

7.ª Lição Manuel Rocha

A 7.ª Lição Manuel Rocha, intitulada “Dimensionamento de barragens de aterro. Novos critérios de segurança”, foi proferida pelo prof. António Correia Mineiro, na Fundação Calouste Gulbenkian, em 10 de Dezembro de 1990. A apresentação da conferência foi feita pelo prof. Matos Fernandes (FEUP) nos seguintes termos:

"Cabe-me a honra de apresentar o conferencista da VII Lição Manuel Rocha, o Professor António José Correia Mineiro.

Começo por recordar que em 1984, na apresentação da 1.ª Lição Manuel Rocha, feita precisamente pelo Professor António Mineiro, o tema daquela lição, 'A Garantia da Qualidade da Construção', proferida pelo Engenheiro Ferry Borges, foi introduzido da seguinte maneira:

'Quando se comparam os conceitos básicos utilizados ou propostos nos diversos ramos da Engenharia Civil no que se refere à segurança e garantia da qualidade, constata-se facilmente que foram feitos poucos esforços para harmonizar os critérios referidos nesses diferentes ramos.

É no entanto claro que os princípios em que se baseiam os projectos das estruturas de Engenharia Civil, no que respeita à garantia da qualidade e segurança, devem ter aplicabilidade generalizada.'

Depois de sublinhar o papel pioneiro do Engenheiro Ferry Borges na aplicação da teoria da fiabilidade ao projecto das estruturas de Engenharia Civil, e de lamentar que aquela teoria fosse ainda encarada com dúvidas e suspeitas pela grande maioria dos geotécnicos, o Professor António Mineiro terminava afirmando:

'Finalmente, gostaria de lançar um repto aos engenheiros civis portugueses para publicarem casos de projectos, em que uma análise de fiabilidade tenha influenciado as suas decisões, quer directa quer indirectamente, pois só desta maneira os profissionais serão motivados a tirar um efectivo partido das potencialidades desta poderosa teoria da fiabilidade.'

Passados 6 anos sobre esta frase, temos aqui o Professor António Mineiro respondendo ao repto lançado por si próprio, apresentando como exemplo uma grande obra de engenharia geotécnica, a barragem de M'Jara em Marrocos, e aplicando ao seu projecto os já referidos novos critérios de segurança.

Situado que está o objecto da Lição e, admito, acrescida ainda mais a expectativa dos presentes, passarei à apresentação muito sucinta do *curriculum vitae* do conferencista, já que ele é bem conhecido de todos nós.

O professor António Mineiro nasceu em Lisboa em 1933, licenciou-se em Engenharia Civil no IST em 1956, obteve o mestrado em Mecânica dos Solos em 1967 no Imperial College de Londres, o doutoramento em Engenharia Civil no IST em 1975 e a agregação na Universidade Nova de Lisboa em 1980.

Desde 1980 é professor Catedrático da Universidade Nova de Lisboa, exercendo ainda nesta Universidade as funções de Pró-Reitor, Presidente do Conselho da Secção Autónoma de Geotecnia e Director do Mestrado em Mecânica dos Solos.

Deve ser referido, no entanto, que o Professor António Mineiro iniciou a carreira docente universitária no IST, onde foi regente da disciplina de Mecânica dos Solos.

Tem participado em inúmeros congressos, comissões e grupos de trabalho a nível nacional e internacional ligados à Geotecnia e à Engenharia Sísmica, de que destaco:

- é representante de Portugal no subcomité da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos sobre os Problemas Sísmicos Geotécnicos na Europa;
- participou em diversas reuniões respeitantes à elaboração do Eurocódigo 8 (Engenharia Sísmica);
- é representante de Portugal no Comité da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos para regulamentações, códigos, manuais e especificações;
- presidiu (por nomeação do International Board) a uma das sessões da XI Conferência Internacional de Mecânica dos Solos, em San Francisco em 1985, e foi relator na XII Conferência Internacional de Mecânica dos Solos, realizada no ano passado no Rio de Janeiro.

Foi Vice-Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica e da Sociedade Portuguesa de Engenharia. É Presidente da Assembleia Geral da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

É autor de numerosos trabalhos científicos publicados em revistas, livros e actas de conferências nacionais e internacionais sobre temas extremamente diversos: resistência ao corte de solos, caracterização geotécnica de maciços, escavações, túneis, fundações, portos, barragens de aterro, impactos ambientais, dinâmica dos solos, microzonagem sísmica, comportamento sísmico de barragens e outras obras geotécnicas, eurocódigos, etc.

São ainda de salientar os seus excelentes textos de apoio às aulas teóricas de Mecânica dos Solos e Fundações, com a ajuda dos quais muitos dos presentes se iniciaram no estudo desta disciplina, e as suas publicações e intervenções sobre o ensino da engenharia a nível da licenciatura e da pós-graduação.

Tem tido uma actividade de projecto e consultoria muito intensa e variada (tão variada quanto os temas das suas publicações científicas). Merecem referência especial os projectos e estudos para as seguintes obras: terminal ferroviário de Sacavém, porto de Olhão, empreendimento mineiro de Cassinga (em Angola), instalações terrestres para carregamento de minérios no porto de Moçâmedes (também em Angola) e estação de tratamento de Beirolas.

Tem tido intervenção em importantes barragens de aterro em diversos países da África, tais como as barragens da Corumana e Alto Malema em Moçambique, a barragem de Ouled Melouk na Argélia e as barragens de Mchraa El Hajar e M'Jara em Marrocos. No caso desta última barragem, agora em início de construção, a maior do continente africano depois da barragem de Assuão, é o chefe do projecto de execução e da assistência técnica.

Para terminar concedam-me ainda duas palavras para sublinhar aquilo que o *curriculum* não pode expressar: a sua excepcional estatura de Professor Universitário.

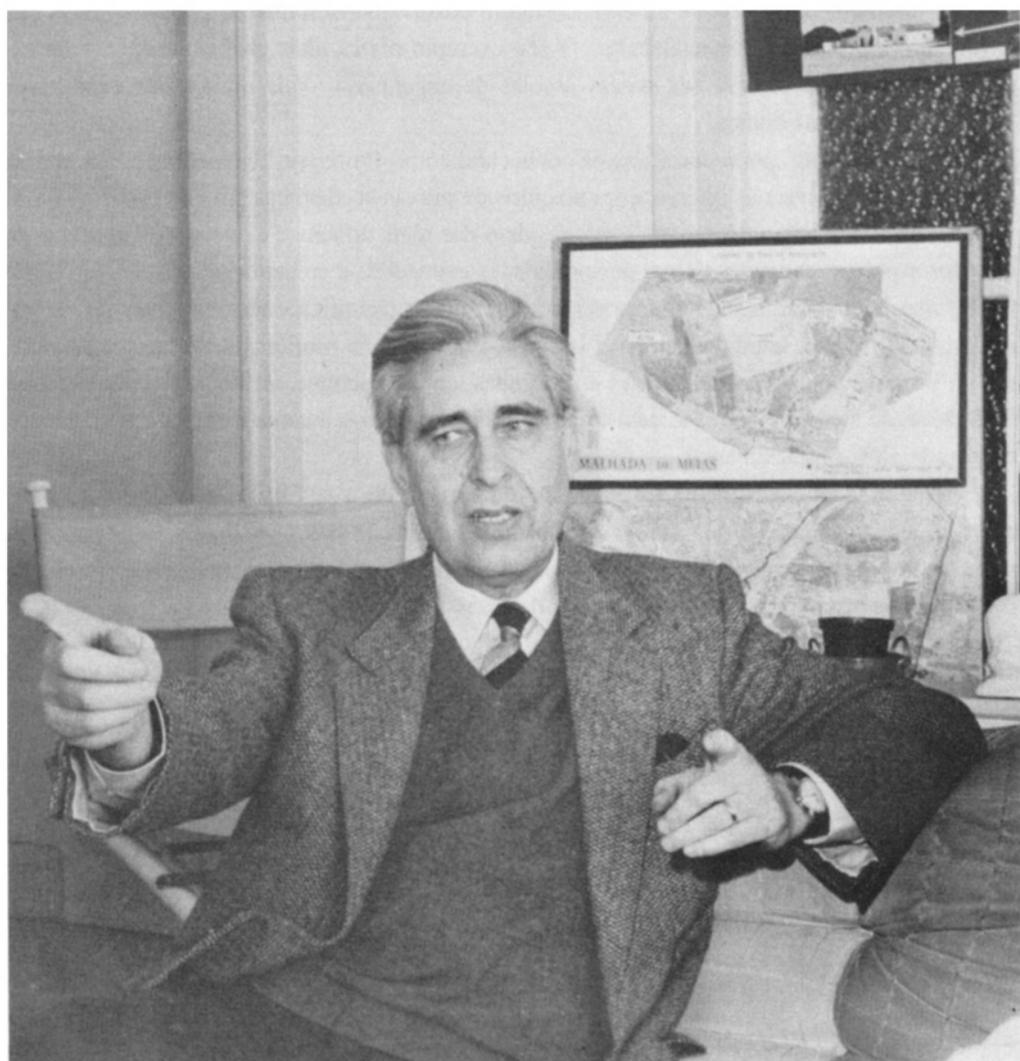
Apaixonado pela profissão e pelas questões que esta lhe coloca, o seu interesse por elas é nas aulas rapidamente partilhado pelos alunos, atraídos pela distinção do seu trato, pela elegância e rigor da exposição, pelo saudável questionar de conceitos e métodos estabelecidos

