

ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO PROJECTO DO AÇUDE-PONTE DE COIMBRA

Geotechnical aspects of the design of Coimbra bridge weir

por
E. MARANHA DAS NEVES*

RESUMO – Descreve-se o açude-ponte de Coimbra, no rio Mondego, dedicando especial atenção aos aspectos geotécnicos. À data (Março, 1978) encontra-se a obra na fase final dos trabalhos de fundações.

SYNOPSIS – Coimbra bridge weir, on the river Mondego, is described with particular reference to the geotechnical features. At present (March 1978) the foundation works are in the final phase.

NOTA INTRODUTÓRIA

O presente artigo, em que sobretudo se focam os aspectos geotécnicos do empreendimento, tem por base elementos extraídos de duas fontes:

- O projecto da obra, elaborado pela Hidroprojecto com a colaboração doutras entidades para aspectos especializados de estruturas e geotecnia.
- O parecer do Conselho Superior de Obras Públicas sobre o projecto de que foi relator o Inspector Geral Eng. Duarte Gaspar.

AÇUDE-PONTE DE COIMBRA

1 – CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DA OBRA

Localização: rio Mondego, em Coimbra, entre a ponte de caminho-de-ferro e a ponte rodoviária de Santa Clara.

* Engenheiro Especialista em Geotecnia, LNEC, Lisboa

Tipo de Barragem: móvel, com 9 vãos de 15,40 m separados por pilares com 3 m de espessura. As cotas de montante e jusante da soleira descarregadora são de 14,30 e 13,30 m respectivamente. Desenvolvimento de 171 m.

Comportas: tipo segmento, com 15,40 m de comprimento e 5,50 m de altura.

Cota de pleno com armazenamento (NPA) : 18,00 m

Cota de máxima cheia (NMC): 19,00 m

Caudal máximo de cheia 2000 m³/s

Caudal máximo de rega 25,5 m³/s

Controlo de percolação: cortinas verticais a montante e a jusante construídas pela técnica das paredes moldadas e tapetes de enrocamento, imediatamente a jusante e montante da soleira, funcionando como filtros.

Fundações: indirectas, por pegões, construídos com base na técnica das paredes moldadas.

Ponte: largura total de 22,4 m com rasante à cota 27,20 m. O tabuleiro rodoviário apoia-se sobre os pilares do açude.

2 – PRINCIPAIS FINALIDADES DA CONSTRUÇÃO DO AÇUDE-PONTE

As principais finalidades que se pretendem atingir com a construção do açude-ponte de Coimbra são:

a) a criação de uma pequena albufeira com uma cota de retenção suficiente para se poder desviar a água considerada necessária para a rega, por gravidade, dos campos do baixo Mondego (inerente a esta função, permite ainda uma certa capacidade de armazenamento suficiente para fazer face a eventuais desfases entre o início da rega e a chegada dos caudais debitados no açude da Raiva e controlados na barragem da Aguieira, bem como dos caudais afluentes ainda não regularizados).

b) a utilização dos pilares do açude para sobre eles se assentar uma ponte rodoviária a ser integrada posteriormente na E.N.1, Lisboa-Porto.

c) a melhoria das condições climáticas e a obtenção de efeitos paisagísticos pela formação de um lago artificial frente à cidade de Coimbra.

d) a obtenção de uma solução económica mas esteticamente satisfatória e com plena integração no plano urbanístico da cidade.

3 – DESCRIÇÃO DOS ASPECTOS GEOTÉCNICOS DO PROJECTO

3.1 – *Localização e implantação*

Como já foi dito em 1 o local escolhido para implantação da obra situa-se entre a ponte do caminho-de-ferro e a de Santa Clara, 380m a montante da primeira.

O seu eixo é, sensivelmente, perpendicular ao do rio, fazendo ângulos iguais com as duas margens.

Na Fig. 1 apresenta-se uma planta onde figuram o açude-ponte, órgãos hidráulicos, canal de rega, muros de transição e acessos à ponte.

3.2 – *Condições geológicas e geotécnicas no local de implantação*

Em fase de anteprojecto o açude localizava-se mais a jusante e com vista ao estudo desse local foram efectuadas prospecções geotécnicas.

Constatou-se que o vale aluvionar era extremamente largo em relação ao leito do rio e oblíquo em relação a ele. Estas circunstâncias, combinadas com a, igualmente verificada, de ser “franca e total” a permeabilidade das aluviões, tornaram o referido sítio pouco apropriado para a implantação do açude, no que respeita quer ao condicionamento dos caudais percolados, quer à conveniente conciliação das boas condições de escoamento, sob e através da obra, desses caudais e dos de superfície, o que levou a procurar outras alternativas para a referida implantação.

Dado que não conviria situar o açude nem a jusante do local previsto no anteprojecto (por ser um trecho de menor largura e de margens mais baixas, portanto com perda de cota), nem a montante da Ponte de Santa Clara (porque então se sacrificariam os efeitos pretendidos sobre a paisagem e o clima de Coimbra) as pesquisas incidiram sobre o trecho do rio limitado por aquela ponte e pelo perfil inicialmente escolhido.

