

FISSURAÇÃO E TRABALHOS DE REPARAÇÃO NA BARRAGEM DO CABRIL*

Cracking and Repair Works in Cabril Dam

por

Grupo de trabalho da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens**

RESUMO – A barragem do Cabril, abóbada de 135 m de altura concluída em 1953, exibiu fissuração horizontal importante no paramento de jusante, correspondente a algumas juntas de betonagem e principalmente numa zona situada entre 10 a 20 m abaixo do coroamento. Além disso, acusou deslocamentos significativos não elásticos numa zona central superior, eventualmente associáveis a uma progressão da fissuração ao longo do tempo.

Em 1981, após uma análise do fenómeno, suportada por reconhecimentos complementares da fundação, ensaios de materiais e simulação em modelo físico e analítico, foram formuladas hipóteses sobre as causas, e decididos trabalhos de reparação, que compreenderam um tratamento da fundação, e injeções com resinas das fissuras e juntas de contracção.

São descritos aqueles estudos e trabalhos e analisado o comportamento da obra durante o reenchimento da albufeira, após a reparação.

SYNOPSIS – Cabril, high arch dam built in 1953, showed significant cracking in the downstream face and some important non-elastic displacements. After research studies supported by simulation on analytical and physical models, some hypotheses on the causes were formulated and backed the decision for repair works, which comprised treatment of the foundation and grouting with epoxy resins of the contraction joints and the fissures. The present behaviour during the unfilling of the reservoir is also reported.

* Comunicação apresentada ao XV Congresso da ICOLD, Lausanne, 1985.

** Este Grupo de Trabalho compreende: EDP (A. Correia de Sousa, L. Braga da Cruz, M. Pinho de Miranda, D. Silva Matos); LNEC (A. Ferreira da Silveira, C. Florentino, M. Cruz Azevedo); Ródio (C. Comte, J. Campos, J. Catalão).

1 – BREVE DESCRIÇÃO DA BARRAGEM E DA SUA FUNDAÇÃO

A Barragem do Cabril faz parte do esquema de aproveitamento das cabeceiras do rio Zêzere, um afluente da margem direita do rio Tejo.

A barragem é uma abóbada delgada de dupla curvatura, com uma altura de 132 m acima das fundações e um desenvolvimento no coroamento de 290 m.

A simetria geométrica do seu traçado foi conseguida por interposição de um soco e de encontros artificiais na sua zona superior.

O volume total da barragem é de 360 000m³.

A fundação é formada por um maciço granítico porfiroide, genericamente de boa qualidade, que melhora com a profundidade.

As principais falhas que compartimentam o maciço são predominantemente sub-verticais; devido à sua importância, é de destacar a falha conhecida por “Caco da Massa”, que corta a fundação da barragem e corre a jusante, ao longo da margem direita, numa direcção que é aproximadamente paralela à inserção da barragem; é uma falha lenticular, com uma inclinação média para jusante de 67° em relação ao plano horizontal, com uma caixa de falha e zona conturbada cujas espessuras variam entre alguns centímetros e mais de 10 m.

No maciço rochoso foram detectadas as principais famílias de diaclases, sendo as mais frequentes as sub-verticais; são raras as sub-horizontais até 45°.

São raros os veios de aplito, pegmatito e quartzo. Alguns pequenos veios de carbonatos foram detectados em zonas tectonizadas do granito.

2 – SINAIS EXTERIORES DE DETERIORAÇÃO

2.1 – *Fissuras – Natureza e localização*

No momento dos trabalhos de reparação, tinham sido detectadas 252 fissuras no paramento de jusante da barragem, das quais 77 tinham uma abertura exterior superior a 1 mm (fendas), 55 com aberturas entre 0,2 e 1,0 mm (micro-fissuras) e 120 com aberturas a jusante inferiores a 0,2 mm (fissuras capilares). Todas coincidem com planos de betonagem (camadas de 1,50 m) e desenvolvem-se entre juntas de contracção consecutivas, algumas vezes com prolongamento parcial para os blocos adjacentes.

As grandes fissuras estão localizadas numa zona entre as cotas (275,00) e (290,00) e desenvolvem-se desde uma margem até outra, com acentuada predominância da zona central e entre cotas (280,00) e (288,00) – cota do coroamento (297,00).

Através de carotagem e ensaios de água, foi possível identificar a profundidade de cada fissura em cada perfil ensaiado.

2.2 – Deslocamentos não-elásticos

A análise dos valores dos deslocamentos obtidos por métodos geodésicos mostrou que no período (1954-1980), anterior à reparação, eles tendiam genericamente a aumentar para condições idênticas da época do ano e do nível do reservatório.

Foi então feita uma pormenorizada análise por separação de efeitos, isto é, separando no deslocamento de cada ponto as parcelas, devidas ao nível hidrostático e às variações térmicas, da parcela restante, cuja causa é atribuída à influência do tempo. Descontando ainda o efeito da fluência, o remanescente representará o comportamento irreversível da deformação em cada ponto, pondo em evidência a degradação contínua da superestrutura e da sua fundação.

Depois de um período inicial de quatro ou cinco anos, nos quais teria havido uma adaptação da estrutura à solitação exterior e o refechamento das diaclases abertas na fundação, verificou-se que, genericamente, a parte não elástica (incluindo a fluência) aumenta, ainda que, particularmente nos pontos de maior amplitude dos deslocamentos, haja uma tendência para diminuição, com o tempo, da taxa de aumento. Em muitos casos nota-se uma tendência para estabilização, nos últimos anos, enquanto que os deslocamentos ao nível de fundação, detectados por pêndulos invertidos, permanecem pequenos.