(bem ao jeito do Engenheiro Manuel Rocha!), pela transparência com que formula as suas interrogações, com que descreve os seus casos de obra e as decisões que neles tomou.

Sendo certo que a forma mais eficaz de prestigiar uma disciplina e uma área científica e técnica é através da qualidade dos professores que na Universidade dela se ocupam, é inestimável a contribuição do Professor António Mineiro para a posição relevante que a Geotecnia ocupa hoje dentro da nossa Engenharia Civil. Professor durante um período importante na maior escola de engenharia do país, desde há 15 anos dirigindo um prestigiado curso de mestrado em Mecânica dos Solos, o seu estilo marcou toda uma geração de geotécnicos, na qual gostosamente me incluo, e influenciou muito positivamente milhares de profissionais que enveredaram por outras especialidades. O seu exemplo marca aliás profundamente, hoje em dia, o ensino da Geotecnia nas nossas escolas de engenharia, onde muitos dos respectivos docentes foram seus alunos.

Outra sua faceta, porventura menos conhecida, como Professor Universitário, é a grande qualidade que empresta às intervenções nos júris de provas académicas em que participa (aliás vertente da actividade universitária que considero das mais difíceis e exigentes). Tal releva de diversos aspectos marcantes da sua personalidade: a seriedade e empenhamento que coloca nas tarefas que lhe cabem, a sua sólida e ecléctica formação científica e técnica, a sua proverbial curiosidade e arguta inteligência que o levam a embrenhar-se profundamente nos trabalhos a arguir, produzindo críticas pertinentes e profundas, embora sempre correctas e acompanhadas de palavras de incentivo aos candidatos, transformando as provas em que participa em momentos de grande elevação académica.

Professor António Mineiro: ao pedir-lhe que apresente a sua lição, permita-me que lhe expresse o imenso apreço que sei ser partilhado pela geração dos seus alunos, aliás maioritariamente representados na Direcção da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, e o desejo de continuarmos a aprender com a sua forma de fazer Engenharia."



DIMENSIONAMENTO DE BARRAGENS DE ATERRO NOVOS CRITÉRIOS DE SEGURANÇA*

Earth Dam Design. New Safety Criteria

por

A. J. CORREIA MINEIRO**

RESUMO — Os critérios clássicos de segurança de barragens baseados no conceito de factor de segurança não informam suficientemente o projectista e o dono da obra sobre os riscos gerados pelas barragens nas populações, bens e ambiente a jusante das obras. Apresentam-se, por isso, alguns princípios básicos de segurança tendo em vista mostrar a importância dos métodos que envolvem a avaliação das probabilidades de colapso das barragens e as suas consequências em termos de perda de vidas e bens. Descreve-se o método de avaliação do custo do risco decorrente de cenários de colapso possíveis e independentes. O risco inerente a cada cenário permite detectar os mais desfavoráveis e onde se justifica investir para reduzir o risco total. Mostra-se, ainda, o interesse das "figuras de mérito" como forma de orientar as decisões quanto aos níveis de segurança a adoptar no dimensionamento ou na exploração das obras. A segurança das barragens e a minorização das perdas de vidas e bens pode implementar-se com um sistema de alerta eficiente, mas há sempre o risco de não se detectarem a tempo os indícios de colapso ou de se promoverem falsos alertas que desacreditam o sistema para futuras intervenções.

Porque os conceitos probabilísticos de risco e de "figuras de mérito" são pouco utilizados na prática e pouco difundidos na literatura, considerou-se indispensável fazer uma aplicação prática a um caso concreto para melhor demonstrar as potencialidades dos métodos e conceitos. Escolheu-se o aproveitamento hidráulico de M'Jara em Marrocos, por ser uma obra importante, concebida e dimensionada com base em critérios clássicos de factores de segurança, mas em que no dimensionamento aos sismos se teve de recorrer ao método dos deslocamentos sísmicos permanentes, para adequadamente prever o comportamento da barragem.

Esperava-se que a aplicação prática revelasse a importância dos cenários das acções sísmicas em todas as decisões críticas para dimensionamento e execução das obras. Inesperadamente, foi o cenário da erosão interna que se revelou como o mais crítico e no qual será mais necessário investir na fase em curso de execução das obras.

A aplicação que se apresenta não passa de um exercício preparado para esta lição e por ser o primeiro na prática do autor não beneficia de experiência ou de outros exemplos para aferir algumas eventuais inconsistências.

É nesse âmbito que as conclusões do exercício devem ser entendidas, não envolvendo, por isso, a responsabilidade do autor como chefe do projecto da barragem de M'Jara, nem tão-pouco do dono da obra, que não conhece oficialmente o estudo nem emitiu opinião.

SYNOPSIS — The traditional approach based on safety factors does not attempt to explicitly quantify all significant risk factors for a dam, nor does it explicitly determine the degree of safety which can be justified for a particular structure considering the potential consequences with respect to life and property of a sudden release of the contents of a reservoir following dam failure. Basic principles of safety are

* VII Lição Manuel Rocha (1990).

** Professor Catedrático de Dinâmica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

discussed to show the importance of the methods which use the probability of dam failure and its consequences. A probabilistic measure of risk costs is presented for the possible hazard scenarios. The risk involved with each failure scenario allows the selection of risk aversion measures. The concept of "figure of merit" is presented so as to permit the best safety criteria to be used. The safety of dams can be improved by the existence of a reliable warning system, but signals can be missed or false alerts can be issued, and thus obtain insufficient safety.

Because the majority of the probability risk criteria and of the "figures of merit" are only recently used and few examples are available in the literature, it was considered that an illustrative example was needed to show the importance of such a safety criterion. The M'Jara dam in Morocco was chosen because of the importance of the works and of the associated risks. The dam was designed with the traditional approach on safety factors, but for seismic events a "fail-safe" technique was used to assess the permanent seismic displacements as a safety criterion. It was expected, before the illustration with the M'Jara dam case, that the seismic scenarios would be the most critical. Unexpectedly the worst loading scenario for the dam is the internal erosion. Important risk aversion measures should be implemented during the present construction of the dam.