Tais pesquisas levaram à opção pelo actual local onde há afloramentos rochosos a distâncias das margens que, em comparação com as verificadas nos outros locais, se podem dizer pequenas e em que o vale aluvionar, além de ter, portanto, largura da ordem de grandeza semelhante à do rio, tem orientação coincidente com a dele.

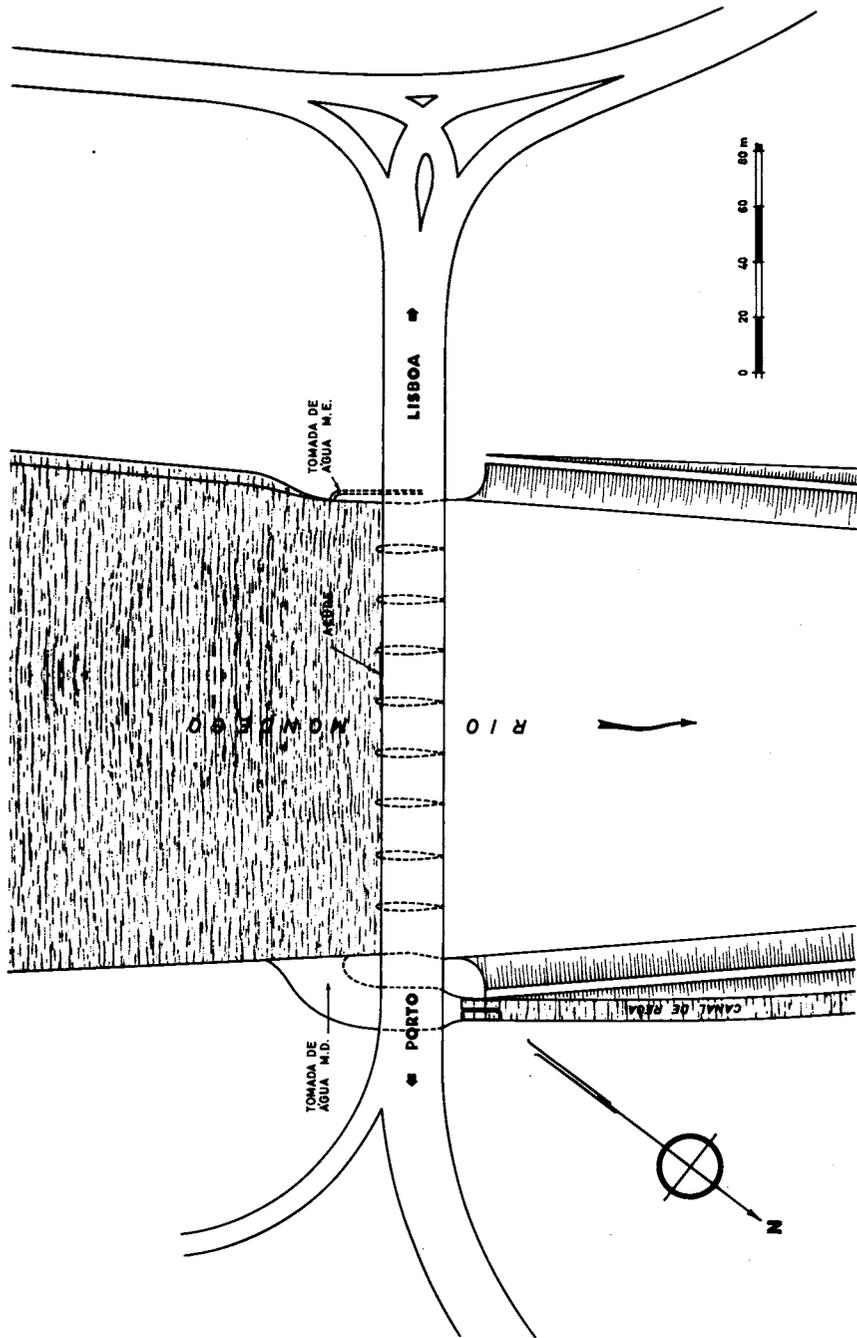


Fig. 1 - Planta do açude-ponte de Coimbra e respectivos acessos

A estas vantagens sobre o local primitivo há a acrescentar outras relacionadas com o escoamento fluvial sob o açude. Este último, com efeito, ficará implantado num trecho recto do rio, ligando duas curvas de sinal contrário, implantação bastante mais favorável do que a considerada no anteprojecto, e que correspondia ao final de uma curva, seguido de uma recta.

3.2 – *Prospecção geotécnica*

Os primeiros resultados da campanha de prospecção geológica e geotécnica levada a efeito no local definitivo, mostraram, à semelhança, de resto, do que sucedia no local primitivo, a existência de formações aluvionares constituídas por areia e calhaus, por vezes com intercalações argilosas, sobre um “bed-rock” de calcários e margas.