Contudo, tanto o aumento de alguns deslocamentos ainda significativo, como os valores relativos de outros (para o fecho do arco do coroamento, e após 25 anos, cerca de 100% do valor elástico sob a mais desfavorável combinação das principais cargas) foram factores tomados em consideração na decisão de levar a efeito trabalhos de reparação, tirando vantagem da oportunidade oferecida por sucessivos anos de seca.

2.3 – Deslavamento da fundação

Uma análise de separação de efeitos, semelhante à descrita acima, mas incidindo sobre os caudais drenados, pôs em evidência dois tipos de situação:

- ou uma tendência para um aumento do caudal drenado ao longo do tempo, para idênticas condições exteriores de carga, revelando uma progressiva abertura das diaclases da fundação, com evidente aumento das secções de vazão;
- ou uma clara tendência para colmatação dos drenos por depósito de material de transporte.

Cuidadosos estudos geológicos em profundidade, juntamente com um grande número de ensaios de permeabilidade mostraram a existência de várias falhas de recheio milonítico e de diaclases parcialmente cheias com material de transporte.

Análises químicas e por raios X (difractométricas) tornaram possível a caracterização dos sedimentos depositados nos drenos e a identificação das falhas vizinhas, com recheios da mesma natureza, deslavados pela água de percolação, originando um enfraquecimento suplementar da fundação.

Também esta constatação parece apontar à necessidade de uma intervenção em termos de tratamento das fundações, de modo a reduzir a permeabilidade, preenchendo as diaclases em deslavoamento.

3 – CAUSAS DA FISSURAÇÃO; INTERPRETAÇÃO DO FUNCIONAMENTO ESTRUTURAL

O grande número de estudos realizados, dos quais uma parte preponderante foi levada a efeito por simulação em modelos matemáticos por aplicação do método dos elementos finitos, usando elementos finitos espaciais, isoparamétricos, de 16 nós, com malhas de 144 elementos e 1562 nós, conduziu a considerar as seguintes como as principais causas possíveis da perturbação:

- a excessiva rigidez do coroamento e da faixa superior da barragem;
- a incompleta monolitização da estrutura, levando a aberturas parciais das juntas de contracção entre blocos;
- o comportamento da fundação, como já anteriormente referido;
- as variações térmicas locais, com amplitudes anuais e diárias relativamente elevadas;

para além de outras causas, consideradas de menor importância e ligadas com a história da construção da barragem, tais como:

- inadequado tratamento das fundações, que foi realizado de acordo com os critérios então vigentes;
- a existência de planos de retoma de betonagens, constituindo planos de fraqueza através do betão;
- condições desfavoráveis de primeiro enchimento, submetendo a estrutura a um significativo choque térmico, ao permitir que esta tenha sido colocada em carga antes do total arrefecimento dos betões.

Ainda que tenham sido executadas 4 campanhas de injeção das juntas entre blocos (por meios convencionais e usando calda de cimento), um certo comportamento da estrutura aponta para um incompleto enchimento das juntas, como mais tarde foi confirmado, e isto conduziu a deficiências de monolitização que eram representadas por uma incompleta transmissão de forças, tanto por causa da existência de vazios como devido à concentração de esforços em pontos de contacto individual.

Teorias muito recentes (e talvez insuficientemente testadas) e respeitantes à química dos cimentos poderão ajudar a explicar o desaparecimento, ou a provar a não existência, de caldas de cimento preenchendo toda a junta.

As influências das aberturas das juntas no desenvolvimento de tracções verticais a jusante foi estudada por simulação em modelo matemático e em modelo físico, como adiante referido em pormenor (ver 7.2).

Note-se que nestes modelos as juntas permanecem completamente abertas durante o enchimento, ainda que, na realidade, elas estejam parcialmente fechadas, de modo que não ocorrem tensões de tracção capazes de provocar fissuração no pé de montante.

Contudo, a causa determinante da fissuração no paramento de jusante foi sempre atribuída à rigidez do coroamento. De facto, nos últimos 7 metros da zona superior, há um significativo espessamento, de 8 m de espessura, e saliente em relação à definição de formas da consola que tem uma espessura de 4,50 m à cota (290,00) e teria 3,30 m à cota do coroamento (297,00).

A espessura do coroamento não corresponde ao projecto original e é devida ao facto de, depois da construção da barragem já ter sido iniciada, ter sido alterado o nível normal de enchimento e sobreelevada a barragem de 2 m. Não houve possibilidade de reformular o projecto e, uma vez assegurada a estabilidade da barragem por arcos independentes, foram usadas as mesmas formas, com excepção do coroamento, que foi feito mais espesso para permitir a passagem de uma estrada importante.

O conjunto desta zona (e da sua vizinhança imediata, até 15 m abaixo) constitui uma restrição à deformação normal das consolas, que é mais marcada nas consolas de maior altura e, por isso, tem uma incidência mais predominante nas consolas centrais. O anel superior, mais rígido, tem assim menores deformações que a zona da vizinhança da cota (284,00) e determina nas consolas centrais uma curva deformada com concavidade voltada para montante, correspondendo ao desenvolvimento de tracções verticais a jusante na zona de maior deformação; são estas tensões que levam à fissuração inicial de jusante, ainda que o seu valor não seja muito elevado (0,7 a 1 MPa, isto é, 7 a 10 kgf/cm⁻² somente, para a pressão hidrostática, duplicando por acção das variações térmicas), mas é suficiente para ultrapassar a capacidade resistente das zonas de fraqueza que são as juntas de construção. A redistribuição de forças determinada pela redução de área activa aumenta as tensões de jusante nos blocos contíguos e o processo continua do centro para as margens até completo amortecimento.