The practical example is an exercise made for this lecture, being the first trial of the author, and no experience is available to check some of the inconsistencies that were detected.

The conclusions of this trial do not involve the responsibilities of the author as M'Jara dam designer, nor those of the dam owner, who do not officially know the content of the lecture.

1 — PRINCÍPIOS BÁSICOS DE SEGURANÇA

1.1 — Generalidades

As barragens são fundadas em materiais naturais, expostas a ambientes naturais, concebidas, projectadas, construídas e exploradas pelo Homem e, portanto, existe possibilidade de colapso.

A finalidade dos critérios de segurança é reduzir a probabilidade de colapso e as suas consequências. As medidas de segurança e acções preventivas procuram otimizar os benefícios usando para isso boas e actualizadas práticas de engenharia, protegendo-se assim os valores económico-sociais, no que respeita à perda de vidas e bens e à preservação do ambiente.

As barragens exigem inspecção apropriada e avaliação de segurança. Esta avaliação deve ser regularmente actualizada de acordo com os resultados da interpretação dos dados de comportamento ou mudança nas exigências de exploração. A avaliação inclui a revisão dos dados, inspecção no campo e investigação suplementar apropriadas.

A reanálise e o estudo de novas informações ou tecnologias e de ocorrências relativas a fenómenos hidrológicos, escorregamentos potenciais das vertentes das albufeiras, condições sísmicas ou estruturais que indiquem possíveis deficiências na segurança têm de ser incluídas nos programas de avaliação de segurança das barragens, e de tal forma que se mantenha ou aumente a confiança da Sociedade na engenharia de barragens.

A Sociedade tem, nas duas últimas décadas, vindo a mostrar-se especialmente preocupada com o colapso de barragens e em geral exige acções para reduzir os inerentes riscos.

Este desafio aos responsáveis por barragens produziu um impacte efectivo na promoção da segurança global das barragens, incluindo aspectos desprezados ou simplificados no passado. Os profissionais envolvidos na concepção, projecto, construção e exploração de barragens estão agora pressionados por uma enorme tarefa e com responsabilidades acrescidas.

À medida que se caracterizam melhor as acções do tipo hidrológico e ou sísmico e também à medida que se dispõe de modelos de comportamento mais realistas das obras, será de esperar que o reexame da maioria das barragens existentes venha a indicar que se poderão promover melhoramentos de forma a reduzir a probabilidade de colapso.

Em geral, as autoridades não dispõem de fundos suficientes para promover tais estudos ou intervenções nas obras executadas e procuram ignorar as situações até que venham a ser envolvidas e responsabilizadas após um colapso trágico de uma barragem.

No entanto, têm-se dado passos importantes nos últimos anos para uma melhor apreciação dos danos emergentes quer da exploração indevida das albufeiras das barragens, quer dos seus colapsos, por meio de medidas específicas de identificação e minoração de riscos, tais como:

- identificação, caracterização e observação de escorregamentos potenciais das encostas de albufeiras que interfiram com a segurança de barragens ou com pessoas e bens na área de escorregamento.
- estabelecimento de mapas de inundação com programas de emergência para evacuação.
- informação aos residentes a jusante das barragens sobre os riscos que passam a correr e de como funcionarão os sistemas de aviso e de alerta para as evacuações a realizar.

Em alguns países começa a verificar-se uma tendência para avaliar o risco global do colapso de barragens e determinar como para ele contribuem os diversos elementos e formas de colapso (Von Thun, 1984).

O uso de métodos que incorporam a avaliação de riscos ajuda o engenheiro a tomar decisões, quer para detectar onde deve aumentar os seus conhecimentos técnicos para um projecto específico, quer para melhorar a definição da quantificação das acções, e da resposta estrutural a essas acções.

Assim, afigura-se essencial imaginar formas e meios que promovam as aplicações práticas dos avanços contínuos nestas áreas do conhecimento e daí estimular os donos das obras, os projectistas, os construtores, as autoridades e os utilizadores a dedicarem mais esforço a um melhor conhecimento e melhoramento da fiabilidade global das estruturas, atendendo também aos comportamentos humanos que possam gerar erros e negligências graves.

O desenvolvimento das técnicas de garantia de qualidade (Borges, 1985) deve cobrir todos os passos desde a obtenção e processamento de dados, concepção, projecto, construção, fiscalização dos trabalhos, exploração e manutenção, revisões sobre a estabilidade, métodos de alerta e planos de emergência.

É neste contexto que se torna apropriado recorrer a alguns conceitos básicos em fiabilidade (Mineiro, 1984).

Como é bem conhecido as agências governamentais dos E.U.A., após acidentes trágicos e recentes com colapsos de barragens, criaram um programa nacional para inspecção das barragens. Cerca de 8800 barragens foram inspeccionadas, com quase 3000 declaradas inseguras e mais de 100 declaradas em estado de emergência (Duscha, 1984). Também o ICOLD (1979) coligiu 1105 casos de deterioração e fez uma apreciação preliminar deles.

A avaliação do risco global de barragens tendo em vista definir estratégias de acção, quantificar dispositivos de defesa apropriados e regras de projecto e exploração só pode progredir se for encarada sob a óptica de programas de qualidade e conceitos teóricos de fiabilidade probabilística.

1.2 — Fiabilidade e risco em estruturas

No projecto de barragens e suas obras anexas tem sido tradicional considerar como seguras as estruturas para as quais foram adoptadas, em relação às acções esperadas, as cargas de projecto e todas as medidas e dispositivos adequados à segurança, de acordo com métodos e técnicas actualizados.

Porém, há hoje uma tendência para usar métodos com conceitos teóricos mais sólidos, projectando-se com base nas teorias da fiabilidade e com critérios económicos para reabilitação das estruturas existentes, tendo em vista atingir exigências crescentes de segurança.

Os engenheiros de estruturas trabalham já com códigos e regulamentos que não se apoiam em conceitos empíricos e que por isso incorporam conceitos da teoria probabilística da fiabilidade, usando as resistências e as acções como variáveis aleatórias.

Os que combatem estes conceitos argumentam não existir experiência suficiente com tais métodos, e que a maioria das estruturas projectadas com critérios convencionais se comportou satisfatoriamente.

No estádio actual de conhecimentos deve recorrer-se às vantagens e inconvenientes de cada método, para melhor ajudar os decisores.

Na área das estruturas, existem quatro níveis de projecto com uma variável de decisão, a resistência de projecto R_d da estrutura, que é escolhida de tal forma que a estrutura só entre em colapso se a carga S exceder a carga crítica S_d (Duckstein e Plate, 1987).

A diferença nos quatro níveis de projecto reside na forma de especificar as variáveis R_d e S_d e nos dados necessários para o projecto. Quanto mais elevado o nível, maior o número necessário de dados. No entanto, a complexidade dos instrumentos analíticos não varia necessariamente na mesma direcção.

O nível 1 de projecto baseia-se no conceito de factor de segurança. Se R_d (por exemplo, a tensão máxima a que uma estrutura pode ser sujeita na sua secção crítica) for especificada por regulamento, então é necessário dimensionar a estrutura de forma a que $S_d \leq FS \times R_d$, sendo FS o factor de segurança e S_d a tensão calculada devida à carga mais desfavorável.

O conceito baseia-se na experiência e em critérios de decisão para minoração económica dos riscos e conduzem à selecção de FS e R_d que tornem as obras economicamente aceitáveis.

