



Acompanhamento dos processos de deterioração das barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão

António Lopes Batista

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, Portugal, albatista@lnec.pt

Resumo

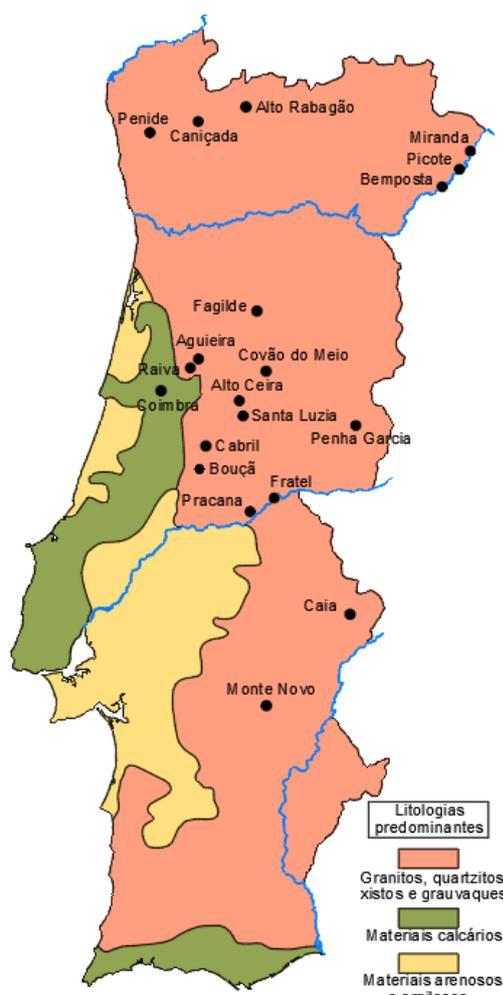
Em Portugal há cerca de seis dezenas de grandes barragens de betão com observação continuada, sendo que cerca de um terço estão afetadas por reações expansivas de origem interna do betão. Uma delas, a barragem do Alto Ceira, foi mesmo substituída em 2013, já que não era viável a sua reabilitação. Há três que apresentam valores médios das extensões acumuladas no tempo superiores a 1000×10^{-6} (Pracana, Santa Luzia e Fagilde). A barragem de Pracana sofreu importantes obras de reabilitação na década de 1980. Atualmente apenas a barragem de Fagilde apresenta taxas de expansão anuais superiores a 100×10^{-6} . Nas outras barragens afetadas os processos de deterioração são ainda de pequena a moderada magnitude, mas em algumas delas as taxas de expansão têm aumentado nos últimos anos. Em todas estas obras foram utilizados agregados graníticos e quartzíticos, muito frequentes no país, exceto na barragem de Fagilde, onde foram usados calcários micríticos.

Apresenta-se uma síntese das principais atividades de observação (monitorização, inspeção e ensaios) das obras e dos resultados de alguns estudos realizados, no âmbito do acompanhamento dos processos de deterioração das barragens de betão portuguesas afetadas por reações expansivas.

Palavras-chave: Barragens de betão; Reações expansivas; Deterioração estrutural; Observação

1 INTRODUÇÃO

As reações químicas de origem interna do betão, mais comuns e que geram expansões, podem ser agrupadas em duas grandes famílias, as reações álcalis-sílica (RAS) e as reações sulfáticas internas (RSI). Estes dois tipos de reações têm como reagente a água, pelo que as barragens são particularmente vulneráveis ao seu desenvolvimento. Em Portugal existem 20 barragens onde foram identificados os efeitos de expansões internas do betão, a partir dos resultados da observação e das inspeções visuais. As barragens em causa são as seguintes: Alto Rabagão, Bemposta, Caniçada, Miranda, Penide e Picote, no norte; Aguieira, Bouçã, Cabril, Coimbra, Covão do Meio, Fagilde, Fratel, Penha Garcia, Pracana, Raiva e Santa Luzia, no centro-norte; e Caia e Monte Novo, no centro-sul. Inclui-se também o caso específico da barragem do Alto Ceira, por se tratar da primeira barragem portuguesa que foi substituída e demolida, em 2013, devido à enorme degradação estrutural provocada por esta patologia. Na Figura 1 apresenta-se um mapa de Portugal continental com as litologias dominantes e a localização geográfica destas barragens, indicando-se também o tipo estrutural e o atual dono de obra de cada uma delas.



Tipo estrutural	Barragens afetadas por reações expansivas	Atual dono de obra
Gravidade e descarregadora	Coimbra	APA
	Fagilde	APA
	Fratel	EDP
	Monte Novo	APA
	Penha Garcia	AdP
	Penide (1)	Aguia Enlica
	Raiva	EDP
Abóbada e arco-gravidade	Alto Ceira (2)	EDP
	Alto Rabagão	EDP
	Bemposta	Engie
	Cabril	EDP
	Bouçã	EDP
	Caniçada	EDP
	Covão do Meio	EDP
	Picote	Engie
	Santa Luzia	EDP
	Contrafortes e abóbadas múltiplas	Aguieira
Caia		Ass. Ben. Caia
Miranda		Engie
Pracana (3)		EDP

(1) Obra de betão ciclópico revestida com alvenaria de pedra granítica

(2) Substituída e demolida em 2013

(3) Reabilitada entre 1988 e 1992

Figura 1. Localização das barragens de betão portuguesas afetadas por reações expansivas

As barragens afetadas localizam-se no norte e no interior sul, em zonas de predominância de rochas graníticas e xistentas, e na zona central, onde ocorre o maciço xisto-grauváquico, no qual existem muitas intrusões quartzíticas.

As 20 grandes barragens de betão afetadas por reações expansivas (sombreadas na Tabela 1) são cerca de 34% das 58 obras de betão com observação continuada.

Tabela 1. Lista das grandes barragens de betão portuguesas com acompanhamento continuado, com indicação das afetadas por reações expansivas

Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)	Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)
Santa Luzia	Abóbada	1942	76	Raiva	Gravidade	1981	36
Alto Ceira	Abóbada	1949	36	Aguieira	Abóbadas	1981	89
Penide	Descarregadora	1949	18	Monte Novo	Gravidade	1982	30
Castelo do	Arco-gravidade	1951	115	Pocinho	Descarregadora	1982	49
Pracana	Contrafortes	1951	60	Fagilde	Gravidade	1984	27
Venda Nova	Arco-gravidade	1951	97	Fronhas	Abóbada	1984	62
Belver	Descarregadora	1952	21	Crestuma	Descarregadora	1985	65
Covão do Meio	Abóbada	1953	28	Ranhados	Gravidade	1986	41
Salamonde	Abóbada	1953	75	Torrão	Gravidade	1988	70
Cabril	Abóbada	1954	132	Corgas	Gravidade	1991	30
Bouçã	Abóbada	1955	65	Funcho	Abóbada	1991	49
Cançada	Abóbada	1955	76	Alto Lindoso	Abóbada	1992	110
Bravura	Abóbada	1958	41	Caldeirão	Abóbada	1993	39
Picote	Abóbada	1958	99	Touvedo	Gravidade	1993	43
Miranda	Contrafortes	1961	80	Sordo	Gravidade	1997	36
Alto Cávado	Gravidade	1964	29	Catapereiro	Arco-gravidade	1999	48
Alto Rabagão	Abóbada	1964	94	Alqueva	Abóbada	2002	96
Bemposta	Arco-gravidade	1964	87	Bouçoais-Sonim	Gravidade	2004	43
Caia	Contrafortes	1967	52	Rebordelo	Gravidade	2004	36
Roxo	Contrafortes	1968	49	Pedrogão	Gravidade	2005	43
Carrapelo	Descarregadora	1972	57	Ferradosa	Gravidade	2008	34
Odivelas	Abóbadas	1972	55	Olgas	Gravidade	2009	35
Vilarinho	Abóbada	1972	94	Pretarouca	Gravidade	2009	29
Fratel	Descarregadora	1973	43	Alto Ceira II	Abóbada	2013	41
Régua	Descarregadora	1973	42	Baixo Sabor	Abóbada	2014	123
Valeira	Descarregadora	1975	48	Feiticeiro	Gravidade	2014	45
Varosa	Abóbada	1976	76	Ribeiradio	Gravidade	2015	83
Penha Garcia	Gravidade	1980	25	Ermida	Gravidade	2015	35
Coimbra	Descarregadora	1981	40	Foz Tua	Abóbada	2016	108

As barragens afetadas foram todas concluídas entre 1942 e 1984, correspondendo a 57% das 35 obras construídas neste período. Não há sinais de processos expansivos nas barragens construídas nos últimos 35 anos, provavelmente devido aos cuidados tidos na escolha das composições dos betões e nos processos construtivos das obras.

As barragens com expansões médias superiores a 1000×10^{-6} são as quatro seguintes: Alto Ceira (substituída em 2013), Pracana, Santa Luzia e Fagilde. A barragem de Fagilde, construída com betão pronto, constitui o único caso em que a RSI é largamente predominante. As barragens do Alto Ceira, Pracana e Santa Luzia, todas localizadas no maciço xisto-grauváquico das Beiras, foram construídas com agregados quartzíticos, pelo que experimentaram deteriorações severas devida à RAS. Serão apresentados, para estes quatro casos, os aspetos relevantes do comportamento observado das obras que levaram à deteção dos fenómenos expansivos, bem como alguns estudos realizados com vista à caracterização das próprias reações expansivas e dos seus efeitos estruturais. Nas restantes 16 barragens as expansões têm ainda magnitudes moderadas (valores acumulados no tempo até cerca de 500×10^{-6}), pelo que apenas são apresentados, no final, os resultados mais significativos do seu acompanhamento.

O presente trabalho considera alguns elementos do programa de investigação recentemente elaborado no LNEC no âmbito da deterioração e reabilitação de barragens afetadas por reações expansivas de origem interna do betão [1] e atualiza, em muitos aspetos, o inventário de 2012 das barragens portuguesas sujeitas a esta patologia [2].

2 EFEITOS ESTRUTURAIS DAS EXPANSÕES DO BETÃO EM BARRAGENS

As evidências macroscópicas dos efeitos das reações expansivas do betão nas barragens, que são semelhantes na RAS e na RSI, são as seguintes:

- i) nos paramentos, a fendilhação superficial, difusa e generalizada (craquelê), devida à heterogeneidade local das expansões, às vezes com delaminação do betão e formação de pequenas crateras, e fendilhação linear, devida à resposta estrutural global a deformações impostas;
- ii) em juntas de contração das estruturas e de dilatação nos tabuleiros sobre os descarregadores de superfície, o fecho generalizado e os deslizamentos entre blocos (em particular os desalinhamentos no coroamento), com o esmagamento de preenchimentos e a delaminação de bordos, devido a deslocamentos absolutos e relativos;
- iii) em vãos e nas centrais, designadamente em vazamentos, condutas, orifícios e descarregadores, a ovalização da secção das condutas, o desalinhamento de peças e respetivas fixações, e o fecho e a distorção de orifícios e portadas, causando problemas em apoios e em folgas de equipamentos e o encravamento de comportas;
- iv) a coloração amarelada das superfícies de betão afetadas por RAS;
- v) eflorescências e exsudação do gel formado (RAS) nas superfícies aparentes, em geral em cavidades, fendas e juntas; e
- vi) para reações expansivas de maior magnitude, a passagem de água pelas fendas e a rotura de armaduras.

Os efeitos das reações expansivas refletem-se, nos resultados da monitorização das barragens de betão, na progressividade das seguintes grandezas:

- i) nos deslocamentos absolutos, verticais para cima e radiais para montante (exceto nas barragens de contrafortes);
- ii) nos deslocamentos relativos entre blocos, designadamente no fecho das juntas de contração e nos deslocamentos diferenciais verticais para cima dos blocos mais altos relativamente aos blocos mais baixos e nos deslocamentos diferenciais horizontais para montante dos blocos do fundo do vale (mais altos) relativamente aos blocos das encostas;
- iii) nas extensões do betão, em extensómetros ativos e corretores; e
- iv) nas tensões do betão.

No diagnóstico e prognóstico das reações expansivas do betão e dos seus efeitos estruturais, em geral recorre-se: i) à interpretação dos resultados da observação; ii) a análises e ensaios laboratoriais, físicos e químicos, sobre amostras de betão retiradas do corpo das obras; iii) a ensaios “in situ”; e iv) a modelação matemática.