O maciço aluvionar, de espessura muito variável e que chega a atingir cerca de 40 m, é de constituição heterogénea e apresenta elevada deformabilidade, circunstância que levou a abandonar a hipótese duma fundação directa dados os grandes assentamentos diferenciais que seriam de esperar e que se reflectiriam desfavoravelmente no funcionamento das comportas.

Da Fig. 2 pode ter-se uma ideia da configuração do vale aluvionar e dimensões relativas desse mesmo vale e da obra do açude. A escala horizontal é metade da escala vertical.

A formação aluvionar, do tipo clástico móvel, é muito heterogénea, no que respeita quer à constituição mineralógica quer à granulométrica. Trata-se de materiais arenosos, mais ou menos grosseiros, com lenticulas de burgaus, e com ocorrência de blocos que chegam a atingir o diâmetro de 0,50 m e, ainda que raramente, argilas.

Os estratos do “bed-rock” apresentam-se muito fracturados e os calcários que nele alternam com margas são do tipo dolomítico e argiloso.

Para determinação da permeabilidade dos solos aluvionares foram efectuados ensaios *in situ*, tipo Lefranc. Na Fig. 3 transcrevem-se os resultados obtidos na zona aluvionar correspondente à da implantação do açude.

Também são dados elementos sobre a estratigrafia nessa mesma zona.

Quanto à deformabilidade dos mesmos solos, ela foi caracterizada a partir de ensaios de penetração dinâmica (SPT) e ensaios de penetração estática. Os resultados dos primeiros estão registados na Fig. 3, estando os dos segundos na Fig. 4. Estes ensaios foram complementados, relativamente aos solos coesivos, com

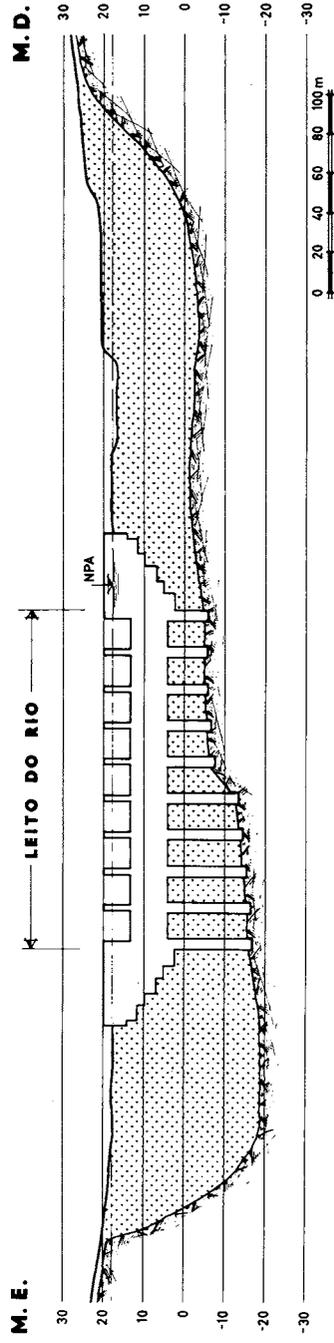


Fig. 2 – Inserção da obra no vale aluvionar

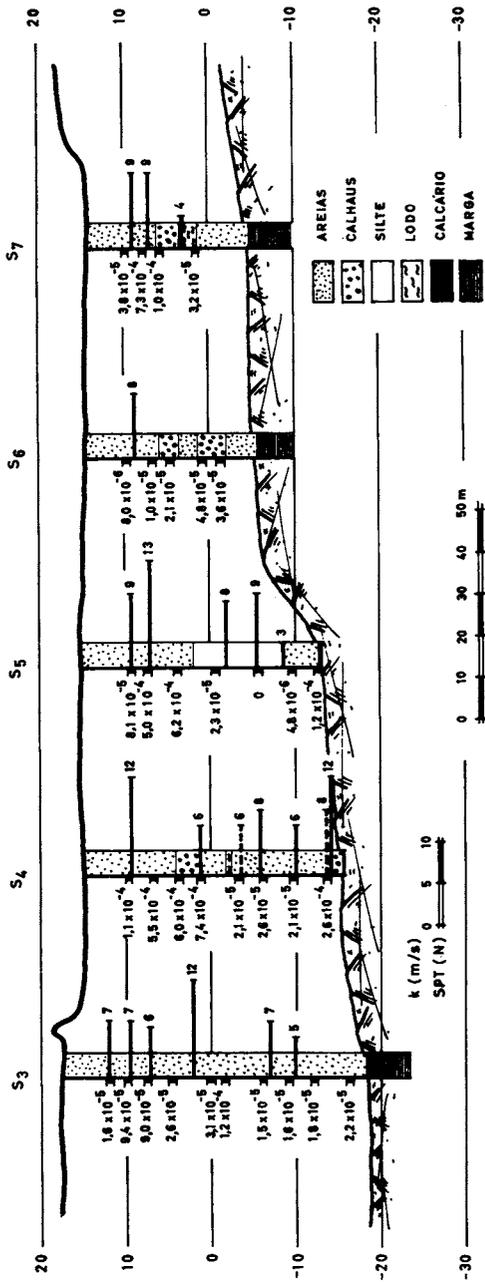


Fig. 3 – Estratigrafia, ensaios de permeabilidade in situ e ensaios de penetração dinâmica (SPT) na zona do vale atuvionar onde está implantado o açude