O projecto com nível 2 baseia-se na análise de momentos de segunda ordem das distribuições probabilísticas. Se as cargas e resistências, bem como os parâmetros que determinam tais cargas e resistências, são normalmente distribuídas ou se as suas distribuições se podem representar ou transformar em funções normais de densidade, então a probabilidade de colapso da estrutura pode também determinar-se da distribuição normal. Fica assim totalmente especificada pelo seu valor médio e desvio-padrão.

Para este método, é habitual definir a variável aleatória $Z = R - S$, onde R e S são respectivamente a resistência e carga aleatórias.

O coeficiente de variação aleatória da variável Z é dado por:

$$C_Z = 1/\beta = s. d. (Z)/\bar{Z}, \text{ sendo } s. d. (Z) \text{ o desvio-padrão e } \bar{Z} \text{ o valor médio de } Z.$$

Porque $Z = 0$ define a localização da superfície de colapso, o índice de fiabilidade β traduz a probabilidade de colapso.

O parâmetro β é determinado por uma análise de momentos de segunda ordem para a combinação das variáveis do problema em análise.

O projecto ao nível 3 está ligado à determinação da probabilidade de colapso sem a definição *a priori* das funções de distribuição de probabilidade das resistências e das cargas. O caso mais importante do projecto ao nível 3 baseia-se no pressuposto de que R e S não estão correlacionados. Isto conduz ao conceito de projecto de Freudenthal, pelo qual se pode deduzir a expressão que calcula a probabilidade de colapso.

Porém, o caso de R e S não serem correlacionados não constitui necessariamente uma exigência para usar o nível 3. É até possível determinar a probabilidade de colapso por simulação ou usar funções de densidade de probabilidade conjugada de S e R .

Assim, o projecto ao nível 3 é mais versátil, mas também mais complicado, exigindo um esforço muito maior de cálculo que os outros níveis mais baixos de projecto.

Pode, ainda, definir-se um nível 4 de projecto, no qual se consideram as consequências económicas, sociais, ambientais e outras, explicitamente traduzidas numa figura de mérito ($F. M.$).

Enquanto os primeiros três níveis de projecto utilizam como figura de mérito um critério de projecto imposto externamente (factor de segurança ou uma probabilidade de rotura), o nível 4 de projecto não especifica um valor numérico predeterminado para o dimensionamento.

Em vez disso, o valor de projecto é encontrado por optimização duma função de critério ou $F. M.$ tal como a minimização de custos, a minimização da probabilidade de perdas de vidas, a maximização dos benefícios e a maximização da relação benefícios/custos. Critérios de $F. M.$ ou funções conflituais podem ser consideradas simultaneamente numa análise de multicritérios.

1.3 — Alguns comentários sobre factor de segurança e probabilidade de rotura em obras geotécnicas

A probabilidade de colapso P_f é dada por $P_f = \int f_D(x) \cdot P [C < x] dx$ sendo a primeira função do integrando a função de densidade de probabilidade para a acção e a segunda a função de distribuição da capacidade.

Se a capacidade e a acção seguem distribuições normais, $P_f = 1 - \Phi(\beta)$, sendo:

$$\beta(\text{índice de fiabilidade}) = (\bar{C} - \bar{D}) / \sqrt{\sigma_C^2 + \sigma_D^2} \quad (1)$$

no qual \bar{C} e \bar{D} são os valores médios da capacidade e da acção e σ_C e σ_D são os desvios-padrão dessas grandezas e $\Phi(\beta)$ representa a função de distribuição normal.

As tabelas de $\Phi(x)$ estão disponíveis na literatura e a Fig. 1 é a representação de $\Phi(\beta)$. Se a capacidade e a acção são distribuições log-normais, β é dado por:

$$\beta = \ln \left[\frac{\bar{C}}{\bar{D}} \cdot \sqrt{\frac{1 + \delta_D^2}{1 + \delta_C^2}} \right] / \sqrt{\ln \left[(1 + \delta_D^2) \cdot (1 + \delta_C^2) \right]} \quad (2)$$

no qual δ_D e δ_C são os coeficientes de variação para a acção e capacidade.

Na estabilidade estática de taludes a incerteza na carga (σ_D ou δ_D) pode ser desprezada em relação à da resistência. O factor de segurança central $\bar{FS} = \bar{C}/\bar{D}$ é a relação entre os valores médios da capacidade e da acção e δ_C é o coeficiente de variação para a resistência média ao longo da superfície de escorregamento, sendo β dado por:

$$\beta = (\bar{FS} - 1) / (\bar{FS} \cdot \delta_C) = (1 - 1/\bar{FS}) / \delta_C \quad (\text{distribuição normal}) \quad (3)$$

$$\beta = \ln \left[\frac{\bar{FS}}{FS} \cdot \sqrt{1 / (1 + \delta_C^2)} \right] / \sqrt{\ln (1 + \delta_C^2)} \quad (\text{distribuição log-normal}) \quad (4)$$

Através da exploração destas duas equações podem apreciar-se algumas situações interessantes.

Na Fig. 2 estão representadas, para factores de segurança centrais típicos, as relações entre as probabilidades de colapso $P_f(\beta)$ e o coeficiente de variação δ_c para distribuições normais e log-normais da capacidade.

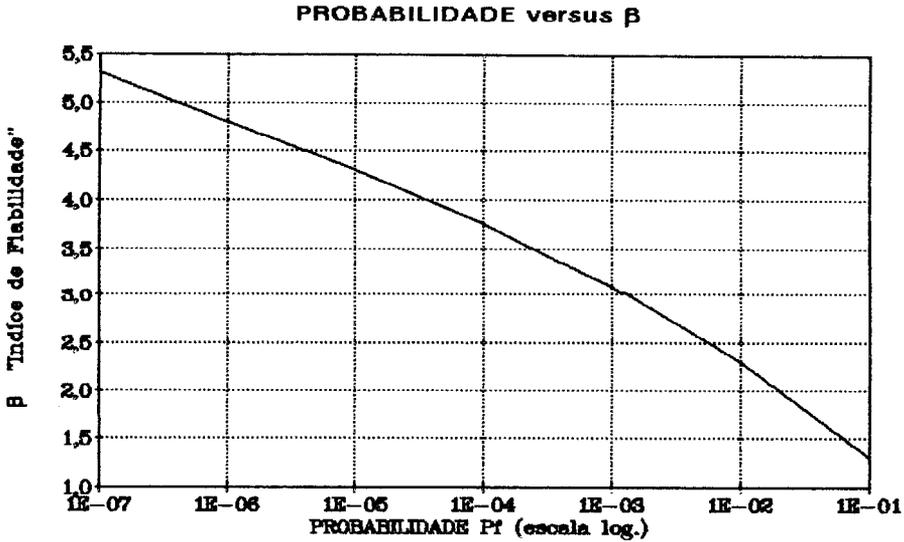
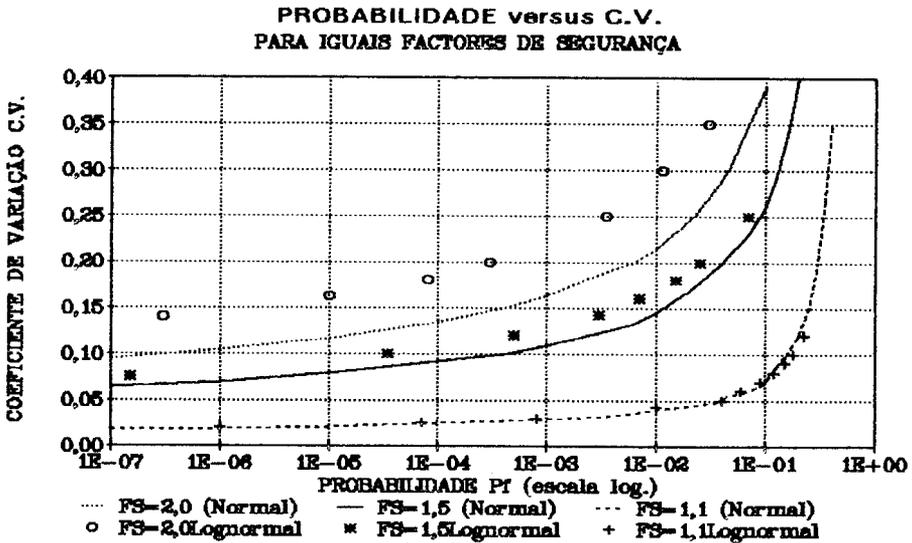