3 BARRAGENS PORTUGUESAS COM EXPANSÕES DE MAIOR MAGNITUDE

3.1 Barragem do Alto Ceira

A barragem do Alto Ceira, construída em 1949 e desativada em 2013 (através de demolição do seu trecho central), era uma abóbada delgada com 36 m de altura (Figura 2). A obra apoiava-se num maciço xistoso. Na sua construção foi usado betão produzido com agregados quartzíticos. Desde a década de 1960 que o comportamento observado da barragem se caracterizou por deslocamentos progressivos, verticais para cima e radiais para montante. A fendilhação dos paramentos e do coroamento acentuou-se ao longo do tempo, tendo-se chegado a um estado muito avançado no início deste século, com passagem franca de água pelas fendas na zonas dos rins (Figura 3).



Figura 2. Barragem do Alto Ceira. Vista de jusante e corte pela consola central

Os primeiros ensaios laboratoriais, físicos e químicos, realizados sobre amostras de betão retiradas do corpo da obra em 1986, confirmaram a gravidade da deterioração do betão e o seu elevado potencial remanescente de expansão [3]. Em 1990 foi feita uma nova campanha de amostragem e ensaios do betão da barragem. Os resultados dos ensaios de expansão acelerada, realizados com os provetes de betão imersos em solução saturada de cloreto de sódio e em água destilada, em estufa a

50°C, são apresentados na Figura 4 [4]. Nos provetes realizados a partir das amostras retiradas do lado da margem esquerda foram obtidas expansões remanescentes máximas de cerca de 1400×10^{-6} .



Figura 3. Barragem do Alto Ceira. Fendilhação difusa, do tipo craquelê, no piso do coroamento (à esquerda) e bica no paramento de jusante para coletar repasses pelas fendas (à direita)

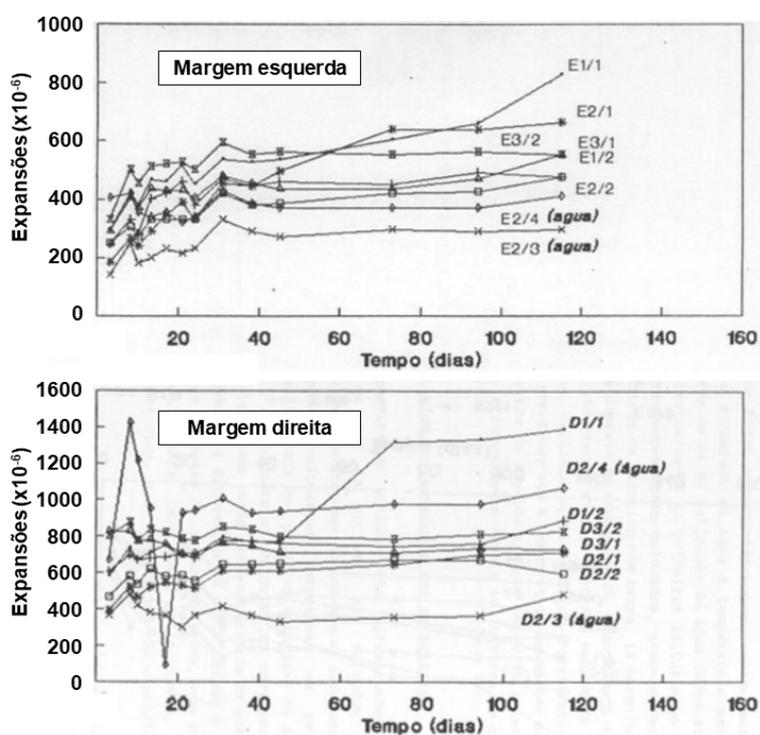


Figura 4. Barragem do Alto Ceira. Resultados dos ensaios de expansão acelerada de provetes de betão (extraídos em 1990) imersos em solução saturada de cloreto de sódio e em água destilada, em estufa a 50°C (adaptada de [4])

Os deslocamentos absolutos da barragem foram observados por métodos geodésicos, desde o primeiro enchimento da albufeira, em 1950. Os deslocamentos radiais tiveram, ao longo do tempo, uma grande progressividade para montante. Na Figura 5 apresenta-se uma planta com a evolução dos deslocamentos horizontais observados por métodos geodésicos nos alvos superiores da abóbada, entre 1950 e 1993, e na Figura 6 apresenta-se a evolução destes deslocamentos no ponto em que tiveram maior expressão (junto ao coroamento do bloco EF), incluindo o ajuste de uma função aos valores observados entre 1984 e 2011. O valor irreversível do deslocamento radial deste ponto atingiu, neste período, cerca de 50 mm.

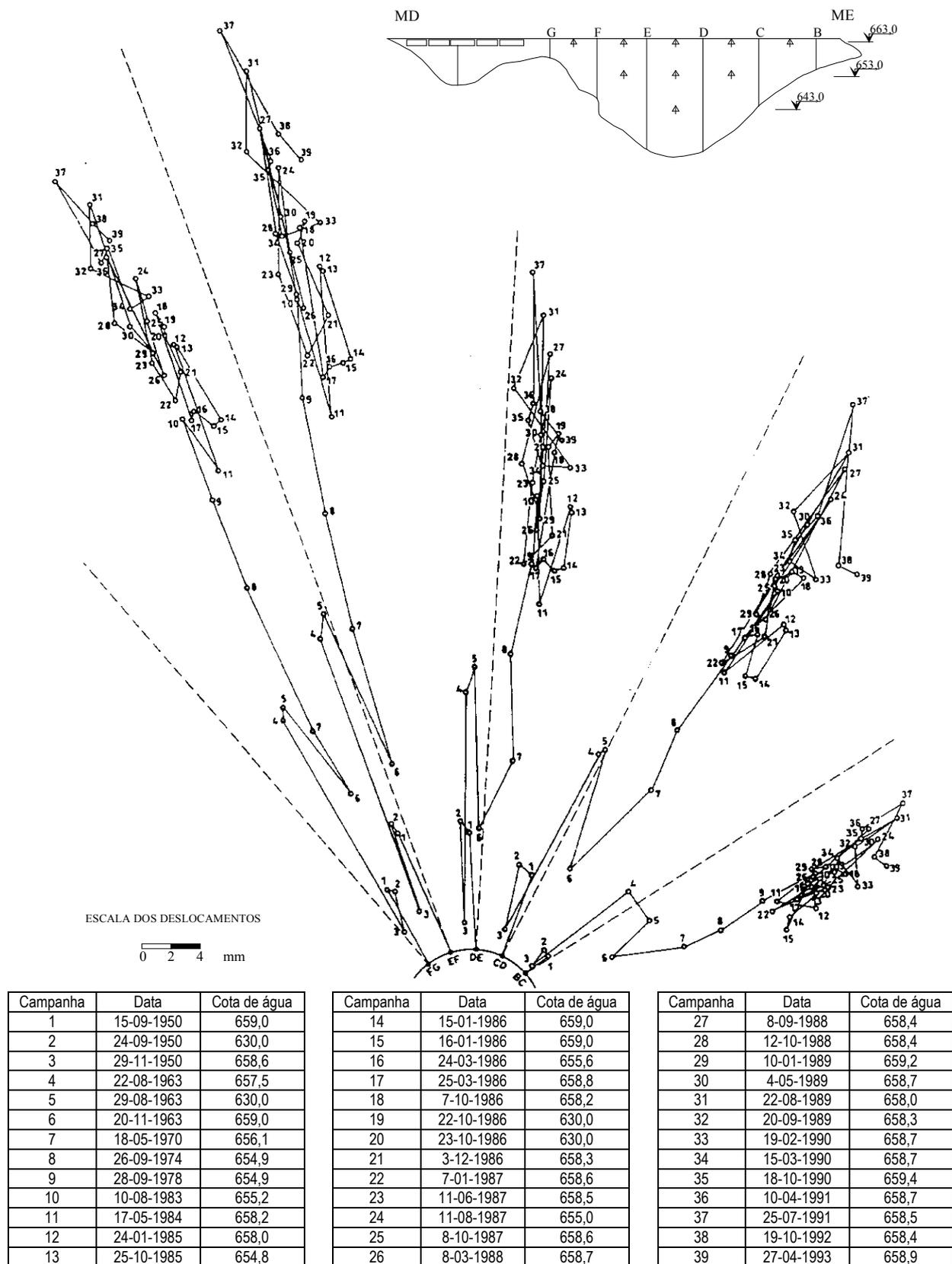


Figura 5. Barragem do Alto Ceira. Evolução dos deslocamentos horizontais observados por métodos geodésicos nos alvos superiores da abóbada (cota 663,00 m), entre 1950 e 1993 (adaptada de [5])

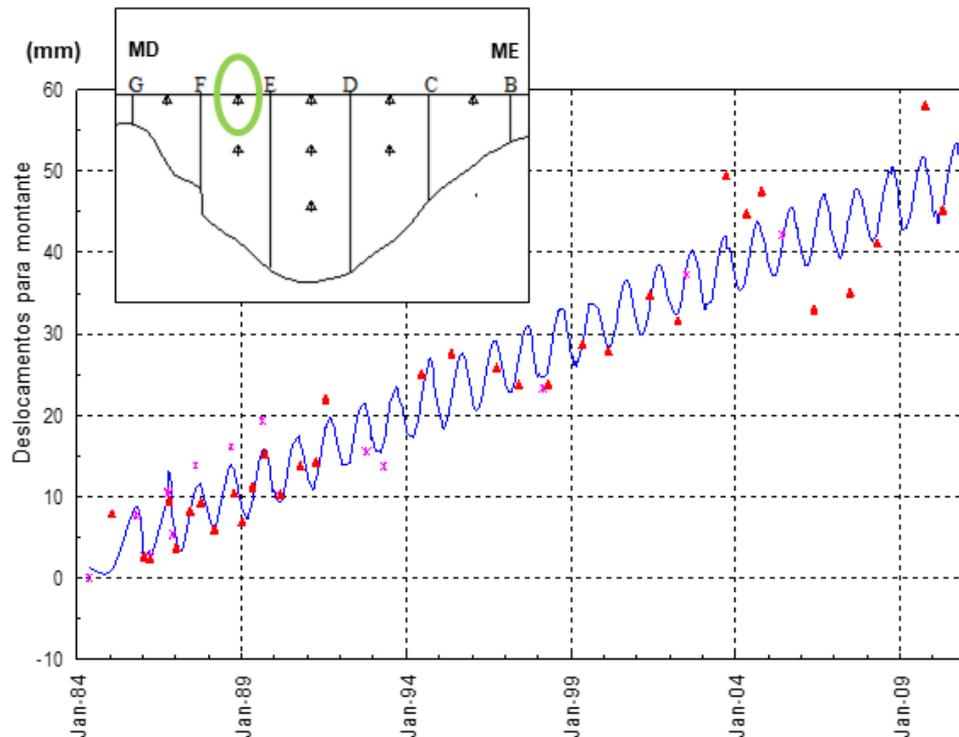


Figura 6. Barragem do Alto Ceira. Resultados do ajuste de uma função aos deslocamentos radiais observados por métodos geodésicos no alvo superior do bloco EF, localizado próximo do coroamento, entre 1984 e 2011

Na Figura 7 apresentam-se os deslocamentos verticais do coroamento, obtidos através de nivelamentos geométricos de precisão, entre 1950 e 2012. A tendência de empolamento verificou-se desde os primeiros anos, mas as taxas aumentaram substancialmente a partir de 1983. Na zona central (bloco DE) o deslocamento vertical acumulado no tempo foi de cerca de 20 mm (expansão vertical média, incluindo betão e fendas, de cerca de 500×10^{-6}), mas no bloco FG, na margem direita, esse deslocamento ascendeu a cerca de 70 mm, a que corresponde uma expansão vertical média, incluindo betão e fendas, de cerca de 4000×10^{-6} .

No que respeita às exurgências de água no paramento de jusante, na Figura 8 apresenta-se a evolução dos caudais repassados pelas fendas do trecho inferior do bloco BC (coletados na bica CE1, ver Figura 3, à direita), entre 1997 e 2013. Nos últimos anos de exploração da obra os caudais atingiram valores máximos de cerca de 5 l/min, com valores médios sazonais compreendidos entre cerca de 2 l/min e 4 l/min. A passagem de água pelas fendas também contribuiu para a degradação progressiva do betão.

Na Figura 9 apresentam-se os resultados do levantamento da fendilhação do paramento de jusante, realizado em outubro de 1986 durante o esvaziamento da albufeira (foi também efetuado o levantamento de fendas no paramento de montante, o qual apenas voltou a ser atualizado parcialmente). Neste mapeamento foram consideradas todas as fendas visíveis, sendo que a maior parte delas correspondiam a fendas de pele sem significado estrutural [6]. As fendas principais tinham traço horizontal no corpo da abóbada ou eram paralelas à superfície de inserção, na zona dos rins. O bloco BC, na margem esquerda, e os blocos FG e GH, na margem direita, eram os mais

fendilhados. As maiores aberturas das fendas, com valores de cerca de 5 mm, foram medidas em fendas horizontais do topo e da base do bloco FG.

