensaios de compressão unidimensional.

5.4 - CALCULOS TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA BARRAGEM DE PARADELA

5.4.1 - INTRODUÇÃO

Os cálculos tensão-deformação da barragem de Paradela foram efectuados no LNEC utilizando o programa de cálculo automático escrito por Veiga Pinto e Ana Quintela

(1987). Estes autores analisaram o comportamento do enrocamento da barragem de Paradela utilizando os resultados obtidos em ensaios realizados sobre materiais xistosos das minas da Panasqueira. Posteriormente, já no âmbito do presente trabalho, repetiram-se os cálculos tensão-deformação utilizando os resultados dos ensaios de caracterização realizados com o granito do enrocamento de Paradela (Quinta Ferreira et al., 1987; Veiga Pinto et al., 1988), de modo a confrontar as deformações que foram observadas após o primeiro enchimento da barragem com as deformações obtidas pela sua simulação.

A simulação foi feita através do programa referido, baseado no método dos elementos finitos, utilizando leis constitutivas do tipo elasticidade variável (Veiga Pinto, 1983). No presente caso, optou-se pelo modelo hiperbólico cujos parâmetros reológicos foram obtidos a partir das representações gráficas dos resultados dos ensaios multifásicos de compressão triaxial, encontrando-se noutra local (Quinta Ferreira et al., 1987) a descrição dos procedimentos seguidos e os elementos utilizados. Para simular o enchimento da barragem foi necessário analisar primeiro a sua construção, tendo em atenção o faseamento construtivo adoptado.

Pretendeu-se estudar as diferenças de resposta da barragem ao primeiro enchimento, supondo-a construída pelo mesmo material exibindo duas densidades relativas distintas, $I_D=70\%$, próxima da densidade real do enrocamento, e $I_D=97\%$, caso a barragem fosse construída pelo material num estado mais denso e correspondente ao que se obtem pela aplicação das novas técnicas de construção e compactação com cilindros vibradores.

5.4.2 - COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS RELATIVOS AO ENCHIMENTO

Efectuaram-se três cálculos distintos, visando a comparação dos deslocamentos observados com os obtidos através dos cálculos tensão-deformação e devidos ao enchimento.

No primeiro cálculo pretendeu-se reproduzir as condições reais, pelo que se considerou o material no seu estado mais solto e a construção por fases. Calculou-se o enchimento materializado por uma carga triangular distribuída e perpendicular ao paramento de montante, correspondente à pressão hidrostática. O deslocamento máximo obtido foi de 0,75 m, estando a correspondente deformada da cortina de betão representada na Fig. F5.15. Na mesma figura apresenta-se a deformada real, podendo-se concluir que os deslocamentos obtidos através da simulação são cerca de 30% menores que os observados. Convém, no entanto, não esquecer que os deslocamentos observados englobam também uma parcela devida à fluência que não foi contemplada nestes cálculos.

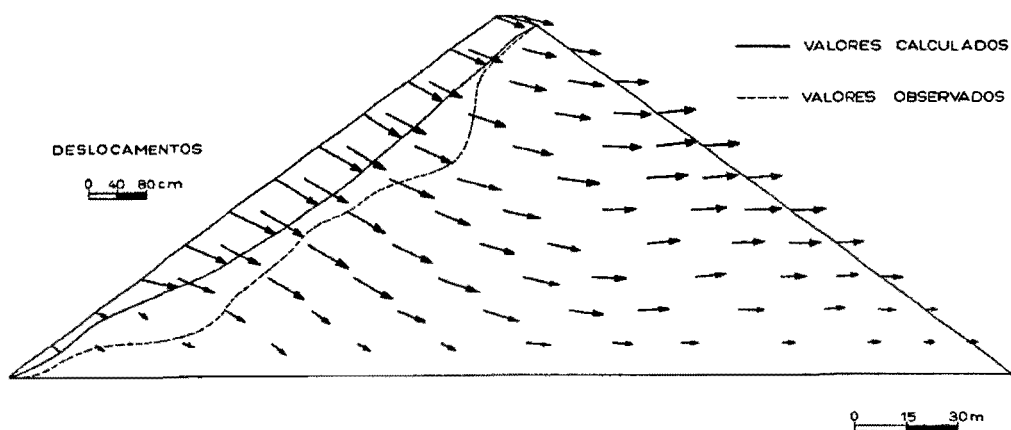


Fig. F5.15 - Primeiro enchimento. Valores calculados e valores observados.

Como já foi referido anteriormente, ao iniciar os ensaios pretendeu-se obter para o estado mais solto uma densidade relativa de 60%, o que não foi viável por não ser possível montar o provete nessas condições e dado o seu desmoronamento. Admite-se, pois, que o ensaio tenha sido realizado com um provete em que o material se encontrava num estado mais denso que o da barragem, conduzindo a uma rigidez superior à do protótipo e, conseqüentemente, a menores deformações.

No segundo cálculo efectuado, utilizaram-se os parâmetros hiperbólicos respeitantes ao material no seu estado mais denso ($I_D=97\%$). Analisou-se a construção por fases e a mesma simulação de cargas. Obteve-se um deslocamento máximo no paramento de montante de 21 cm, valor mais de três vezes inferior ao obtido para o mesmo material menos compactado ($I_D=70\%$). Pretendeu-se, por meio deste cálculo, demonstrar a importância da utilização das novas tecnologias de colocação do material (deposição em cordão) e da sua compactação com cilindros vibradores.

Num terceiro cálculo simulou-se a construção da barragem tal como ela se processaria actualmente. Considerou-se o material no estado mais denso ($I_D=97\%$) representado pelos respectivos parâmetros reológicos, e construção, com camadas horizontais, numa única fase. O deslocamento máximo na cortina de montante, devido ao enchimento, foi de 19 cm (Fig. F5.16), valor inferior em cerca de 10% ao obtido quando a construção é feita por fases.

Pode-se pois concluir que as técnicas utilizadas actualmente conduzem a menores deformabilidades do material. Estas técnicas referem-se ao modo de colocação e compactação do material, bem como ao faseamento construtivo. Se a construção se processar por fases distintas, com zonas de aterro de alturas diferentes, obtêm-se

deformações superiores e assimétricas; a construção por camadas horizontais, numa única fase, conduz a uma maior regularidade dos deslocamentos.

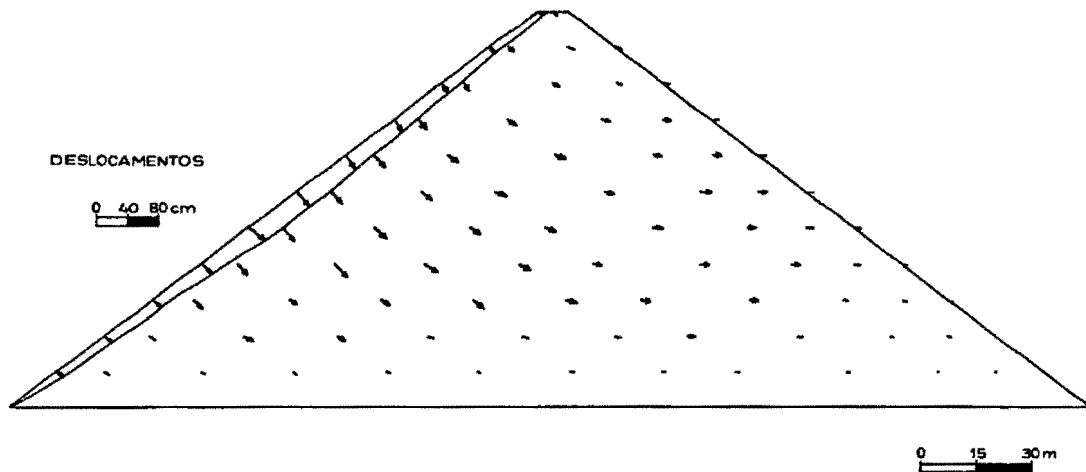


Fig. F5.16 - Simulação do primeiro enchimento da barragem caso fosse construída com o material no estado mais denso.

5.5 - CONCLUSÕES RELATIVAS AO ESTUDO DA BARRAGEM DE PARADELA

Na elaboração das conclusões relativas ao estudo da barragem de Paradela baseámo-nos nos resultados apresentados quer neste quer noutros capítulos, em particular no Cap. 4.

Um dos aspectos estudados foi a determinação da resistência da rocha, para o que foram realizados diversos ensaios, dos quais se destacam a determinação da resistência ao esmagamento, o ensaio de carga pontual e o ensaio de compressão uniaxial. A complementaridade dos resultados destes ensaios, verificada pelas várias correlações obtidas, demonstra que se podem utilizar diferentes vias para determinar as características de resistência dos fragmentos rochosos.

A resistência dos fragmentos diminui em presença da água, como demonstraram os resultados dos ensaios de resistência ao esmagamento e de carga pontual. A diminuição da resistência em presença da água é maior nas amostras alteradas.

Para as mesmas condições de ensaio, verificámos que a resistência da rocha diminui com o avanço da alteração. A porosidade aumenta e os pesos volúmicos vão diminuindo à medida que a rocha sofre alteração crescente.

Verificámos que o aumento da microfissuração dos provetes diminui o seu módulo de elasticidade. A resistência também tende a diminuir com a fissuração, mas de um modo menos evidente em relação ao aumento da porosidade.

A interpretação dos ensaios de previsão de comportamento, conjuntamente com as observações de campo, permitiram concluir que os materiais graníticos empregues no enrocamento apresentam boa durabilidade.

Devido às limitações impostas pelas dimensões dos equipamentos de ensaio dos materiais granulares de enrocamento, foi necessário modelar a granulometria das amostras laboratoriais segundo uma curva granulométrica paralela à do protótipo.

Os índices de vazios máximo e mínimo obtidos são idênticos aos apresentados por outros autores para materiais de enrocamento com características granulométricas semelhantes.

O ângulo de talude natural dos materiais com a granulometria modelada é semelhante ao ângulo de talude natural do enrocamento da barragem.

O enrocamento da barragem de Paradela é um enrocamento uniforme, constituído por fragmentos de média resistência, classificado do tipo 2U, de acordo com a proposta de Wilson e Marsal (1979).

Na determinação das características mecânicas (resistência ao corte e deformabilidade), ensaiaram-se amostras em dois estados de compacidade bastante distintos: um deles tentando reproduzir as condições do material do protótipo; e o outro num estado de compacidade bastante denso, tal como se obtém com as actuais técnicas de compactação com cilindros vibradores.

As duas amostras ensaiadas apresentaram diminuição sensível do ângulo de atrito interno e colapso devido à submersão.

A amostra mais densa exibiu um maior decréscimo do ângulo de atrito interno com o aumento da tensão de confinamento e um comportamento mais dilatante.

Relativamente aos ensaios conduzidos na câmara de compressão unidimensional, obtiveram-se módulos edométricos cerca de três vezes superiores no material mais denso, bem como uma maior tensão de pré-compressão. Nesta modalidade de ensaio, confirmou-se que a água origina um assentamento significativo do material de enrocamento. Quer no ensaio de compressão triaxial quer no de compressão unidimensional, observou-se que as amostras mais soltas exibem maior colapso.

Dos resultados dos ensaios de compressão triaxial deduziram-se os parâmetros reológicos correspondentes ao modelo hiperbólico. Quanto aos cálculos tensão-deformação efectuados para a simulação do primeiro enchimento da barragem de Paradela, utilizando os parâmetros relativos ao material no estado mais solto ($I_D=70\%$), obtiveram-se deslocamentos que eram cerca de 30% inferiores aos observados. No entanto, neste trabalho, não se considerou a fluência sofrida pelo enrocamento e que pode representar essa diferença de deformações no total ou em parte.

O estado de compacidade que o material atinge com a aplicação das novas técnicas de colocação e compactação de enrocamentos tem também grande influência nas deformações da barragem. Assim, para uma densidade relativa de 97%, simulando o mesmo tipo de faseamento construtivo e de enchimento, obtiveram-se deslocamentos inferiores a um terço dos calculados para o mesmo material num estado mais solto.

O faseamento construtivo evidenciou-se também de grande importância: a construção por fases com zonas do aterro de alturas diferentes conduz a assentamentos assimétricos devidos à construção, e maiores deformações provocadas pelo enchimento. A construção por camadas horizontais, com o material no estado mais denso, tal como se processa actualmente, afigura-se como a técnica mais eficiente, tanto no que se refere à simetria dos assentamentos devidos à construção como ao valor dos mesmos.

Na análise das deteriorações observadas em barragens de enrocamento com cortina de betão a montante (Melo et al., 1987; Veiga Pinto et al., 1988), confirmou-se que as deteriorações observadas na cortina ocorrem essencialmente nas barragens mais antigas em que os enrocamentos não foram compactados com cilindros vibradores. Os assentamentos exagerados do enrocamento estiveram na origem das deteriorações observadas na cortina.

Capítulo 6

ATERROS EXPERIMENTAIS

6 - ATERROS EXPERIMENTAIS

6.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

Os primeiros aterros de enrocamento experimentais em barragens portuguesas realizaram-se, em 1983, na barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1987). Mais recentemente, durante o segundo semestre de 1988, efectuaram-se os aterros experimentais da barragem da Apartadura, e em meados de 1990 os aterros experimentais da barragem do Lagoacho. Mais adiante, neste capítulo, abordaremos alguns aspectos relativos aos aterros experimentais destas duas últimas barragens.

Por intermédio de um estágio no Núcleo de Fundações do LNEC, foi-nos possível participar em diversos trabalhos relacionados com o arranque da barragem da Apartadura, de que destacamos a abertura da pedreira e a sua exploração, a caracterização dos materiais rochosos dos enrocamentos, a execução dos aterros experimentais e o estudo das características de tensão-deformação dos enrocamentos da barragem. Da colaboração referida resultou a execução de dois trabalhos (Veiga Pinto e Quinta Ferreira, 1989; e Quinta Ferreira et al., 1989) e a contribuição para um terceiro (Veiga Pinto e Ana Quintela, 1989).

No referente à barragem do Lagoacho, tomámos contacto com a realização dos aterros experimentais durante o estágio concedido pela EDP, com vista ao estudo do local e acompanhamento da construção da barragem.

6.2 - OBJECTIVOS

Os aterros experimentais utilizam-se presentemente de um modo sistemático para determinar o procedimento mais adequado à construção dos enrocamentos.

Maranha das Neves (1980) refere que se os aterros experimentais têm sido uma solução frequente no caso das barragens de terra. Maior é a sua importância para as barragens de enrocamento, pois, neste caso, os meios de investigação próprios de um laboratório revelam-se muito mais limitados quer para definir as qualidades intrínsecas da rocha da pedreira, que se pretende utilizar, quer para prever como serão os "futuros" materiais depois de submetidos às operações de desmonte, colocação e compactação.

As barragens de enrocamento são geralmente constituídas por diversas zonas, possuindo granulometrias diferentes e mesmo materiais distintos. Com os aterros experimentais, procura-se caracterizar o comportamento dos materiais das principais zonas em função da sua natureza, granulometria e métodos de colocação e compactação a utilizar. As condições de execução destes aterros deverão estar de acordo com o estabelecido no anteprojecto, utilizando-se os materiais, equipamentos e técnicas que se irão usar na construção do enrocamento da barragem. Os resultados obtidos vão permitir a definição fundamentada da técnica construtiva mais adequada, anteriormente ao início da construção, possibilitando melhor qualidade e mais rapidez na construção do enrocamento e proporcionando as características mecânicas exigidas.

As características dos materiais empregues, o teor de molhagem mais adequado, a percentagem de finos, o índice de vazios, o peso volúmico e o fuso granulométrico são alguns dos aspectos que interessa conhecer durante a realização dos aterros experimentais. A sua execução é ainda particularmente útil quando se pretendem usar rochas com características pouco conhecidas, sensíveis à molhagem, muito alteradas ou mesmo rochas brandas.

Paralelamente à execução dos aterros experimentais, são efectuados ensaios de identificação dos materiais rochosos utilizados, determinando-se algumas propriedades índice, e procede-se à caracterização mecânica laboratorial do material do enrocamento, utilizando amostras com granulometria modelada a partir das curvas granulométricas de campo.

Com base nos resultados dos aterros experimentais e dos ensaios de caracterização mecânica efectuados no laboratório, é possível aferir as técnicas construtivas e recalculer o comportamento estrutural esperado para a barragem.

Como referem Wilson e Marsal (1979), os aterros experimentais podem também ser utilizados para determinar a permeabilidade horizontal dos materiais a usar no núcleo da barragem, para realizar ensaios de carga em placa, podendo ainda instrumentar-se para medir as tensões e deformações desenvolvidas durante a compactação.

6.3 - ESCOLHA DO LOCAL E PREPARAÇÃO DO TERRENO

Quando as condições locais e de projecto o permitem, poderão efectuar-se os aterros experimentais na zona de jusante do enrocamento, onde o comportamento, em função das solicitações a que irá estar sujeito, é menos crítico, permitindo a eventual incorporação dos aterros experimentais no corpo da barragem. Este procedimento tem como grande vantagem a redução dos custos, tendo sido utilizado na barragem do Lagoacho, em que os aterros experimentais foram realizados na metade de jusante do dique da Portela, onde a pequena altura da estrutura não levanta problemas na sua incorporação definitiva no dique.