Fig. 1 — Relação entre índice de fiabilidade e probabilidade de colapso



$$\beta = \frac{(\bar{FS}-1)}{(\bar{FS}\delta_c)} \quad \beta = \ln\left(\frac{\bar{FS}\sqrt{1+(1+\delta_c^2)}}{1+\delta_c^2}\right) / \sqrt{\ln(1+\delta_c^2)}$$

Fig. 2 — Relações entre os coeficientes de variação e as probabilidades de colapso, para iguais factores de segurança

O aspecto mais relevante é o da marcada influência do coeficiente de variação na probabilidade de colapso, para o mesmo coeficiente de segurança central, e ainda a influência do tipo de distribuição.

Por exemplo, se a probabilidade de colapso for da ordem de 10^{-5} para um talude e a capacidade seguir uma distribuição normal, a utilização de $\overline{FS} = 1.5$ exige $\delta_c = 0.08$.

Porém, se for considerada uma distribuição log-normal é necessário um valor $\delta_c = 0.095$. Para este valor com uma distribuição normal, e para o mesmo $\overline{FS} = 1.5$, a probabilidade de colapso sobe quase 10 vezes.

Para $\overline{FS} = 1.1$ ambas as distribuições dão resultados similares mas para $\overline{FS} = 2.0$ a distribuição normal corresponde a uma probabilidade de colapso 100 vezes superior à da distribuição log-normal.

Estes resultados mostram a importância do tipo de distribuição das resistências dos solos e torna-se evidente que é necessário despende muito mais esforços no estudo das dispersões estatísticas das propriedades mecânicas para poder aumentar a fiabilidade dos projectos baseados nos critérios convencionais de factores de segurança.

São também surpreendentes os valores muito baixos dos coeficientes de variação que são necessários para obter baixas probabilidades de colapso em taludes. Os valores dos coeficientes de variação pontuais, resultantes da variabilidade inerente das resistências de pico dos solos, são tipicamente da ordem de 0,2 a 0,3 e de 0,1 a 0,2 para resistências residuais (Biernatowski, 1979 e Chowdhury, 1987).

Para estes valores típicos pontuais, os taludes projectados para $\overline{FS} = 1.5$ teriam uma probabilidade de colapso muito maior do que a histórica (Mineiro, 1984b).

A frequência histórica do colapso de taludes é da ordem de 2 a 3×10^{-2} e teria de ser $\delta_c = 0.17$ para distribuições normais e $\delta_c = 0.20$ para distribuições log-normais para se obter o valor convencional $FS = 1.5$.

Pode pois concluir-se que a variabilidade das resistências dos solos medida ponto a ponto não pode ser representativa da variabilidade estendida a grandes superfícies de deslizamento.

Há felizmente uma importante redução no coeficiente de variação da média espacial, à medida que aumentam as dimensões da superfície de deslizamento (Salembier, 1979), o que explica a frequência histórica mais baixa dos colapsos de taludes quando comparada com as probabilidades teóricas de colapso (obtidas com coeficientes de variação pontuais resultantes de ensaios laboratoriais e ensaios de campo).

A baixa frequência histórica de colapsos de taludes com factor de segurança médio de 1,5 pode também explicar-se pelo facto de os geotécnicos tenderem a adoptar subjectivamente valores seguros para as resistências de cálculo, e assim a segurança é geralmente maior do que aquela associada ao factor de segurança que calculam.

É usual ouvir dos geotécnicos, como conforto interior, que os solos e as rochas naturais e mesmo os materiais geotécnicos de aterro exibem muito maior dispersão do que outros materiais de construção.

Isto é em parte verdade, mas tem de se considerar que a incerteza global em solos e rochas é composta de muitas contribuições devidas a erros sistemáticos resultantes da amostragem, ensaios, interpretação de resultados e à variabilidade espacial inerente. O pequeno número de ensaios ou observações e os erros sistemáticos de modelização produzem incerteza estatística que contribui para a incerteza global. O quadro de incerteza global é em geral indevido e principalmente apreciado através da dispersão dos resultados laboratoriais e de campo, mas que só traduzem as propriedades pontuais dos solos.

No entanto, o que é em geral necessário para o projecto são propriedades dos solos e das rochas em termos médios, para grandes áreas e por isso com muito menor dispersão. São então necessárias escalas de correlação para os parâmetros para avaliar a natural variabilidade es-

pacial, isto é, a incerteza inerente natural *in situ* (VanMarcke, 1977). Se as fontes de incerteza (tais como limitada informação, erros de medição, perturbação das amostras, baixa qualidade e interpretação imperfeita) se reduzirem ao mínimo e se recorrer a uma metodologia adequada para lidar com a variabilidade espacial natural de solos e rochas, então os solos e as rochas exibirão dispersões da mesma ordem de grandeza de outros materiais de engenharia.

Para usar de forma fiável uma análise de risco em geotecnia e avaliar probabilidades de colapso é necessário dispor de dados suficientes de ensaios fiáveis e promover estudos estatísticos usando metodologias adequadas para lidar com a variabilidade espacial.

Para conduzir um tal estudo tem de ser avaliada a largura da superfície potencial de escorregamento e a probabilidade de colapso será função dessa largura pois que terá de se atender aos efeitos laterais das fatias extremas, que contribuem para a segurança numa análise de colapso.

Finalmente convirá assinalar que a variabilidade natural das resistências residuais é muito mais pequena que a das resistências de pico, pelo que frequentemente se torna mais fiável avaliar a probabilidade de colapso de um talude utilizando os valores residuais quando os solos não são muito frágeis ou quando prevalece um mecanismo de rotura progressiva (Mineiro, 1990).

1.4 — Avaliação do risco

1.4.1 — Etapas de avaliação

A avaliação do risco envolve a identificação, estimação e controlo dos riscos associados com os sistemas naturais ou criados pelo Homem.

A finalidade é avaliar se a margem de segurança ou de fiabilidade do sistema é aceitável ou escolher uma alternativa para controlar o risco em termos da probabilidade ou das consequências do colapso do sistema (O'Riordan, 1979, e Bowles, 1987).

A engenharia de barragens não é uma ciência exacta. O sucesso do projecto e da construção de barragens exige a aplicação de critérios de julgamento feita por técnicos altamente qualificados e com experiência nas áreas de hidrologia, geologia, geotecnia, sismologia, estruturas, etc.

Tradicionalmente, a forma de projectar barragens baseia-se em análises determinísticas de valores extremos tais como a máxima cheia provável e o máximo sismo credível e utiliza estimativas cautelosas das propriedades tais como as resistências dos solos, rochas e betões.

Para análise da estabilidade de taludes usam-se modelos de colapso traduzidos por factores de segurança que recorrem à avaliação da relação entre momentos resistentes e momentos derrubantes das massas potencialmente instáveis. Em resultado disto, e pelo uso de modelos de cálculo tradicionais, acumulou-se, ao longo de muitas décadas, experiência na engenharia de barragens, gerando-se um significativo registo de sucessos que validam o uso dos métodos convencionais.