4 – REPARAÇÕES, TRABALHOS PREPARATÓRIOS

4.1 – *Andaime*

O andaime usado para tratamento das fendas do paramento de jusante da barragem permitiu também efectuar uma inspecção visual e definir a posição exacta das fendas, assim como uma pré-classificação de acordo com a sua abertura, sendo tal de importância decisiva na execução e avanço dos trabalhos.

O andaime cobriu a área total do paramento de jusante, isto é, 23 000 m² e era formado por 54 plataformas de 1,50 m de largura, espaçadas em altura de cerca de 2,00 m; a sua montagem e utilização obedeceram aos regulamentos vigentes. Foram utilizados 122 000 m de tubos, 44 000 pranchas de madeira de 4 cm de espessura e 90 000 apoios.

Além das escadas, situadas perto de ambas as margens e ligando as plataformas, foi levantado um ascensor no eixo da barragem, podendo transportar 12 pessoas ou 1000 kg de carga efectiva; a sua torre vertical de cerca de 110 m de altura foi ancorada ao paramento. A montagem do andaime foi realizada em cerca de 3 meses e o elevador foi completado em 10 dias úteis.

4.2 – *Decapagem com areia; medida da abertura exterior das fissuras*

Devido à acumulação de vários materiais sólidos ao longo dos anos, impedindo um adequado controlo das fissuras, tornou-se essencial levar a efeito uma cuidadosa limpeza do paramento de jusante. Como consequência, foi executada uma operação de decapagem com areia, a alta pressão e por via seca. Este trabalho preparatório foi executado a partir do andaime durante o turno da noite a fim de não interferir com os outros trabalhos.

4.3 – *Caracterização das fissuras; extensão e profundidade*

Após uma pré-inspecção visual, foi definido um critério para caracterização das fissuras a fim de determinar a sua extensão e profundidade. Consistia basicamente na execução preliminar de dois furos com orientação e inclinação paralelas, de modo a fornecerem uma primeira informação da existência ou não de uma certa fissura plana.

Nesta fase, duas situações se tornavam possíveis:

- a fissura plana existia — era feito um furo mais comprido (ou um que cortasse o plano da fissura num ponto mais próximo do paramento de montante), a fim de definir os limites da área suposta aberta);
- a fissura plana era menos profunda — eram feitos furos mais curtos (mais perto do paramento de jusante).

Esta maneira geral de proceder, que considera duas secções (planas) de investigação para cada fissura, equidistantes cerca de 1/3 do desenvolvimento de cada bloco, não era satisfatória, principalmente no caso das maiores fissuras, para as quais se tornava necessário aumentar apreciavelmente o número de secções e de furos, não só para confirmar as hipóteses-base, mas também para permitir um tratamento mais homogéneo do plano da fissura.

Foram usados dois processos diferentes de furação:

- sondagens com recuperação de amostras — executadas com sondas de alta rotação e coroas de diamantes de 46 mm de diâmetro, usadas essencialmente para caracterização das chamadas fendas principais. O seu total foi de 713 unidades, representando um comprimento de cerca de 2150 m e uma densidade de um furo por cada 2 m² de área suposta aberta;
- sondagens sem amostragem — executadas por roto-percussão com martelos pesados para tratamento de fissuras não profundas (designadas como micro-fissuras e fissuras capilares), mas também usadas como furos complementares para injeção das fissuras principais. Genericamente, tinham uma inclinação de 45° ou eram executadas directamente no plano de fissura. O seu número total foi de 1097 unidades.

5 – TRATAMENTO DAS FISSURAS

Logo que cada fissura era caracterizada, a sequência do plano de tratamento era a seguinte:

- Execução de ensaios de permeabilidade, sob pressão;
- Lavagem sistemática das fissuras;
- Trabalhos preparatórios para injeção; selagem das fissuras;
- Injeção propriamente dita; controlo.

5.1 – *Ensaio de permeabilidade*

Era feito um ensaio por furo, com a intenção de determinar as absorções de água e de fornecer informações sobre ressurgências e comunicações.

Cada furo era equipado com um obturador dotado com um manómetro e um contador. A duração do ensaio era de cerca de 10 minutos a uma pressão estabilizada de cerca de 0,7 MPa (7 kgf/cm⁻²). Para além das esperadas comunicações de água entre fissuras e para as juntas verticais, furos de pêndulos e tubos de arejamento, foram notórias as detectadas no paramento de montante e referidas a 14 fendas principais situadas entre as juntas F e T e entre as cotas (282,80) e (288,00).

5.2 – *Lavagem das fissuras*

O trabalho consistiu numa prolongada lavagem de fissuras sob uma pressão de água gradualmente crescente, durante um determinado período, e tinha por fim eliminar as impurezas e depósitos residuais.

5.3 – *Trabalhos preparatórios: selagem das fissuras*

A fim de permitir um conveniente tratamento do plano da fissura, eliminando as comunicações detectadas durante os ensaios de água, foram executados vários trabalhos preparatórios, basicamente de acordo com o seguinte esquema:

- execução de um rasgo a jusante, cobrindo o comprimento total da fissura;
- execução, por roto-percussão, de pequenos furos no plano da fissura, posteriormente equipados com tubos para controlo das comunicações e respectivas pressões;
- limpeza e enchimento do rasgo por aplicação de mastique RODUR 520.

Como variante a este processo e visto que durante o tratamento de algumas fissuras ocorreram filtragens da resina através da porosidade do betão, foi também usado nestes casos um esquema que consistia em aplicar fibra de vidro estratificado colado ao paramento, sob pressão, com mastique RODUR 520.

5.4 – *A injeção; controlos*

Usando as resinas RODUR e aplicando os processos RODUR utilizados nas barragens de Zeuzier e Atazar, foi injectada cada fissura separadamente da margem direita para a esquerda (de acordo com o programa de montagem do andaime), começando sempre pelas fissuras localizadas a cotas mais elevadas. Todas as fissuras caracterizadas foram tratadas quando e onde se concluiu serem planas e com, pelo menos, 0,25 m (de profundidade), isto é, um total de 84 unidades.