No entanto, a falta de espaço, condições topográficas inadequadas e a necessidade de construir estruturas hidráulicas na fundação são algumas das razões que frequentemente justificam a necessidade de executar os aterros experimentais fora da zona de fundação da barragem.

Na barragem da Apartadura optou-se por realizar os aterros experimentais fora do local de fundação da barragem, pela necessidade de executar as obras para a descarga de fundo sem atrasar a execução dos aterros experimentais, por ser insuficiente o espaço disponível e por a inclinação do terreno ir dificultar a sua execução. O local escolhido situa-se entre a pedreira e a barragem, a cerca de 500 m da pedreira (Fig. F3.24). A proximidade à pedreira vem diminuir os custos de execução dos aterros experimentais. No local encontram-se terrenos de xistos argilosos do Devónico, com características semelhantes aos xistos do Silúrico que constituem a fundação da barragem. Os materiais dolomíticos usados nos aterros experimentais serão posteriormente reutilizados, colocado-os na zona menos solicitada do enrocamento da barragem.

Escolhido o melhor local para a realização dos aterros experimentais, procede-se à preparação da fundação de modo a garantir a semelhança das condições construtivas dos aterros experimentais e da própria barragem. Na barragem da Apartadura, o solo arável, o solo residual e o xisto decomposto foram removidos numa espessura de cerca de 1 m, utilizando uma pá escavadora. Antes de se colocar qualquer material, regou-se a superfície escavada e efectuaram-se dez passagens com um cilindro vibrador de 8,5 tf. O objectivo deste procedimento foi o de eliminar, tanto quanto possível, os assentamentos do terreno, para que os assentamentos medidos durante a execução dos aterros experimentais se devam apenas à compactação das camadas. Deste modo, obteve-se uma fundação com boas características para a colocação das camadas.

A Fig. F6.1 representa esquematicamente a implantação dos aterros experimentais da barragem da Apartadura para os materiais T3 e T4.

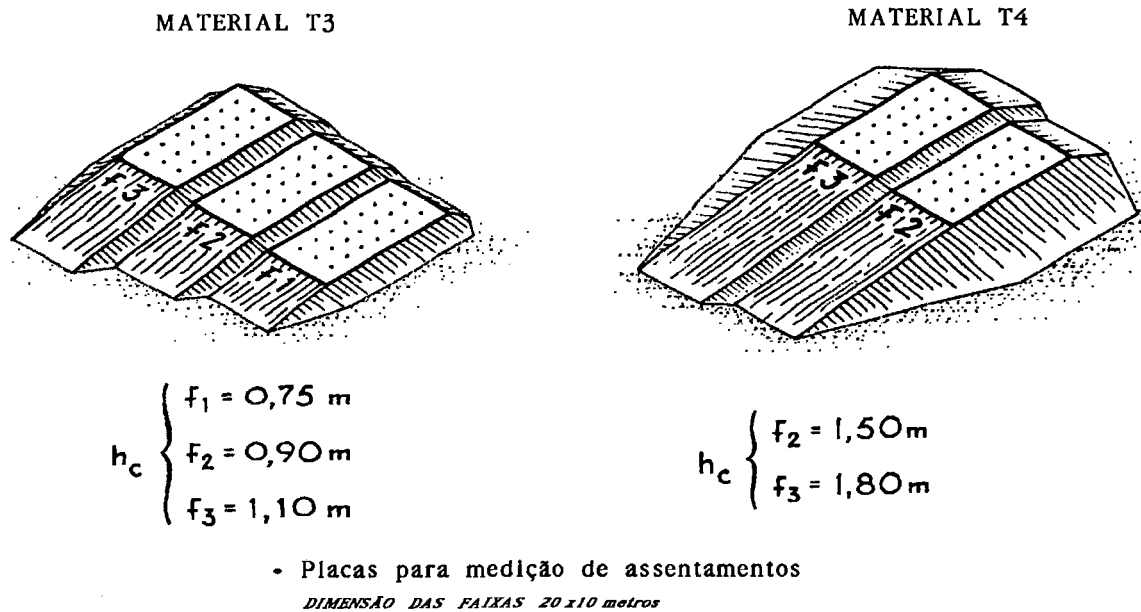


Fig. F6.1 - Esquema dos aterros experimentais para os materiais T3 e T4 da barragem da Apartadura.

6.4 - EXECUÇÃO DOS ATERROS EXPERIMENTAIS

6.4.1 - CONSTRUÇÃO DAS CAMADAS

Para cada tipo de material a ensaiar, consideram-se diversas faixas, de espessuras diferentes, que irão ser sujeitas a compactação de modo a determinarem-se as condições de compactação mais adequadas.

Para cada faixa, há que executar uma ou mais camadas compactadas com cilindro vibrador, que irão servir de base à realização dos aterros experimentais. Nos materiais de menores granulometrias, utilizam-se geralmente duas camadas, ao passo que nos materiais muito grossos se tende a utilizar apenas uma. A espessura das camadas de base e das camadas do aterro experimental é geralmente a mesma. Com este procedimento procura-se reproduzir as condições que se verificarão no enrocamento da barragem, onde as novas camadas se colocam sobre as já construídas.

Após a colocação, o material é espalhado em camadas cuja espessura, para rochas sãs e de granulometria grosseira, pode atingir valores de 2 m, enquanto que para rochas de menor resistência pode atingir 1 m. A rega dos materiais é prática corrente durante a fase de construção, tendo como finalidade aumentar os assentamentos. A molhagem diminui a resistência dos materiais de enrocamento, pelo que é muito conveniente a sua execução nas barragens com grande altura e em especial nas zonas sujeitas às maiores tensões.

O material deve ser colocado com a técnica que geralmente se designa de "deposição em cordão", sendo depositado sobre a camada, a cerca de 5 metros da frente, e então empurrado para a frente em avanço. Este procedimento permite a colocação dos elementos maiores na base da camada, pelo que o aplanamento da superfície é mais fácil, melhorando as condições para a circulação do cilindro vibrador. Segundo Maranha das Neves e Veiga Pinto (1988), a segregação resultante não apresenta qualquer efeito negativo no comportamento estrutural do enrocamento.

Após a regularização da superfície das faixas, colocam-se placas para a medição topográfica dos assentamentos provocados pela compactação. Os pontos de medição são fixos, sendo distribuídos segundo uma malha regular. Segundo Justo (1990-a), o valor médio dos assentamentos dá uma ideia média da variação na densidade. Para um dado cilindro vibrador e uma espessura de camada pode-se determinar o número de passagens a partir da qual não há melhoria na compactação.

Durante a colocação e espalhamento do material das camadas, é corrente efectuar-se a rega dos enrocamentos com um volume de água que frequentemente varia entre 10% e 30% do volume do material a compactar. Penman (1983) sugere mesmo que bastará um teor em água entre 6 e 10%, dependendo do tipo de enrocamento. No locais em que a precipitação durante o período de construção é elevada, não se recorre à rega dos enrocamentos (Arnevik et al., 1988).

6.4.1.1 - ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DA COMPACTAÇÃO

Romana (1990) refere que durante a execução dos aterros experimentais da barragem de Huesna, em Espanha, foram utilizados diferentes teores em água de modo a verificar a quantidade mínima compatível com a adequada compactação do material de enrocamento. Os resultados que obteve mostraram que a adição de 10% de água era suficiente, permitindo induzir o aumento dos assentamentos por colapso, o que está de acordo com Cooke e Sherard (1987). A utilização desta pequena quantidade de água conduziu a uma redução substancial dos custos sem perda de qualidade. O aumento dos

assentamentos no enrocamento molhado foi cerca de 85% superior ao observado no enrocamento seco.

A influência da água na compactação dos enrocamentos foi também analisada no início da construção dos aterros experimentais da barragem do Lagoacho. Aqui utilizou-se um volume de água de aproximadamente 10%. A Fig. F6.2 apresenta os assentamentos obtidos para o enrocamento tipo 3C (Tabela T3.9), seco e molhado, em função do número de passagens do cilindro vibrador. No enrocamento molhado, após oito passagens do cilindro vibrador, os assentamentos foram 23% superiores aos observados no enrocamento seco, o que é muito inferior ao valor apresentado por Romana (1990). Esta diferença deve-se, em nosso entender, a duas razões principais. A primeira é que os materiais ensaiados na barragem de Huesna são xistos siliciosos com intercalações de argilas, com resistência muito inferior aos materiais graníticos do enrocamento do Lagoacho. Como verificámos no Cap. 4, a diminuição de resistência das rochas devido à molhagem é proporcionalmente maior nas amostras menos resistentes, permitindo maiores assentamentos. A segunda razão, apenas respeitante aos materiais do Lagoacho, é que o teor médio em água dos enrocamentos considerados como secos é de 2,2%, enquanto que para os enrocamentos molhados esse valor passou para cerca de 2,9%. Sabendo-se que a diminuição da resistência das rochas parcialmente saturadas, em relação ao estado seco, é muito maior para baixos teores em água do que próximo da saturação total, facilmente entendemos que os 2,2% de água terão diminuído a resistência do granito e que o aumento de 0,7% de água por molhagem ainda proporcionou o incremento de 23% nos assentamentos.

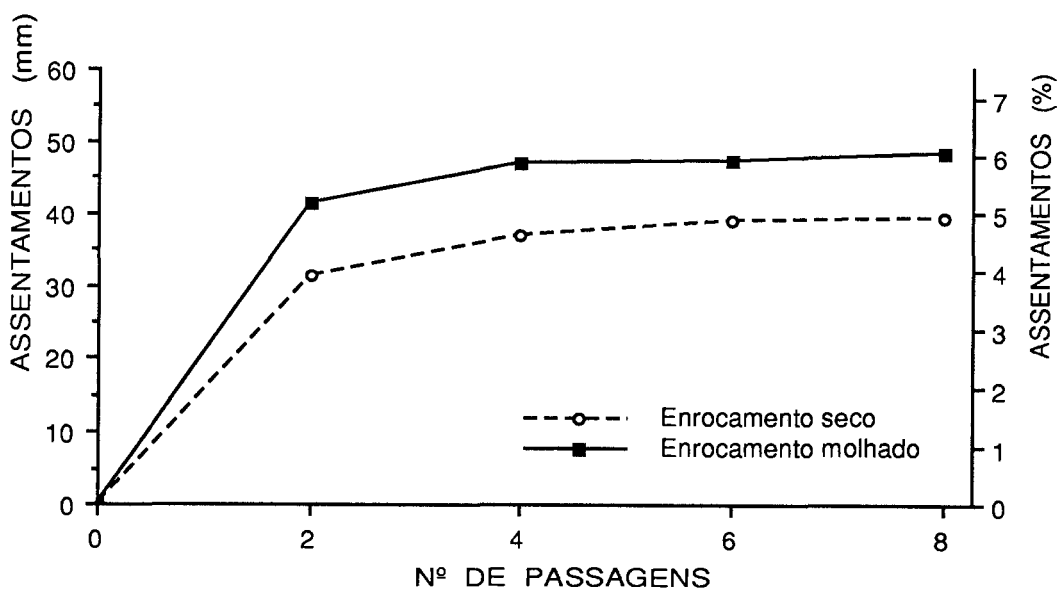


Fig. F6.2 - Influência da água nos assentamentos dos aterros graníticos da barragem do Lagoacho.

Actualmente é prática corrente construírem-se enrocamentos pouco compressíveis utilizando materiais com granulometria extensa, pois, deste modo, aumenta-se o número de pontos de contacto entre fragmentos, diminuindo, por conseguinte, as forças de contacto (Penman, 1982). Pelo contrário, um enrocamento limpo é bastante compressível (Lowe, 1970). Os resultados dos aterros experimentais da barragem de Sallente (Serrano, 1982-b) confirmam o anteriormente apresentado, pois, como refere este autor, as camadas contendo mais finos apresentaram menores assentamentos durante a compactação. Na barragem da Foz do Areia (Pinto et al., 1982), apesar do enrocamento ter sido compactado com 4 passagens do cilindro vibrador de 10 toneladas e de se ter molhado com 25% da água, a utilização uma granulometria pouco extensa, com um coeficiente de uniformidade inferior a 10, fez com que a deformabilidade fosse muito elevada e os assentamentos fossem 5 a 6 vezes superiores aos observados noutras barragens.

Como o peso e as características dos cilindros condicionam a eficiência da compactação, levantaram-se algumas dúvidas no que diz respeito às diferentes características dos dois cilindros vibradores existentes na barragem da Apartadura, já que qualquer deles podia ser utilizado pelo empreiteiro. Com esta finalidade, efectuaram-se ensaios de campo de modo a avaliar as diferenças de compactação do material dolomítico, pois pretendia-se saber qual dos dois cilindros seria de uso mais aconselhável. Os pesos estáticos dos cilindros vibradores eram de 10 e 13 tf.

Utilizou-se a construção das camadas de base do material T3 para efectuar os ensaios de eficiência de compactação com os dois cilindros referidos. O processo utilizado consistiu na construção de duas faixas idênticas (A e B), que foram compactadas alternadamente por cada um dos cilindros. Na primeira passagem, a faixa A foi compactada com o cilindro de 10 tf e a faixa B com o de 13 tf. Na segunda passagem trocam-se os cilindros, sendo agora a faixa A compactada com o cilindro de 13 tf e a faixa B com o de 10 toneladas. O processo repetiu-se, sendo as passagens ímpares iguais à primeira e as pares iguais à segunda. Após cada passagem dos cilindros por cada uma das faixas, mediram-se, por meio de um nivelamento de precisão, os assentamentos das 28 placas colocadas à superfície. O assentamento provocado pela passagem de um cilindro numa das faixas é a média dos valores medidos. Para cada cilindro, os resultados são obtidos efectuando o somatório dos assentamentos em função do número da passagens, independentemente da faixa em que foi medido. Dado que as faixas A e B são idênticas e o que interessava era determinar a eficiência da compactação, considerou-se vantajoso somar os assentamentos provocados nas duas faixas pelo mesmo cilindro.

A eficiência dos cilindros, ou seja a interpretação da deformação da camada provocada pela compactação, é apresentada gráficamente na Fig. F6.3.

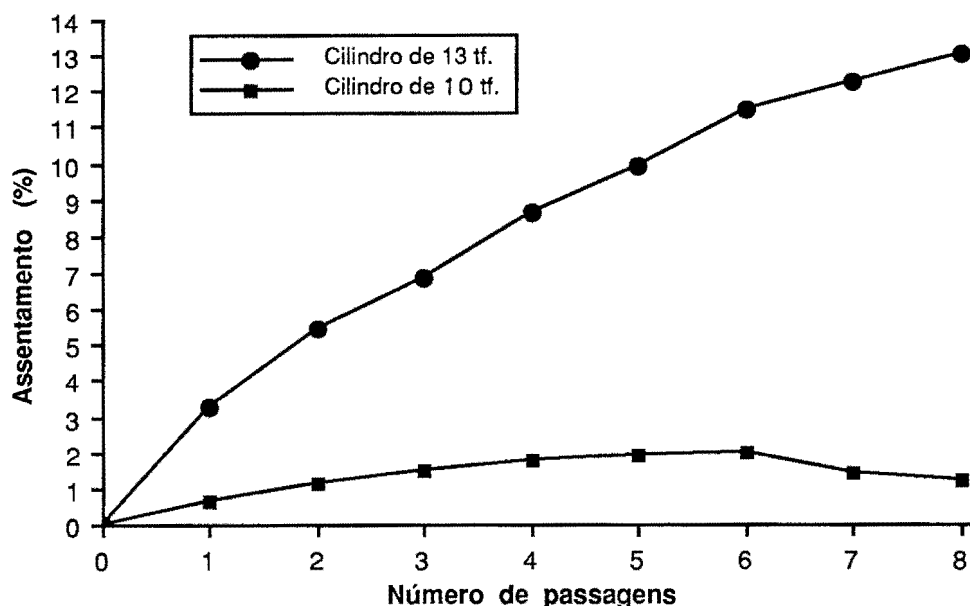


Fig. F6.3 - Resultados dos ensaios de eficiência de compactação dos cilindros de 10 tf e 13 tf (Veiga Pinto e Quinta Ferreira, 1989).

Os resultados mostram uma eficiência do cilindro de 13 tf muito superior, com um assentamento total, ao fim de 8 passagens, de cerca de 6 vezes superior à obtida com o cilindro de 10 tf. Com base nos resultados, foi excluído, a partir desse momento, a utilização do cilindro de 10 tf. A compactação das camadas é vulgarmente efectuada por cilindros vibradores com pesos estáticos de 10 a 15 tf.

6.4.1.2 - CARACTERÍSTICAS DAS CAMADAS E RESULTADOS OBTIDOS

Um outro aspecto relacionado com a eficiência da compactação é a determinação da espessura da camada e o número de passagens que melhor se adequa para um determinado tipo de material. O menor índice de vazios que se pode conseguir economicamente para um dado tipo de material vai depender, para além da granulometria utilizada, da energia transmitida aos elementos rochosos durante a compactação de modo a proporcionar o rearranjo dos fragmentos, o esmagamento dos pontos de contacto, e a rotura dos elementos menos resistentes ou mais solicitados.