ensaios de laboratório sobre seis amostras indeformadas. Quanto ao “bed-rock”, os ensaios realizados levaram a concluir tratar-se de materiais susceptíveis de suportarem fundações directas transmitindo tensões superiores a 10Kgf/cm² e apresentando módulos de deformabilidade superiores a 1000Kgf/cm².

3.3 – *Descrição sumária de alguns órgãos do açude*

Seguidamente descrevem-se muito resumidamente aqueles elementos que constituem as fundações das tomadas de água e dos muros de transição, bem como os órgãos de controlo de percolação (cortinas, filtros invertidos, e, na medida em que impõe um determinado trajecto ao fluxo que se estabelece no meio aluvionar em fase de pleno armazenamento, a soleira descarregadora).

3.3.1 – *Descarregadores de cheias*

O descarregador de cheias, ou seja, o açude propriamente dito, é do tipo barragem móvel, com 9 vãos de 15,40m de abertura livre cada, munidos de comportas de sector.

A soleira tem a largura total de 26,60m e a sua face superior, estabelecida a montante da linha de assentamento das comportas à cota 14,30m, desce, a jusante dessa linha, para a cota 12,70, subindo depois para a cota 13,70; é deste modo, formada uma bacia de amortecimento para a dissipação da energia por ressalto.

Nas Figs. 5 e 6 apresentam-se um alçado e um corte do açude-ponte de Coimbra. A traço interrompido estão representados todos os elementos de natureza estrutural que se inserem no terreno.

Nos bordos de montante e de jusante da soleira existem muros corta-águas, que descem, respectivamente, até às cotas 4,30 e 6,80, e a face inferior da soleira tem perfil em redentes, com o objectivo de garantir um contacto permanente com as aluviões e de aumentar o percurso de percolação (Fig. 6).

Estes muros prolongam-se, para além da soleira, até às margens. Para evitar erosões localizadas no leito do rio, estão previstos tapetes de enrocamento, a montante e a jusante, funcionando como filtros invertidos (Fig. 6).

3.3.2 – *Tomadas de água*

Inicialmente o projecto previa duas tomadas de água, uma em cada margem, constituídas por uma entrada convergente, com secções rectangulares, seguida

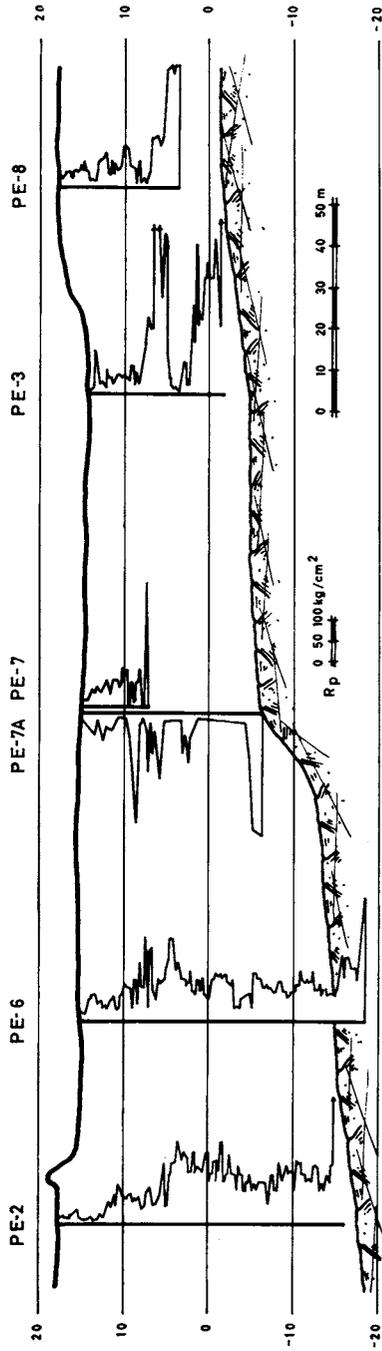


Fig. 4 – Ensaio de penetração estática na zona do vale aluvionar onde está implantado o açude