Em 2005 foi realizado um mapeamento de ocorrências no paramento de jusante, usando fotografia digital georreferenciada (Figura 10) [7, 8]. Pode notar-se que foram identificadas as principais fendas, bem como repasses e depósitos de carbonatos.

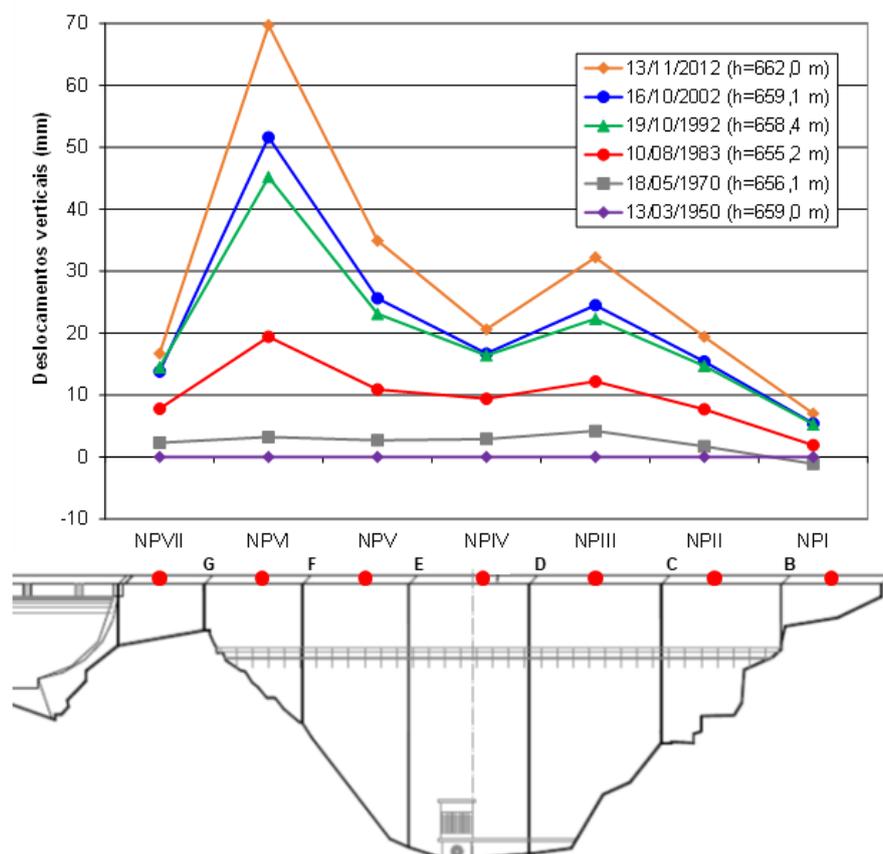


Figura 7. Barragem do Alto Ceira. Deslocamentos verticais do coroamento, obtidos através de nivelamentos geométricos de precisão, entre 1950 e 2012

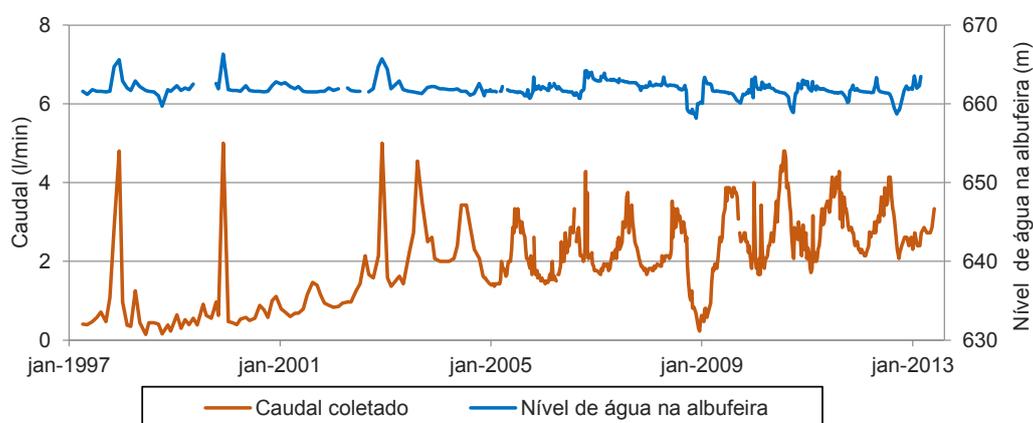


Figura 8. Barragem do Alto Ceira. Caudais repassados pelas fendas do trecho inferior do bloco BC (bica CE1), entre 1997 e 2013

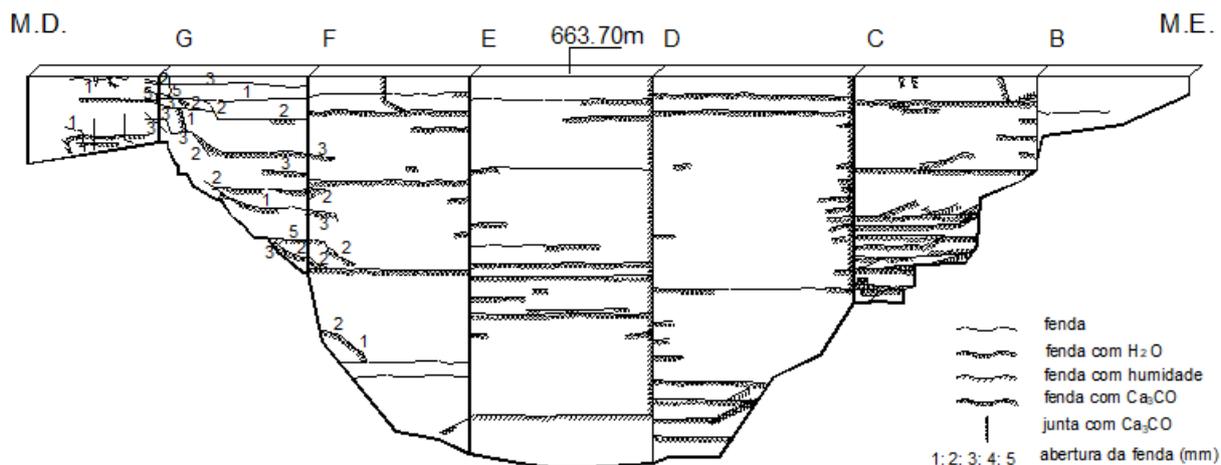


Figura 9. Barragem do Alto Ceira. Levantamento das fendas visíveis do paramento de jusante, realizado em outubro de 1986, usando técnicas tradicionais [5]

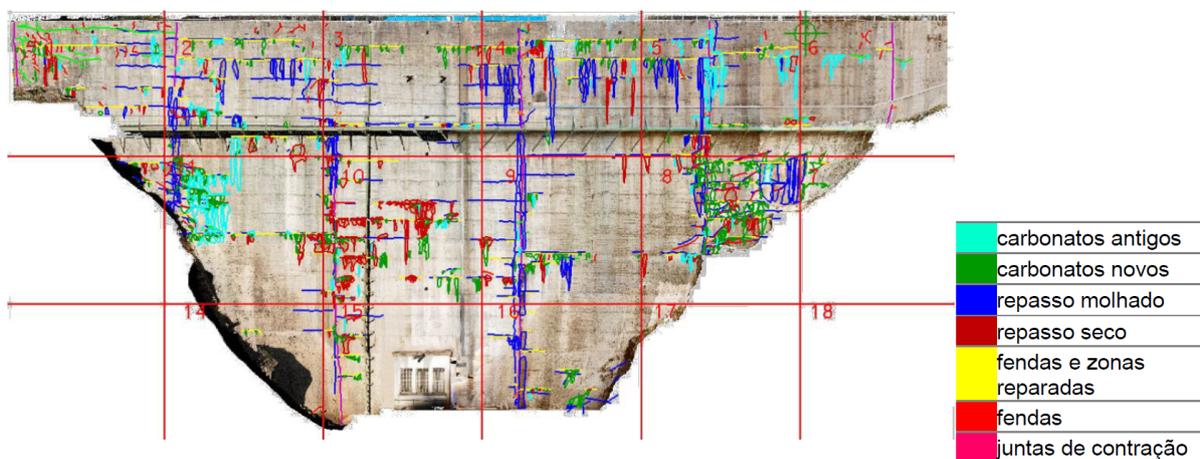


Figura 10. Barragem do Alto Ceira. Mapeamento de ocorrências no paramento de jusante, realizado em 2005, usando fotografia digital georreferenciada [7, 8]

Os estudos de modelação do comportamento e de avaliação da segurança estrutural da barragem, realizados pelo método dos elementos finitos, apoiaram-se numa malha de elementos finitos tridimensionais do conjunto barragem-fundação [5]. Em 2004 foram atualizados estes estudos [9]. Os resultados obtidos confirmaram genericamente a magnitude de evolução da degradação estrutural prevista cerca de uma década antes. Atendendo à profundidade das principais fendas e à progressividade da evolução das passagens de água na zona dos rins da abóbada, foi recomendada ao dono de obra a realização de estudos com vista à reabilitação da barragem ou mesmo à sua substituição. Os estudos subsequentes do dono de obra concluíram que o local de implantação e as características da barragem, associadas à grande magnitude dos deslocamentos e da abertura das fendas, tornavam impraticável a sua reabilitação [10]. O dono de obra procedeu, de seguida, à elaboração do projeto da nova barragem, também do tipo abóbada, que foi construída cerca de 300 m a jusante (Figura 11), entre 2011 e 2013 [11]. A barragem antiga foi desativada através da demolição do trecho central da abóbada. Trata-se do único caso de substituição de uma barragem de betão, em Portugal, devido a deterioração estrutural.



Figura 11. Barragem do Alto Ceira. Vista da nova barragem (designada por Alto Ceira II) e da barragem antiga parcialmente demolida, em julho de 2014, no final do primeiro enchimento da albufeira

3.2 Barragem de Santa Luzia

A barragem de Santa Luzia é uma abóbada cilíndrica com 76 m de altura, implantada numa garganta natural escavada pela ribeira de Unhais num esporão quartzítico. É constituída por uma abóbada principal e por um arco-gravidade que fecha o trecho superior da margem esquerda (Figura 12), tendo sido concluída em 1943. Trata-se da primeira barragem abóbada construída em Portugal. O projeto foi de André Coyne. Foi também a primeira barragem estudada no LNEC através de modelos físicos estruturais, anos depois.

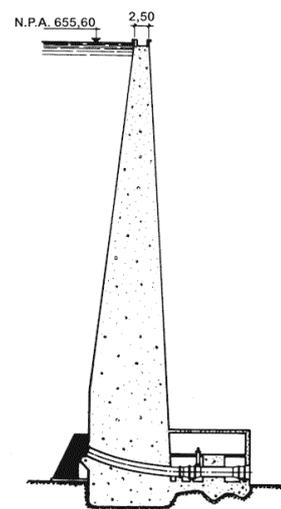


Figura 12. Barragem de Santa Luzia. Vista geral e corte pela consola central

Há poucos elementos sobre a composição dos betões utilizados na construção da obra. Foram utilizados agregados grossos quartzíticos, britados no local, e cimento Portland normal com uma dosagem média de 240 kg/m^3 de betão [12].

O empolamento do coroamento da barragem foi detetado, pela primeira vez, em 1966 [13]. Os deslocamentos verticais ascendentes e radiais para montante tiveram taxas de aumento praticamente constantes entre 1960 e 2000, mas nas últimas décadas têm vindo a diminuir. Na Figura 13 apresentam-se as diferentes parcelas dos deslocamentos verticais do coroamento, obtidas através da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais medidos em nivelamentos até 2011. Refere-se que os deslocamentos verticais acumulados ao longo do tempo são maiores no arco-gravidade que na abóbada.