A injeção foi conduzida de uma maneira sistemática, começando pelos furos mais próximos da face de montante e com as mais baixas absorções reveladas nos ensaios de permeabilidade, de modo a preencher de uma maneira uniforme a área considerada aberta, atendendo às comunicações obtidas durante a injeção.

A pressão de injeção foi adaptada às condições específicas de cada fissura, de acordo com a permeabilidade, ressurgências e comunicações. Foram também sempre tomadas como referência de controlo as deformações da estrutura baseadas na leitura contínua de bases de alongâmetro e os resultados dos nivelamentos do coroamento da barragem.

No caso particular de algumas fissuras em contacto, quer com as juntas de contracção verticais, quer com outras fissuras através destas mesmas juntas ou, ainda, com o paramento de montante, foi feita uma pré-injeção com resinas do mesmo tipo e de maior viscosidade, através de furos situados na proximidade das superfícies em comunicação, o que tornou possível criar uma espécie de cortina de protecção à resina a ser injectada em fase posterior.

No conjunto, os volumes médios de resina injectada foram os seguintes:

	Por fissura	Por m ² de área considerada aberta
— Fissuras principais	68 unidades — 50,5 l	2,56 l
— Micro-fissuras	2 » — 12,7 l	2,09 l
— Fissuras capilares	14 » — 9,1 l	1,62 l

O volume total injectado foi de 3 590 litros.

Durante a caracterização de uma fissura abaixo de outra já injectada e também para controlos ocasionais, foram executados vários furos cortando fissuras já injectadas, o que permitiu informações precisas sobre:

- a abertura real das fissuras;
- a qualidade da selagem;
- confirmação do plano da fissura;
- comportamento das amostras em ensaios à tracção por flexão.

Deve-se notar que algumas fissuras (ou juntas de construção) tinham sido previamente tratadas com injeções de cimento e que, em geral, os valores mais altos obtidos nestes ensaios correspondem a fissuras que estavam limpas ou não tinham vestígios de tratamento anteriores, como já foi acima referido.

6 – TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO

6.1 – Cortinas de contenção

Foram projectadas para evitar fugas de calda para áreas exteriores à zona a ser tratada, a qual foi definida pela envolvente dos bolbos de tensões desenvolvidos para diferentes hipóteses de carga.

Como o tratamento das fundações foi idealizado em secções radiais, definiu-se um espaçamento de 5,00 m entre furos verticais da cortina de contenção de montante, resultando um menor afastamento para os furos da cortina de contenção de jusante.

Os furos com menos de 50 m foram abertos a super-martelo; para furos mais profundos, foram utilizadas sondas tipo DIAMEC até à profundidade de 90 m.

Utilizaram-se na injeção caldas binárias, começando-se o tratamento a 1/2 do lado de montante e a 1/4 do lado de jusante; a cortina de montante funcionava já como uma barreira à passagem de água, tal como a cortina de impermeabilização. A furação máxima foi de 46 m a montante e de 23 m a jusante, à qual corresponderam absorções médias de 44 e de 65 Kg/m, respectivamente.

6.2 – Lavagem e consolidação

Cada secção tratada era formada por leques de furos entrecruzados, que irradiavam da galeria geral de drenagem para jusante, ou do pé de jusante em direcção a montante, de modo a que as suas extremidades não distassem mais de 10 m medidos sobre a linha limite da zona a ser tratada. A orientação e inclinação dos furos foram determinadas pelas atitudes das principais falhas e das famílias de diaclases.

A lavagem do terreno foi realizada através de conjuntos de furos homólogos em secções consecutivas por meio de injeções alternadas de água (20 min) e ar (10 min) durante o mínimo de 1 hora – e o dobro deste tempo quando os furos atravessavam falhas significativas. Nestes casos, a lavagem era dividida em duas fases; na primeira, colocava-se um obturador imediatamente depois de cruzar a falha e a zona superior era cuidadosamente lavada; em seguida, a manga era descida até ao fundo do furo para lavar a zona restante.

Quando a absorção era nula, a lavagem com ar era substituída exclusivamente por lavagem com água com a mesma duração. As pressões de lavagem variavam com a profundidade, desde um mínimo de 0,5 MPa (5 kgf/cm⁻²) até 10 m, aumentando 0,025 MPa (0,25 kgf/cm⁻²) por cada metro a mais até ao valor máximo de 2,5 MPa (25 kgf/cm⁻²) para 90 m.

Com o obturador, a injeção era realizada por troços (em geral 5 m) e os furos em tratamento eram escolhidos em sentido directo quando irradiando de montante e em sentido retrógrado quando partiam de jusante. As pressões de injeção eram, em princípio, duplas das de lavagem – com um máximo de 5 MPa (50 kgf/cm⁻²) a uma profundidade de 90 m.

Durante a injeção de um furo, quando era detectada uma comunicação com furos já abertos, estes eram imediatamente lavados, tentando-se a sua recuperação. Se esta não era possível, era feita a injeção simultânea pelos furos em comunicação, nomeadamente nas secções ligadas às fugas.

Foi efectuado um tratamento especial incidindo sobre algumas falhas não atravessadas em boas condições, devido à sua posição em relação aos perfis de consolidação. Tal tratamento consistiu num leque de furos orientados de modo a interceptar as falhas de modo satisfatório.

Para a consolidação, foram abertos 24 700 m de furos, aos quais correspondem uma absorção média de 23 kg/m.