Na barragem da Apartadura, para cada tipo de material granulométrico dolomítico, efectuaram-se duas ou três faixas com área de $20 \times 10 \text{ m}^2$ e espessuras que se indicam na tabela T6.1. Sobre o terreno compactado e para cada faixa colocaram-se duas camadas de base, compactadas com seis passagens do cilindro vibrador, com excepção do material T4 de que apenas se colocou uma camada. Nas camadas dos aterros experimentais, os assentamentos foram medidos ao fim de 2, 4, 6 e 8 passagens do cilindro vibrador. A

análise da granulometria e a determinação do peso volúmico efectuou-se para cada material antes da compactação e, para todas as faixas, após a compactação com 4 e 6 passagens do cilindro. Para a barragem do Lagoacho utilizaram-se faixas de $25 \times 7,5 \text{ m}^2$ e leituras de assentamentos no início da compactação e após 4, 6 e 8 passagens do cilindro vibrador.

Tabela T6.1 - Espessura das faixas, para os diferentes tipos de materiais dolomíticos, nos aterros experimentais da barragem da Apartadura. (Veiga Pinto e Quinta Ferreira, 1989).

MATERIAIS	ESPESSURA DAS FAIXAS (m)		
	F1	F2	F3
T2	0,30	0,40	---
T3a	0,50	0,60	---
T3	0,75	0,90	1,10
T4	---	1,50	1,80

Nas tabelas T6.2 e T6.3 apresentamos, respectivamente, um resumo dos resultados obtidos durante a realização dos aterros experimentais na Apartadura e no Lagoacho.

Para um mesmo número de passagens, o aumento da espessura das camadas faz diminuir o peso volúmico aparente seco e aumentar o índice de vazios em resultado da diminuição da eficiência da compactação. O aumento da espessura da camada distribui a energia aplicada, pelo que a compactação é menos eficiente, em particular na base.

Dentro de cada faixa, o aumento do número de passagens do cilindro vibrador nem sempre faz aumentar o peso volúmico, como seria de esperar, devido à heterogeneidade da granulometria que é expressa pela variação do coeficiente de uniformidade. O aumento do número de passagens permite acumular até certo nível as deformações sofridas.

Os pesos volúnicos aparentes obtidos são de um modo geral elevados, variando entre 20 e 25 kN/m^3 para os enrocamentos de dolomias da Apartadura, e entre 21 e 23 kN/m^3 para os enrocamentos graníticos do Lagoacho. Os menores valores tendem a ocorrer para os materiais de maiores dimensões e nas camadas mais espessas. A

granulometria extensa, como se pode verificar pelos coeficientes de uniformidade, terá contribuído para os elevados pesos volúmicos. A percentagem de finos ($\phi \leq 0,074$ mm) é de um modo geral inferior a 9% para a Apartadura e inferior a 4% para o Lagoacho .

Tabela T6.2 - Resultados dos ensaios nos aterros experimentais da Apartadura com materiais dolomíticos (Veiga Pinto e Ana Quintela, 1989).

MATERIAL	ALTURA DA CAMADA (m)	NUMERO DE PASSAGENS	Cu	γ_d (kN/m ³)	e
T2	0,30	4	200	25,1	0,11
		6	200	24,4	0,14
	0,40	4	165	24,2	0,15
		6	300	23,8	0,17
T3 _a	0,50	4	45	22,5	0,24
		6	150	23,1	0,20
	0,60	4	460	22,8	0,22
		6	45	23,3	0,19
T3	0,75	4	600	24,9	0,12
		6	333	25,7	0,08
	0,90	4	50	24,2	0,15
		6	30	25,1	0,10
	1,10	4	333	24,1	0,15
		6	243	23,5	0,18
T4	1,50	4	333	23,0	0,21
		6	160	22,6	0,23
	1,80	4	50	19,7	0,41
		6	82	20,9	0,33

Cu - Coeficiente de uniformidade;
 γ_d - Peso volúmico aparente seco;
 e - índice de vazios.

6.5 - ENSAIOS

O peso volúmico mede-se para cada faixa, após as passagens do cilindro préviamente estabelecidas. Para a determinação dos pesos volúmicos e do índice de vazios nos enrocamentos, utiliza-se a determinação do volume e do peso correspondente a uma determinada quantidade de material compactado. Para a execução do ensaio escava-se um poço com volume de pelo menos cinco vezes o diâmetro, em metros, do maior fragmento da

Tabela T6.3 - Alguns resultados dos ensaios nos aterros experimentais do Lagoacho com materiais graníticos.

MATERIAL	ALTURA DA CAMADA (m)	NUMERO DE PASSAGENS	Cu	γ_d (kN/m ³)	e
3C	0,8	0	135	-	-
		4	290	22,4	0,17
		6	150	22,7	0,15
		8	750	22,8	0,15
3D	1,0	0	103	-	-
		4	143	21,0	0,23
		6	63	21,5	0,20
		8	160	22,5	0,15

camada ($V \geq 5 D_{máx}$) para que, segundo Petrov et al. (1969), o peso volúmico seja independente do volume da amostra. A medição do volume é efectuada revestindo o poço com uma folha de polietileno e enchendo-o com água. Retirando a folha de polietileno pode-se estimar a permeabilidade do enrocamento, com base nas medições dos abaixamentos do nível da água ao longo do tempo, o que no entanto é um processo pouco rigoroso.

A análise granulométrica para cada material é determinada geralmente antes e após a compactação das camadas. Pode-se então avaliar o efeito da compactação na fracturação dos materiais de enrocamento comparando as curvas granulométricas obtidas. Segundo Marsal e Resendiz (1975), este aspecto é importante, podendo ser relacionado com as propriedades mecânicas que o enrocamento irá exhibir. É sobre o material removido do poço, depois de pesado, que se executa a determinação da granulometria. Para os blocos grosseiros, a granulometria é efectuada pela medida da dimensão equivalente segundo três direcções ortogonais, sendo o peso calculado com base no peso volúmico da rocha. Os materiais mais finos são separados e peneirados de acordo com as diferentes fracções granulométricas, após o que se efectua a sua pesagem.

No laboratório são realizados ensaios de caracterização dos fragmentos rochosos e determinadas as propriedades do meio granular com os materiais utilizados nos aterros experimentais. Para a caracterização dos materiais granulares, as amostras são construídas em condições que procuram reproduzir as utilizadas nos aterros experimentais. A impossibilidade de ensaiar amostras com as dimensões de campo leva à utilização de granulometrias modeladas. A compactação efectuada no laboratório procura ainda

reproduzir os estados de compactidade obtidos no campo, o que geralmente se faz controlando os pesos volúmicos e o índice de vazios.

Na amostragem realizada para a caracterização dos materiais utilizados nos enrocamentos da barragem da Apartadura, efectuámos a recolha de amostras no próprio local da pedreira e sobre materiais que foram utilizados nos aterros experimentais. Na pedreira foram recolhidos diversos blocos representativos dos materiais explorados. Com estes blocos foram preparados provetes sobre os quais se executaram diversos ensaios laboratoriais, começando pelos ensaios de caracterização não destrutivos e já apresentados no Cap. 4. Nos aterros experimentais foram recolhidos quer materiais granulares para a execução de ensaios de caracterização, como o ensaio de ataque pelos sulfatos e o ensaio de Los Angeles, quer amostras granulares para a realização dos ensaios de compressão unidimensional e triaxial em câmaras de grande diâmetro.

6.6 - DETERMINAÇÃO LABORATORIAL DAS CARACTERÍSTICAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DOS MATERIAIS DOS ATERROS EXPERIMENTAIS DA APARTADURA

A determinação das características de tensão-deformação dos enrocamentos da barragem da Apartadura foi efectuada no LNEC. O material utilizado foi obtido na execução de um ensaio de campo para a determinação do peso volúmico e do índice de vazios.

Para a execução dos ensaios laboratoriais foi necessário construir amostras com características granulométricas semelhantes às do protótipo. Na modelação da granulometria utilizou-se uma curva granulométrica modelada por escarpelização (Fig. F6.4), com dimensão máxima dos fragmentos de 50 mm, tendo-se mantido a percentagem de finos obtidos nas curvas de campo por eles condicionarem grandemente a permeabilidade e as propriedades mecânicas (Veiga Pinto e Ana Quintela, 1989).

Com a granulometria modelada, determinaram-se os estados de compactidade mínimo e máximo (Tabela T6.4) de acordo com as técnicas anteriormente descritas no Cap. 2.

As amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais foram preparadas segundo a granulometria modelada, molhadas com 15% de água e compactadas com densidade relativa próxima de 100%, a que corresponde γ_d de cerca 23 kN/m³.

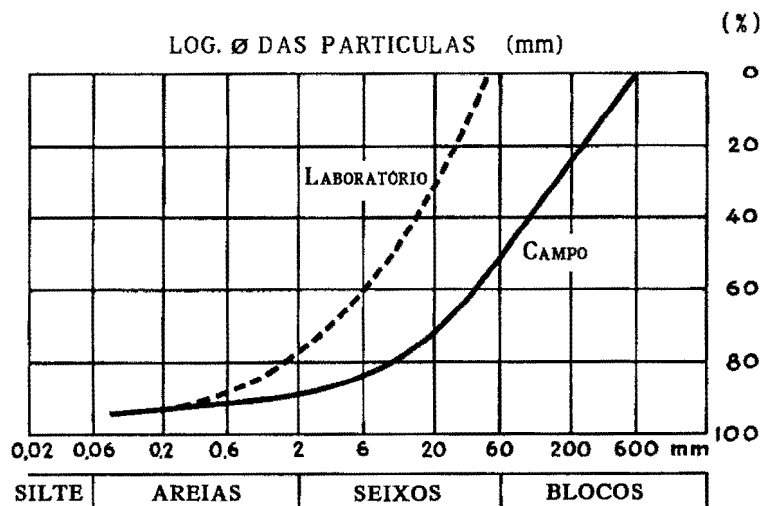


Fig. F6.4 - Curvas granulométricas de campo e de laboratório dos materiais do enrocamento da barragem da Apartadura (Veiga Pinto e Quinta Ferreira, 1989).

Tabela T6.4 - Estados de compacidade mínimo e máximo do material com a granulometria modelada.

γ_{dg} (kN/m ³)	γ_{dmin} (kN/m ³)	$e_{máx}$	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	e_{min}
27,8	17,3	0,61	23,0	0,21

6.6.1 - RESISTENCIA AO CORTE

Para a determinação da resistência ao corte, realizaram-se três ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado, com tensões hidrostáticas de confinamento de 0,1, 0,2 e 0,4 MPa (Fig. F6.5). Durante o ensaio o material exibiu um comportamento dilatante.

O ângulo de atrito interno, obtido com base nos ensaios, foi de 51°, bastante superior ao considerado no projecto.

6.6.2 - DEFORMABILIDADE

Para a determinação das características de deformabilidade, realizaram-se dois ensaios de compressão unidimensional na câmara de grande diâmetro (0,5 m). No primeiro ensaio procedeu-se à compactação do material no estado seco, tendo-se apenas efectuado a

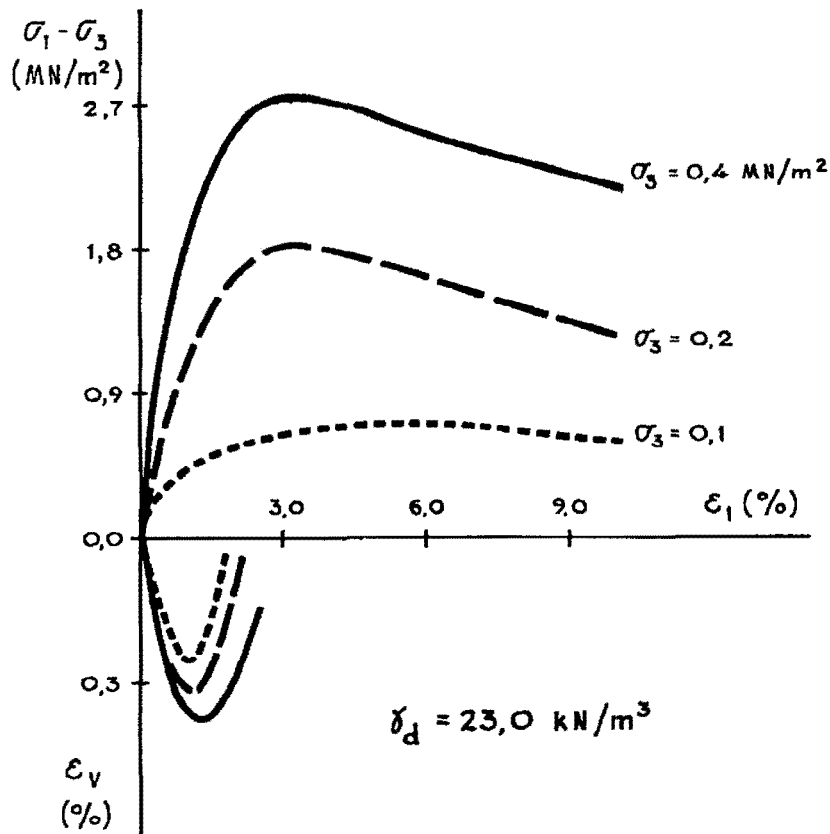


Fig. F6.5 - Ensaio triaxiais realizados sobre os materiais do enrocamento da barragem da Apartadura (Veiga Pinto e Quinta Ferreira, 1989).

submersão após a aplicação de uma tensão axial de 2 MPa. O outro ensaio foi preparado com o material molhado, tendo-se efectuado a sua saturação antes de iniciar o ensaio (Fig. F6.6). Os resultados obtidos sintetizam-se na tabela T6.5.

Tabela T6.5 - Resultados dos ensaios de compressão unidimensional (Veiga Pinto e Ana Quintela, 1989).

	I_D (%)	E_{oed} $ \sigma_1=1 $ (MPa)	$\Delta\epsilon_{a_{sub}}$ (%)	$\epsilon_{a_{per}}$ (%)
seco	100%	360	1,25	1,6
húmido	100%	190	--	≈ 0

I_D - Densidade relativa;

E_{oed} - Módulo edométrico secante para $\sigma_1=1$ MPa;

$\Delta\epsilon_{a_{sub}}$ - Aumento da deformação axial devido à submersão;

$\epsilon_{a_{per}}$ - Deformação axial permanente após descarga.

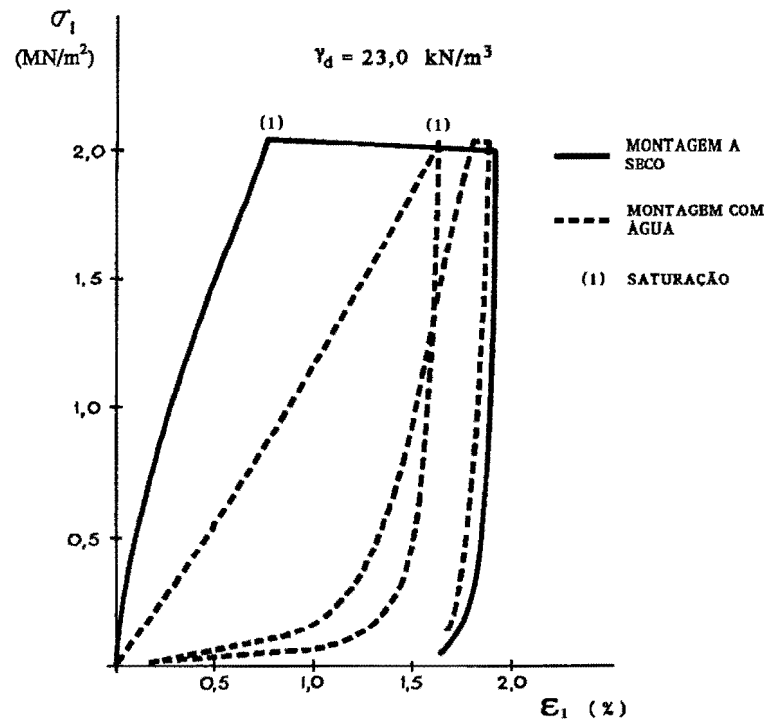


Fig. F6.6 - Ensaio de compressão unidimensional realizados sobre os materiais do enrocamento da barragem da Apartadura (Veiga Pinto e Quinta Ferreira, 1989).

6.7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A APARTADURA

Com base nos ensaios de campo e de laboratório para a determinação das características de deformabilidade e resistência foram delineadas as especificações construtivas dos enrocamentos da barragem da Apartadura (Veiga Pinto e Quinta Ferreira, 1989), cuja versão final, depois de ouvido o projectista, se apresenta na tabela T6.6.

As dolomias de idade Devónica da pedra que se está a explorar para a construção da barragem da Apartadura apresentam-se muito tectonizadas. Nas rochas carbonatadas, como é o caso destes materiais, a circulação dos fluidos meteóricos ao longo das zonas de fracturação não gera alteração química, mas sim a solubilização de carbonatos (principalmente de calcite) que, uma vez em solução, podem reprecipitar, cimentando as fracturas existentes. Durante a exploração da pedra tivemos oportunidade de verificar que eram frequentes as zonas em que a precipitação química deu origem a cristais de calcite bem desenvolvidos e preenchendo fracturas. Próximo da superfície natural do terreno, as bolsadas de terra-rossa e de solo, preenchendo as zonas de dissolução, foram outra constante durante a fase inicial de exploração. À medida que a exploração da pedra foi avançando,

melhoraram significativamente as características do material extraído, em particular pela diminuição da terra-rossa, mais abundante próximo da superfície.