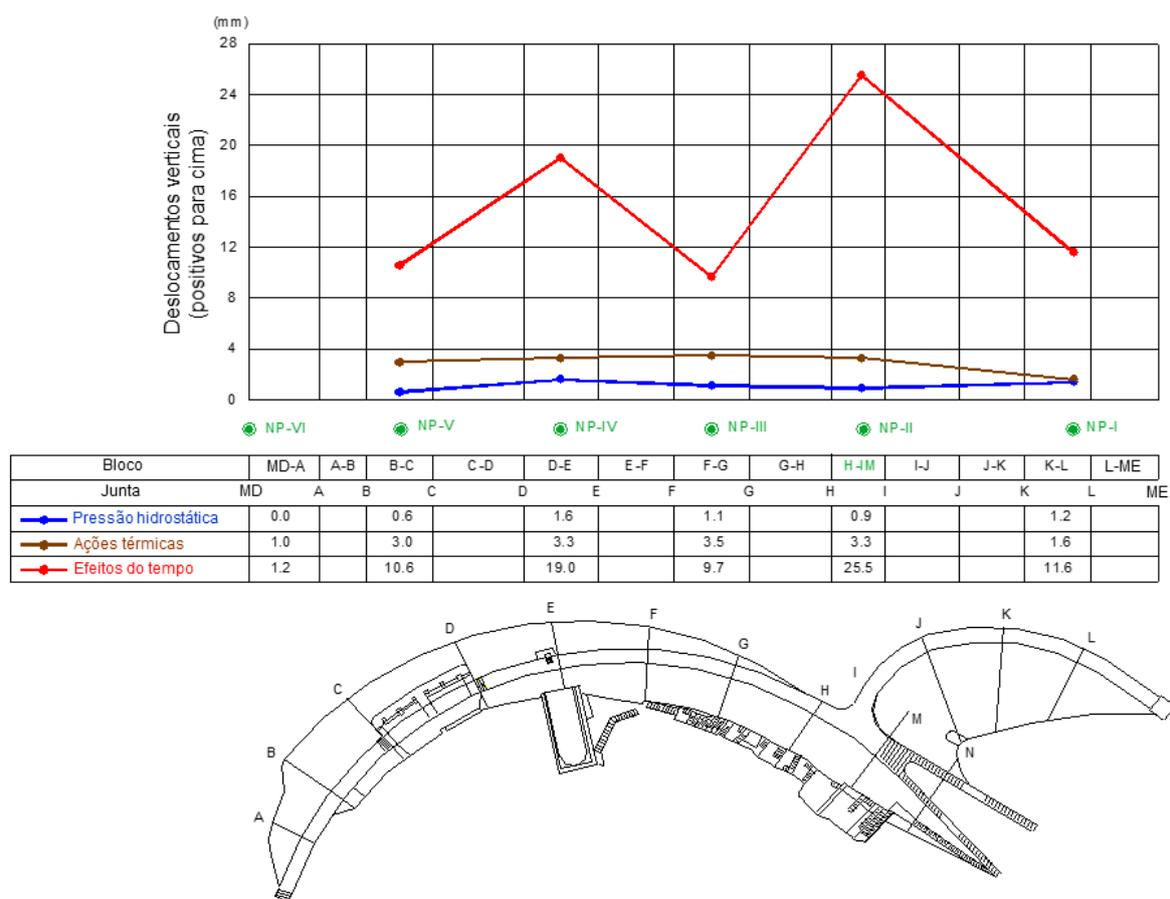


Figura 13. Barragem de Santa Luzia. Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados através de nivelamentos geométricos de precisão até 2011

O LNEC realizou levantamentos do estado de fendilhação da obra em 1979/1980 [14] e em 1998 [15]. A fendilhação evoluiu entre estas datas e até à atualidade, sendo muito mais intensa no arco-gravidade e na zona de ligação à abóbada. A fendilhação é predominantemente difusa, mas há fendas de desenvolvimento linear com aberturas de vários centímetros na zona de ligação e em todo o coroamento, e fendas lineares de menor abertura nos paramentos da abóbada e do arco-gravidade. Na Figura 14 e na Figura 15 apresentam-se fotografias, obtidas em 2019, de algumas zonas da obra onde se verifica maior fendilhação do betão.

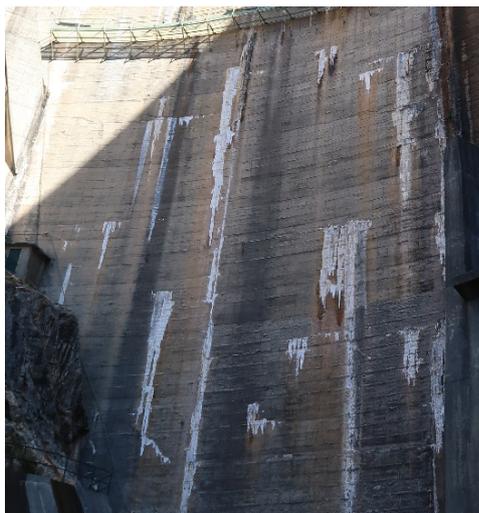


Figura 14. Barragem de Santa Luzia. Fendas na abóbada principal, no paramento de jusante em juntas de betonagem com depósitos de carbonatos de cálcio (à esquerda), e lineares no piso do coroamento, do lado da margem direita (à direita), em 2019



Figura 15. Barragem de Santa Luzia. Fendas muito abertas no coroamento, na zona de ligação entre a abóbada principal e o arco-gravidade (à esquerda) e fendilhação difusa no trecho superior do paramento de montante do arco-gravidade (à direita), em 2019

O sistema de observação inicial da obra permitia a monitorização de: i) deslocamentos horizontais em 9 pontos do paramento de jusante, por triangulação geodésica; ii) deslocamentos verticais de 6 pontos do coroamento, por nivelamento geométrico de precisão; iii) temperaturas no corpo da barragem, com termómetros de resistência elétrica; e iv) extensões em pontos junto ao paramento de jusante, com extensómetros de corda vibrante. Em 1945 foram instalados mais 4 alvos de pontaria no paramento de jusante, em 1948 constatou-se que estava avariada a aparelhagem para medição de temperaturas e de extensões do betão e em 1959 foram instaladas rosetas de bases de alongâmetro em juntas de contração. Após a identificação do comportamento anómalo da obra, o sistema de observação foi melhorado em duas fases. Em 1987 foram instalados extensómetros de varas na fundação, a jusante, e no corpo da barragem, entre a fundação e o coroamento, para medição de deslocamentos verticais, e foi reformulado o subsistema de medição de deslocamentos relativos entre blocos, passando a integrar 32 rosetas de bases de alongâmetro. Em 1994, utilizando

o passadiço metálico construído a meia altura da abóbada no paramento de jusante, foram instalados: i) dois fios de prumo, um tradicional conjugado (direito no trecho superior e invertido no trecho inferior e fundação, exteriores e entubados) no bloco central DE, e um prumo ótico, também exterior, no bloco BC, do lado da margem direita; ii) 14 termómetros no corpo da barragem, 12 na abóbada e 2 no arco-gravidade; e iii) novas rosetas de bases de alongâmetro, para substituir outras que tinham saído do campo de medida e para mediar a abertura de algumas fendas [16].

Os principais estudos de caracterização das propriedades e das expansões do betão foram realizados na década de 1990 [17, 18, 19]. As carotes extraídas em 1995 permitiram identificar produtos da RAS, mas também, em menor grau, produtos expansivos do tipo etringite e taumasite, resultantes de reações sulfáticas. Os ensaios de expansibilidade mostraram que o potencial remanescente de expansão era baixo, da ordem de 100×10^{-6} . A resistência à compressão do betão teve um valor médio de 30,6 MPa, com máximo de 40,0 MPa e mínimo de 19,2 MPa. Na determinação da resistência à tração direta obtiveram-se os seguintes resultados: i) nos 40 provetes não submetidos a ensaios de expansão, o valor médio foi de 1,35 MPa; e ii) nos 55 provetes submetidos previamente a ensaios de expansão, o valor médio foi de 1,11 MPa. Quanto ao módulo de elasticidade, obteve-se um valor médio de 20,9 GPa. Os ensaios de fluência, realizados com 6 provetes, mostraram uma deformabilidade considerável do betão. A partir deste conjunto de resultados concluiu-se que o betão apresentava um dano interno significativo, atendendo aos baixos valores obtidos para a resistência à tração e para o módulo de elasticidade, bem como as taxas de fluência exibidas, não compatíveis com um betão são com cerca de 50 anos de idade.

Entre 2003 e 2007 foram realizados estudos de modelação do comportamento estrutural da barragem, para analisar e interpretar o comportamento observado até 2003 [20] e até ao final de 2006 [12].

Os resultados da observação dos últimos anos mostram que as taxas de expansão estão a diminuir [21], pelo que o dono de obra (EDP) pretende atualizar os estudos de diagnóstico e de prognóstico do betão e da própria obra, com vista à definição das intervenções mais adequadas a realizar na barragem.

3.3 Barragem de Fagilde

A barragem de Fagilde, localizada no rio Dão, a cerca de 15 Km de Viseu, foi construída entre agosto de 1982 e o final de 1983. Trata-se de uma estrutura de betão constituída por uma parte central com contrafortes, ladeada por duas abóbadas cilíndricas que fecham as margens. O maciço rochoso de fundação é granítico. A estrutura central tem uma altura máxima acima da fundação de 26,6 m e compreende três contrafortes, entre os quais se inserem dois descarregadores (um de superfície e outro de meio fundo), cada um com dois vãos. As duas abóbadas cilíndricas têm espessura variável, paramento de montante vertical e uma altura máxima de 18,0 m, estando apoiadas nos contrafortes laterais e em encontros artificiais (Figura 16). O primeiro enchimento da albufeira iniciou-se em junho de 1985 e terminou em janeiro de 1987.



Figura 16. Barragem de Fagilde. Vista geral de jusante

Na construção da obra foi utilizado betão pronto, da classe B225, com uma dosagem de cimento Portland normal de 360 kg/m^3 , agregado grosso constituído principalmente por rocha calcária britada e agregados finos formados por areão e areia siliciosos (Tabela 2).

Tabela 2. Barragem de Fagilde. Composição do betão da obra

Componentes (máxima dimensão em mm)	Dosagem dos agregados (%)	Composição do betão (kg/m^3)
Brita 38,1 – 25,4	35	661
Brita 25,4 – 9,5	15	283
Brita 9,5 – 4,8	12	227
Areão	27	510
Areia	11	208
Cimento	-	360
Água	-	160
Relação A/C	0,44	

Os valores característicos da tensão de rotura à compressão, obtidos nos ensaios realizados durante a construção para controlo da qualidade do betão, usando provetes cúbicos de 20 cm de aresta, foram de 26,7 MPa, 31,8 MPa e 33,8 MPa aos 7, 14 e 28 dias de idade, respetivamente [22]. Pode assim considerar-se que a maturação foi rápida e que aos 28 dias de idade foi obtido um valor elevado face à classe de resistência prescrita (B225). Atendendo à dosagem de cimento utilizada e à espessura dos elementos betonados, é provável que as temperaturas do betão tenham atingido valores elevados, propiciando condições para o desenvolvimento da RSI [23].

Na inspeção anual do LNEC de janeiro de 2001 foi, pela primeira vez, registado um número significativo de fendas nos paramentos da barragem. No entanto, os resultados da observação já indicavam a existência de um processo de deterioração do betão pela presença de fendilhação difusa em algumas zonas da obra, e também pela ocorrência de deslocamentos horizontais progressivos para montante e de empolamento do coroamento [22].

Face à deterioração progressiva da obra, o seu acompanhamento passou a ser ainda mais cuidado e foram realizados, sucessivamente, os seguintes estudos: i) caracterização do processo expansivo do betão, segundo um plano previamente definido [24], compreendendo o levantamento do estado de

fendilhação dos paramentos [25], o estudo da fluência do betão [26] e a caracterização petrográfica, física e química do betão [23, 27]; ii) a instrumentação complementar da barragem [28]; a análise detalhada dos resultados da observação continuada da obra [29, 30]; e iv) a análise e a interpretação do comportamento observado, usando modelação matemática [31, 32].

Em 2004 foi realizado um mapeamento da fendilhação superficial, com vista ao estabelecimento de um estado de referência. Foram caracterizadas as principais fendas existentes nos paramentos de montante e de jusante, faces dos contrafortes e coroamento, através da sua numeração, localização, abertura, desenvolvimento e orientação média. Na Figura 17 apresentam-se estes resultados, bem como as novas fendas detetadas na atualização do levantamento realizada em 2009. A fendilhação das superfícies em 2004 era considerável, tendo a maior parte das fendas abertura inferior a 1 mm, mas um número reduzido de fendas (as mais expressivas) tinha maior abertura, mas sempre inferior a 10 mm. Na Figura 18 apresentam-se fotografias, obtidas em 2015 e 2016, de zonas da obra onde se verifica um estado mais avançado de deterioração do betão.