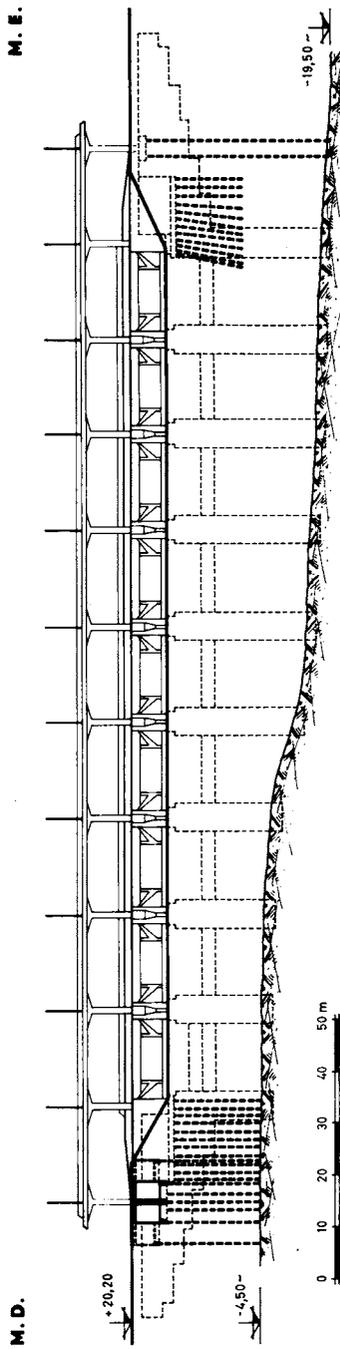


Fig. 5 - Alçado do açude-ponte, do lado de jusante

de um canal também rectangular; as respectivas soleiras situam-se à cota 16,30, ou seja, 2 m acima da soleira do açude, a qual, por sua vez, coincide sensivelmente com o nível médio do fundo do rio.

Posteriormente e em virtude duma alteração no esquema dos canais de rega da zona do Baixo Mondego, a tomada de água veio a ser localizada

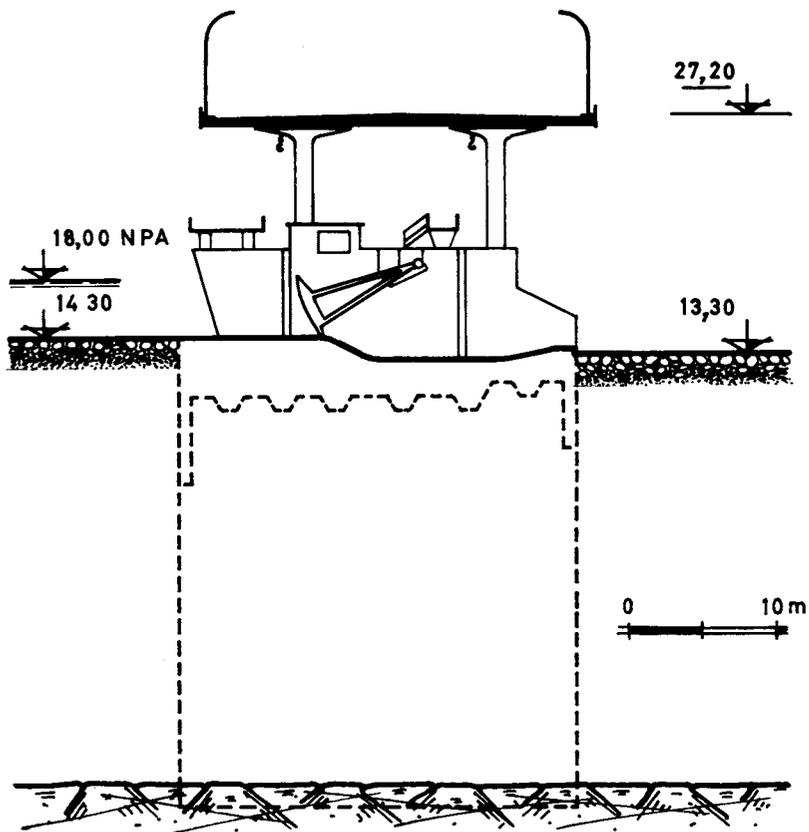


Fig. 6 – Corte do açude-ponte intersectando a soleira descarregadora

fundamentalmente na margem direita, com as consequentes modificações de configuração (Fig. 1). A tomada de água da margem esquerda passou a assumir expressão reduzida.

3.3.3 – *Disposições estruturais*

A laje da soleira é constituída por tramos independentes, apoiados nos maciços que ligam os pilares do açude às respectivas fundações.

Estas últimas atingem, como já se disse, o “bed-rock” e são constituídas por pegões celulares construídos pela técnica das paredes moldadas, com as respectivas células preenchidas com betão pobre. Na Fig. 7 apresenta-se um esquema do conjunto dos pegões bem como um dos pegões celulares. Os dois pegões extremos estão monoliticamente ligados ao conjunto estrutural correspondente aos encontros e aos muros de contenção lateral dos aterros e, na margem direita, à tomada de água.

A estrutura deste último órgão, que como se referiu sofreu alteração significativa, é constituída por uma laje rígida em betão armado, apoiada em estacas de 0,60m de diâmetro, tipo “vibro”, em princípio levaçadas ao “bed-rock”, e que serve de fundo aos canais e tomadas de água, que, a montante do encontro são cobertas por outra laje.