6.3 – Cortina de impermeabilização

A cortina de impermeabilização foi realizada com uma inclinação de 1/10 para montante (definição optimizada tendo em conta os acidentes da fundação) e compri-

mentos variando entre 40 e 90 m; em geral, foram abertos com sondas tipo DIAMEC, de 46 mm de diâmetro; o super-martelo só excepcionalmente foi usado.

Os furos primários foram abertos com 10 m de espaçamento e a seguir lavados e injectados (neste caso, lavagem e injeção foram realizadas sob as mesmas pressões). O comprimento de cada troço injectado foi reduzido a 3 m. As restrições de tempo envolvendo o conjunto dos trabalhos levaram à adopção dos princípios da injeção controlada; uma vez concluído um conjunto de furos primários, iniciava-se a furação dos secundários, que ocupavam posições intermédias e eram tratados seguindo o mesmo processo; finalmente, foram abertos furos terciários em pontos intermédios entre um primário e um secundário ou entre dois secundários consecutivos. O espaçamento final entre furos consecutivos foi de 2,50 m.

Em princípio, a lavagem de um furo não podia iniciar-se antes de decorrida uma semana após a injeção dos furos contíguos. Para cumprir o programa de trabalhos e próximo do final dos trabalhos, o tempo de espera foi reduzido de uma semana para 3 dias.

O comprimento total dos furos abertos foi de 10 000 m; a absorção média foi somente de 23 kg/m.

6.4 – Drenos e piezómetros

Uma vez completado o tratamento da fundação, iniciou-se a construção de uma densa rede de drenagem, formada, em cada margem, por

- 21 drenos sub-horizontais
- 21 drenos normais à fundação

e no fundo do vale

- 7 drenos orientados de acordo com as falhas locais,

o que conduziu a um comprimento total de 3094 m e posteriormente permitiu um caudal total de cerca de 70 l/min com o nível da albufeira 2 m abaixo do seu valor máximo.

Na primeira fase, foram abertos 10 furos para piezómetro, devidamente orientados em relação às diaclases do maciço e com um comprimento total de 440 m.

6.5 – Métodos de controlo

A eficácia do tratamento foi testada por duas vias, comparando os valores das permeabilidades e das velocidades de transmissão das ondas sísmicas, antes e após o tratamento.

Com aquele objectivo, a fundação foi dividida em 10 blocos e, em cada um, foi pelo menos aberto um furo para a realização dos ensaios de permeabilidade. Leques sísmicos entre furos ou entre furos e a galeria tornaram possível conhecer a variação das velocidades de propagação das ondas sísmicas originadas por explosão de pequenas cargas em furo; da recepção das ondas correspondentes, pode ser inferida a variação dos módulos de deformabilidade, tanto dinâmicos (considerados proporcionais às raízes quadradas das velocidades de propagação) como estáticos (supostos proporcionais aos módulos dinâmicos). Para cada zona, os correspondentes valores são os mostrados na seguinte tabela, antes e após o tratamento:

Zona	Permeabilidade (UL)		Mod. dinâmico de deformabilidade (MPa)	
	Antes	Depois	Antes	Depois
1	—	0,9	38 100	54 600
2	5,4	0,6	48 200	60 000
3	—	1,3	51 100	58 400
4	3,2	1,2	63 700	65 600
5	0	0	62 200	66 300
6	0,1	0	44 400	59 500
7	49,2	0,7	42 800	51 200
8	2,6	1,7	40 600	47 800
9	40,2	3,7	—	—
10	—	0,4	—	—

7 – INJEÇÃO DAS JUNTAS DE CONTRACÇÃO

7.1 – *Movimentos das juntas; medidas experimentais e simulação numérica*

Uma das já citadas causas que pode ter contribuído para a fissuração na barragem consiste na abertura das juntas entre blocos, a qual, com a albufeira vazia, foi detectada por uma furação intensiva a partir do andaime e confirmada por medidas de deformações.

Encontraram-se abertas a partir de jusante e até profundidades consideráveis (particularmente para o compartimento 6) as juntas I a N, G a P e I a P (ver Fig. 1) nos compartimentos 5, 6 e 7, limitados pelas cotas (233,00), (239,50), (256,00) e (275,00).

Uma vez atingido o consenso sobre a necessidade de nova injeção destas juntas, foi decidido utilizar resinas epoxy sob pressões elevadas. Esta técnica assegurava maior impermeabilidade, ausência de infiltrações e o desenvolvimento de um estado de pré-compreensão nos arcos, que podia ser testado através dos deslocamentos manifestados pela barragem.

Este último aspecto levou à idealização de um modelo estrutural em elementos finitos no qual a parte da barragem limitada pelas juntas F e Q e compreendida entre as cotas (223,00) e (275,00) foi definida com dois elementos através da espessura (o elemento de montante estabelecendo a continuidade horizontal dos arcos e o elemento de jusante reproduzindo as aberturas de juntas que tinham sido detectadas), enquanto que a parte restante da estrutura era definida por um só elemento.

O elemento finito utilizado, do tipo quadrangular tridimensional, com funções quadráticas dos deslocamentos nos paramentos da barragem e lineares através da espessura, define uma matriz de rigidez de 48 graus de liberdade.

Com este modelo, o plano de injeção foi desenvolvido de modo a progredir por pares de juntas simetricamente dispostas em relação ao eixo, de baixo para cima e do fecho para as nascenças. Foi então estudada uma estrutura na qual as juntas G a P, inicialmente abertas do lado de jusante, foram sucessivamente carregadas aos pares, devido à pressão de injeção, e depois fechadas.