Contudo, uma tal avaliação de segurança não quantifica explicitamente todos os factores de risco significativos na vida de uma barragem. Nem mesmo determina explicitamente o grau de segurança que se justifica adoptar para uma estrutura particularmente vulnerável e sobretudo em relação às potenciais consequências catastróficas duma descarga súbita da água armazenada na albufeira na sequência de um colapso da barragem ou de um dos seus órgãos. O método de avaliação do risco fornece o formato para uma determinação quantitativa e contribui com informação muito valiosa para os decisores.

1.4.2 — Identificação do risco

Primeiramente, identifica-se uma sequência de eventos, começando com aqueles que podem desencadear o colapso da barragem, e termina-se com as consequências do colapso (Figs. 3 e 4). Os eventos iniciais podem classificar-se como externos ou internos. Os externos incluem sismos, cheias e colapsos de barragens situadas a montante. Os eventos internos incluem alterações químicas das propriedades do solo ou do betão ou defeitos latentes de construção.

Estes eventos e as respostas do sistema "barragem-fundação-evacuador-albufeira" são modos potenciais de colapso que podem levar à libertação súbita do volume de água armazenado na albufeira. A amplitude e os prejuízos resultantes em perdas de vidas e bens vão depender dos diversos factores de exposição. Estes incluem a avaliação do percurso da onda de cheia, da área de inundação, do tempo do percurso, da hora do dia e da estação do ano e da eficiência do sistema de alerta e evacuação.

As consequências são classificadas em perdas de vidas e em perdas económicas que incluem danos nas propriedades, custos dos desordenamentos e perda de benefícios dos projectos. Durante a fase de identificação, a experiência e a capacidade de julgamento profissional, a revisão da informação disponível e a visita aos locais são utilizadas para estabelecer uma listagem com os tipos de eventos iniciais, sistemas de resposta, consequências, factores de exposição e consequências que são aplicáveis a um sistema particular "barragem-fundação-evacuador-albufeira".

1.4.3 — Estimação do risco

O segundo passo na avaliação do risco consiste na estimação das probabilidades e das consequências.

Os tipos de probabilidades a estimar estão indicadas na Fig. 4 e são as seguintes:

- Probabilidade anual de ocorrência da acção (eventos: sismo, cheia, etc), num seu intervalo de amplitudes, E – Prob (E)
- Probabilidade condicional (fragilidade) do colapso da barragem por um modo específico de colapso, F , ocorrendo a acção no intervalo E – Prob (F/E).
- Probabilidade condicional da resposta 0 (esvaziamento súbito da albufeira), ocorrendo o modo F de colapso – Prob (O/F).
- Probabilidade condicional da perda de vidas (em alguns casos também de danos materiais) L , para uma população em risco e ocorrendo a consequência 0 – Prob (L/O).

Devem considerar-se todas as sequências definidas para os eventos, e para cada percurso será feita a avaliação das perdas económicas (LE) e de vidas (LL) considerando os factores de exposição associados.

O custo do risco parcial para o percurso i obtém-se fazendo o produto das quatro probabilidades pelas consequências económicas:

$$c_i = \text{Prob}(E) \times \text{Prob}(F/E) \times \text{Prob}(O/F) \times \text{Prob}(L/O) \times (LE) \quad (5)$$

O custo do risco total obtém-se somando os custos do risco parcial em todos os percursos N que mutuamente se excluem:

$$C = \sum_{i=1}^N c_i \quad (6)$$

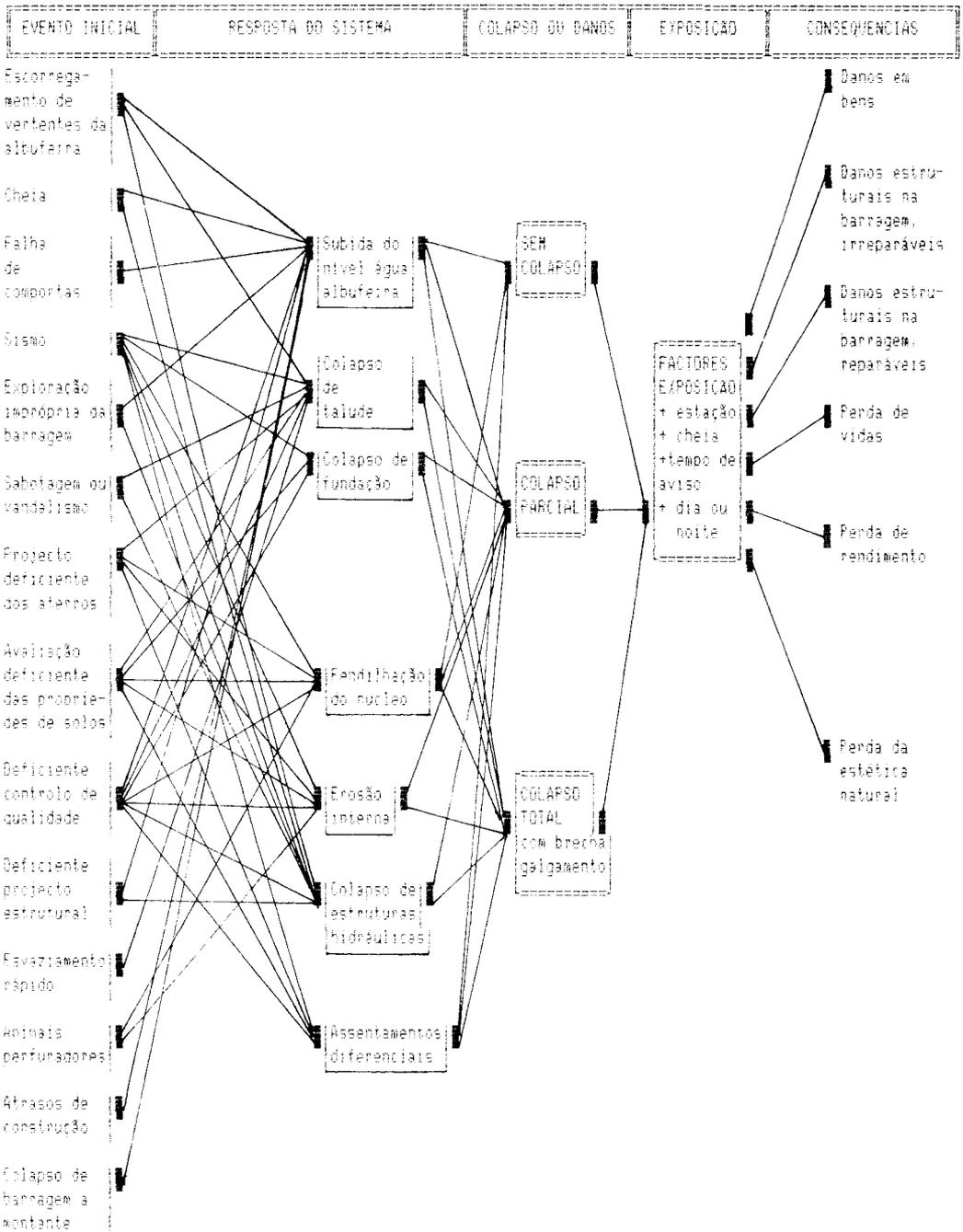


Fig. 3 — Diagrama do mecanismo: "evento-resposta do sistema-colapso/dano-exposição-consequências" (adaptado de Howell *et al.*, 1980)