3.4 – *Justificação das soluções*

Os estudos de base abrangem fundamentalmente três aspectos: hidráulico, estrutural e geotécnico. Obviamente só será dedicada atenção ao último fazendo referência aos primeiros apenas em situações de sobreposição com a geotecnia.

3.4.1 – *Nível de exploração normal e nível mínimo de exploração*

A cota adoptada para a exploração normal (18,00) corresponde a um compromisso entre, por um lado a conveniência de não elevar acima de certo limite os níveis freáticos permanentes em frente a Coimbra e, por outro, os condicionamentos topográficos da zona a regar e dos canais de rega.

A cota mínima de exploração foi fixada em 17,30, dado que um nível inferior a este não proporcionaria carga, à entrada dos canais de rega, suficiente para garantir os caudais fixados, e um nível mais elevado diminuiria a capacidade de regulação da albufeira.

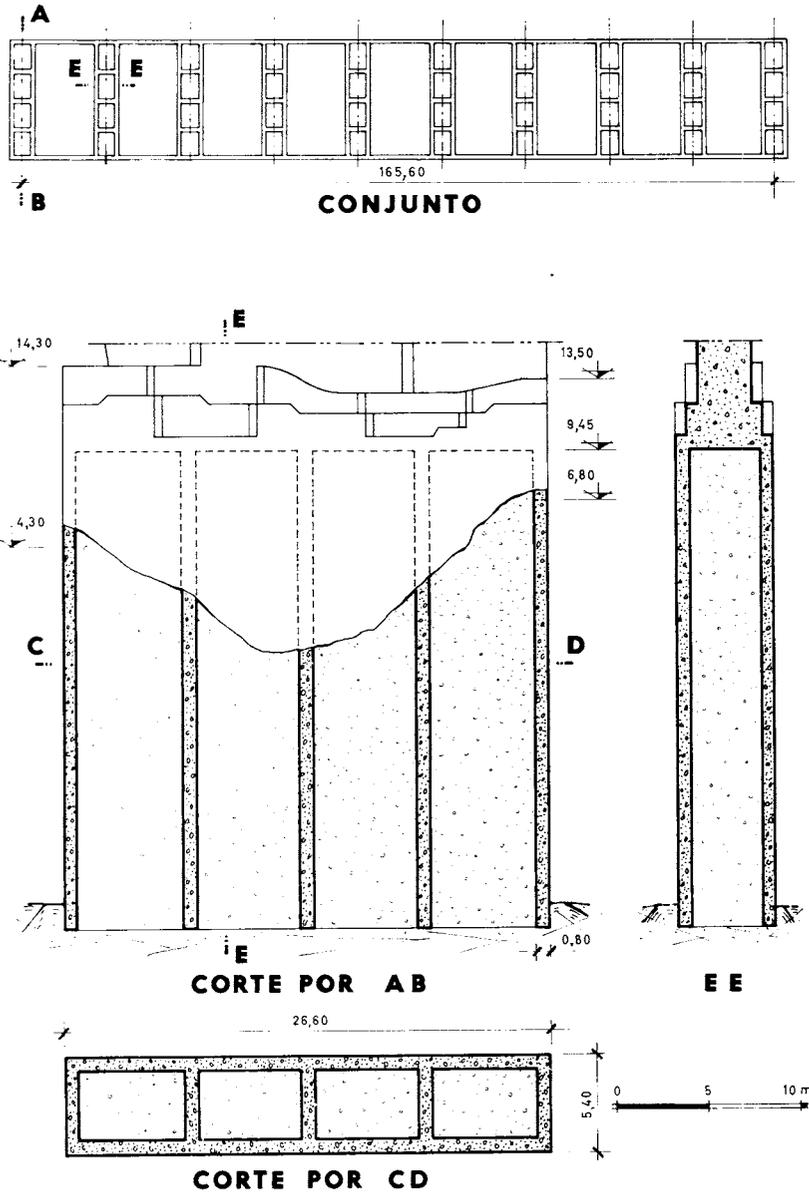


Fig. 7 – Esquema do conjunto dos pegões e estrutura de um dos pegões celulares

3.4.2 – Protecção do leito do rio

A construção do açude não deixará de provocar perturbações nas condições actuais do rio, embora a preocupação de as reduzir tanto quanto possível tenha estado presente na concepção da obra.

Há, assim, necessidade de proteger o leito aluvionar dos efeitos daquelas perturbações, e que se traduzem por erosões localizadas quer a montante quer a jusante do açude.

Os dispositivos de protecção consistem em tapetes de enrocamento, construídos como filtros invertidos, dimensionados a partir das características previstas para as erosões localizadas que pretendem evitar (comportas abertas), e tendo em atenção o seu comportamento no sentido de evitar fenómenos de “piping” ou de “heaving” (pleno represamento).