Tabela T6.6 - Especificações de construção para os enrocamentos da barragem da Apartadura (Veiga Pinto e Ana Quintela, 1989).

PARAMETROS	MATERIAL			
	T2	T3a	T3	T4
h_c (m)	$0,3 \pm 0,10$	$0,60 \pm 0,10$	$0,9 \pm 0,20$	$1,50 \pm 0,20$
$D_{m\acute{a}x}$ (m)	0,25	0,40	0,60	1,00
C_u	≥ 30	≥ 30	≥ 30	≥ 50
P_{200} (%)	≤ 8	≤ 8	≤ 8	≤ 8
Nº passagens	6	6	6	6
γ_d (kN/m ³)	$\geq 24,0$	$\geq 23,0$	$\geq 24,0$	$\geq 22,5$
e	$\leq 0,16$	$\leq 0,21$	$\leq 0,16$	$\leq 0,24$
W (%)	20	20	20	20
Frequência dos ensaios (por m ³)	4 000	8 000	12 000	20 000

A tectonização das dolomias não apresenta grande inconveniente tendo em vista a utilização destes materiais no enrocamento, pois não implica a alteração química da rocha. No entanto poderá ocorrer um aumento da rotura dos grãos devido à existência de fissuras e de fracturas cimentadas, dado que estas superfícies apresentam menor resistência que a rocha intacta. O processo de colocação e compactação enérgica com o cilindro vibrador irá provocar alguma fracturação dos fragmentos, minimizando este fenómeno durante a vida do enrocamento. A abundância de rocha tectonizada, com dimensões variando desde a areia ao bloco, não apresenta inconveniente para a construção do enrocamento, pois fornece material de granulometria extensa, com dimensões compreendidas nos fusos granulométricos dos enrocamentos.

A limitação dos finos nos enrocamentos a uma percentagem inferior a 8% destina-se a impedir que controlem as propriedades do meio granular. Deste modo procura-se aumentar a resistência ao corte, diminuir a deformabilidade e aumentar a permeabilidade que deve ser sempre superior a 10^{-3} cm/s.

A influência da água não é muito significativa na diminuição da resistência dos fragmentos rochosos individualmente, como se verificou no ensaio de esmagamento e de

carga pontual. Por outro lado, no ensaio de compressão unidimensional, montado a seco e submerso quando sujeito a uma tensão de 2 MPa, verificou-se um aumento da deformação axial de 1,25%. Este resultado mostra a necessidade de proceder à molhagem do enrocamento durante a colocação, pois poderiam ocorrer assentamentos por colapso durante a vida da barragem, quando as cargas são mais elevadas, caso o enrocamento fosse inicialmente colocado a seco e sofresse molhagem.

Apesar do efeito da água não ser muito evidente, devido à dispersão dos resultados, quando se ensaiaram fragmentos individuais, secos e submersos, ele é mais facilmente observado no comportamento das amostras granulares sujeitas a tensões, pois as deformações provocadas pela rotura dos elementos rochosos, em resultado da diminuição da resistência pela molhagem, vão adicionar-se resultando uma deformação perceptível que é tanto maior quanto mais elevada é a tensão aplicada.

Capítulo 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Fazendo uma análise retrospectiva do trabalho apresentado até aqui, ficamos com a sensação de que, para além do que abordámos, muito ficou por tratar e de que o assunto está longe de se ter esgotado. A nossa modesta contribuição procura abordar um tema que, apesar de não ser novo, continua a evoluir acompanhando o rápido desenvolvimento da geologia de engenharia neste último quarto de século.

A construção de barragens de enrocamento depende grandemente das condicionantes locais, mas são fundamentalmente os conhecimentos científicos e técnicos utilizados no estudo, projecto e construção que vão ditar o sucesso do empreendimento, o que aliás é comum à generalidade das obras de engenharia.

Para a construção de barragens de enrocamento é necessário conhecer convenientemente o terreno de fundação, efectuar o projecto com base nas propriedades dos materiais rochosos disponíveis e definir as técnicas construtivas mais edequadas de modo a obterem-se os menores custos compatíveis com a segurança e a eficiência exigidas para a obra. O reconhecimento e prospecção das pedreiras e manchas de empréstimo, o estudo da fundação, a caracterização dos materiais rochosos e a determinação das suas propriedades são tarefas de grande importância onde a geologia de engenharia desempenha papel de relevo. O projecto de barragens de enrocamento pode ser muito diversificado de modo a adequar-se ao tipo e quantidade dos materiais rochosos disponíveis, sendo frequentemente colocadas ao geólogo as questões de saber quais os materiais disponíveis e a suas quantidades, propriedades geotécnicas e o comportamento a longo prazo. Para estas questões não existe de um modo geral uma resposta única, sendo necessário analisarem-se as diferentes alternativas de modo a procurar-se a solução mais vantajosa para a obra.

7.1 - CONCLUSÕES

Portugal apresenta um enorme potencial para a construção de barragens de enrocamento devido à abundância de afloramentos rochosos em todo o território, sendo ainda numerosos os locais em que é possível a construção de barragens.

A decisão de construir uma barragem de enrocamento ultrapassa largamente o âmbito da geologia de engenharia, sendo grandemente condicionada pelos aspectos económicos, pois, em muitos locais, é tecnicamente possível construir diferentes tipos de barragens. À medida que pioram as condições de fundação, cresce o papel que a geologia de engenharia tem de desempenhar na selecção do local e no estudo daquelas condições .

A metodologia de estudo e as técnicas de reconhecimento são, na sua generalidade, comuns a outros tipos de barragens. O programa de estudo distingue-se dos utilizados para as barragens de betão pela menor extensão de que geralmente se reveste o reconhecimento das fundações, dispensando de um modo geral os ensaios de caracterização mecânica destas.

No que se refere às características das fundações, tratando-se de uma estrutura de gravidade não rígida em que as tensões transmitidas são pequenas, é possível aceitar terrenos de fundação com características de deformabilidade e de resistência que não seriam admissíveis noutros tipos de barragens. Frequentemente é o elemento impermeável que vai impor o limite para as deformações, de modo a não sofrer deteriorações que comprometam o seu funcionamento. Por vezes as deformações do próprio enrocamento são mesmo maiores que as deformações das fundações, como aconteceu na barragem de Paradela. As condições hidrogeológicas nas fundações são frequentemente mais condicionantes para a construção das barragens de enrocamento que os problemas de resistência e de deformabilidade. Quanto ao valor limite da permeabilidade até onde é necessário levar a impermeabilização, consideramos que os valores correntes de 2 ou 3 Lugeons são bastante conservativos.

As barragens de enrocamento permitem um bom aproveitamento da totalidade dos materiais rochosos existentes no local, pois nela podem ser utilizados desde os materiais de elevada resistência e durabilidade até a rocha decomposta, quando esta possui propriedades compatíveis com a sua utilização num núcleo pouco permeável.

As propriedades das rochas utilizadas e as condições de construção dos aterros de enrocamento são as principais condicionantes do comportamento futuro da estrutura.

Nas rochas graníticas a alteração está associada à perda de elementos, principalmente SiO₂, CaO, Na₂O e FeO, sendo difícil relacionar directamente as variações na composição química com as propriedades físicas e mecânicas das rochas, pois a influencia de outros factores, como a fissuração, a porosidade e os minerais de neoformação, não são considerados. Os resultados que obtivemos mostraram relação positiva entre o índice de Miura (Miura, 1973) com o peso volúmico aparente seco e com a resistência à carga pontual. Verificámos ainda que o aumento da oxidação do ferro, expresso pela expressão $2\text{Fe}_2\text{O}_3/(2\text{Fe}_2\text{O}_3+\text{FeO})$, é acompanhado de uma diminuição do peso volúmico aparente seco.

Nos granitos, para além da alteração, a fissuração condiciona as propriedades que a rocha vai exhibir, sendo a sua influência tanto mais notória quanto menor é alteração da rocha. A porosidade de fissura nos granitos é de um modo geral inferior a 1,5%. O aumento da alteração promove o aumento da porosidade de poro, diminuindo a importância relativa das fissuras. A influência da fissuração traduz-se essencialmente ao nível das propriedades mecânicas, sendo responsável pela diminuição da resistência, da velocidade de propagação das ondas elásticas, dos pesos volúnicos e pelo aumento da permeabilidade. A quantificação da fissuração pode ser efectuada por um índice determinado indirectamente a partir da velocidade de propagação das ondas elásticas, como o índice de qualidade ou o índice de fissuração, que verificámos serem correlacionáveis entre si.

Na resistência à compressão uniaxial das rochas graníticas, o início da cedência ocorre para um valor da carga que, proporcionalmente à tensão de rotura, é menor nas amostras mais alteradas. Estas acumulam menos energia, pois a partir de níveis de tensão baixos geram-se fracturas axiais que dissipam essa energia, evidenciando um comportamento mais dúctil. As amostras resistentes acumulam energia que tendem a libertar de um modo violento quando é atingida a tensão de rotura. Este mecanismo faz, num enrocamento de rochas de elevada resistência, que a rotura de um fragmento e a deformação associada aconteçam bruscamente, enquanto que nos enrocamentos de materiais mais alterados há uma fase de fluência, tanto maior quanto menor é a resistência da rocha, transformando a rotura num processo mais extenso e sem variações bruscas.

A variação da resistência nos granitos (e.g.: compressão uniaxial ou carga pontual) em função da porosidade apresenta uma distribuição aproximadamente assintótica aos eixos do gráfico, mostrando que a porosidade não é um bom indicador para estimar a resistência. Para as rochas carbonatadas o comportamento é diferente consoante se trata de rochas cristalinas, essencialmente fissuradas, ou de rochas microcristalinas, essencialmente porosas. No primeiro caso a porosidade não é muito útil na estimativa da resistência por esta

dependem essencialmente da fissuração da rocha. As rochas carbonatadas porosas apresentam um comportamento aproximadamente linear entre a porosidade e a resistência.

Os resultados dos ensaios sobre os granitos e sobre as dolomias confirmam que a resistência das rochas cristalinas pouco porosas é grandemente condicionada pelas fissuras. Neste tipo de rochas, observa-se uma variação muito grande da resistência, mostrando, em conjunto com o estado de fissuração, que as fissuras têm um papel de relevo na sua degradação, e que a porosidade deve ser utilizada em simultâneo com outros parâmetros que permitam uma melhor aproximação às características de resistência. O aumento da microfissuração diminui o módulo de elasticidade da rocha.

Nos materiais essencialmente porosos, quer se trate de rochas graníticas alteradas quer de rochas carbonatadas, ocorre uma gama de valores para a porosidade muito larga, a que correspondem variações de resistência diferentes para os dois tipos de rocha. Nas rochas carbonatadas pode ocorrer uma gama de valores de resistência, desde muito baixos até muito elevados, enquanto que nas rochas graníticas apenas ocorrem resistências moderadas a baixas .

Na determinação da resistência, utilizando provetes de forma regular, é necessário recorrer a equipamento de corte apropriado e uma preparação cuidada das amostras. Este procedimento implica custos elevados, adequando-se mais a fins de investigação do que à aplicação prática aos enrocamentos. Por outro lado, a utilização de fragmentos irregulares na determinação da resistência permite obter custos bastante menores e ensaiar fragmentos com formas semelhantes às utilizadas nos enrocamentos.

Na determinação da resistência dos materiais rochosos irregulares utilizados nos enrocamentos, o ensaio mais divulgado é o de esmagamento. Procurando substituir este ensaio por outro mais fácil de realizar e com condições de execução melhor definidas, concluímos ser o ensaio de carga pontual o mais conveniente, como é justificado no Cap. 4, podendo mesmo ser facilmente executado no campo. Para o ensaio de carga pontual consideramos ser PLS (= carga aplicada / área da superfície de rotura) (Eq. E2.7) o melhor parâmetro para quantificar a resistência. Os resultados do ensaio de carga pontual mostraram estar relacionados com os do ensaio de esmagamento, o que se deve ao modo semelhante como se aplica a carga e se processa a rotura nos dois ensaios. No entanto, no ensaio de carga pontual a superfície de aplicação da carga pelas ponteiros é aproximadamente constante durante o ensaio, enquanto que no ensaio de esmagamento a área de contacto dos fragmentos com a placa tende a aumentar com o esmagamento progressivo dos pontos mais salientes e para as amostras menos resistentes.

A influência da água na resistência dos fragmentos rochosos é um dos aspectos de grande interesse no estudo dos materiais de enrocamento. De um modo geral as rochas quando sujeitas a molhagem sofrem diminuição de resistência. Para os granitos a diminuição da resistência é proporcionalmente maior nas amostras alteradas que nas sãs. Para as dolomias a molhagem não mostrou fazer variar significativamente a resistência dos fragmentos rochosos individuais. No entanto os ensaios em câmaras de grande dimensão mostraram que estes materiais sofrem colapso quando sujeitos a molhagem, indicando que, mesmo quando os efeitos da água não se fazem sentir significativamente ao nível do fragmento rochoso individual, os seus efeitos cumulativos são visíveis quando o enrocamento está sujeito a tensões elevadas. Para os materiais graníticos, quer no ensaio de compressão triaxial quer no de compressão unidimensional, observou-se que as amostras mais soltas exibem maior colapso.

Nos enrocamentos, a diminuição da resistência devido à molhagem aumenta a fracturação dos elementos rochosos, resultando maiores assentamentos por colapso. Este fenómeno é de um modo geral rápido, e mais significativo nos enrocamentos soltos que nos enrocamentos densos. O ângulo de atrito dos materiais de enrocamento diminui também devido à molhagem. A rega dos materiais de enrocamento proporciona o aumento da eficiência da compactação, de que resultam maiores assentamentos, pesos volúmicos mais elevados e menores índices de vazios.

Os problemas de durabilidade dos materiais rochosos são particularmente importantes nos enrocamentos de protecção. Na avaliação da durabilidade são utilizados diversos procedimentos que vão desde as especificações das características de resistência até os ensaios de ataque por agentes agressivos. Outros procedimentos, utilizando propriedades índice, podem vantajosamente quantificar a durabilidade dos materiais, permitindo seleccionar, de entre os disponíveis, aqueles que são mais adequados. Neste último procedimento é necessário que as propriedades índice consideradas traduzam, ainda que de um modo indirecto, os mecanismos com maior importância na degradação das rochas. Consideramos que o índice de durabilidade IRD de Delgado Rodrigues e Jeremias (1990) se apresenta bastante promissor para esta finalidade.

Quanto aos materiais graníticos do enrocamento da barragem de Paradela, concluímos possuírem, na sua generalidade, boas características de resistência e de durabilidade, à excepção de alguns blocos alterados que foram indevidamente colocados no enrocamento. A forma dos fragmentos graníticos tende para o equidimensional, não variando significativamente com o tamanho dos fragmentos.

A granulometria dos materiais e as técnicas utilizadas na construção do enrocamento de Paradela não foram as mais adequadas face aos conhecimentos actuais. O material é demasiado uniforme, originando um elevado índice de vazios e pesos volúmicos baixos. Quanto à técnica de colocação, podemos considerar que, à luz dos procedimentos actualmente recomendados, os materiais não foram compactados. O lançamento do material de grande altura, em camadas com espessuras da ordem dos 20 m e por fases com alturas diferentes do enrocamento, geraram deformações significativas e assimétricas após a construção. Estas deformações foram maiores do que as que se obteriam se o enrocamento fosse construído com camadas horizontais e numa única fase à mesma cota em toda a barragem. A simulação da construção permitiu ainda verificar que se fossem utilizadas camadas de pequena espessura e compactadas com cilindros vibradores se teriam obtido deformações cerca de três vezes inferiores às observadas após o primeiro enchimento.

Nos ensaios realizados com os materiais de Paradela, quanto menor foi o índice de vazios inicial menor foi a deformabilidade obtida para o enrocamento. A resistência ao corte dos enrocamentos diminui com o aumento do estado de tensão aplicado. Para um mesmo tipo de material com estados de compacidade diferentes, o material mais denso apresenta maior resistência ao corte.

Na determinação das condições de campo mais adequadas para a colocação e compactação dos materiais de enrocamento, apresenta grande interesse a realização dos aterros experimentais. A avaliação das condições de construção em situações idênticas às reais mostrou que a diminuição da espessura das camadas, o aumento da energia de compactação e a molhagem diminuem o índice de vazios, aumentam o peso volúmico e melhoram as características mecânicas dos enrocamentos. A utilização de água na molhagem dos enrocamentos, mesmo para volumes da ordem dos 10%, mostrou ser suficiente para proporcionar o colapso e aumentar a eficiência da compactação.

7.2 - TEMAS EM ABERTO E TOPICOS PARA FUTURA INVESTIGAÇÃO

De entre os assuntos abordados consideramos necessário aprofundar a relação entre as propriedades índice dos materiais rochosos e as características mecânicas que se podem esperar para os enrocamentos densos. Este objectivo estará dependente da construção de mais barragens, pois os elevados custos que uma investigação deste tipo acarreta dificilmente serão conseguidos sem a contribuição directa para a construção de uma obra.