Foram feitas análises de múltiplas combinações de diferentes valores da pressão média de injeção (que não deveria exceder 3,5 MPa, isto é, 35 kgf/cm²) nos diferentes compartimentos e juntas, tentando evitar situações que pudessem pôr em perigo a estabilidade da barragem. Como durante a execução dos trabalhos, os resultados dos cálculos deveriam estar disponíveis no local para permitirem o imediato controlo da injeção, o programa de cálculo automático foi adaptado de modo a apresentar sob a forma de tabelas cada carga considerada e os correspondentes deslocamentos radial e tangencial do prumo óptico, pêndulos DE e RS, vértices de poligonais instaladas nas galerias, movimentos das juntas e também os valores das máximas tensões e da sua localização.

7.2 – Simulação em modelo reduzido

A fim de calibrar o modelo de cálculo automático já mencionado, foi feito um modelo de gesso-diatomite à escala 1/300, no qual as juntas assinaladas na Fig. 1 foram reproduzidas com aberturas de alguns decimilímetros (ver Fig. 2) e que foi carregado com mercúrio para reproduzir o efeito da carga de água.

Os resultados obtidos que são apresentados na Fig. 1 estão em boa concordância com os valores obtidos através do método de elementos finitos, confirmando assim a validade do modelo matemático adoptado.

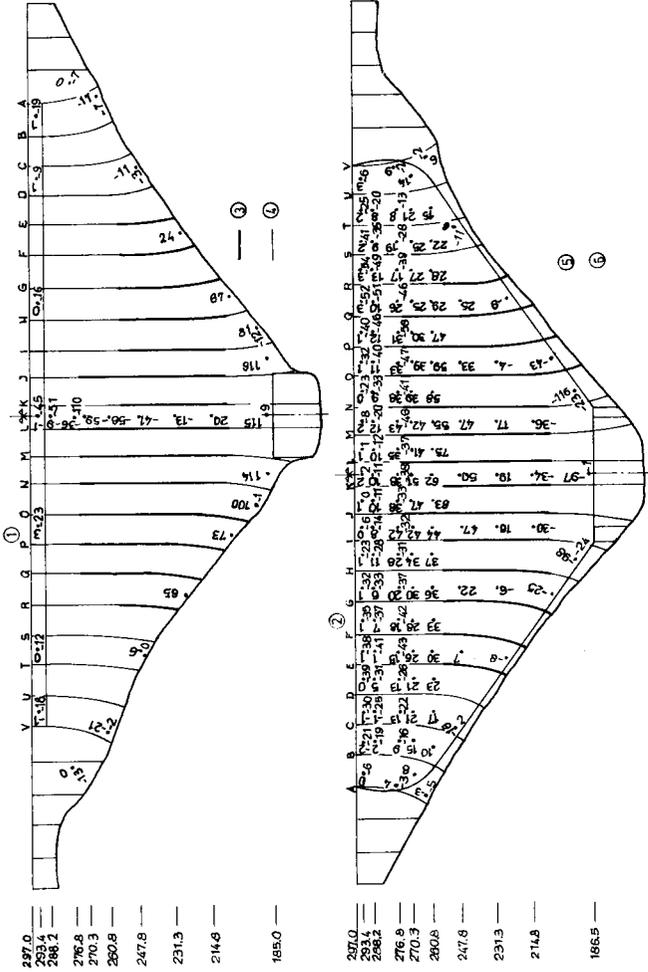
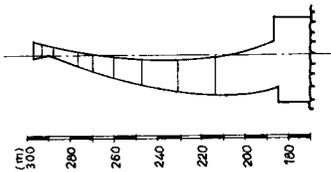


Fig. 1 — Tensões principais no protótipo devidas à Pressão Hidrostática

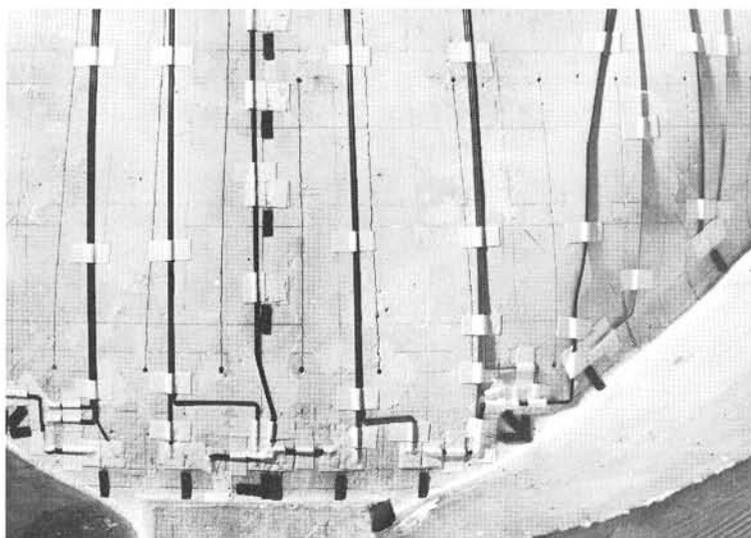


Fig. 2 – Pormenor das juntas M, L, K, J e I, abertas no modelo.

7.3 – Trabalhos preliminares de injeção

Tal como para a injeção das fissuras, o programa de injeção das juntas previa trabalhos preliminares para sistemática caracterização do seu estado. Foi então desenvolvido um plano de trabalhos através das seguintes fases:

- Caracterização por meio de exploração com furos à rotação;
- Ensaios de permeabilidade;
- Refechamento das juntas com inserção de tubos e instrumentos de controlo;
- Ensaios de água complementares;
- Injeção propriamente dita.

Com este objectivo, foram definidos cinco compartimentos de injeção, limitados pelas cotas (206,50), (223,00), (239,50), (256,00), (275,00) e pelo topo da barragem (respectivamente, compartimentos 4, 5, 6, 7 e 8). O esquema básico para a condução das operações consistia na execução de séries de furos uniformemente repartidos ao longo da zona respeitante a cada junta de um certo compartimento (cerca de 1 furo por cada 35 m²). Foram assim caracterizados 60 troços de junta, a que correspondem um total de 320 furos, com um comprimento total de 2260 m.