Em 2008 foi realizada uma avaliação das propriedades mecânicas do betão estrutural, sobre provetes obtidos a partir de quatro carotes curtas de 150 mm de diâmetro, extraídas nas abóbadas e nos contrafortes laterais. Foram determinadas as resistências à compressão simples e à tração por compressão diametral, bem como o módulo de elasticidade e a função de fluência. Os ensaios à compressão simples mostraram uma resistência à compressão elevada, com um valor médio, referido a cubos de 20 cm de aresta, de 33,7 MPa, e uma resistência mínima de 21,1 MPa. Face aos resultados obtidos nos ensaios realizados durante a construção, considerou-se a existência de uma pequena depreciação da resistência à compressão devido ao processo de deterioração. Em relação à resistência à tração por compressão diametral, obtiveram-se um valor médio de 3,0 MPa e um valor mínimo de 2,25 MPa, o que pressupõe uma perda da resistência à tração de reduzido valor. Quanto ao módulo de elasticidade, foram obtidos valores compreendidos entre 19,1 GPa e 24,5 GPa, que se podem considerar baixos para o betão em apreço, podendo ser justificados pelo facto de se encontrar microfissurado devido às reações expansivas.

O sistema de observação da barragem permite a avaliação das principais ações e das respostas estrutural e hidráulica. Os deslocamentos absolutos (horizontais e verticais) são observados por métodos geodésicos e os movimentos de juntas através de bases de alongâmetro. Em 2008 foi proposta a sua reabilitação, com vista a melhorar a caracterização da ação expansiva e dos seus efeitos [28]. Alguns dos trabalhos já foram realizados, designadamente os furos para instalação de extensómetros de varas verticais, em 2008 (devido a dificuldades de vária ordem ainda não foram instalados), e o melhoramento dos alvos geodésicos, em julho de 2016.

Paramento de montante

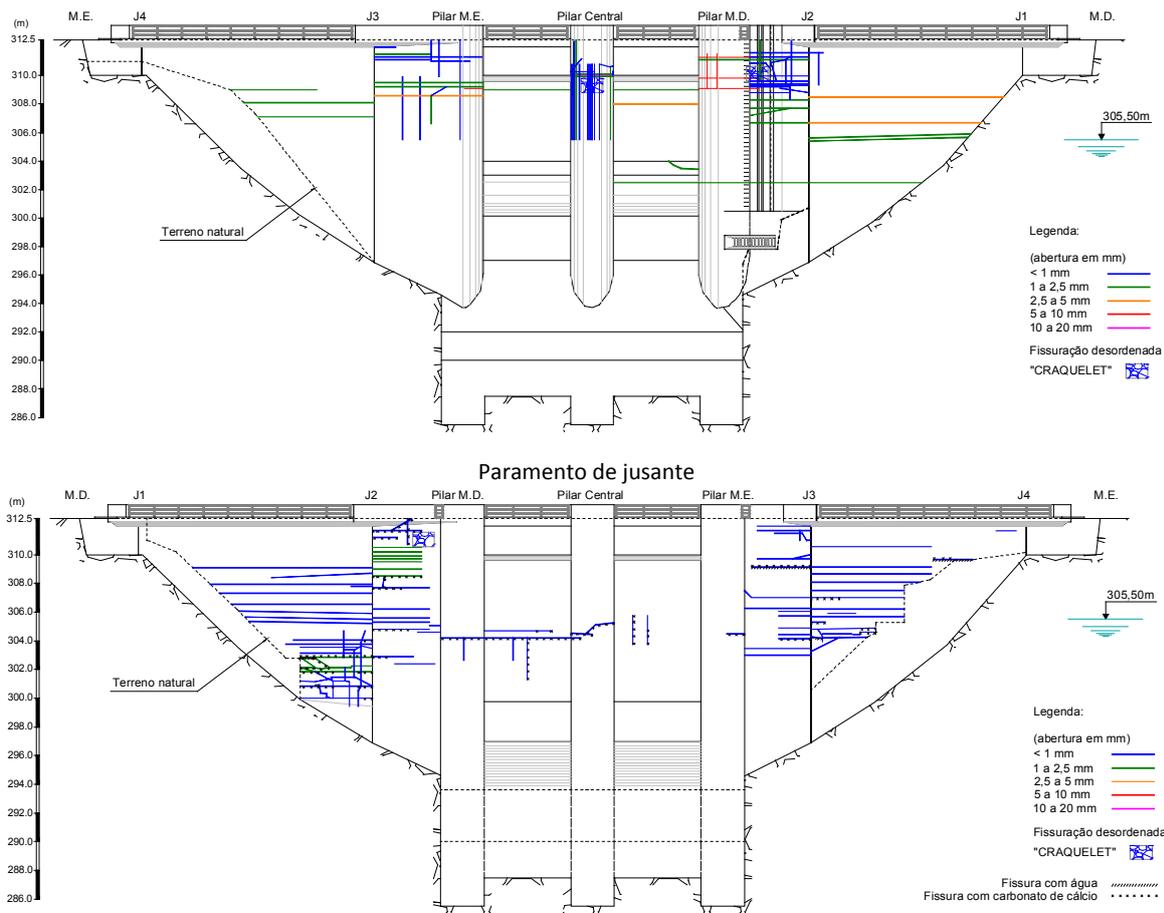


Figura 17. Barragem de Fagilde. Resultados do mapeamento da fendilhação dos paramentos realizado em outubro de 2004 e novas fendas detetadas em 2009 (cor verde) [29]



Figura 18. Barragem de Fagilde. Vistas de jusante de um trecho da abóbada direita, em 2015 (à esquerda), e de uma zona do contraforte central, em 2016 (à direita) [29]

A Figura 19 sintetiza os resultados obtidos na interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados entre 1985 e 2015, assim como as correspondentes extensões verticais [30]. Entre 1985 e 2015 ocorreram deformações médias acumuladas muito elevadas, de cerca de 2140×10^{-6} na abóbada direita, 1590×10^{-6} na abóbada esquerda e 870×10^{-6} no contraforte central.

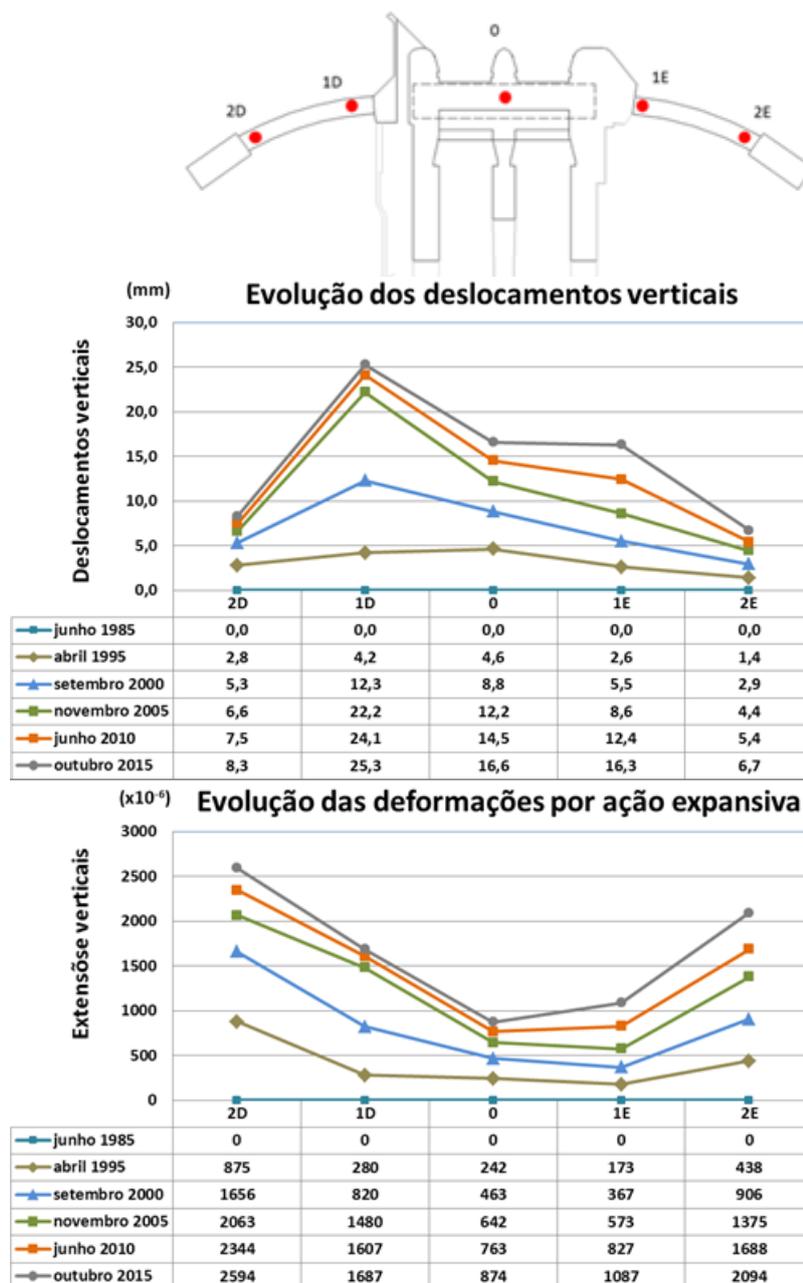


Figura 19. Barragem de Fagilde. Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados no coroamento através de nivelamentos geométricos de precisão, até 2015, e estimativa das correspondentes extensões verticais [30]

Dado o estado de degradação estrutural da obra, a Agência Portuguesa do Ambiente (APA) solicitou ao LNEC uma análise preliminar sobre as alternativas de intervenção na barragem, tendo sido apontadas as três seguintes: i) a impermeabilização do paramento de montante e a injeção de fendas nas abóbadas; ii) a substituição das duas abóbadas; e iii) a substituição da própria barragem. As duas primeiras alternativas obrigarão à realização de estudos detalhados sobre o comportamento da obra nas suas novas condições estruturais. Contudo, devido à limitada capacidade da albufeira para abastecimento de água aos municípios de Viseu, Nelas e Mangualde na estiagem, a APA está a ponderar a substituição da barragem por uma nova, localizada numa secção adequada do rio umas centenas de metros a jusante.

3.4 Barragem de Pracana

A barragem de Pracana é uma estrutura formada por 12 contrafortes (P1 a P12), delimitados por juntas de contração espaçadas de 13,00 m, ladeados, em ambas as margens, por estruturas gravidade, com 51,1 m na margem direita (blocos B0 a B2) e 38,4 m na margem esquerda (blocos B12 a B15), perfazendo um comprimento total, ao nível do coroamento, de 245,5 m (Figura 20). Tem 60 m de altura e está fundada num maciço rochoso constituído por filitos e grauvaques. Foi concluída em 1951 e reabilitada entre 1988 e 1992. No fabrico do betão foram usados agregados quartzíticos e graníticos. A obra original era dotada de um descarregador de cheias em poço, do lado na margem direita.

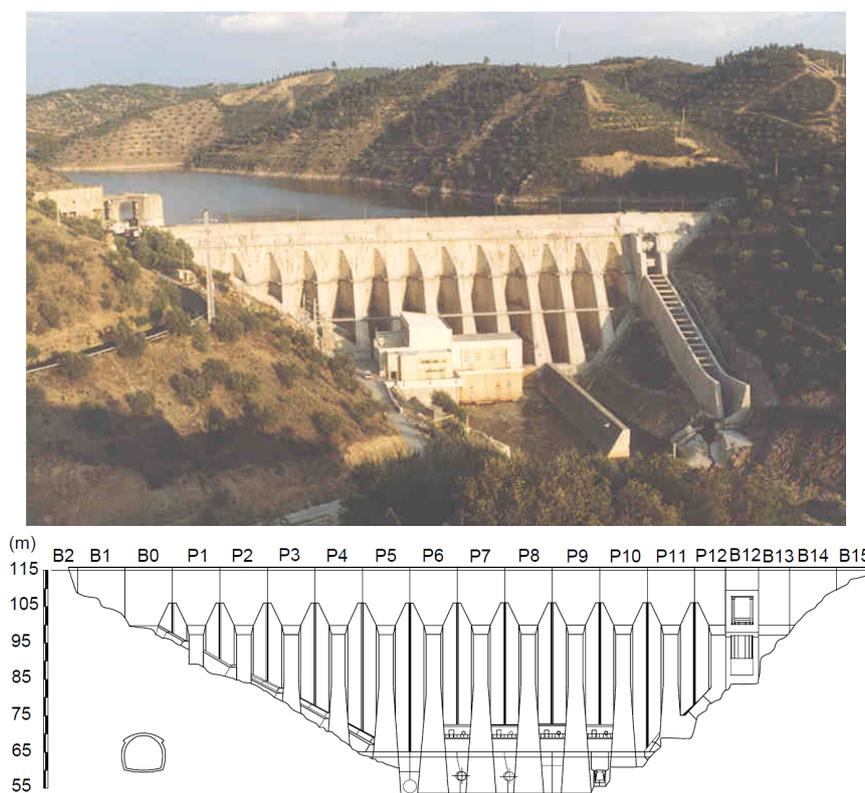


Figura 20. Barragem de Pracana. Vista geral e alçado de jusante após as obras de reabilitação

A obra mostrou um comportamento anormal desde a sua entrada em exploração, caracterizado por deslocamentos progressivos, nas direções vertical e montante-jusante, e rápida evolução de fendilhação generalizada. Havia passagens de água significativas através do corpo da barragem, essencialmente através de fendas horizontais em juntas de betonagem, com espessos depósitos de carbonato de cálcio (Figura 21).