Um outro aspecto que poderá ser aprofundado na execução de uma obra é a determinação do efeito que a sobrecarga resultante do peso do aterro e da água na albufeira vão ter na percolação na fundação. Este assunto envolverá uma análise muito pormenorizada das condições de fundação, requerendo a sua auscultação hidráulica anteriormente à construção do enrocamento, e mesmo durante a construção, o que raramente é efectuado devido aos custos que envolve.

Quanto aos materiais de enrocamento, será de aprofundar as técnicas utilizadas na avaliação da durabilidade. A análise de mais situações permitirá avaliar a real capacidade da utilização de propriedades índice com este fim, e a eventual necessidade de estabelecer escalas de durabilidade específicas para os diferentes tipos litológicos ou, pelo contrário, a possibilidade de utilizar uma única escala comum.

A abordagem que efectuámos sobre o estudo dos materiais rochosos a utilizar nos enrocamentos, que apenas se restringiu aos granitos e às dolomias, deixa em aberto um campo de investigação muito largo de modo a abranger outras litologias. Em nosso entender, as rochas xistosas e os calcários encontram-se entre aquelas que apresentam um maior interesse prático. A grande abundância dos xistos e as suas características particulares, essencialmente marcadas pela fracturação e pela inter-estratificação com metagrauvaques, levantam problemas significativamente diferentes dos que abordámos. Quanto aos calcários, consideramos que muitos dos aspectos que referimos para as dolomias se poderão estender àquelas rochas, sendo necessário aprofundar os aspectos específicos dependentes da composição da rocha.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- ADAMS, A.E., MACKENZIE, W.S. e GUILFORD, C. (1984) - "Atlas of sedimentary rocks under the microscope". Longman; England.
- AIRES-BARROS, L. (1968) - "A análise modal e a definição de um índice de qualidade micropetrográfico". Bol. Soc. Portuguesa de Ciências Naturais, 2ª série, Vol. XII, pp. 105-116.
- AIRES-BARROS, L. (1971) - "Alteração e alterabilidade de rochas ígneas". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 57 pgs, Lisboa.
- AIRES-BARROS, L. e MIRANDA, A.M. (1979) - "A alteração laboratorial de rochas pelo extractor de Soxhlet e a sua repercussão na oxidação $Fe^{2+} \rightarrow Fe^{3+}$ e na variação da densidade aparente". Comunic. Serv. Geol. Port., Tomo LXIV, pp. 234-256.
- ALEKSANDROV, K.S., BELIKOV, B.P. e RYZOVA, T.V. (1968) - "Calcul des constantes elastiques des roches d'après leur composition minéralogique". Tradução LCPC 67. T. 90, Labo. Central des Ponts et Chaussées, Paris.
- ALONSO, E., LOUDIERE, D. e MORLIER, P. (1985) - "Étude des matériaux marneux utilisés pour la construction du barrage de Montbel". Revue Française de Géotechnique, N° 38, pp. 33-49.
- ARAPETYAN, R.A. (1970) - "Modern rockfill dams". Israel Programme For Scientific Translations.
- ARCHIMBAUD, C. (1974) - "Evaluation des propriétés d'un gisement rocheux". Proc. 2nd Int. Cong. IAEG, Vol. 1, pp. IV-18.1 a 12, São Paulo.
- ARNEVIK, A., KJÆRNSLI, B. e WALBØ, S. (1988) - "The Storvatn dam, a rockfill dam with a central core of asphaltic concrete". Proc. 16th Int. Cong. ICOLD, Q.61, R.9, pp. 141-158, San Francisco.
- ATLAS COPCO (1984) - "Atlas Copco Manual". 4ª edição, Tradução Espanhola.
- ATRAGHJI, D.V. (1972) - "Some factor affecting the performance of rockfill dams". Tese de M.Sc., Imperial College of Science and Technology, Universidade de Londres.
- BATZLE, M.L., SIMMONS, G. e SIEGFRIED, R.W. (1980) - "Microcrack closure in rocks under stress: Direct observation". Journal of Geophysical Research, Vol. 85, N° B12, pp. 7072-7090.
- BAUDRACCO, J., BEL, M. e PERAMI, R. (1982) - "Effets de l'alteration sur quelques propriétés mecaniques du granite du Sidobre (France)". Bulletin of the IAEG, N° 25, pp. 33-38.
- BENOIT, M., CREPAU, P.M. e LAROQUE, G.S. (1967) - "Influence des fondations sur la conception du barrage de Manicouagan 3". Proc. 9th ICOLD, Q.32, R.48, Istambul.
- BERTACCHI, P. e BELLOTTI, R. (1970) - "Experimental research on materials for rockfill dams". Proc. 10th ICOLD, Q.36, R.31, pp. 511-529, Montréal.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1974) - "Estimating the strength of rock materials". The Jour. of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 74, N° 8, pp. 312-320.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1975) - "The point-load test in geotechnical practice". Engineering Geology, 9, pp. 1-11.
- BLINDE, A., KOENZEN, J. P., METZLER, F., HOTZL, H. e MERKLER, G. P. (1983) - "Assessment of the groutability of disintegrated granites by means of hydrogeological, engineering geological and geophysical field investigations". Proc. 5th Int. Cong. of the ISRM, pp. B 105-109, Melbourne.
- BRADY, B.G. e BROWN, E.T. (1985) - "Rock mechanics for underground mining". Capítulo 4, George Allen & Unwin.

- BROCH, E. (1974) - "The influence of water on some rock properties". Proc. 3rd Int. Cong. of the ISRM, Vol. 2, pp. 33-38, Denver.
- BROCH, E. (1983) - "Estimation of strength anisotropy using the point-load test". Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 20, Nº 4, pp. 181-183.
- BROCH, E. e FRANKLIN, J.A. (1972) - "The point-load strength test". Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 9, pp. 669-697.
- BRONNER, N., FAGERSTRÖM, H. e STILLE, H. (1988) - "Bedrock cracks as a possible cause of leakage in two Swedish dams". Proc. 16th Int. Cong. ICOLD, Q.61, R.55, pp. 1029-1051, San Francisco.
- CALLEJA, L., MONTOTO, M. (1982) - "Influência de la fissuration en las propiedades físicas del granito de Morgadanes. Interpretacion petrográfica". Trabajos de Geología, 12, pp. 99-105.
- CALLEJA, L., MONTOTO, M., RODRIGUEZ-REY, A. e SUAREZ DEL RIO, L.M. (1982) - "Relaciones entre petrografia, grado de alteracion y resistencia a la compression en rocas graníticas". VII Simposio Nacional Obras de Superficie en Mecánica de Rocas, Tomo I, 1-1, pp. 1-12.
- CARRERE, A., COMBELLES, J., FORTIER, G. e MONFORT, L. (1982) - "Le barrage de Pla-de-Soulcem". Travaux, Mars 1982, pp.73-78
- CARTER, D.J. e HART, M.B. (1977) - "Micropaleontological investigations for the Thames barrier, London". Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 10, pp. 321-338.
- CARVALHO, J.A.R. (1981) - "Site Investigation; Its cost and benefit in Portugal". Tese de PhD, Vol. I, 251 pgs, Imperial College of Science and Technology, University of London.
- CASSAN, M. (1980) - "Les essais d'eau dans la reconnaissance des sols". 275 pgs, Eyrolles, Paris.
- CFGB (1982-a) - "La reconnaissance de sites de barrages; Difficultés rencontrées". Por um grupo de trabalho do Comité Francês das Grandes Barragens, Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.53, R.55, pp. 877-897, Rio de Janeiro.
- CFGB (1982-b) - "Nouvelles techniques de reconnaissance". Por um grupo de trabalho do Comité Francês das Grandes Barragens, Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.53, R.57, pp. 921-943, Rio de Janeiro.
- CFGB (1982-c) - "Adaptation des méthodes de construction et de conception des barrages en remblai aux matériaux disponibles sur le site". Por um grupo de trabalho do Comité Francês das Grandes Barragens, Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.55, R.54, pp. 963-988, Rio de Janeiro.
- CHAMON, N., PUPO, G., NAKASATO, N. e SCARMINIO, M. (1986) - "Application of VLF-EM on the investigation of geological structures in a dam foundation". Proc. 5th Int. Cong. of the IAEG, 4.1.3, pp. 1061-1066, Buenos Aires.
- CHARLES, J.A. (1973) - "Correlation between laboratory behaviour of rockfill and field performance with particular reference to Scamonden dam". Tese de Ph.D., Imperial College of Science and Technology, Londres.
- CHARLES, J.A. e PENMAN, A.D.M. (1988) - "The behaviour of embankment dams with bituminous watertight elements". Proc. 16th Int. Cong. ICOLD, Q.61, R.38, pp. 693-705, San Francisco.
- COLBACK, P.B. (1966) - "Analysis of brittle fracture Initiation and propagation in the brazilian test". Proc. 1st Int. Cong. of the ISRM, Vol. 1, pp. 385-391, Lisboa.
- COLBACK, P.B. e WIID, B.L. (1965) - "The influence of moisture content on the compressive strength of rock". Proc. 3rd Rock Mechanics Symposium, University of Toronto.
- CONDE, L. (1983) - "Mapa de fracturas do oeste da Península Ibérica". Relatório para a EDP, 118 pgs, (não publicado).
- COOKE, J.B. e SHERARD, J.L. (1987) - "Concrete-face rockfill dam. II Design". Journal of Geot. Eng., ASCE, Nº 10, Oct., pp. 1113-1132.
- COSTA, C.N. (1988) - "O impacto ambiental de pedreiras e os meios de o controlar". A Pedra, Nº 29, pp. 9-31.
- COULBOIS, P., GAUTIER, C., DURANTON, R. e LASSAGNE, J. (1982) - "Le barrage de Naussac". Travaux, Mars 1982, pp.89-95.
- COUTURIER, B. (1985) - "Géologie des barrages collinaires". Bulletin of the IAEG, Nº 31, pp. 51-57.
- DE MELLO, V.B. (1986) - "Instabilização de taludes de enrocamento. Reapreciações conceituais". Geotecnia Nº 47, pp. 7-47.

- DEARMAN, W.R. e IRFAN, T.Y. (1978) - "Assessment of the degree of weathering in granite using petrographic and physical index tests". Int. Symp. on Deterioration and Protection of Stone Monuments, 2.3, pp. 1-35, Paris.
- DEARMAN, W.R., TURK, N. e IRFAN, Y. (1987) - "Detection of rock material variation by sonic velocity zoning". Bulletin of the IAEG, Nº 35, pp. 3-8.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1975) - "Alterabilidade de rochas em problemas de geologia de engenharia. Aplicação a casos portugueses". Tese para especialista do LNEC, 166 pgs, Lisboa.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1976) - "Estimation of the content of clay minerals and its significance in stone decay". 2 Colloque International sur la Détérioration des Pierres en Ouvres, Athens; Memória do LNEC Nº 478.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1978) - "Geologia de engenharia aplicada ao estudo de obras de enrocamento". Seminário Nº 235 - Enrocamentos, 13 pgs, LNEC, Lisboa.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1978-b) - "About the quantitative determination of rock weatherability". Proc. 3rd Int. Cong. IAEG, Madrid. Memória do LNEC Nº 499.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1982) - "Laboratory study of thermally-fissured rocks". Proc. 4th Int. Cong. on Deterioration and Preservation of Stone Objects, Louisville. Memória do LNEC Nº 583.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1985-a) - "Investigação sobre materiais rochosos com aplicação a obras de enrocamento". Programa de investigação para investigador-coordenador do LNEC, Lisboa.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1985-b) - "Proposta para uma classificação geotécnica de rochas carbonatadas". Geotecnia Nº 44, Lisboa.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1986) - "Contribuição para o estudo das rochas carbonatadas e para a sua classificação geotécnica". Relatório do LNEC, 45 pgs, Lisboa.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1988) - "Proposed geotechnical classification of carbonate rocks based on Portuguese and Algerian examples". Engineering Geology, Vol. 25, Nº1, pp. 33-43.
- DELGADO RODRIGUES, J. (1990) - "Physical characterization and assessment of rock durability through index properties". NATO ASI in Advances in Rockfill Structures, LNEC, Lisbon, 18-29 June. 32 pg.
- DELGADO RODRIGUES, J. e JEREMIAS, F.T. (1989) - "Caracterização de rochas grauvacóides como material de construção". 3^o Encontro Nacional de Geotecnia, Vol. 1, pp. A-119 a 130, Porto.
- DELGADO RODRIGUES, J. e JEREMIAS, F.T. (1989-b) - "Contribuição para o estudo das rochas grauvacóides e para a avaliação da sua durabilidade". Relatório 101/89 - NP do LNEC, 96 pgs, Lisboa.
- DELGADO RODRIGUES, J. e JEREMIAS, F.T. (1990) - "Assessment of rock durability through index properties". Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG, Vol. 4, pp. 3055-3060, Amsterdam.
- DELGADO RODRIGUES, J., VEIGA PINTO, A. e MARANHA DAS NEVES, E. (1982) - "Rock index properties for prediction of rockfill behaviour". Proc. 4th Int. Cong. IAEG, New Delhi; Memória do LNEC Nº 581.
- DENIS, A., PANET, M. e TOURENQ, C. (1979) - "L'identification des roches par l'indice de continuité". Proc. 4th Int. Cong. of the ISRM, Vol.2, pp. 95-98, Montreux.
- DEVEAUX, R. e HOUIS, J. (1982) - "Le barrage du Puy Terrier sur le Cébron". Travaux, Mars 1982, pp.111-115.
- DGRAH (1977) - "Aproveitamento hidroagrícola de Marvão - Estudo prévio". Relatório da COBA, Consultores para Obras Barragens e Planeamento (não publicado).
- DGRAH (1981) - "Barragem das Reveladas- relatório de sondagens". Relatório da Tecnasol L^{da} (não publicado).
- DGRAH (1983) - "Aproveitamento hidroagrícola de Marvão - Projecto". Relatório da COBA, Consultores para Obras Barragens e Planeamento (não publicado).
- EDP (1990) - "Aproveitamento hidroeléctrico de Sabugueiro II. Barragem do Lagoacho". Projecto de execução.
- EVANS, I. e POMEROY, C.D. (1966) - "Strength, fracture and workability of coal". Pergamon Press, Oxford.
- EWERT, F.K. (1985) - "Rock grouting with emphasis on dam sites". 428 pgs, Springer-Verlag, Berlin.

- EWERT, F.K. (1990) - "Engineering geology related to groundwater flow. Determination, impermeabilization, supply". Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG, Vol. 2, pp. 1109-1147, Amsterdão.
- FÉLIX, C. (1987) - "Essais et critères de choix pour des grés (molasses) de substitution lors de travaux de restauration". Chantiers Suisse Vol. 18, N°5, pp. 419-423.
- FERNANDES, A.P., PERDIGÃO, J.C., CARVALHO, H.F. e PERES, A.M. (1973) - "Notícia explicativa da folha 28-D - Castelo de Vide". Carta geológica de Portugal, Escala 1/50 000. Serv. Geol. Portugal.
- FERNANDES, L.G., OLIVEIRA, E. e PORTO, N.V. (1958-a) - "Rockfill dams: The Paradela concrete face dam". Jour. of the Power Division, Vol. 84, N° PO4, pp. 1747-1 a 27, A.S.C.E.
- FERNANDES, L.G., OLIVEIRA, E. e PORTO, N.V. (1960) - "A barragem de Paradela", 1^a Jorn. Luso-Brasileiras de Eng. Civil, LNEC, Lisboa.
- FERNANDES, L.G., OLIVEIRA, E., PORTO, N.V. e WEYERMANN, W.J. (1958-b) - "The Paradela concrete face rock-fill dam". Sym. on Rock-Fill Dams, A.S.C.E. Portland, U.S.A.
- FERNANDES, V.G. (1984) - "Cortinas de impermeabilização em maciços de fundação de barragens". Geotecnia N° 41, pp. 31-51.
- FERNANDEZ-BOLLO, M. e FOYO MARCOS, A. (1987) - "Determinación de la permeabilidad mediante ensayos Lugeon modificados a baja presión. Presa del Ponga, Asturias, España". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 1, Tema A, pp. 109-116, Lisboa.
- FERNANDEZ-GAGO, R.D.H. (1979) - "Étude sur les caractéristiques de la roche pour un barrage d'enrochement". Proc. 4th Int. Cong. of the ISRM, Vol. 2, pp. 89-93, Montreux.
- FERRER, M. (1986) - "Report of an investigation of rock strength and failure using servo-controlled testing equipment and specimens from Penarroya". Eng. Geology Section, Imperial College of Science and Technology, London.
- FIALHO RODRIGUES, L. (1982) - "Prospecção geofísica do local da barragem de Castelo de Paiva". Relatório do LNEC, Lisboa.
- FIALHO RODRIGUES, L. e RICARDO OLIVEIRA (1984) - "Prospecção geofísica em locais de barragem do rio Mondego e afluentes - Local de Midões". Relatório do LNEC, Lisboa.
- FOLQUE, J. e MELO, F.G (1977) - "Fundações da barragem de Quiminha", Geotecnia N° 21, pp. 19-36.
- FOOKES, P.G., GOURLEY, C.S. e OHIKERE, C. (1988) - "Rock weathering in engineering time". Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 21, pp. 33-57.
- FOSTER, M.D. (1960) - "Interpretation of the composition of trioctahedral micas". U.S. Geol. Surv. Prof. Paper, 354-B, pp. 1-49.
- FOURMAINTRAUX, D. (1975-a) - "Quantification des discontinuités de la roche et du massif rocheux. Méthodes et applications". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Vol. 75, pp. 69-76.
- FOURMAINTRAUX, D. (1975-b) - "Quantification des discontinuités des roches et des massifs rocheux". Rock Mechanics, Vol.7, pp. 83-100.
- FOURMAINTRAUX, D. (1976) - "Caractérisation des roches: essais de laboratoire". La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil, Capítulo II, pp. 39-56; Assoc. Amicale Des Ingénieurs Anciens Élèves de L'École Nationale Des Ponts et Chaussées.
- FOYO MARCOS, A. (1983) - "Analyse des caractéristiques geomecaniques de massifs rocheux au moyen d'essais hydrauliques de type Lugeon". Bulletin of the IAEG, N° 26-27, pp. 411-414.
- FOYO, A. e CERDA, J. (1990) - "Critic permeability - New criteria for the measurement of permeability on large dam foundations". Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG, Vol. 2, pp. 1177-1184, Amsterdam.
- FRANKLIN, J.A. e CHANDRA, R. (1972) - "The slake-durability test". Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 9, pp. 325-341.
- FUMAGALLI, E. (1969) - "Tests on cohesionless materials for rockfill dams". Proc. of the ASCE, Jour. Soil Mech. and Found. Div., SM1, pp. 313-330.
- GALLOWAY, J.D. (1939) - "The design of rockfill dams". Trans. ASCE, Vol.104, pp. 1-92.
- GAMBLE, J.C. (1971) - "Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks". Tese de PhD, Universidade de Illinois.
- GIGNOUX, M. e BARBIER, R. (1955) - "Géologie des barrages et des aménagements hydrauliques". 339 pgs. Masson et C^{ie}, Paris.