Para determinar a abertura da junta e obter informações preliminares tais como ressurgências e a rede de comunicações em cada junta, foi realizado em cada furo um ensaio de permeabilidade, sendo as absorpções medidas durante 10 minutos sob uma

pressão estabilizada de cerca de 0,7 MPa (7 kgf/cm²). Estes trabalhos foram seguidos da preparação dos compartimentos para as operações de injeção; como no caso das fissuras, foram seladas todas as zonas onde foram detectadas infiltrações (a jusante e no interior das galerias horizontais) e instalados tubos de controlo, drenos e medidores de pressão.

Tendo em atenção que uma injeção com resina epoxy nunca tinha sido antes utilizada em Portugal e que deviam ser tomados cuidados especiais para obter um perfeito controlo de possíveis deformações, foi preparado e levado a efeito um programa complementar de ensaios de água nos compartimentos a injectar. A duração destes ensaios, inicialmente fixada até 3 ou 4 horas, dependeu principalmente das ressurgências produzidas pela abertura das juntas, movimento dos blocos e pressões de nega; as cargas desenvolviam-se progressivamente, iniciando-se nos furos mais baixos de cada compartimento, com a pressão mantida uniforme até à sua estabilização. Como base para o plano final de injeção, estes ensaios forneceram informações precisas acerca de:

- máxima pressão admissível;
- provável abertura de juntas;
- pressão a aplicar nos compartimentos vizinhos durante a injeção;
- rede de comunicações entre tubos ou instrumentos de controlo;
- possibilidade de corrigir ressurgências secundárias;
- definição da sequência de operações de injeção e tipo de resina a ser aplicada.

7.4 – Injeção propriamente dita

Uma vez conhecidos os resultados dos ensaios de água normais e complementares, foi preparado um programa básico de injeção, cujo objectivo principal, como já foi dito, era o de implementar um efeito de pré-compressão nos arcos da barragem.

Cada compartimento foi tratado em separado, com início naqueles que se localizavam a cotas mais baixas e progredindo por pares de juntas simetricamente dispostas em relação ao eixo da barragem, do fecho para as nascenças.

As últimas duas juntas injectadas em cada compartimento funcionaram como “fechos” e, em princípio, o trabalho devia ser feito aqui a pressões mais elevadas.

Todo o trabalho de injeção era permanente e cuidadosamente controlado por observação tanto de bases de alongâmetro colocadas no paramento de jusante e nas galerias, como de pêndulos e de nivelamentos de precisão no coroamento da barragem, que, em cada instante, permitiam um estrito controlo das deformações e também das pressões de injeção aplicadas assim como do programa das operações.

Foram usados dois tipos de resina RODUR (510 e 600) e, finalmente, foram injectados 23 troços de juntas dos compartimentos 5, 6 e 7, a que correspondeu uma absorção teórica de 5170 litros para os correspondentes 118 furos.

Em geral, encontraram-se mais abertas as juntas de contracção do lado de jusante que do lado de montante. À luz dos resultados obtidos e tendo em linha de conta os tubos avisadores e outros meios de controlo (que, em geral, confirmaram as comunicações detectadas nos ensaios preliminares), pode considerar-se que todas as juntas foram satisfatoriamente cheias com a resina. As deformações dos diferentes blocos não excederam os limites previstos.

8 – COMPORTAMENTO DURANTE O ENCHIMENTO DA ALBUFEIRA

8.1 – *Reforço do sistema de observação*

Antes dos trabalhos de reparação, a observação da barragem do Cabril era já baseada num esquema completo interessando a barragem, que compreendia, nomeadamente, a determinação de deslocamentos horizontais, por métodos geodésicos e por pêndulos, deslocamentos verticais por nivelamentos, movimentos das juntas de contracção por medidores de juntas tipo Carlson e por bases de alongâmetro, abertura de algumas fissuras por medidores tipo Carlson, temperaturas no betão obtidas por termo-pares e extensões com extensómetros eléctricos tipo Carlson. Para a observação da fundação, dispunha-se de pêndulos invertidos, piezómetros e medidores de infiltrações.

Na sequência dos trabalhos de reparação, o sistema de observação da fundação foi complementado com novos piezómetros, como já foi dito e ainda com 3 pêndulos invertidos adicionais e 8 extensómetros de fundação verticais ancorados a 60 m de profundidade.

A observação da barragem durante as reparações foi reforçada por novos medidores nas juntas de contracção e nas antigas fissuras; foram selados cerca de 120 termómetros de resistência. Tornou-se possível o acesso permanente à zona das antigas fissuras por meio de dois passadiços às cotas (282,00) e (286,00), os quais permitem a observação visual daquela zona e a leitura das bases de alongâmetro instaladas nalgumas antigas fissuras. Foram abertos rasgos para a instalação de almofadas planas de pequeno diâmetro (SFJ) em vários pontos dos paramentos e das galerias, a fim de obter dados para complementar os já fornecidos pelos conjuntos de extensómetros, acerca do estado de tensão existente e do induzido pela variação de carga devido aos trabalhos de reparação e seguidamente às condições de exploração. Quatro das rosetas SFJ foram instaladas nas zonas do paramento de jusante acessíveis pelos passadiços já mencionados.

Para além disso, foram instaladas novas marcas de pontaria no paramento de jusante e a rede de observação geodésica foi revista e complementada por medidas de poligonação na galeria superior e realizados nivelamentos de precisão em todas as galerias horizontais.

Foram recolhidas amostras do betão usado na estrutura para a determinação da deformabilidade e da resistência dos materiais nas condições actuais, os quais abrangiam amostras cruzadas por algumas importantes antigas fissuras cheias com resina. Foram ainda realizados ensaios para a determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassónicas na zona fissurada.