Ensaio físicos e químicos, realizados em amostras retiradas do corpo da barragem, confirmaram a existência conjunta da RAS e da RSI, com expansões de grande magnitude. Entre 1980 e 1992 a albufeira esteve vazia. O projeto de reabilitação foi concluído pela EDP em 1985. Na Figura 22 estão representados alguns dos trabalhos de reabilitação da obra, realizados entre 1988 e 1992 [33, 34, 35].



Figura 21. Barragem de Pracana. Fendilhação generalizada do paramento de montante e das almas dos contrafortes (fotografias captadas antes das obras de reabilitação)

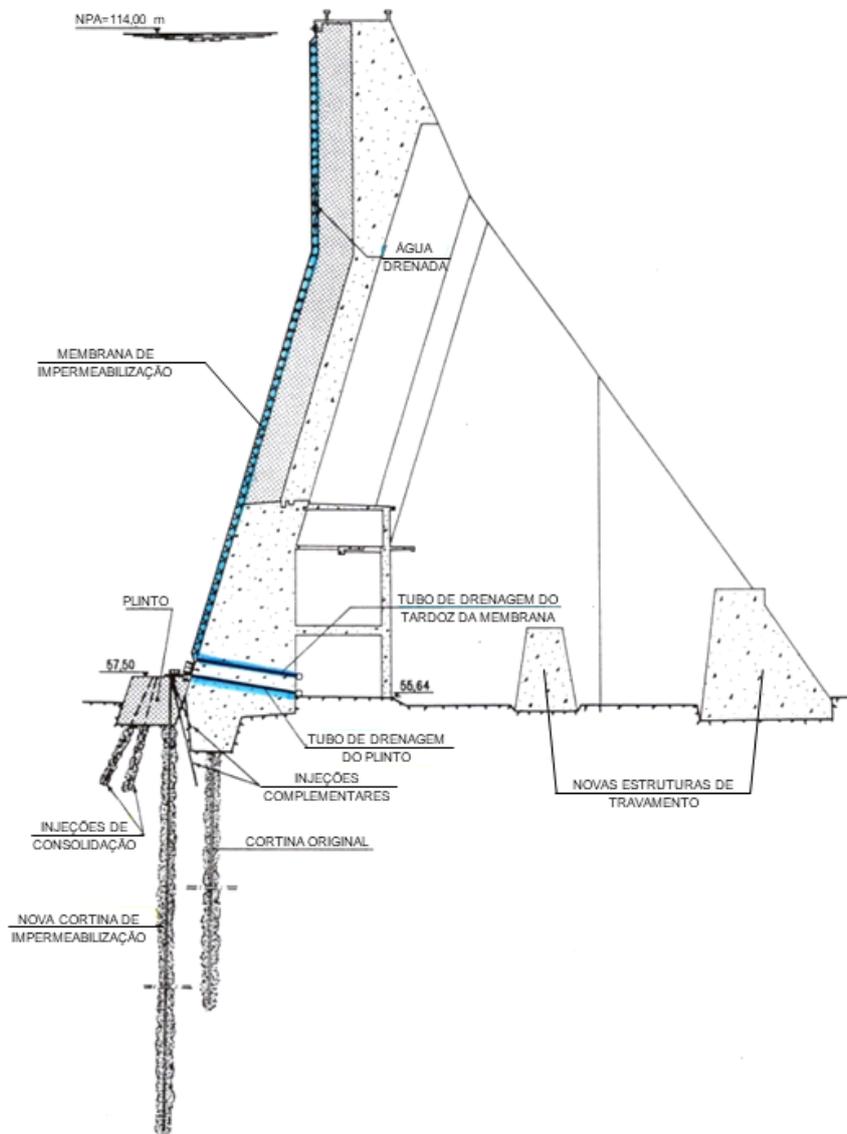


Figura 22. Barragem de Pracana. Trabalhos de reabilitação de 1988-1992: impermeabilização e drenagem da estrutura e fundação; e novas estruturas de travamento a jusante (adaptada de [34])

As intervenções realizadas compreenderam: i) o tratamento geral do betão, para a sua regeneração, através da injeção de fendas com resinas epóxi e calda de cimento; ii) a instalação de uma membrana impermeável no paramento de montante, incluindo a construção de um plinto de fundação no pé de montante; iii) a construção de dois lintéis de betão a jusante, para travamento das almas dos contrafortes, um próximo do pé de jusante e outro numa posição intermediária; iv) a consolidação da fundação e execução de novas cortinas de impermeabilização e drenagem, sendo a cortina de impermeabilização executada a partir do topo do novo plinto de montante; e v) a recuperação e reforço do sistema de observação. Foi ainda construído um descarregador de cheias auxiliar frontal na encosta da margem esquerda, para dotar a barragem de capacidade de descarga suficiente, e foi atualizada a central, que incluiu a construção na barragem da tomada de água para uma nova unidade de geração.

A regeneração do betão foi realizada através de: i) tratamento de fendas com abertura superior a 0,5 mm (que correspondiam a cerca de 20% das fendas mapeadas), por injeção de calda de cimento; e ii) tratamento em massa do betão, por injeção de resina epóxi nas fendas de menor abertura [34] (Figura 23).

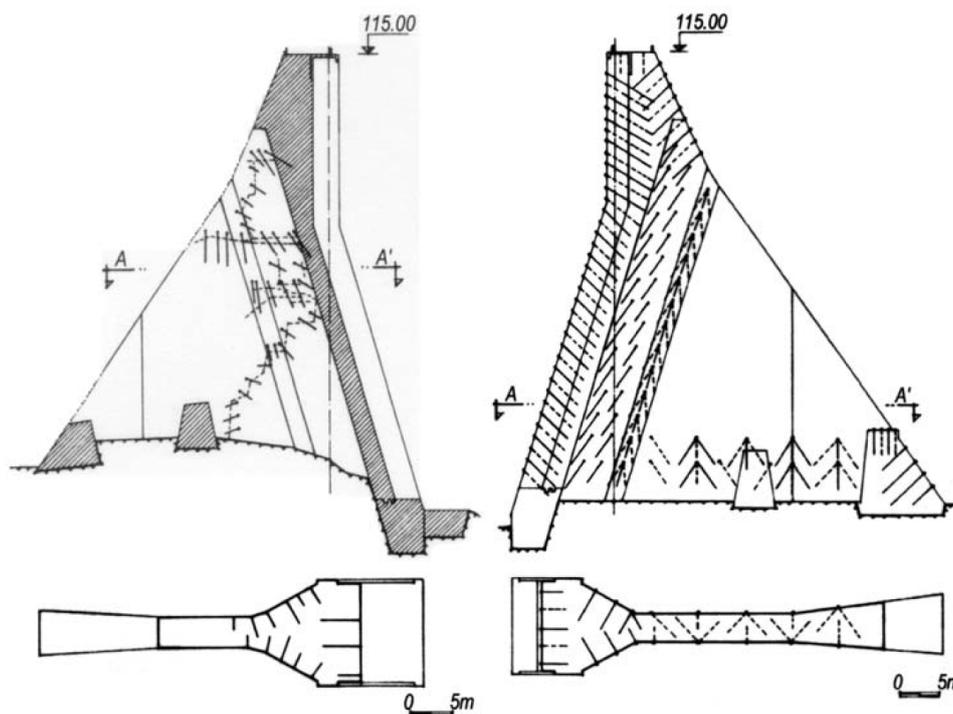


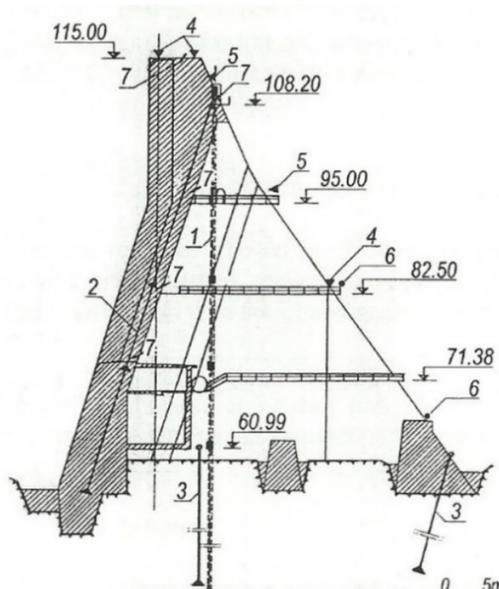
Figura 23. Barragem de Pracana. Trabalhos de regeneração do betão na reabilitação de 1988-1992: injeção local das fendas mais abertas com calda de cimento (à esquerda) e injeção generalizada de resinas epóxi (à direita) [34]

A impermeabilização do paramento de montante foi realizada com uma membrana sintética não aderente (Figura 24). Foi utilizado um sistema de impermeabilização patenteado pela Carpi, formado por uma geomembrana de PVC flexível impermeável de 2,5 mm de espessura, acoplada termicamente a um geotêxtil de 500 g/m² não tecido.



Figura 24. Barragem de Pracana. Fase de instalação da membrana de impermeabilização no paramento de montante nas obras de reabilitação de 1988-1992

O sistema de observação foi reabilitado e reforçado, no sentido de monitorizar melhor o comportamento estrutural e a evolução do processo expansivo (Figura 25). Foram instalados os seguintes novos instrumentos: i) extensómetros múltiplos de varas, ao longo das cabeças de cinco contrafortes (P1, P4, P6, P9 e P12); ii) dois extensómetros de varas na fundação de cada contraforte, um próximo da cabeça e outro no pé de jusante; iii) fios de prumo de prumo invertidos em cinco contrafortes (P1, P4, P6, P9 e P12), com suspensão junto ao coroamento e fixação profunda em rocha; iv) termómetros no corpo de dois contrafortes (P5 e P7); e v) novos medidores de movimentos de juntas, para controlar os movimentos de abertura/fecho entre cabeças de contrafortes. O sistema de observação geodésica também foi revisto e melhorado.



- 1 – Fio de prumo invertido
- 2 – Extensómetro múltiplo de varas na cabeça do contraforte
- 3 – Extensómetro de varas na fundação
- 4 – Marcas de nivelamento (coroamento e passadiço à cota 82,50 m)
- 5 – Alvos geodésicos (planimetria)
- 6 – Alvos para medição de ângulos e distâncias
- 7 – Medidores de movimentos de juntas

Figura 25. Barragem de Pracana. Novos instrumentos do sistema de observação instalados nas obras de reabilitação de 1988-1992, para reforço da medição de deslocamentos [35]

O projeto de reabilitação apoiou-se em estudos de modelação do comportamento estrutural da barragem. Posteriormente, para interpretar o comportamento observado antes e após as obras de reabilitação, foram considerados novos modelos, mais avançados [12, 35, 36].

O reenchimento da albufera ocorreu no início de 1993, mas entre junho e setembro de 1994 esteve novamente vazia para inspeção da membrana de impermeabilização, realização de reparações na sua ligação ao plinto e reforço do sistema de drenagem do seu tardo.

As obras de reabilitação da barragem de Pracana, realizadas entre 1988 e 1992, permitiram reduzir as taxas de expansão anuais nos contrafortes para cerca de 1/8, apresentando atualmente valores médios de cerca de 7×10^{-6} /ano (Tabela 3). A redução drástica das taxas de expansão, após 1992, deve-se também à secagem interna do betão durante os 12 anos em que a albufera esteve vazia. Pode considerar-se, genericamente, que as obras de 1988-1992 produziram os efeitos pretendidos [37, 38], mas importa acompanhar o comportamento da obra, em particular dos blocos dos encontros, pois têm mostrado, nos últimos anos, taxas de expansão muito maiores que os contrafortes.