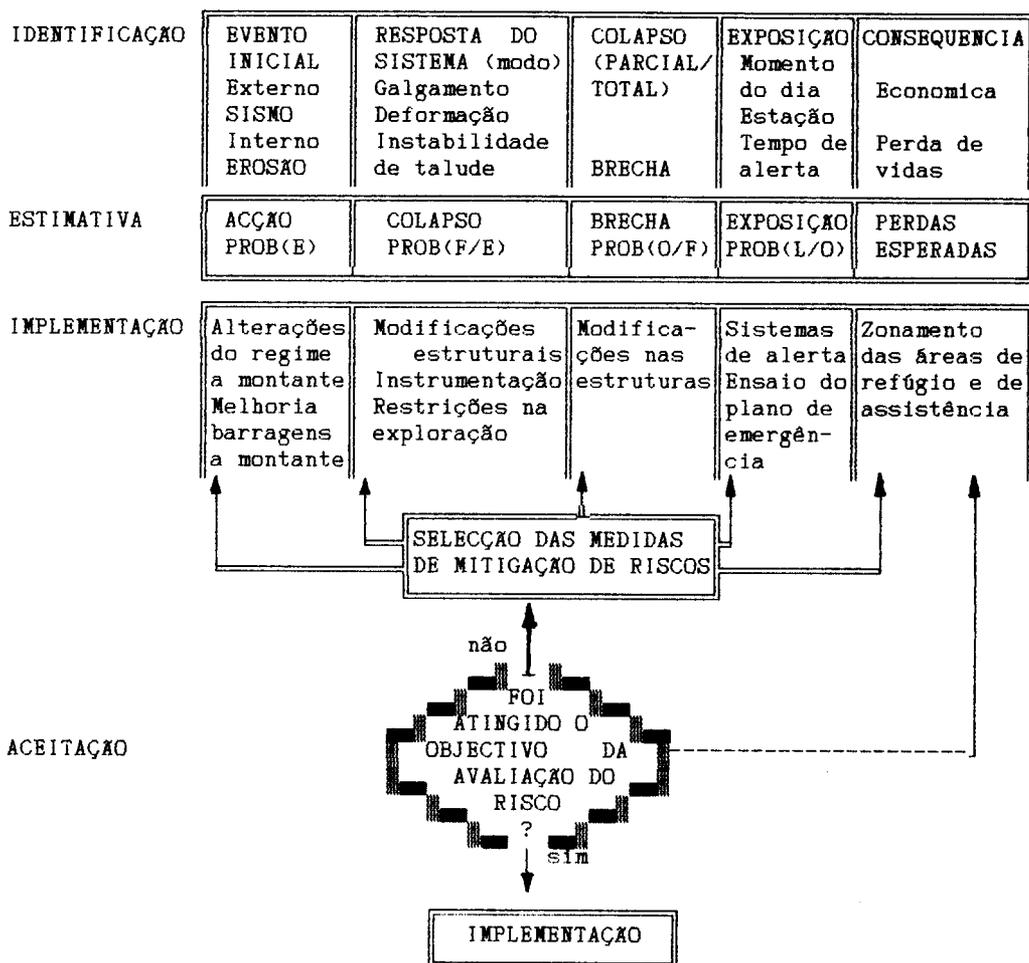


Fig. 4 — Método de avaliação e implementação da segurança de barragens por critérios de risco (adaptado de Bowles *et al.*, 1984)

A probabilidade de perdas de vida para uma população em risco devido ao colapso e descrito pelo passo i é dada por:

$$P_i = \text{Prob}(E) \times \text{Prob}(F/E) \times \text{Prob}(O/F) \times \text{Prob}(L/O) \quad (7)$$

Pode construir-se um histograma $P(L_{L_j})$ de perda de vidas somando as probabilidades de cada passo associado com os passos com potenciais níveis de perdas de vida, em vários intervalos de amplitudes:

$$P(L_{L_j}) = \sum P_i \quad (8)$$

no qual S é o conjunto de todos os passos para os quais $L_{L_j} < L_L < L_{L_j} + 1$

1.4.4 — Redução do risco

O segundo passo permite estimar a probabilidade de colapso, o custo do risco, a perda de vidas que estão associadas com cada modo de colapso ou combinação de modos de colapso para o projecto base e para decidir nada se fazer em alternativa.

Se, no entanto, os riscos são inaceitáveis, o analista entra num terceiro passo que envolve a formulação e avaliação de alternativas para reduzir os riscos, as quais são normalmente referidas como variantes ou modos de intervenção e ainda formas de reabilitação para barragens que estejam executadas.

A mitigação dos riscos pode obter-se reduzindo as probabilidades associadas com um determinado passo ou reduzindo as consequências correspondentes.

A Fig. 4 lista alguns exemplos de medidas de redução de risco e mostra a probabilidade ou consequência que pode ser esperada com tais implementações.

1.4.5 — Aceitação do risco

O último passo no processo de avaliação de riscos é a decisão de até que grau de segurança se deve chegar ou qual o risco residual que pode ser aceite.

Embora o analista possa fornecer informação e recomendações para esta decisão, compete ao decisor, como Dono da Obra, definir para cada caso a política de risco.

As decisões são especialmente sensíveis e difíceis quando estão vidas em jogo e quando são necessários grandes investimentos para promover acréscimos de segurança e que produzem pouco ou nenhum efeito nos benefícios económicos do projecto, com excepção, é claro, na esperada maior longevidade associada à menor probabilidade de colapso da barragem.

1.4.6 — Perda potencial de vidas

Não se pode deixar de realçar a importância de se considerar o impacte do potencial colapso numa barragem nas populações a jusante.

Para poder estimar a potencial perda de vidas nas populações em risco, é preciso recorrer a mapas de inundações apropriados.

Em geral há mais do que um tipo de população em risco, por exemplo, em recreio, agricultores, cidadãos numa cidade, etc., em que as populações se distinguem pela localização em relação aos respectivos tempos de alerta e características de exposição (por exemplo, distribuída como nas zonas rurais, densa como numa cidade, sazonal para os acampamentos ou comércio com diferentes horas do dia e da noite para as suas actividades características).

Cada população em risco tem de ser avaliada separadamente em relação à eficiência dum sistema de alerta, à fiabilidade do tempo de alerta considerando a duração de propagação da onda de cheia e eficiência dos planos de evacuação.

1.5 — Aplicação dos conceitos de segurança e risco ao caso da barragem de M'Jara

Os princípios básicos de segurança que se apresentaram podem ser mais bem apreciados e compreendidos numa aplicação prática ao caso concreto da barragem de M'Jara em Marrocos (HP, 1983).

Trata-se de um aproveitamento hidráulico de fins múltiplos que envolve grandes investimentos estimados em 12257 MDH (220 milhões de contos), dos quais 7778 MDH (140 milhões de contos) se destinam a uma barragem de aterro e a uma central hidroeléctrica, originando o sistema 289 MDH (5 milhões de contos) de encargos anuais de exploração (Fig. 5).

A central hidroeléctrica terá uma potência instalada de 240 MW e assegurará uma produção anual de 390 GWh que gera uma economia em combustível de 138 MDH/ano (2,5 milhões de contos).

O projecto é no seu conjunto economicamente viável, apresentando uma taxa interna de rendibilidade que ultrapassa 15% e um valor líquido actual de 1400 MDH (25 milhões de contos).

A barragem de M'Jara no rio Ouergha, afluente do rio Sebou, criará uma albufeira com uma capacidade bruta de 3800 Mm³, que permitirá amortecer e controlar as cheias que actualmente inundam a planície do Rharb com grande frequência (uma vez em cada dois anos) e grandes áreas de submersão (mais de 150 000 ha em grandes cheias) e ainda fornecer água para a rega de 86 000 ha na planície do Rharb e 13 300 ha no vale do Ouergha.