A interpretação dos resultados, principalmente respeitantes a tensões e deslocamentos observados durante o re-enchimento da albufeira, foi comparada com o comportamento da estrutura durante os últimos enchimentos e esvaziamentos, com resultados de modelos estatísticos obtidos durante a anterior vida da barragem, ou ainda, com modelos físicos e analíticos, nos quais eram reproduzidas as propriedades dos materiais e as condições de carga.

8.2 – *Comportamento observado*

Durante os trabalhos de reparação, foram feitas medidas de deslocamentos e de outras grandezas para análise do comportamento térmico e principalmente para se ter a certeza de que nenhuns efeitos estruturais decorreram destes trabalhos que pudessem afectar um satisfatório comportamento estrutural da barragem.

Após a re-injecção das juntas de contracção em Janeiro de 1983, pôde iniciar-se o re-enchimento da albufeira, de acordo com um plano previamente estabelecido, no qual foram definidos vários patamares correspondentes a diferentes níveis da albufeira sujeitos a um programa especial de observação incluindo a determinação de deslocamentos horizontais por triangulações de precisão e de deslocamentos verticais por nivelamento de precisão. De acordo com as afluências e as necessidades de exploração, o máximo nível atingido até ao momento da elaboração deste relatório foi (294,20), isto é, 1,80 m abaixo do total enchimento da albufeira, em Junho de 1984 e foram completadas 11 campanhas de observação para a determinação de deslocamentos, após a inicial.

Os deslocamentos na fundação, medidos por pêndulos e extensómetros de fundação, são pequenos e acompanham a variação de carga. As subpressões na fundação também atingem valores muito baixos, excepção para alguns pontos que representam pequenas zonas nas quais estão em curso trabalhos menores complementares. Os caudais drenados estão de acordo com o esperado.

Numa apreciação geral, os deslocamentos e as tensões são semelhantes aos obtidos em anteriores enchimentos e esvaziamentos e coincidem com os resultados dos modelos físicos e analíticos. Alguns resultados de deslocamentos parecem mesmo indicar um melhor comportamento quando comparado com o observado antes do tratamento, o que não pode ser definitivamente confirmado antes do completo enchimento da albufeira. Os movimentos das juntas de contracção são muito pequenos ou nulos, o que parece confirmar a eficácia da re-injecção com resinas.

Na zona superior, aos níveis dos passadiços, os ensaios SJF detectaram pequenas tracções verticais onde os rasgos tinham sido abertos – Março 1983, água na albufeira à cota (269,00) – após a dedução dos efeitos da onda térmica diária. Estas tensões aumentam com a subida de nível da albufeira e atingem valores de cerca de 1 MPa (10 kgf/cm²) quando o nível da água ultrapassa a cota (285,00) e cerca de 2 MPa (20 kgf/cm²) para o nível (293,00), em Janeiro de 1984. Devem ser adicionados a estas tensões os valores correspondentes ao efeito da semi-amplitude térmica diária numa delgada faixa próxima dos paramentos; tais valores podem atingir 2 MPa (20 kgf/cm²) para semi-amplitudes de 10° C. Para o último nível indicado, os valores das compressões nos arcos determinados por estes ensaios foram de cerca de 30 kgf/cm², os quais foram confirmados por modelos físicos e analíticos.

Entretanto, algumas fissuras reabriram quando a água da albufeira ultrapassou o nível (283,00) em Maio de 1983. Estes fenómenos progrediram com o enchimento da albufeira.

Igualmente, aumentaram a abertura e a profundidade das fendas reabertas, tendo sido tais fenómenos detectados pelos medidores e bases de alongâmetro e por medidas de propagação de ondas de ultra-sons.

As fissuras reabertas são cerca de 10% das que anteriormente existiam; oito delas deixam passar água que se supõe chegar através de infiltrações ao longo do mais alto compartimento das juntas verticais, que não foi re-injectado, a fim de evitar o aumento de rigidez do coroamento. Contudo, é evidente que algumas fendas já progrediram até uma zona relativamente próxima do paramento de montante.

Os valores das tracções acima referidas foram determinadas em zonas distantes das fendas abertas; uma roseta SFJ colocada na vizinhança próxima de uma antiga fissura reaberta evidenciava, como seria de esperar, a libertação das tracções verticais, após a reabertura da fenda.

As amostras de betão tiradas da barragem foram cortadas em prismas de 4 × 4 × 14 cm³ (cerca de um milhar) e submetidas a ensaios de flexão simples. O valor da tensão de rotura à flexão simples de betão não atravessado por antigas fissuras era de cerca de 3 MPa (30 kgf/cm²); os correspondentes valores para os betões atravessados por antigas fissuras eram sempre muito inferiores (excepção num caso), por vezes atingindo valores extremamente baixos.

A fissuração ocorria na maior parte dos casos, tanto na vizinhança das fissuras (podia-se considerar que o betão ou a argamassa de enchimento entre camadas estava alterado pela acção dos agentes atmosféricos ao longo do tempo), como na zona de contacto de anteriores tratamentos com o betão, nos casos em que o valor da resistência à rotura era indiscutivelmente baixo.

9 – CONCLUSÃO

O tratamento da fundação e a re-injecção das juntas de contracção apontam a uma melhoria das condições de segurança na barragem, devido à paragem do processo de deterioração. Deve-se esperar pelo completo enchimento da albufeira para extrair conclusões definitivas no que respeita ao tratamento realizado, tomado em conjunto.

Entretanto, algumas deficiências foram já encontradas, dado que algumas fissuras reapareceram, o que parece indicar a necessidade de trabalhos de reparação complementares, como é actualmente sugerido pelos estudos em desenvolvimento.