Tabela 3. Barragem de Pracana. Extensões verticais médias acumuladas e taxas médias anuais, nos períodos 1952-1980 e 1992-2019, obtidas através da análise dos deslocamentos verticais do coroamento medidos por nivelamento [38]

Contraforte / bloco	Altura média (m)	Período de outubro de 1952 a maio de 1980			Período de dezembro de 1992 a janeiro de 2019		
		Deslocamentos verticais acumulados (mm)	Extensão vertical acumulada ($\times 10^{-6}$)	Taxa anual de extensão vertical ($\times 10^{-6}$ /ano)	Deslocamentos verticais acumulados (mm)	Extensão vertical acumulada ($\times 10^{-6}$)	Taxa anual de extensão vertical ($\times 10^{-6}$ /ano)
B2	3,7	-	-	-	2,7	716	27,4
B1	10,8	5,6	521	18,4	7,4	684	26,2
B0	17,2	-	-	-	6,0	349	13,4
P1	25,1	-	-	-	4,9	195	7,5
P2	32,1	33,1	1050	37,1	4,4	137	5,3
P3	38,6	-	-	-	3,0	76	2,9
P4	47,3	31,8	550	19,4	3,2	67	2,6
P5	57,8	-	-	-	4,2	73	2,8
P6	63,0	32,1	535	18,9	5,1	80	3,1
P7	62,3	-	-	-	5,5	88	3,4
P8	62,3	32,2	535	18,9	6,4	102	3,9
P9	62,2	-	-	-	5,5	88	3,4
P10	60,9	26,8	466	16,5	5,2	85	3,2
P11	53,4	33,1	685	24,2	6,3	117	4,5
P12	38,4	30,6	836	29,5	5,5	142	5,4
B13	24,2	-	-	-	3,3	134	5,1
B14	12,6	25,5	2024	71,5	9,3	734	28,1
B15	4,2	-	-	-	11,2	2667	102,2

4 SÍNTESE DOS RESULTADOS DO ACOMPANHAMENTO DAS OBRAS

Na Tabela 4 indicam-se os tipos de estudos realizados para caracterizar os fenómenos expansivos nas 20 barragens afetadas e na Tabela 5 apresenta-se uma síntese no que respeita ao tipo de reação e à estimativa das deformações verticais de cada uma das barragens.

A reação expansiva mais comum nas barragens portuguesas é a RAS, apenas na barragem de Fagilde é dominante a RSI, provavelmente devido aos processos de colocação do betão pronto.

Tabela 4. Barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. Meios de identificação e de caracterização do fenómeno [1]

Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)	Identificação e caracterização do fenómeno		
				Inspeções visuais	Resultados da observação	Resultados de ensaios laboratoriais
Santa Luzia	Abóbada	1942	76	V1 + V2	M2 + M3	T1 + T2 + T3
Alto Ceira	Abóbada	1949	36	V1 + V2 + V3	M2 + M3	T1 + T2 + T3
Penide	Descarregadora	1949	18	V1 + V2	M2	T2
Pracana	Contrafortes	1951	60	V1 + V2 + V3	M1 + M2 + M3	T1 + T2 + T3
Covão do Meio	Abóbada	1953	28	V1 + V2	M2	T1 + T2 + T3
Cabril	Abóbada	1954	132	V1 + V2 + V3	M1 + M2	T1 + T3
Bouçã	Abóbada	1955	65	V1 + V2	M1 + M2	-
Caniçada	Abóbada	1955	76	V1	M1 + M2 + M3	-
Picote	Abóbada	1958	99	V3	M1 + M2 + M3	T1
Miranda	Contrafortes	1961	80	V1 + V2	M1 + M2 + M3	T1 + T2 + T3
Bemposta	Arco-gravidade	1964	87	V1 + V2 + V3	M1 + M2 + M3	T1
Alto Rabagão	Abóbada	1964	94	V1 + V3	M1 + M2	T1
Caia	Contrafortes	1967	52	V1 + V2	M2	T1
Fratel	Descarregadora	1973	43	V1 + V2	M2 + M3	T1 + T2 + T3
Penha Garcia	Gravidade	1980	25	V1 + V2	M2 + M3	-
Aguieira	Abóbadas múltiplas	1981	89	V1	M1 + M2	-
Raiva	Gravidade	1981	36	V1 + V2	M2	-
Coimbra	Descarregadora	1981	40	V1 + V2	-	-
Monte Novo	Gravidade	1982	30	V1	M2	T1
Fagilde	Gravidade	1984	27	V1 + V2	M2 + M3	T1 + T2 + T3

V1 – Fendilhação difusa (craquelê)
V2 – Fendilhação linear
V3 – Exsudação de gel

M1 – Extensões progressivas
M2 – Deslocamentos progressivos
M3 – Mov. diferenciais em juntas

T1 – Identificação de produtos
T2 – Resistência e deformabilidade
T3 – Expansibilidade

São catorze as barragens afetadas por reações expansivas, em regra do tipo RAS, em que foram usados agregados graníticos na composição do betão: Alto Rabagão, Caniçada e Penide, no noroeste do país; Miranda, Picote e Bemposta, no Douro Internacional; Aguieira, Raiva, Cabril, Bouçã, Covão do Meio e Fratel, nas Beiras; e Monte Novo e Caia, no Alto Alentejo. Todas foram construídas entre

1942 e 1982, exibindo um comportamento caracterizado por taxas de expansão muito baixas durante os primeiros 20 a 30 anos, mas mostrando depois taxas crescentes no tempo. Na Tabela 6 apresentam-se os valores médios, em 2020, das extensões livres observadas nos extensómetros corretores e as extensões verticais estimadas a partir dos resultados de nivelamentos do coroamento, bem como as respetivas taxas de evolução, nos últimos 10 anos, e na Figura 26 representa-se a evolução, até 2015, para algumas das barragens em apreço, de algumas das grandezas referidas [39]. Este tipo de comportamento está relacionado com a reatividade lenta de agregados com sílica cristalina [40], pelo que as que foram construídas com betão produzido com agregados quartzíticos desenvolveram as reações expansivas desde muito cedo, ao passo que nas barragens onde foram utilizados agregados graníticos o período inicial dormente deste fenómeno chegou a atingir mais de 30 anos.

Tabela 5. Barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. Tipos de agregados e de reação e extensões verticais estimadas devidas às expansões [1]

Barragem	Ano de conclusão	Altura (m)	Tipo de reação	Agregados		Ordem de grandeza da extensão vertical acumulada ($\times 10^{-6}$)	Taxas anuais da extensão vertical nos últimos 10 anos ($\times 10^{-6}$)
				Grossos	Areia		
Santa Luzia	1942	76	RAS	Quartzito	Quartzito	600 a 2400	5 a 20
Alto Ceira	1949	36	RAS	Quartzito	Quartzito	600 a 4000	5 a 50
Penide	1949	18	RAS (?)	Granito	?	?	10
Pracana	1951	60	RAS/RSI	Quartzito	Quartzito	800 a 1400	0 a 50
Covão do Meio	1953	28	RAS	Granito	?	?	30
Cabril	1954	132	RAS/RSI	Granito	?	80	< 5
Bouçã	1955	65	RAS (?)	Granito	?	80	< 5
Caniçada	1955	76	RAS	Granito	?	160	5 a 10
Picote	1958	99	RAS	Granito	Granito	100	< 5
Miranda	1961	80	RAS	Granito	Granito	20	5
Alto Rabagão	1964	94	RAS	Granito	Granito	100	< 5
Bemposta	1964	87	RAS	Granito	?	250	5 a 10
Caia	1967	52	RAS/RSI	Granito	Quartzito	?	?
Fratel	1973	43	RAS/RSI	Granito	Siliciosa	300 a 400	5 a 15
Penha Garcia	1980	25	RAS (?)	Quartzito	Siliciosa	70	< 5
Coimbra	1981	40	RAS (?)	?	Siliciosa	?	?
Aguieira	1981	89	RAS	Granito	Siliciosa	120	< 5
Raiva	1981	36	RAS (?)	Granito	Siliciosa	250	< 10
Monte Novo	1982	30	RAS	Granito	?	100	5
Fagilde	1984	27	RSI	Calcário	Siliciosa	900 a 2400	20 a 50

Tabela 6. Valores médios, em 2020, das extensões livres observadas nos extensómetros corretores e das extensões verticais estimadas a partir dos resultados de nivelamentos nas barragens portuguesas afetadas pela RAS, construídas com betão de agregados grossos graníticos

[1]

Barragem	Idade em 2020 (anos)	Extensões livres medidas nos extensómetros corretores		Extensões verticais estimadas a partir dos deslocamentos verticais medidos nos nivelamentos do coroamento	
		Valor médio da extensão acumulada no tempo ($\times 10^{-6}$)	Valor médio da taxa anual de extensão nos últimos 10 anos ($\times 10^{-6}$)	Valor médio da extensão vertical acumulada no tempo ($\times 10^{-6}$)	Valor médio da taxa anual de extensão vertical nos últimos 10 anos ($\times 10^{-6}$)
Penide	66	-	-	200 (desde 1997)	10
Covão do Meio	62	-	-	600 (desde 1985)	30
Cabril	61	250	10	80	< 5
Bouçã	55	150	< 10	80	< 5
Caniçada	60	150 (desde 1990)	< 10	170	5 a 10
Picote	57	200	< 10	100	< 5
Miranda	54	300	10	200	5
Alto Rabagão	51	150	10	100	< 5
Bemposta	51	200	< 10	250	5 a 10
Caia	48	-	-	50 (12 anos, 1996-2008)	< 5 (2003-2008)
Fratel	42	-	-	200 (desde 2000)	5 a 15
Aguieira	34	150	< 10	120	< 5
Raiva	34	-	-	250	< 10
Monte Novo	33	-	-	100	5

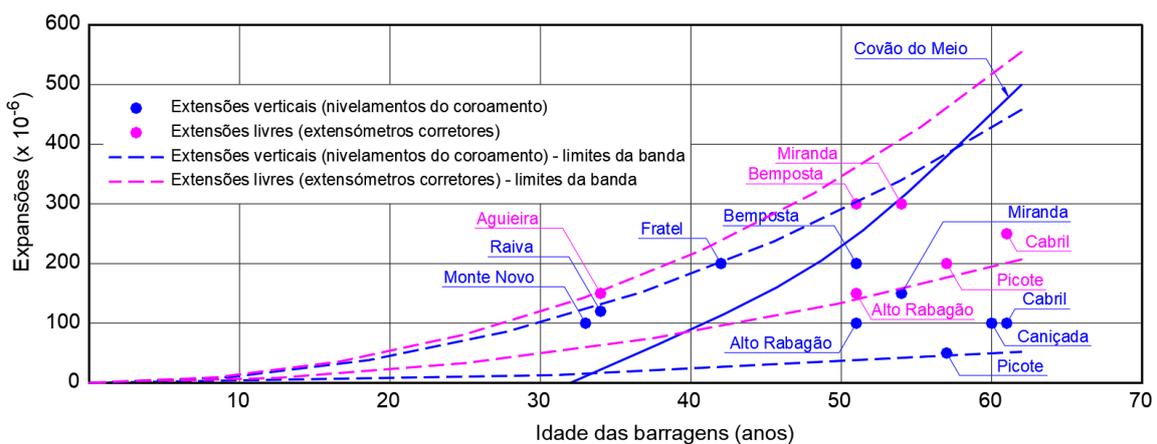


Figura 26. Evolução até 2015 dos valores médios das deformações livres medidas em extensómetros corretores e das deformações verticais estimadas a partir dos resultados de nivelamentos em algumas barragens portuguesas afetadas por RAS, construídas com betão de agregados grossos graníticos [39]

Na Tabela 7 apresenta-se uma síntese dos tipos de ensaios realizados “in situ” e de modelação estrutural, pelo método dos elementos finitos, utilizados para interpretação do comportamento observado das barragens portuguesas afetadas por expansões do betão. Pode notar-se que foram adotados modelos que consideram, para as barragens mais afetadas pela patologia, o comportamento viscoelástico com maturação e a fendilhação através de dano, para o betão, e a geração das expansões estruturais em função da temperatura, humidade interna e estado de tensão.