- GOMEZ LAA, G., FOYO MARCOS, A. e TOMILLO, M.C. (1982) - "Verification and treatment of the permeability of foundations collected; Collected observations on a number of Spanish dams". Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.53, R.62, pp. 1001-1015, Rio de Janeiro.
- GRESENS, R.L. (1967) - "Composition-volume relationships of metassomatism". Chemical Geology, 2 pp. 47-65.
- GRIVEAUX, B. (1974) - "Rôle des failles dans l'exploitation des roches massives". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Vol. 73, pp. 141-152.
- GTAEAA (1982) - "Les étapes de la recherche géologique et géotechnique dans la conception des barrages". Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.53, R.31, pp. 531-536, Rio de Janeiro.
- GUIFU, X. e HONG, L. (1986) - "On the statistical analysis of data and strength expression in the rock point load tests". Proc. 5th Int. Cong. of the IAEG, 1.5.7, pp. 383-394, Buenos Aires.
- HADLEY, K. (1976) - "Comparison of calculated and observed crack densities and seismic velocities in Westerly granite". Journal of Geophysical Research, Vol. 81, N° 20, pp. 3484-3494.
- HAMROL, A. (1961) - "A quantitative classification of the weathering and weatherability of rocks". Proc. 5th Int. Cong. Soil Mech. Found. Eng., 7/3, pp. 1-4, Paris. Memória do LNEC N° 192 (1962).
- HATHAWAY, G.A. (1958) - "Dams. Their effect on some ancient civilizations", Civil Engineering, January.
- HAWKES, I. e MELLOR, M. (1970) - "Uniaxial testing in rock mechanics". Engineering Geology 4, N° 3, pp.177-285.
- HOBBS, D.W. (1963) - "A simple method for assessing the uniaxial compressive strength of rock". Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 1, pp. 5-15.
- HOLTZ, W.G. e GIBBS, H.J. (1956) - "Triaxial tests on pervious gravelly soils". Proc. ASCE, Vol. 82, N° SM1, Paper 867.
- HOULSBY, A.C. (1976) - "Routine interpretation of the Lugeon water-test". Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 9, pp. 303-313.
- HOUPERT, R. (1974) - "Comportement fragile en compression simple et structure des roches". Proc. 2nd Int. Cong. IAEG, Vol.1, pp. IV-25.1 a 10, São Paulo.
- HOUPERT, R. (1979) - "The fracture behaviour of rocks". Proc. 4th Int. Cong. of the ISRM, Vol. 3, pp. 107-114, Montreux.
- HUDSON, J.A.; CROUCH, S.L. e FAIRHURST, C. (1972) - "Soft, stiff and servo-controlled testing machines: a review with reference to rock failure". Eng. Geol. 6, N° 3, pp.155-189.
- HUNG, J.J. e CHEN, H.M. (1980) - "Experimental study on particle breakage of rockfill materials due to compaction, weathering, compression and wetting". 6th Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp. 293-303, Taipei.
- HUTCHISON, C.S. (1974) - "Laboratory handbook of petrographic techniques". 527 pgs, John Wiley & Sons.
- IAEG (1981) - "Rock and soil description and classification for engineering geological mapping". Report by the IAEG Commission on Eng. Geol. Mapping, Bulletin of the IAEG, N° 24, pp. 235-237.
- ICHIMASU, Y. e FUTAESAKU, C. (1981) - "Treatment of the fractured zone at Nanakura dam". Proc. Int. Symp. on Weak Rock, IV-4-47, pp. 279-284, Tokyo.
- ICOLD (1979) - "Deterioration cases collected and their preliminary assessment,". Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs, 2 Vol.
- IGNATYUK, G.L. (1970) - "Rockfill dam construction in the Soviet Union with the use of directed blasting". Proc. 10th ICOLD, Q.36, R.16, pp. 247-257, Montréal.
- IDA, R., NAKANO, R. e MATSUMOTO, N. (1981) - "Experiences and problems of construction of dams on soft rock foundations in Japan". Proc. Int. Symp. on Weak Rock, pp. 104-111, Tokyo.
- INOUE, M. e OHOMI, M. (1981) - "Relation between uniaxial compressive strength and elastic wave velocity of soft rock". Proc. Int. Symp. Weak Rock, I-1-2, pp. 6-10, Tokyo.
- IRFAN, T.Y. e DEARMAN, W.R. (1978) - "The engineering petrography of a weathered granite in Cornwall, England". Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 11, pp. 233-244.
- IRFAN, T.Y. e POWELL, G.E. (1985) - "Engineering geological investigations for pile foundations on a deeply weathered granitic rock in Hong Kong". Bulletin of the IAEG, N° 32, pp. 67-80.

- ISRM (1980) - "Basic geotechnical description of rock masses". Document Nº 1. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp.85-100.
- ISRM (1981) - "Rock characterization testing & monitoring - ISRM Suggested methods". Editado por E.T. Brown, Pergamon Press.
- ISRM (1985) - "Suggested method for determining point load strength". Int. J. Rock Mech. Vol. 22, Nº 2, pp. 51-60.
- JUSTO, J.L. (1990-a) - "In situ tests". NATO ASI in Advances in Rockfill Structures, LNEC, Lisbon, 18-29 June. 21 pg.
- JUSTO, J.L. (1990-b) - "Collapse. Its importance, fundamentals and modelling". NATO ASI in Advances in Rockfill Structures, LNEC, Lisbon, 18-29 June. 29 pg.
- KANIMENI, D.C. e DUGAL J.B. (1982) - "A study of rock alteration in the Eye-Dashwa Lakes pluton, Atikokan, Northwestern Ontario, Canadá". Chemical Geology, 36, pp.35-57.
- KAWASHIMA, T. e KANAZAWA, K. (1982) - "Design of rockfill dams on weathered foundation with large scale faults". Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.53, R.5, pp. 75-99, Rio de Janeiro.
- KAZI, A. e AL-MANSOUR, Z.R. (1980) - "Influence of geological factors on abrasion and soundness characteristics of aggregates". Engineering Geology, Nº 15, pp. 195-203.
- KJÆRNSLI, B. (1982) - "Experience from earth-rock-fill dams in Norway". Notes to lecture presented as a part of the NORAD course "Hydropower Development", Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- KJÆRNSLI, B. e SANDE, A. (1963) - "Compressibility of some coarse-grained materials". Publication Nº 66, pp. 245-251, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- KNILL, J. L. (1969) - "The application of seismic methods in the prediction of grout take in rock". Conf. on In Situ Investigation in Soils and Rocks, pp. 63-70, The British Geotech. Soc., London.
- KNILL, J.L. e PRICE, D.G. (1972) - "Seismic evaluation of rock masses". Proc. 24th International Geological Congress, Montreal.
- KOCH, O.G., NAKAO, H. e ALTRICHTER, A. (1987) - "Aproveitamento hidroeléctrico de Itaparica, Brasil: Apresentação do projecto e pormenores para o desvio do rio". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 1, Tema A, pp. 81-100, Lisboa.
- KOWALLIS, B.J. e WANG, H.F. (1983) - "Microcrack study of granitic cores from Illinois deep borehole UPH 3". Journal of Geophysical Research, Vol. 88, Nº B9, pp. 7373-7380.
- KRANZ, R.L. (1983) - "Microcracks in rocks: a review". Tectonophysics, 100, pp. 449-480.
- KRAUSKOPF, K.B. (1972) - "Introdução à geoquímica". Vol.1, MacGraw-Hill, edição Portuguesa da Editora Polígono, São Paulo.
- KROPATSCHEK, H. e RIENÖSSL, K. (1967) - "Travaux d'etanchement du sous-sol du barrage de Durlassboden", 9th ICOLD, Q.32, R.42, Istanbul.
- KRUMBEIN, W.C. (1941) - "Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles". Jour. Sed. Petrol., 11; pp. 64-72.
- LADEIRA, F.L. e MINETTE, E. (1984) - "A quantificação da alteração e da alterabilidade das rochas". Geotecnia Nº 40, pp. 27-36.
- LANCASTER-JONES, P.F. (1975) - "The interpretation of the Lugeon water-test". Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 8, pp. 151-154.
- LECHLER, P.J. e DESILETS, M.O. (1987) - "A review of the use of loss on ignition as a measurement of total volatiles in hole-rock analysis". Chemical Geology, 63, pp.341-344.
- LECLERCQ, J., COURIER, M. e TOURNERY, J. (1982) - "Le barrage et l'aménagement de Grand'Maison". Travaux, Mars 1982, pp.36-45.
- LEE, S.G. e FREITAS, M.H. (1989) - "A revision of the description and classification of weathered granite and its application to granites in Korea". Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 22, pp. 31-48.
- LLOYD, H.E., MOORE, O.L. e GETTS, W.F. (1958) - "Rockfill dams: Cherry Valley central core dam". Symposium on Rockfill Dams, June 1958, Portland, Oregon; Journal of the Power Division, Vol. 88, NO.PO4, Paper 1733, August 1958, Part 1.
- LNEC (1954) - "Estudo de terras para a albufeira de Paradela". Relatório do LNEC, Lisboa.

- LNEC (1970-a) - "Agregados. Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles". Especificação do LNEC E 237. Lisboa.
- LNEC (1970-b) - "Agregados. Ensaio de alteração pelo sulfato de sódio ou pelo sulfato de magnésio". Especificação do LNEC E 238. Lisboa.
- LONDE, P. (1983) - "La mécanique des roches et les fondations des grands barrages". Commission Internationale des Grands Barrages, Bulletin Spécial, 104 pgs.
- LOUIS, C. (1974) - "Rock hydraulics". Rock Mechanics, Int. Centre for Mechanical Sciences. Courses and Lectures Nº 65, pp. 299-387, Udine, Italy.
- LOWE, J. (1970) - "Recent development in the design and construction of earth and rockfill dams". 10^o ICOLD, Q.36, G.R., pp. 1-28, Montréal.
- LUGEON, M. (1933) - "Barrages et geologie". 139 pgs, Dunod, Paris.
- MAMILLAN, M. (1958) - "Méthode de classification des pierres calcaires". Ann. Inst. Tech. Bât. Trav. Publics, Nº 125, Mai, Paris.
- MANDZIC, E. (1979) - "Generalization of factors effecting the uniaxial strength of rock material". Proc. 4th Int. Cong. of the ISRM, Vol. 2, pp. 397-408, Montreux.
- MARACHI, N.D., CHAN, C.K. e SEED, H.B. (1972) - "Evaluation of properties of rockfill materials". Proc. ASCE, Vol. 98, Nº SM1, Paper 8672, pp. 95-114.
- MARANHA DAS NEVES, E. (1978-a) - "Os aterros de enrocamento. Tendências actuais e seu reflexo em Portugal". Seminário Nº 235 - Enrocamentos, 15 pgs, LNEC, ou Geotecnia Nº 26 (1979), Lisboa .
- MARANHA DAS NEVES, E. (1980) - "Notas sobre o dimensionamento de barragens de aterro de enrocamento". Geotecnia Nº 28, pp. 3-49, Lisboa .
- MARANHA DAS NEVES, E. (1987) - "Barragens de aterro. Experiência Portuguesa". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 3, Conferências Introdutórias, pp. 63-98, Lisboa.
- MARANHA DAS NEVES, E. e VEIGA PINTO, A. (1985) - "Estudo de solos para eventual utilização no núcleo da barragem de Midões". Relatório do LNEC, Lisboa.
- MARANHA DAS NEVES, E. e VEIGA PINTO, A. (1988) - "Enrocamento compactado: Um novo material de construção". Revista da Ordem dos Engenheiros, Ano II, Nº 18, pp. 47-53.
- MARANHA DAS NEVES, E., MATIAS RAMOS, C. e VEIGA PINTO, A. (1987) - "Aspectos relativos à concepção, projecto e construção da barragem de Beliche". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 1, Tema B, pp. 141-157, Lisboa.
- MARSAL, R.J. (1969) - "Particle breakage in coarse granular soils". Proc. 7th ICSMFE, Specialty Session Nº 13, pp. 155-165.
- MARSAL, R.J. (1973) - "Mechanical properties of rockfill". Embankment-dam engineering, Casagrande Volume, John Wiley & Sons, New York, pp. 109-200.
- MARSAL, R.J. e RESENDIZ, D. (1975) - "Presas de tierra y enrocamiento". 546 pgs. Limusa, S.A., México.
- MARSAL, R.J., ARELLANO, L., GUZMAN, A. e ADAM, E.H. (1976) - "El Infernillo", Contribución 12th ICOLD, Instituto de Ingenieria, pp. 234-312.
- MARTIN, R.P. (1986) - "Use of index tests for engineering assessment of weathered rocks". Proc. 5th Int. Cong. of the IAEG, 2.1.4, pp. 433-450, Buenos Aires.
- MARTINEZ, A.A., MARTOS, J.L. e SANTIAGO, A. (1976) - "La presa de Beninar, ejemplo de interrelacion de la estanqueidad de la presa y del embalse". Revista de Obras Publicas, Marzo de 1976.
- MARTINS, J.A. e SAAVEDRA, J. (1976) - "Estudo do processo de enrubescimento do granito da Serra do Gerês (Norte de Portugal)". Memórias e Notícias, Publ. Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico, Universidade de Coimbra, Nº 82, pp. 79-93.
- MASON, B. e MOORE, C. (1982) - "Principles of geochemistry". 4^a edição. John Wiley & Sons.
- MEDEIROS, A.C, PILAR, L. e FERNANDES, A.P (1964) - "Notícia explicativa da folha 13-B - Castelo de Paiva", Carta geológica de Portugal, Escala 1/50 000. Serv. Geol. Portugal.
- MEDINA, J., DE FRIES, A. e LIU, B.S. (1988) - "The design of the concrete face rockfill dam of Macagua II project". Proc. 16th Int. Cong. ICOLD, Q.61, R.20, pp. 359-373, San Francisco.