3.4.3 – Controlo da percolação. Estabilidade hidráulica

A configuração do perfil de contacto da obra com o terreno resultou da ponderação, numa série de tentativas, por um lado, da segurança contra a rotura hidráulica (quer do tipo levantamento ou “heaving”, quer do tipo erosão interna ou “piping”), por outro da influência da profundidade das cortinas verticais no valor dos impulsos transmitidos pela água à estrutura.

Como já foi referido, para evitar o descolamento total do terreno, provocado por eventuais assentamentos deste último, a face inferior da soleira foi dotada de redentes, que, ao mesmo tempo, contribuem para aumentar o caminho de percolação.

Também para aumentar este percurso, a mesma soleira acompanha os maciços de fundação em toda a largura que lhe foi atribuída por critérios de equilíbrio estático; foi no entanto concluído que não poderia, mesmo assim, ser dispensada a existência de cortinas verticais.

Como material para a construção destas cortinas foi escolhido o betão armado (executado segundo a técnica das paredes moldadas também prevista para os maciços de fundação) não só porque o seu comportamento é melhor que o das cortinas em estacas pranchas, como pela rigidez que assim é conferida à ligação dos pilares com a respectiva fundação.

Com o fim de evitar gradientes elevados nas zonas afectadas por um regime de percolação de contorno, são construídas em ambas as margens cortinas de altura variável constituindo elementos de transição entre zonas onde o

regime natural de percolação foi alterado e aquelas em que tal regime o não foi (Fig. 5).

A eficiência dos dispositivos concebidos para controlo da percolação foi calculada pela verificação da segurança do maciço aluvionar contra fenómenos de erosão interna ou de rotura brusca por levantamento imediatamente a jusante.

A segurança global do maciço aluvionar contra fenómenos de erosão interna foi verificada, em última análise, pelo método de Chugaev. Consiste este método, na essência, em comparar o valor calculado de um determinado parâmetro, J_c , com valores de referência, J_{ca} , variáveis conforme a natureza do terreno, o número de cortinas e a importância da obra, os quais não devem ser excedidos pelos do referido parâmetro.

No caso do açude de Coimbra o valor calculado de J_c é de 0,082 e o valor de referência é de 0,12. De notar que este último é o mais baixo dos indicados por Chugaev (e pelo regulamento da U.R.S.S.) e não inclui a majoração admitida quando se trata de obras de dimensão modesta.

Esta atitude de prudência é justificada no projecto tendo em atenção a grande heterogeneidade dos materiais aluvionares; e, por outro lado, embora a carga hidráulica de 5,7m induzida pelo açude pudesse sugerir a inclusão da obra na categoria de modesta, a sua localização e os riscos associados a um eventual mau comportamento não aconselham esse critério.

A segurança contra o levantamento é medida pelo quociente entre o peso submerso de um prisma aluvionar com altura igual à da cortina de jusante, pelo excesso de pressão hidrostática na base da mesma cortina. O valor calculado para este quociente é de 4,15.

A segurança contra a erosão no topo do canal de saída foi verificada a partir do cálculo do gradiente hidráulico nesse topo, e que conduziu ao valor de cerca de 0,24.

A força de percolação em jogo, por unidade de volume de solo, é, portanto de $0,24 \text{ tf/m}^3$; o filtro invertido de jusante, com a espessura de 1,00m transmite, por sua vez, a cada unidade de volume de solo, uma pressão efectiva de $0,6 \text{ tf/m}^3$. O coeficiente de segurança é assim de 2,5.

As perdas de percolação foram calculadas de acordo com o indicado no regulamento soviético, a partir da determinação dos “coeficientes de resistência”. O cálculo destes coeficientes para as profundidades máxima e mínima da camada impermeável (“bed-rock”) mostrou que o seu valor oscila entre 3,1 e 2,75.

À medida destes valores, a um coeficiente de permeabilidade da ordem dos 7×10^{-2} cm/s⁽¹⁾ e ao desenvolvimento do açude corresponde um caudal total percolado sobre a obra, em situação de máximo aproveitamento, de 0,3 m³/s.

Também foi recomendada a realização de um programa de observação com vista não só a avaliar da justeza das hipóteses feitas no decurso dos cálculos que resumidamente foram expostos, e da forma como se processa o fluxo através do maciço aluvionar, como também à detecção de qualquer comportamento deficiente do sistema previsto para controlo do referido fluxo.

No que se refere à fundação, e por motivos já expostos, a hipótese da fundação directa sobre as aluviões foi preterida em relação a uma fundação indirecta sobre o “bed-rock”. E considerando dentro deste último tipo a hipótese de estacas e de pegões foi precisamente a fundação em pegões a preconizada.