Tabela 7. Barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. Ensaios “in situ” e modelação estrutural para interpretação do comportamento observado [1]

Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)	Ensaios “in situ” e modelação do comportamento estrutural (MEF)	
				Ensaios “in situ”	Modelação estrutural (MEF)
Santa Luzia	Abóbada	1942	76	S1 + S3 + S4	E4 + E5 + E6 + E7
Alto Ceira	Abóbada	1949	36	S1 + S2 + S3 + S4 + S5	E1 + E2
Penide	Descarregadora	1949	18	-	-
Pracana	Contrafortes	1951	60	S1 + S2 + S5	E3 + E4 + E5 + E6 + E7
Covão do Meio	Abóbada	1953	28	S1 + S4	E3 + E4 + E5 + E6 + E7 (*)
Cabril	Abóbada	1954	132	S1 + S2 + S3 + S4	E1
Bouçã	Abóbada	1955	65	S1 + S4	-
Cançada	Abóbada	1955	76	-	-
Picote	Abóbada	1958	99	-	-
Miranda	Contrafortes	1961	80	S3	-
Bemposta	Arco-gravidade	1964	87	-	E4 + E5 + E6 + E7
Alto Rabagão	Abóbada	1964	94	-	-
Caia	Contrafortes	1967	52	S2	-
Fratel	Descarregadora	1973	43	-	E4 + E5 + E6 + E7 (*)
Penha Garcia	Gravidade	1980	25	-	-
Aguieira	Abóbadas múltiplas	1981	89	S3 + S4	E1 + E5
Raiva	Gravidade	1981	36	-	-
Coimbra	Descarregadora	1981	40	-	-
Monte Novo	Gravidade	1982	30	-	-
Fagilde	Gravidade	1984	27	S1	E4 + E5 + E6 + E7

Ensaios “in situ”:

S1 - Mapeamento da fendilhação e/ou de outras ocorrências

S2 - Ensaios de ultrassons

S3 - Ensaios de vibração forçada

S4 - Ensaios de vibração ambiente

S5 - Medição de tensões

(*) Estudo em curso

Tipo de modelos estruturais (método dos elementos finitos):

E1 - Elástico

E2 - Elastoplástico

E3 - Dano

E4 - Viscoelástico com maturação

E5 - Geração expansões

E6 - Dependência da temperatura e da humidade interna

E7 - Dependência do estado de tensão

As obras que apresentaram expansões superiores a 1000×10^{-6} são, como referido, as barragens de Santa Luzia, Alto Ceira, Pracana e Fagilde. Apenas as barragens do Alto Ceira e de Fagilde mostraram taxas de expansão anuais superiores a 100×10^{-6} . Nas outras barragens afetadas, os processos de deterioração são de pequena a moderada amplitude e têm-se desenvolvido com taxas reduzidas, exceto na barragem do Covão do Meio, na qual se têm verificado, nos últimos anos, taxas de acréscimo de deslocamentos verticais correspondentes a extensões de cerca de 30×10^{-6} /ano.

A barragem do Alto Ceira, que estava irremediavelmente deteriorada, foi substituída em 2013.

A barragem de Santa Luzia parece ter a reação praticamente esgotada e os seus danos estruturais são apenas de monta na zona de ligação da abóbada ao arco-gravidade da margem esquerda. O seu desempenho estrutural mantém-se satisfatório. O dono de obra tem vindo a realizar estudos no sentido de programar uma intervenção de reabilitação da obra.

A reabilitação da barragem de Pracana, realizada entre 1988 e 1992, com recuperação da integridade do betão e instalação de uma geomembrana no paramento de montante, é apontada, internacionalmente, como um caso de enorme sucesso (como já referido, o facto da albufeira ter estado vazia durante 12 anos provocou a secagem do betão, o que contribuiu decisivamente para esta realidade). As atuais taxas de expansão são reduzidas, exceto nos blocos dos encontros.

A barragem de Fagilde tem vindo a ser acompanhada, continuando funcional e segura. Se as taxas de expansão mantiverem os padrões atuais, a obra poderá necessitar de uma grande intervenção a médio prazo. Contudo, tal poderá não vir a acontecer pois está a ser ponderada a construção de uma nova barragem a jusante, por forma a aumentar o volume armazenado na albufeira.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Agência Portuguesa do Ambiente (APA), EDP, Engie, Águas de Portugal (AdP), Agua Enlica e Associação de Beneficiários do Caia a autorização concedida para a publicação de elementos da observação das barragens referidas neste trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] Batista, A.L. (2021). Deterioração e reabilitação de barragens afetadas por reações expansivas internas do betão. Programas de Investigação e de Formação Pós-Graduada apresentados para obtenção do título de Habilitado para o Exercício de Funções de Coordenação de Investigação Científica, LNEC.
- [2] Batista, A.L.; Piteira Gomes, J. (2012). Practical assessment of the structural effects of swelling processes and update inventory of the affected Portuguese concrete dams. First International Dam World Conferece, Maceió, Brasil.
- [3] Tavares de Castro, A.; Ramos, J.M.; Oliveira, S.B. (2001). Evaluation of the behavior of an arch dam affected by a swelling process in the concrete. ICOLD European Symposium, Geiranger, Noruega.
- [4] LNEC (Reis, M.O.B.) (1991). Estudo do betão da barragem do Alto Ceira. Colaboração do Núcleo de Química. Relatório 170/1991, DMC/NQ, Lisboa.

- [5] LNEC (Oliveira, S.; Pina, C.; Ramos, J.M.; Tavares de Castro, A.) (1995). Estudo do comportamento da barragem do Alto Ceira. Avaliação da segurança estrutural. Relatório 41/1995, DB/NDE/NEE/NO, Lisboa.
- [6] LNEC (Rolo, F.M.) (1991). Observação da barragem do Alto Ceira. Estudo da fissuração no betão da estrutura (levantamento efetuado em novembro de 1986). Relatório 41/1991, DB/NO, Lisboa.
- [7] Berberan, A.; Portela, E.A.; Boavida, J. (2006). Assisted visual inspection of dams as a tool for structural safety control. A case study. Hydro2006, Porto Carras, Grécia.
- [8] LNEC (Henriques, M.J.) (2013). Levantamento térmico de paramentos de barragens de betão para apoio ao acompanhamento da evolução de patologias. Relatório 425/2013, DBB/NGA, Lisboa.
- [9] LNEC (Leitão, N.; Tavares de Castro, A.) (2004). Avaliação da segurança estrutural da barragem do Alto Ceira. Relatório 412/2004, DBB/NO/NFOS, Lisboa.
- [10] Cunha, J.; Silva Matos, D. (2008). The new Alto Ceira dam - An example of the substitution of an existing dam. Hydro2008, Ljubljana, Eslovénia.
- [11] Silva Matos, D.; Cunha, J. (2015). The substitution of an existing dam affected by AAR. The case of Alto Ceira dam. 25th International Congress on Large Dams (ICOLD), Q99-R35, Stavanger, Noruega.
- [12] Piteira Gomes, J. (2007). Modelação do comportamento estrutural de barragens de betão sujeitas a reacções expansivas. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [13] LNEC (Rodrigues, O.V.) (1966). Observação da barragem de Santa Luzia em Fevereiro de 1966. Relatório, SB/DMG, Lisboa.
- [14] LNEC (Matos, M.E.C.) (1981). Inspeção visual da barragem de Santa Luzia. Fendas e infiltrações. Relatório, DB/NO, Lisboa.
- [15] LNEC (Andrade, M.) (1998). Barragem de Santa Luzia. Levantamento da fissuração existente entre as cotas 88,85 m e 112,70 m nos paramentos de montante e de jusante. Observação efectuada durante o verão de 1998. Nota técnica 24/1998, DB/NO, Lisboa.
- [16] Hidrorumo (1994). Barragem de Santa Luzia. Plano de observação. EDP, Porto.
- [17] LNEC (Ramos, J.M.; Tavares de Castro, A.) (1991). Observação da barragem de Santa Luzia. Parecer sobre o comportamento da obra. Relatório 35/1991, DB/NO, Lisboa.
- [18] LNEC (Silva, H.S.) (1996). Barragem de Santa Luzia. Observação e análise de amostras de betão. Relatório 212/1996, DB/NO, Lisboa.
- [19] LNEC (Ramos, J.M.; Vieira, L.M.) (1997). Ensaios de caracterização da reologia do betão da barragem de Santa Luzia. Relatório 313/1997, DB/NDE/NEE/NO, Lisboa.
- [20] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Oliveira, S.B. (2004). Analysis of concrete dams under swelling processes. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Pequim, China.

- [21] Piteira Gomes, J.; Cunha, J.G.; Batista, A.L.; Almeida, F. (2021a). Monitoring and assessment of the structural effects due to ASR in Santa Luzia dam (Portugal). 16th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR 2020-2022), Lisboa.
- [22] LNEC (Tavares de Castro, A.) (2001) – Estudo do comportamento da barragem de Fagilde entre 1985 e 2001. Relatório 289/2001 – DBB/NO, Lisboa.
- [23] LNEC (Santos Silva, A.; Bettencourt Ribeiro, A.) (2010). Caracterização da ação expansiva do betão da barragem de Fagilde. Relatório 119/2010, DM/NB/NMM, Lisboa.
- [24] LNEC (Piteira Gomes, J.; Tavares de Castro, A.; Ramos, J.M.; Batista, A.L.) (2003). Barragem de Fagilde. Metodologia para a caracterização do processo expansivo do betão. Relatório 12/2003 – DBB/NO, Lisboa.
- [25] LNEC (Andrade, M.) (2006). Barragem de Fagilde. Levantamento do estado de fendilhação efetuado em 2004. Nota técnica 58/2006, DBB/NO, Lisboa.
- [26] LNEC (Ribeiro, S.; Bettencourt Ribeiro, A.) (2007) – Barragem de Fagilde. Estudo da fluência do betão. Relatório 15/2007 – DM/NB, Lisboa.
- [27] FCUP (Fernandes, I.; Ribeiro, M.A.; Noronha, F.) (2006). Barragem de Fagilde. Análise petrográfica do betão. Relatório, Departamento de Geologia, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, Porto.
- [28] LNEC (Piteira Gomes, J.; Tavares de Castro, A.) (2008). Barragem de Fagilde. Plano da instrumentação complementar ao sistema de observação. Relatório 111/2008, DBB/NO, Lisboa.
- [29] Piteira Gomes, J., Batista, A.L., Silva, J.C. (2016). Avaliação dos efeitos do processo de deterioração do betão da barragem de Fagilde - Parte 1 – Caracterização do estado da obra. II Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão, LNEC, Lisboa.
- [30] Piteira Gomes, J., Batista, A.L., Silva, J.C. (2016). Avaliação dos efeitos do processo de deterioração do betão da barragem de Fagilde - Parte 2 – Análise do comportamento observado e recomendações de mitigação. II Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão, LNEC, Lisboa.
- [31] Sousa, S.P.A. (2016). Análise do comportamento estrutural de barragens afetadas por expansões do betão. Aplicação à barragem de Fagilde. Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [32] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Sousa, S.P.M. (2017). Swelling effects in Fagilde dam (Portugal). First approach to structural analysis and interpretation. Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures (DSC 2017), Civil Engineering and geomechanics series, ISTE-Wiley, p. 218-234.
- [33] Silva Matos, D.; Silva, H.S.; Pinho, J.S.; Camelo, A. (1995). Deterioration of Pracana dam due to ASR. Main features and repair works. Second International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams, Chattanooga, EUA.
- [34] CNPGB (Grupo de trabalho da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, composto por Liberal, A. O.; Silva Matos, D.; Camelo, A.; Pinho, J. S.; Tavares de Castro, A.;

- Machado Vale, J.) (2003a). Ageing process and rehabilitation of Pracana dam. 21th International Congress on Large Dams (ICOLD), Q82-R8, Montreal, Canadá.
- [35] CNPGB (Grupo de trabalho da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, composto por Pinho, J.S.; Tavares de Castro, A.; Piteira Gomes, J.; Silva Matos, D., Ferreira, J.I.; Camelo, A.) (2003b). Deterioration assessment and observed behavior of Pracana dam. 21th International Congress on Large Dams (ICOLD), Q82-R12, Montreal, Canadá.
- [36] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Oliveira, S.B. (2009). Damage-chemo-viscoelastic model on the analysis of concrete dams under swelling processes. 2nd International Conference on Long Term Behaviour of Dams, Graz, Áustria.
- [37] Silva Matos, D.; Ferreira, J.I.; Camelo, A.; Piteira Gomes, J.; Scuero, A.; Vaschetti, G.; Machado Vale, J. (2013). Pracana dam 20 years after rehabilitation. Observed behaviour of the dam and of its exposed geomembrane. ICOLD 2013 International Symposium, Seattle, EUA.
- [38] Piteira Gomes, J.; Silva Matos, D.; Batista, A.L.; Ferreira, J.I. (2021). Structural behavior of Pracana dam 30 years after rehabilitation due to severe ISR-ASR damage. 16th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR 2020-2022), Lisboa.
- [39] Batista, A.L.; Piteira Gomes, J. (2016). Characteristic behaviour of the portuguese large concrete dams built with granite aggregates and affected by ASR. 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR 2016), São Paulo, Brasil.
- [40] Santos Silva, A.; Fernandes, I.; Ferraz, A.R.; Soares, D. (2017). Can certain alkali minerals explain the slow reactivity of granitic aggregates in dams? Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures (DSC 2017), Civil Engineering and geomechanics series, ISTE-Wiley, p. 93-105.