- MELLO MENDES, F., AIRES-BARROS, L. e PERES RODRIGUES, F. (1966) - "The use of modal analysis in the mechanical characterization of rock masses". Proc. 1st Int. Cong. of the ISRM, Lisboa.
- MELLOR, M. e HAWKES, I. (1971) - "Measurement of tensile strength by diametral compression of discs and annuli". Engineering Geology, Vol. 5, pp. 173-225.
- MELO, F.G., RAMOS, C.M. e PINTO, A.V. (1987) - "Soluções de barragens de aterro com cortina impermeável a montante. A barragem de Odeleite". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 1, Tema A, pp. 353-367, Lisboa.
- MENDAÑA, F. (1987) - "Tecnología actual de la construcción de las presas de materiales sueltos". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 3, Tema B, pp. 229-260, Lisboa.
- MILLER, C.F., STODDARD, E.F., BRADFISH, L.J. e DOLLASE, W.A. (1981) - "Composition of plutonic muscovite: genetic implications". Canadian Mineralogist, Vol. 19, pp. 25-34.
- MIRANDA, A.M. (1984) - "Contribuição para o conhecimento da evolução mineralógica e geoquímica da meteorização no maciço eruptivo de Sintra". Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 249 pgs, Lisboa.
- MIURA, K. (1973) - "Weathering in plutonic rocks (Part I) - Weathering during late Pliocene of Gotsu plutonic rocks". Japan Soc. Eng. Geol., 14 (3).
- MOP (1990) - "Decreto-Lei Nº 11/90 - Regulamento de segurança de barragens". Diário da República - I Série, nº5 de 6 de Janeiro de 1990, pp. 50-58.
- MOP-DGSH (1968) - "Regulamento de pequenas barragens de terra". Dec. 48373 de 8/5/68, Ministério das Obras Públicas - Direção Geral dos Serviços Hidráulicos, Lisboa.
- MORLIER, P. (1971) - "Description de l'état de fissuration d'une roche à partir d'essais non-destructifs simples". Rock Mechanics Vol. 3/3, 125-138.
- MURRAY, G.W. (1955) - "Water from the desert: some ancient Egyptian achievements". Geographic Jour., Vol. 121, pp. 171-181.
- NARVAEZ, B.M. (1980) - "Resistência e deformabilidade de materiais granulares e enrocamentos". Construção Pesada, Novembro de 1980, pp.58-71.
- NASCIMENTO, U., OLIVEIRA, R. e GRAÇA, R. (1968) - "Rock swelling tests". Int. Symp. on Rock Mechanics, Madrid.
- NAZARETH, A. (1987) - "Proposta de alteração do ensaio Lugeon". Geotecnia Nº 50, pp. 43-62 .
- NAZARETH, A. (1990) - "Ensaio de injeção de água pontuais, a pressões estabilizadas, para caracterização hidráulica de maciços rochosos pouco profundos". Painel Ensaio de Permeabilidade e Tratamento por Injeções em Maciços Rochosos, pp. I.1-22, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- NEIVA, A.M.R., NEIVA, J.M.C. e PARRY S.J. (1987) - "Geochemistry of the granitic rocks and their minerals from Serra da Estrela, Central Portugal". Geochim. Cosmochim. Acta, Vol. 51, pp.439-454
- NEIVA, J.M.C. (1953) - "Alteração do granito no contacto com o filão de minérios uraníferos da Urgeirica". Memórias e Notícias, Publ. Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico, Universidade de Coimbra, Nº 35, 27 pgs.
- NEIVA, J.M.C. (1953) - "Elementos do reconhecimento geológico do escalão de Paradela". Hidro-Eléctrica do Cávado (não publicado).
- NEIVA, J.M.C. (1956) - "Géologie des grands barrages du Cávado et du Rabagão, Portugal". XX Cong. Geológico Internacional, Sec.XIII, pp. 91-107, Cidade do México.
- NEIVA, J.M.C. (1957) - "Geologia aplicada". Memórias e Notícias, Publ. Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico, Universidade de Coimbra, Nº 44, 24 pgs.
- NEIVA, J.M.C. (1982) - "Geologia de barragens". Geonovas, Nº 4, pp. 3-12.
- NEIVA, J.M.C. (1987) - "A barragem de Paradela". Comunicação particular.
- NEIVA, J.M.C., NEIVA, A.M.R e GODINHO, M.M. (1965) - "Meteorização do granito em clima temperado quente - Alteração do granito de Pisões (Montalegre). Memórias e Notícias, Publ. Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico, Universidade de Coimbra, Nº 60, pp. 3-23.

- NEWBERY, J. (1978) - "Dam foundations on decomposed granite". Proc. 3rd Int. Cong. IAEG, Sec. III, Vol. 1, pp. 169-178.
- NIAT, N., DEJOUX, A. e BOZETTO, P. (1982) - "Les ouvrages de retenue de l'aménagement hydro-électrique de Song-Loulou (République Unie du Cameroun)". Travaux, Mars 1982, pp. 116-121.
- NORONHA, F. e RIBEIRO, M.L. (1983) - "Notícia explicativa da folha 6-A - Montalegre". Carta geológica de Portugal, Escala 1/50 000. Serv. Geol. Portugal.
- NOVOSAD, S. (1990) - "Evaluation and mitigation of geologic hazard related to the construction of Slezska Harta dam on the Moravice river in Czechoslovakia". Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG, Vol. 3, pp. 1941-1948, Amesterdão.
- NUNES, J.O. e MACHADO, E.P. (1966) - "Considerações sobre exploração de pedreiras. Caso da exploração da pedra da barragem de Vilar do aproveitamento hidroeléctrico do rio Távora". Técnica, N^o 355, pp. 247-265.
- OKAMOTO, R., NAKAMURA, Y. e SUGAHARA, H. (1982) - "Durability tests of rock materials". Proc. 4th Int. Cong. IAEG, Vol. VI, pp. 189-197, New Delhi.
- OLIVEIRA, R. (1972) - "Ensaio de permeabilidade em maciços rochosos". Geotecnia N^o 5, Lisboa.
- OLIVEIRA, R. (1979) - "Engineering geological problems related to the study, design and construction of dams". Proc. Int. Symp. on Engineering Geological Problems in Hydrotechnical Construction, Panel Report, Theme 1, Tbilisi (USSR). In Bulletin of the IAEG, N^o 20, pp. 4-7; Memória N^o 529, LNEC, Lisboa.
- OLIVEIRA, R. (1983) - "Estudo geotécnico de maciços rochosos de fundação de barragens". Programa de investigação para investigador-coordenador do LNEC, 116 pgs, Lisboa.
- OLIVEIRA, R. (1990) - "Considerações acerca de ensaios de permeabilidade em maciços rochosos". Painel Ensaios de Permeabilidade e Tratamento por Injecções em Maciços Rochosos, pp. I.109-132, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- OLIVEIRA, R. e COSTA PEREIRA, A.S. (1978) - "Permeability studies of the limestone reservoir of Atrozela dam (Cascais)". Proc. 3rd Int. Cong. of the IAEG, Vol. 1, pp. 192-197, Madrid.
- OLIVEIRA, R. e GRAÇA, R. (1968) - "Alteração e alterabilidade de rochas". Relatório do LNEC, Lisboa.
- OLIVEIRA, S. (1977) - "Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicações em Portugal". Relatório do LNEC, Lisboa.
- OLIVIER, H.J. (1976) - "Importance of rock durability in the engineering classification of Karroo rock masses for tunnelling". Proc. Symp. on Exploration for Rock Engineering, Vol. 1, pp. 137-144, Johannesburg.
- ONODERA, T.F. e KUMARA, H.M. (1980) - "Relation between texture and mechanical properties of crystalline rocks". Bulletin of the IAEG, N^o 22, pp. 173-177.
- ONODERA, T.F., YOSHINAKA, R. e ODA, M. (1974) - "Weathering and its relation to mechanical properties of granite". Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mechanics, V. II(A), pp.71-78, Denver.
- ORDAZ, J., ESBERT, R.M. e SUAREZ DE RIO, L.M. (1978) - "A petrographical index to define mineral and rock deterioration in granite rocks". Int. Symp. on Deterioration and Protection of Stone Monuments, 2.6, pp. 1-16, Paris.
- PANET, M. (1976) - "Propriétés mécaniques des roches". La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil, Capítulo I, pp. 13-37; Assoc. Amicale Des Ingénieurs Anciens Élèves de L'École Nationale Des Ponts et Chaussées.
- PARKER, A. (1970) - "An index of weathering for silicate rocks". Geo. Mag., Vol. 107, pp. 501-504.
- PARKIN, A.K. (1990) - "Rockfill modelling". NATO ASI in Advances in Rockfill Structures, LNEC, Lisbon, 18-29 June. 17 pg.
- PAULINO PEREIRA, J. (1990) - "O projecto de tratamento de fundações de barragens em maciços rochosos". Painel Ensaios de Permeabilidade e Tratamento por Injecções em Maciços Rochosos, pp. II.19-41, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- PENMAN, A.M. (1971) - "Rockfill". Building Research Station Current Paper 15/71, April, 10 pg.
- PENMAN, A.M. (1982) - "Materials and construction methods for embankment dams and cofferdams". Proc. 14th ICOLD, Q.35, G.R., pp. 1105-1228, Rio de Janeiro.

- PENMAN, A.M. (1983) - "Materials for embankment dams". *Water Power & Dam Construction*, January, pp. 15-19.
- PENMAN, A.M. e CHARLES, J.A. (1976) - "The quality and suitability of rockfill used in dam construction". *Transactions of 12th ICOLD*, Vol. 1, pp. 533-556, México.
- PERAMI, R. (1971) - "Contribution à l'étude expérimentale de la microfissuration des roches sous actions mécaniques et thermiques". Tese de Doutoramento, 276 pgs, Universidade Paul Sabatier de Toulouse.
- PERDIGÃO, J.C. e FERNANDES, A.P. (1976) - "Notícia explicativa da folha 29-C - Marvão". Carta geológica de Portugal, Escala 1/50 000. Serv. Geol. Portugal.
- PESSOA, J.M. e RODRIGUES, L.F. (1989) - "Tomografia sísmica entre furos de sondagem". 3^o Encontro Nacional de Geotecnia, Vol. 1, pp. A-143 a 153, Porto.
- PETROV, G.N., REIFMAN, L.S. e SELIVERSTOV, G.G. (1969) - "Monitoring rock density". *Hydrotechnical Construction*, Nº 6, pp. 523-526.
- PIGEON, Y. (1969) - "The compressibility of rockfill". Tese de Ph.D., Universidade de Londres.
- PINTO, N.S., MATERON, B. e MARQUES, P.L. (1982) - "Design and performance of Foz do Areia concrete membrane as related to basalt properties". *Proc. 14th ICOLD*, Q.35, R.51, pp. 873-906, Rio de Janeiro.
- PIRCHEP, W. (1982) - "Influence of geology and geotechnics on the design of dams". *Proc. 14th Int. Cong. ICOLD*, Q.53, G.R., pp. 1019-1114, Rio de Janeiro.
- POTTS, P.J. (1987) - "A handbook of silicate rock analysis". Blackie & Son. Glasgow.
- PRICE, C.A. (1978) - "The use of the sodium sulphate crystallization test for determining the weathering resistance of untreated stone". *Proc. Int. Symp. on Deterioration and Protection of Stone Monuments, UNESCO/RILEM*, 3.6, 23 pgs, Paris.
- PRICE, D.G., De GOEJE, D. e POOL, M. (1978) - "Field instruments for engineering geology mapping". *Proc. 3rd Int. Cong. IAEG*, Sec. IV, Vol. 2, pp. 145-151, Madrid.
- PROTODYAKONOV, M.M. (1960) - "New methods of determining mechanical properties of rock". *Proc. Int. Conf. on Strata Control*, C2, pp. 187-195, Paris.
- PROTODYAKONOV, M.M. (1961) - "Methods of studying the strength of rocks used in the U.S.S.R.". *Proc. Int. Symp. Mining Research*, Universidade de Missouri.
- PROTODYAKONOV, M.M. et al. (1969) - "Mechanical properties of rocks". Em russo (1963). Traduzido pelo Programa Israelita de Traduções Científicas, Jerusalem.
- QUINTA FERREIRA, M. (1984) - "Estudo de maciços terrosos de fundação de barragens". Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- QUINTA FERREIRA, M. (1986) - "Algumas propriedades índice dos granitos dos locais das barragens de Midões e de Castelo de Paiva". II Cong. Nacional de Geologia, Outubro de 1986. Lisboa.
- QUINTA FERREIRA, M. (1987) - "Chemical and mineralogical characters of granites used in portuguese rockfill dams and their possible relationship with mechanical properties". *Eng. Geology Section, Imperial College of Science and Technology*. London (não publicado).
- QUINTA FERREIRA, M. e VEIGA PINTO, A. (1988) - "Estudo da resistência à compressão simples de granitos numa prensa rígida". *Geotecnia* Nº 54, pp. 27-39.
- QUINTA FERREIRA, M., ANA QUINTELA e VEIGA PINTO, A. (1987) - "Barragem de Paradela. Estudo dos enrocamentos e análise do comportamento estrutural", Relatório 230/87-NF/NP do LNEC, Outubro de 1987, Lisboa.
- QUINTA FERREIRA, M., DELGADO RODRIGUES, J., VEIGA PINTO, A. e JEREMIAS, F.T. (1990) - "Evaluation of strength of irregular rock lumps for characterization of rockfills". *Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG*, Vol. 4, pp. 3119-3124, Amesterdão.
- QUINTA FERREIRA, M., VEIGA PINTO, A. e MARANHA DAS NEVES, E. (1989) - "Investigação aplicada de materiais de enrocamento". Filme em Video com duração de 19 minutos; 3^o Encontro Nacional de Geotecnia, Porto.
- RAMPON, A. (1986) - "Géologie et barrages: Programme d'étude, commentaires, petits barrages". *Proc. 5th Int. Cong. IAEG*, 4.1.18, pp. 1197-1205, Buenos Aires.
- REICHE, P. (1943) - "Graphic representation of chemical weathering". *J. Sed. Petrol.*, 13, pp. 58-68.

- ROBERTS, C.M. (1958) - "The Quoich rockfill dam". Proc. 6th ICOLD, Vol. 3, pp. 101-121.
- ROCHA, M. (1976) - "Alguns problemas relativos à mecânica das rochas dos materiais de baixa resistência". Geotecnia Nº 18, pp. 3-30, Memória do LNEC Nº 491.
- ROCHA, M. (1981) - "Mecânica das rochas". Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- RODRIGUES, L.F. e ESTEVES, J.M. (1987) - "Aplicação de métodos geofísicos no reconhecimento geotécnico de fundações de barragens". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 1, Tema A, pp. 381-390, Lisboa.
- RODRIGUES, L.F. e FONSECA, J.D. (1986) - "Seismic reflexion for geotechnical exploration". Proc. 5th Int. Cong. of the IAEG, 1.1.9, pp. 67-74, Buenos Aires.
- RODRIGUES, L.F., OLIVEIRA, R. e SOUSA, A.C. (1983) - "Cabrill dam - control of the grouting effectiveness by geophysical seismic tests". Proc. 5th Int. Cong. of the ISRM, pp. A 1-4, Melbourne.
- ROMANA, M. (1990) - "Rockfill compaction tests at the Huesna Dam (Spain)". NATO ASI in Advances in Rockfill Structures, LNEC, Lisbon, 18-29 June. 22 pgs.
- SAMALIKOVA, M. (1986) - "The importance and use of the SEM for the quality forecast of aggregates for rock-fill dams". Proc. 5th Int. IAEG, 4.5.5, pp. 1461-1467, Buenos Aires.
- SANTUCCI, H.A., SALAZAR, U. e FELIX, O. (1987) - "A geologia de engenharia no planeamento hidroenergético na bacia do rio Santa - Perú". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 1, Tema A, pp. 23-38, Lisboa.
- SARAIVA, A.L. (1982) - "Propriedades geotécnicas dos granitos em função do seu grau de alteração: caso dos granitos de Santa Comba Dão". Memórias e Notícias, Publ. Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico, Universidade de Coimbra, Nº 93, pp. 57-70.
- SARAIVA, A.L. (1986) - "Caracterização e aptidão geotécnica dos terrenos envolventes das albufeiras das barragens da Aguieira e do Coiço". Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra, 316 pgs, Coimbra.
- SARAIVA, A.L. (1987) - "Propriedades geotécnicas dos granitos (Região de Santa Comba Dão - Portugal Central): I - Os granitos não decompostos". Memórias e Notícias, Publ. Museu e Laboratório Mineralógico e Geológico, Universidade de Coimbra, Nº 104, pp. 1-29.
- SCHALKWYK, A.V. (1982) - "Geology and selection of the type of dam in South Africa". Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.53, R.44, pp. 701-717, Rio de Janeiro.
- SELLEY, R.C. (1981) - "An introduction to sedimentology". Academic Press, London.
- SERAFIM, J.L. e CARVALHO, A.P. (1970) - "Studies for the design of Massingir dam". Proc. 10th ICOLD, Q.37, R.12, Montréal.
- SERRANO, M. (1982-a) - "Sallente dam geology and site investigation". Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.53, R.60, pp. 973-987, Rio de Janeiro.
- SERRANO, M. (1982-b) - "Investigation on construction materials for the Sallente dam". Proc. 14th Cong. ICOLD, Q.55, R.56, pp. 1007-1026, Rio de Janeiro.
- SHERARD, J.L., CLUFF, L.S. e ALLEN, C.R. (1974) - "Potentially active faults in dam foundations". Géotechnique 24, Nº 3, pp. 367-428.
- SIEGRIST, L.R. e TOBIO, L.G. (1986) - "La réparation d'un barrage fondé sur rocher tendre: Le barrage Itiyo". Proc. 5th Int. Cong. of the IAEG, 2.2.4, pp. 515-526, Buenos Aires.
- SILVA, J.M. e CAMARINHAS, M.V.F. (1961) - "Estudo económico dos calcários de Marvão". Est. Not. Trab. do Ser. de Fom. Min., Vol. XV, Fasc. 3-4, pp. 315-430.
- SIMS, G.P. (1986) - "Kamburu hydroelectric scheme, Kenya - Structural deterioration of spillway". Photographic Feature, Quart. Jour. Engineering Geology, Vol. 19, Nº 4, pp. 355-358.
- SINGH, D.P. (1981) - "Determination of some engineering properties of weak rocks". Proc. Int. Symp. on Weak Rock, I-4-51, pp. 302-307, Tokyo.
- SMITH, N. (1971) - "A history of dams". Davies, 279 pgs, Londres.
- SMITH, T., McCauley, M.L. e Mearns, R.W. (1970) - "Evaluation of rock slope protection material". Highway Res. Board (323), Nat. Res. Council, US Nat. Ac. of Science.