Em princípio a solução em estacas seria viável do ponto de vista da resistência, e o cálculo dos deslocamentos horizontais ao nível da fundação conduziu a valores absolutos não muito elevados (cerca de 1,3 cm). Ponderou-se, todavia, que este valor absoluto poderia não ser garantido em todos os pilares dada eventual tendência do solo em que se inserem as estacas para se deslocar sob acção das forças de percolação, o que, alterando as condições de interacção solo-estacas, poderia dar lugar a deslocamentos diferenciais importantes com efeitos nocivos no funcionamento das comportas.

Do ponto de vista da possibilidade de erosão interna tanto as estacas como os pegões não contornam a dificuldade. Já anteriormente se fez referência aos dispositivos adoptados para evitar a erosão interna. Houve no entanto que analisar as consequências que poderiam advir na hipótese de que esse fenómeno de erosão viesse a ocorrer (deve ter-se presente que foi estudado em termos médios mas que o meio real é caracterizado por uma estratificação entrecruzada). Foi considerado que a perda de água que provocaria uma passagem em grande pela fundação, seria um prejuízo económico sensível mas que poderia ser contornado de emergência por abertura da comporta (ou comportas) e lançamento dum reforço ao filtro invertido de jusante. Isto pressupõe um compor-

(1) Já durante a execução da obra, ensaios de bombagem interessando volumes apreciáveis do maciço, evidenciaram coeficientes de permeabilidade horizontal, em termos globais da ordem dos 0,6 cm/s. Durante a execução dos rebaixamentos do nível freático, eventualmente necessários durante a fase de construção, poderá haver oportunidade de colher elementos adicionais sobre as características de permeabilidade do maciço.

tamento estrutural da fundação que lhe permita manter-se indeformável mesmo quando sem parte do envolvimento dos solos aluvionares. Os pegões, neste caso constituídos por paredes moldadas ligadas por cortinas também em paredes moldadas, que lhe conferem elevado grau de hiperestaticidade, são um tipo de fundação adequado e que permite antever, mesmo no caso de acidente, o funcionamento perfeito das comportas.

Já no caso duma fundação com estacas parece difícil assegurar aquelas condições pois se trata de elementos de muito maior esbeltez e submetidos a uma variação brusca das condições de solicitação e de ligação ao meio exterior. Mesmo uma avaliação do seu comportamento considerando as estacas como elementos duma estrutura elevada em relação ao terreno (situação que poderia ocorrer no caso de acidente) carece de fundamento sólido pois se trata de elementos estruturais de que só existe experiência quando inseridos no meio em que foram construídos, ao contrário dos elementos habituais que constituem as superestruturas e respectivas teorias de dimensionamento.

Assim a repercussão dum mau funcionamento das comportas, na hipótese de esse acidente ocorrer simultaneamente com uma situação de cheia pode, por inundação da zona baixa de Coimbra, levar a prejuízos económicos consideravelmente maiores e eventualmente à perda de vidas.

Relativamente aos pegões o seu comportamento é, do ponto de vista da deformabilidade, independente de haver ou não solo envolvente.

3.4.4 – *Tensões transmitidas ao terreno de fundação*

Para cálculo das tensões transmitidas ao terreno foram consideradas as seguintes solicitações:

Habituais: peso próprio da fundação e reacções totais da superestrutura; pressões da água nas cortinas, na soleira e nos pegões.

Excepcionais (acções sísmicas): solicitações sísmicas devidas ao peso próprio; solicitações devidas ao efeito hidrodinâmico da água represada; solicitações devidas à pressão lateral dinâmica do meio aluvionar (solo e água).

No cálculo das reacções da infra-estrutura foram consideradas as hipóteses de existir ou não o viaduto.

Os impulsos verticais e horizontais da água sobre as cortinas e a laje da soleira foram calculados tendo em conta as perdas de carga ao longo do trajecto de percolação, e considerando, para a permeabilidade horizontal, um coeficiente 30 vezes superior ao da vertical.

Na quantificação das acções sísmicas, foram tidas em linha de conta disposição dos regulamentos português, espanhol e italiano, nomeadamente na consideração dos coeficientes sísmicos horizontal e vertical de, respectivamente, 0,05 e 0,10, podendo as duas componentes da acção sísmica actuar ou não simultaneamente, segundo a combinação mais desfavorável.

As tensões máximas transmitidas ao terreno são as seguintes:

Combinações tipo II	Máxima	Mínima
com ponte	9,2 Kgf/cm ²	4,2 Kgf/cm ²
sem ponte	8,6 Kgf/cm ²	3,8 Kgf/cm ²
Combinações tipo II	11,3 Kgf/cm ²	2,0 Kgf/cm ²

4 – NOTA FINAL

Durante a execução de obras deste tipo, a caracterização geotécnica é, por vezes, substancialmente aumentada. É o que tem sucedido no açude-ponte de Coimbra, prevendo-se que o mesmo continue a acontecer até final da construção das fundações.

Este acréscimo de informação implica obviamente uma avaliação contínua de eventuais incidências no projecto, julgando-se assim que, em tempo oportuno, haverá interesse numa adequada descrição desses procedimentos e respectivas conclusões.