- SMORODINOV, M.I., MOTOVILOV, E.A. e VOLKOV, V.A. (1970) - "Determinations of correlation relationships between strength and some physical characteristics of rocks". Proc. 2nd Int. Cong. of the ISRM, Beograd.
- SOEDIBJO (1990) - "Geotechnical classification and determination of the rock materials properties used for the embankment of Wadaslintang dam, Central Java, Indonesia". Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG, Vol. 1, pp. 745-752, Amesterdão.
- SOUSA, A.C., MIRANDA, M.P., PORCELLINIS, P. e CATALÃO, J. (1985) - "A reparação da barragem de Paradela". Geotecnia Nº 45, pp. 99-105.
- STRECKEISEN, A. (1976) - "To each plutonic rock its proper name". Earth-Sciences Reviews, Vol. 12, Nº 1, pp. 1-33.
- STRULLOU, R. (1969) - "Prévision de l'altérabilité des matériaux en fonction de leurs caractéristiques propres et de leurs utilisations". Colloque de Geotechnique. Toulouse.
- TEIXEIRA DUARTE (1984) - "E.D.P. - Inventário do alto Mondego, Barragem de Midões, reconhecimento geotécnico". Relatório da Empresa de Sondagens e Fund. Teixeira Duarte (não publicado).
- TEIXEIRA, C. e GONÇALVES F. (1980) - "Introdução à geologia de Portugal". Instituto Nacional de Investigação Científica, INIC, Lisboa.
- TEIXEIRA, C., CARVALHO, H.F., SANTOS, J.P., PERES, A.M. e BARROS, R.F. (1967) - "Notícia explicativa da folha 17-D". Carta geológica de Portugal, Escala 1/50 000. Serv. Geol. Portugal.
- TEIXEIRA, C., CARVALHO, L.H., BARROS, R.F., MARTINS, J.A. e HAAS, W.E (1961) - "Notícia explicativa da folha 17-C - Santa Comba Dão". Carta geológica de Portugal, Escala 1/50 000. Serv. Geol. Portugal.
- TEIXEIRA, C., SANTOS, J.P., CARVALHO, H.F., FERNANDES, A.P. e VAIRINHO, M.M. (1974) - "Notícia explicativa da folha 20-B - Covilhã". Carta geológica de Portugal, Escala 1/50 000. Serv. Geol. Portugal.
- TERZAGHI, K. (1960) - "Discussion, Salt Springs and Lower Bear River dams". Trans ASCE, Vol. 125, parte 2, pp. 139-159.
- TERZAGHI, K. e PECK, R. (1967) - "Soil mechanics in engineering practice". Wiley, New York.
- THOMPSON, M. e WALSH, J.N. (1983) - "A handbook of inductively coupled plasma spectrometry". Blackie & Son, Glasgow.
- TOURENQ, C. (1970) - "Influence de l'eau sur les phénomènes d'usure et de fragmentation des roches". Proc. 2nd Int. Cong. of the ISRM, 5-4, Beograd.
- TOURENQ, C. e ARCHIMBAUD, C. (1974) - "Propriétés des calcaires". Proc. 2nd Int. Cong. IAEG, S. Paulo.
- TOURENQ, C. e FOURMAINTRAUX, D. (1971) - "Contribution de la pétrographie à l'étude des propriétés physiques et mécaniques des roches". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Vol. 50, pp. 157-163.
- TOURENQ, C. e FOURMAINTRAUX, D. (1974) - "L'indice de qualité des roches, quelques applications". Proc. 2nd Int. Cong. IAEG, IV-20.1-8, S. Paulo.
- TOURENQ, C. e MALDONADO, A. (1972) - "L'essai de fragmentation dynamique des granulats". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., Vol. 59.
- TOURENQ, C., FOURMAINTRAUX, D. e DENIS, A. (1971) - "Propagation des ondes et discontinuités des roches". Symp. Soc. Int. Mec. Roches, Nancy.
- TRESSOLDI, M., CELESTINO, T.B. e COSTA, S.M. (1990) - "Hydrogeological and hydrogeotechnical tests for Porto Primavera powerplant - Brasil". Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG, Vol. 2, pp. 1253-1259, Amesterdão.
- TURK, N. e DEARMAN, W.R. (1986) - "A correction equation on the influence of length-to-diameter ratio on the uniaxial compressive strength of rocks". Engineering Geology, 22, pp. 293-300.
- TURK, N. e DEARMAN, W.R. (1987) - "Assessment of grouting efficiency in rock mass in terms of seismic velocities". Bulletin of the IAEG, Nº 36, pp. 102-108.
- VEIGA PINTO, A. (1978) - "Características de resistência e deformabilidade dos materiais de enrocamento". Seminário Nº 235 - Enrocamentos, 43 pgs, LNEC, Lisboa.
- VEIGA PINTO, A. (1982) - "Modelação de enrocamentos". Tese de Mestrado, Univ. Nova de Lisboa.

- VEIGA PINTO, A. (1983) - "Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento", Tese para especialista do LNEC, 157 pgs, Lisboa.
- VEIGA PINTO, A. (1984) "Considerações sobre barragens de enrocamento com cortina de impermeabilização a montante". Geotecnia Nº 40, pp. 43-53.
- VEIGA PINTO, A. (1987) - "Research applied to rockfill materials". Relatório 23/87-NF do LNEC, Janeiro de 1987, Lisboa.
- VEIGA PINTO, A. (1988) - "Barragem da Apartadura - Aterros experimentais; Plano da trabalhos". Notas de trabalho (não publicado).
- VEIGA PINTO, A. (1990) - "Monitoring and safety evaluation of rockfill dams". NATO ASI in Advances in Rockfill Structures, LNEC, Lisbon, 18-29 June. 47 pg.
- VEIGA PINTO, A. e ANA QUINTELA (1987) - "Análise das novas tecnologias de construção de barragens". Conferência Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidráulicos, Vol. 1, Tema B, pp. 43-52, Lisboa.
- VEIGA PINTO, A. e ANA QUINTELA (1989) - "Barragem da Apartadura - Aterros experimentais e ensaios laboratoriais". Relatório 99/89-NF do LNEC, Maio de 1989, Lisboa.
- VEIGA PINTO, A. e QUINTA FERREIRA, M. (1989) - "Especificações de construção dos enrocamentos - Barragem da Apartadura". Filme em Video com duração de 20 minutos, 3º Encontro Nacional de Geotecnia, Porto.
- VEIGA PINTO, A., DELGADO RODRIGUES, J. e MARANHA DAS NEVES, E. (1986) - "Some improvements in the characterization of basalts and limestones for rockfill structures". Proc. 5th Int. Cong. IAEG, 4.5.6, pp. 1469-1475, Buenos Aires.
- VEIGA PINTO, A., GUEDES DE MELO, F. e MATIAS RAMOS, C. (1988) - "Design criteria of upstream concrete facing rockfill dams". Proc. 16th Int. Cong. ICOLD, Q.61, R.47, pp. 853-870, San Francisco.
- VEIGA PINTO, A., MARANHA DAS NEVES, E., GOMES COELHO e MATIAS RAMOS (1984) - "Barragem de Lagoacho. Considerações preliminares sobre uma solução em enrocamento". Relatório 247/84-NF do LNEC, Novembro de 1984, Lisboa.
- VEIGA PINTO, A., QUINTA FERREIRA, M. e ANA QUINTELA (1988) - "Estudo do enrocamento e análise do comportamento estrutural da barragem de Paradela". Geotecnia Nº 52, pp. 3-23.
- VEIGA PINTO, A., SILVA GOMES, A., QUINTELA, A. e COELHO A.M. (1990) - "Study of a leakage in a rockfill dam". Proc. 6th Int. Cong. of the IAEG, Vol. 2, pp. 1261-1266, Amesterdão.
- WAHLSTROM, E.E. (1974) - "Dams, dam foundations, and reservoir sites". Developments in Geotechnical Engineering, Nº 6, 278 pgs. Elsevier Scientific Publishing Company.
- WALSH, J.B. (1965) - "The effect of cracks on the compressibility of rock". Journal of Geophysical Research, Vol. 70, Nº 2, pp. 381-389.
- WATSON, I. (1968) - "Some geotechnical considerations concerning the site investigation of borrow materials for embankment dams". Tese de MSc., Imperial College of Science and Technology, Londres.
- WEYERMANN, W.J. (1958) - "Rockfill dams: The Paradela dam - foundation treatment". Jour. of the Power Division, Vol. 84, Nº PO4, pp. 1748-1 a 9, ASCE.
- WILSON, S.D. e MARSAL, R.J. (1979) - "Current trends in design and construction of embankment dams". ASCE.
- WYLDE, L.J. (1976) - "Degradation of road aggregates". Australian Road Research, Vol. 6, Nº 1, pp. 22-29.
- ZINGG, T. (1935) - "Contribution to the analysis of crushed stone". Schweiz. Mineralog. Petrog. Mitt., Bd., 15; pp. 39-140.

ANEXOS

ANEXO 1 - MÉTODOS ANALÍTICOS UTILIZADOS NO ESTUDO GEOQUÍMICO

As análises químicas da rocha total foram efectuadas após a moagem da amostra média a uma granulometria de 200 mesh.

Para os granitos utilizámos o método ICP-AES (Inductively Coupled Plasma - Atomic Emission Spectrometry), abreviadamente designado por ICP, e que permite a determinação simultânea dos elementos maiores e menores (Thompson e Walsh, 1983). Este método tem um intervalo de resposta linear muito largo, de mais de cinco ordens de magnitude, sendo possível determinar entre 20 e 60 elementos simultaneamente (Potts, 1987). Para esta técnica, as amostras necessitam de ser preparadas em solução. Em Quinta Ferreira (1987), encontram-se descritos os modos de preparação e ensaio utilizados. A perda por ignição (LOI) a 950°C foi previamente determinada para todas as amostras ensaiadas. A perda por ignição mede o total de voláteis como a água, o dióxido de carbono, o fluor, o cloro e o enxofre (Hutchison, 1974; Lechler e Desilets, 1987). A precisão (σ , ou 1 desvio padrão) para os elementos maiores é de 0,30% para o SiO_2 ; de 0,08% para o Al_2O_3 ; de 0,05% para Fe_2O_3 , MgO , CaO , Na_2O e K_2O ; de 0,01% para P_2O_5 , TiO_2 e MnO . FeO foi analisado pelo método clássico por via húmida. A precisão para os elementos traço é de 10 ppm para Cr, Cu, La, Ni, V, Zn e Zr; 5 ppm para Ba, Sr e Co; e 0,2 ppm para Be. Os limites de detecção para os elementos traço são aproximadamente de 0,4 ppm para Be; 10 ppm para Ba, Cu, Sr, Zn e Co; 15 ppm para Cr, La e V e de 20 ppm para Ni e Zr.

A composição das plagioclases foi determinada usando uma microsonda Cambridge Microscan 5, acoplada a um sistema de energia dispersivo, com processamento automático, Link Systems. O tempo de contagem "live time" do detector foi de 100 segundos. A precisão obtida na análise é de cerca de 1% para os elementos com número atómico superior ao sódio. Para os elementos com número atómico inferior e até o berílio, os erros são superiores. O limite inferior de sensibilidade é de 50 ppm.

A análise química da dolomia da Apartadura foi efectuada por absorção atómica, com excepção do FeO que foi analisado pelo método clássico por via húmida.

ANEXO 2 - ENSAIOS REALIZADOS SOBRE PROVETES ROCHOSOS

2-A) - PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA O ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL

Para a realização do ensaio de compressão uniaxial seguimos as recomendações da ISRM (1981, pp. 113-116).

Para os granitos utilizámos provetes prismáticos com 12 cm de altura e base de 5x5 cm². Para as dolomias da Apartadura utilizámos provetes com 8 cm de altura e base de 4x4 cm². Para a determinação do módulo de elasticidade, com extensómetros mecânicos, efectuou-se a colagem de pequenas placas metálicas nos pontos de apoio da estrutura que transmite as deformações do provete, permitindo a sua leitura no deflectómetro. Para medir a deformação lateral, de modo a calcular o coeficiente de Poisson, procedeu-se à colagem de extensómetros eléctricos.

2-B) - EXECUÇÃO DO ENSAIO DE FRAGMENTAÇÃO DINAMICA

O ensaio de fragmentação dinâmica foi proposto por Tourenq e Maldonado (1972). No presente trabalho alterámos o procedimento original do ensaio, pelo que descrevemos a técnica que adoptámos.

O ensaio é realizado sobre 350 g de amostra com granulometria entre 10 e 20 mm. A amostra é colocada num molde cilíndrico metálico com 100 mm de diâmetro. O molde fixa-se a uma base à qual estão ligadas duas guias metálicas que permitem o deslizamento de uma massa metálica de 14 kg. Deixa-se cair esta massa 25 vezes sobre o molde, de uma altura de 40 cm. O resultado do ensaio é a percentagem de amostra passada no peneiro de 1,6 mm.

2-C) - EXECUÇÃO DO ENSAIO DE ATAQUE PELOS SULFATOS

Na execução do ensaio seguimos a especificação do LNEC E238 (LNEC, 1970-b). Consta simplificada de cinco ciclos de imersão e secagem. Em cada ciclo a amostra é imersa na solução saturada de sulfato de magnésio durante 18 horas, sendo posteriormente seca em estufa a 110°C até peso constante. Após os cinco ciclos lava-se a amostra em água corrente até à remoção completa dos sais e determina-se a percentagem de material que se perde por peneiração após secagem.

2-D) - EXECUÇÃO DO ATAQUE PELA AGUA OXIGENADA

Para a execução do ensaio seguimos o procedimento sugerido por Struillou (1969). Utilizamos cerca de 350 g de material, sob a forma de agregado com granulometria entre 10 e 20 mm, e água oxigenada a 110 volumes. Cobre-se amostra com água oxigenada e leva-se à estufa a 110°C durante 18 horas. O resultado do ensaio é a percentagem que passa no peneiro de 8 mm, após o primeiro ciclo, sendo frequente realizarem-se 4 ou 5 ciclos de modo a observar a evolução do ataque.

2-E) - EXECUÇÃO DO ATAQUE COM ETILENO-GLICOL

O ensaio foi realizado segundo o procedimento apresentado por Delgado Rodrigues (1975) que sintetizamos. Preparam-se duas amostras granulares, com características idênticas, segundo a especificação para o ensaio de desgaste em meio húmido (ISRM, 1981). Uma das amostras é tratada com etileno-glicol, imergindo-a durante vinte e quatro horas. Seguidamente, sujeitam-se as duas amostras ao ensaio de desgaste em meio húmido. O resultado é dado pela percentagem do aumento de desgaste sofrido pela amostra tratada com o etileno-glicol em relação à amostra não tratada.

ANEXO 3 - DETERMINAÇÃO LABORATORIAL DOS PESOS VOLUMICOS DAS AMOSTRAS GRANULARES

O material a colocar nos moldes da câmara triaxial T30 foi dividido em três fracções iguais, todas elas respeitando a granulometria modelada. Com este procedimento procurou-se minimizar a segregação granulométrica durante a colocação da amostra no molde.

Para a determinação do peso volúmico mínimo, colocou-se o material com a pá, deixando-o cair, junto às paredes do molde, de uma altura muito pequena. Este procedimento foi executado três vezes, tendo-se considerado o valor médio. Para a determinação do peso volúmico máximo, efectuou-se a compactação por vibração de cada uma das três camadas. Na compactação utilizou-se a placa vibradora cujas características são apresentadas por Veiga Pinto (1983, pg.12). A determinação do tempo de vibração necessário para obter a compactação de 100% foi conseguida efectuando diversas medições da altura da camada ao longo do tempo e até se obterem valores estacionários.

ANEXO 4 - PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS PARA DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO

4-A) - RESISTENCIA AO CORTE (ENSAIOS TRIAXIAIS)

O processo de fabrico das amostras consistiu geralmente na preparação de dez lotes iguais de material cuja curva granulométrica é modelada a partir da curva granulométrica do protótipo. Cada um dos dez lotes exhibe as mesmas características granulométricas, conseguindo-se deste modo uma melhor homogeneidade na preparação do provete. Cada lote vai constituir uma camada de reduzida espessura, com cerca de 7 cm, cuja compactação é efectuada com a placa vibradora. O controlo da compactação é efectuado através da medição dos assentamentos após um certo tempo de vibração. Sempre que o valor calculado para a densidade relativa é inferior ao desejado, repete-se o processo de compactação com a placa vibradora. Quando se obtém uma densidade relativa superior ao pretendido, remove-se o material da camada, reiniciando a compactação e utilizando agora um menor tempo de vibração.

4-B) - DEFORMABILIDADE (ENSAIOS DE COMPRESSÃO UNIDIMENSIONAL)

A preparação das amostras é efectuada de um modo semelhante ao referido para os ensaios triaxiais, mas utilizando-se menor número de camadas, variável entre 5 e 10. Escolhe-se o número de camadas de acordo com o estado de compacidade pretendido, pois diminuindo a espessura das camadas consegue-se melhor compactação. Este procedimento justifica-se também devido à diferença existente entre os diâmetros da câmara (0,5 m) e da placa vibradora (0,3 m). Tal como descrito na preparação dos provetes para os ensaios triaxiais, a compactação de cada camada deve ser controlada com a medição das alturas após a compactação com a placa vibradora.