Na Fig. 6 representa-se a área de inundaçãõ estimada em 180 000 ha na planície do Rharb, durante as cheias de 1963.

Na Fig. 7 mostra-se o esquema de irrigaçãõ a longo prazo das planícies do Rharb e do Beth, e dos vales do Sebou e Ouergha envolvendo mais de 250 000 ha.

O benefício agrícola do projecto está estimado em 1153 MDH/ano (21 milhões de contos por ano), e só a reduçãõ da frequência e volumes de inundaçãõ na planície do Rharb gera uma economia de danos superior a 200 MDH/ano (3,6 milhões de contos por ano).

A importância dos prejuízos das cheias fica bem expressa pelo valor de 1860 MDH (33,5 milhões de contos) em que se estimam os danos actualizados da cheia de 1970, admitindo em funcionamento todo o esquema de exploraçãõ agrícola previsto para os terrenos.

O projecto permitirá a criaçãõ de 30 000 a 40 000 novos postos de trabalho na agricultura e de mais 10 000 em actividades afins.

Na fig. 8 apresenta-se a distribuiçãõ das populações na planície do Rharb. Cada "ponto" assinalado na figura representa 100 habitantes.

Admite-se que a populaçãõ na planície do Rharb ultrapasse 290 000 habitantes, e que nas áreas inundáveis residam 130 000, correspondendo 60 000 às áreas mais vulneráveis.

No vale do Ouergha, onde se prevê a exploraçãõ agrícola de 13 300 ha, estima-se que a populaçãõ vulnerável a ondas de cheia atinja 7000 habitantes.

A aplicaçãõ prática que nesta liçãõ se pretende fazer ao caso do aproveitamento hidroeléctrico de M'Jara envolverá primeiramente a optimizaçãõ da exploraçãõ da albufeira de M'Jara, na sua principal funçãõ de protecçãõ contra as cheias na planície do Rharb, assunto que constitui o Capítulo 2.

Na concepçãõ e anteprojecto da barragem de M'Jara utilizaram-se os conceitos clássicos de segurança apropriados a obras de aterro, mas investiu-se muito especialmente nos estudos e dimensionamento das obras às acções sísmicas, por a experiênciã indicar ser esta a situaçãõ com consequênciãas mais catastróficas e imprevisíveis para as populações e seus bens no caso de um colapso súbito da barragem.

Com a aplicaçãõ no Capítulo 3 das técnicas de análise de decisãõ na avaliaçãõ e implementaçãõ da segurança da barragem de M'Jara procurou-se detectar as eventuais deficiênciãas do anteprojecto e implementar medidas capazes de reduzir riscos e conducentes a propostas ao Dono da Obra para alterações a introduzir na fase de projecto de execuçãõ.

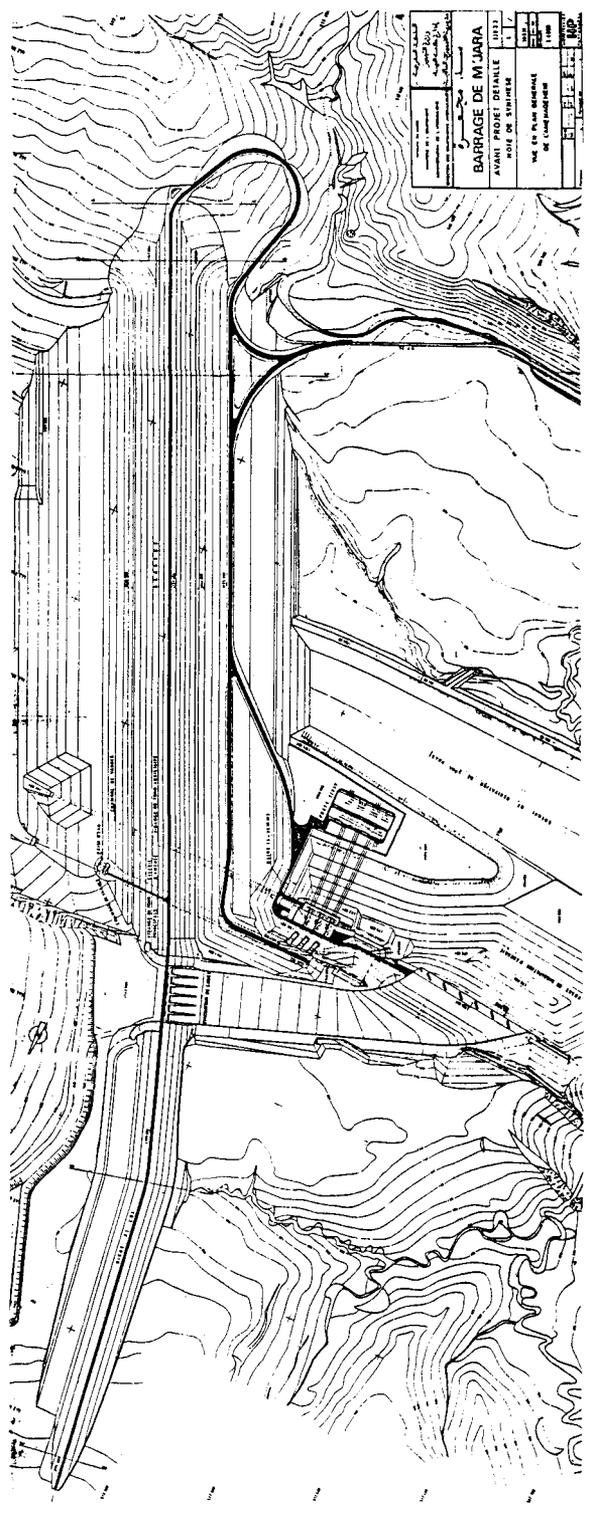
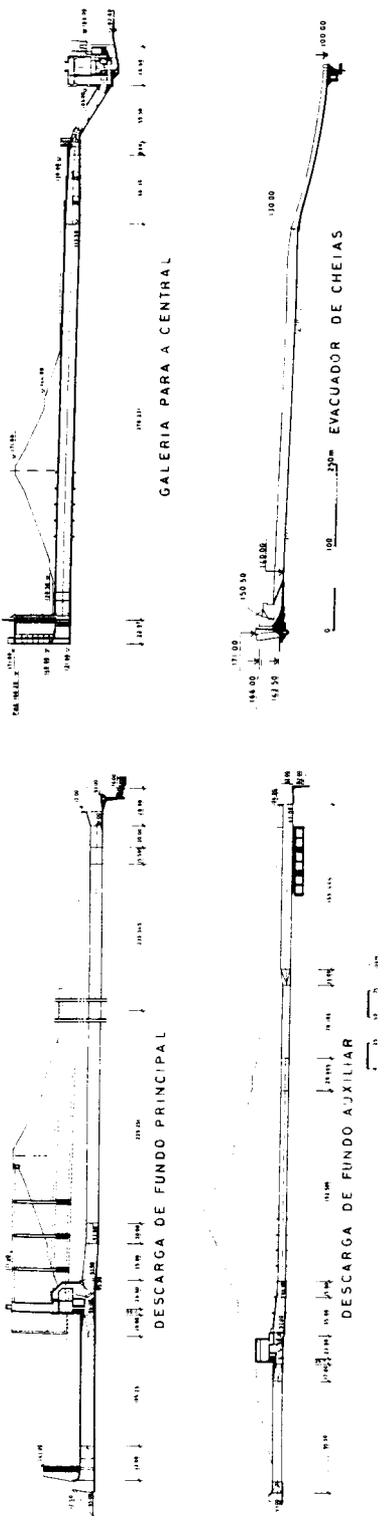


Fig. 5 — Planta geral e perfis longitudinais das obras do aproveitamento hidroelétrico de M'Jara

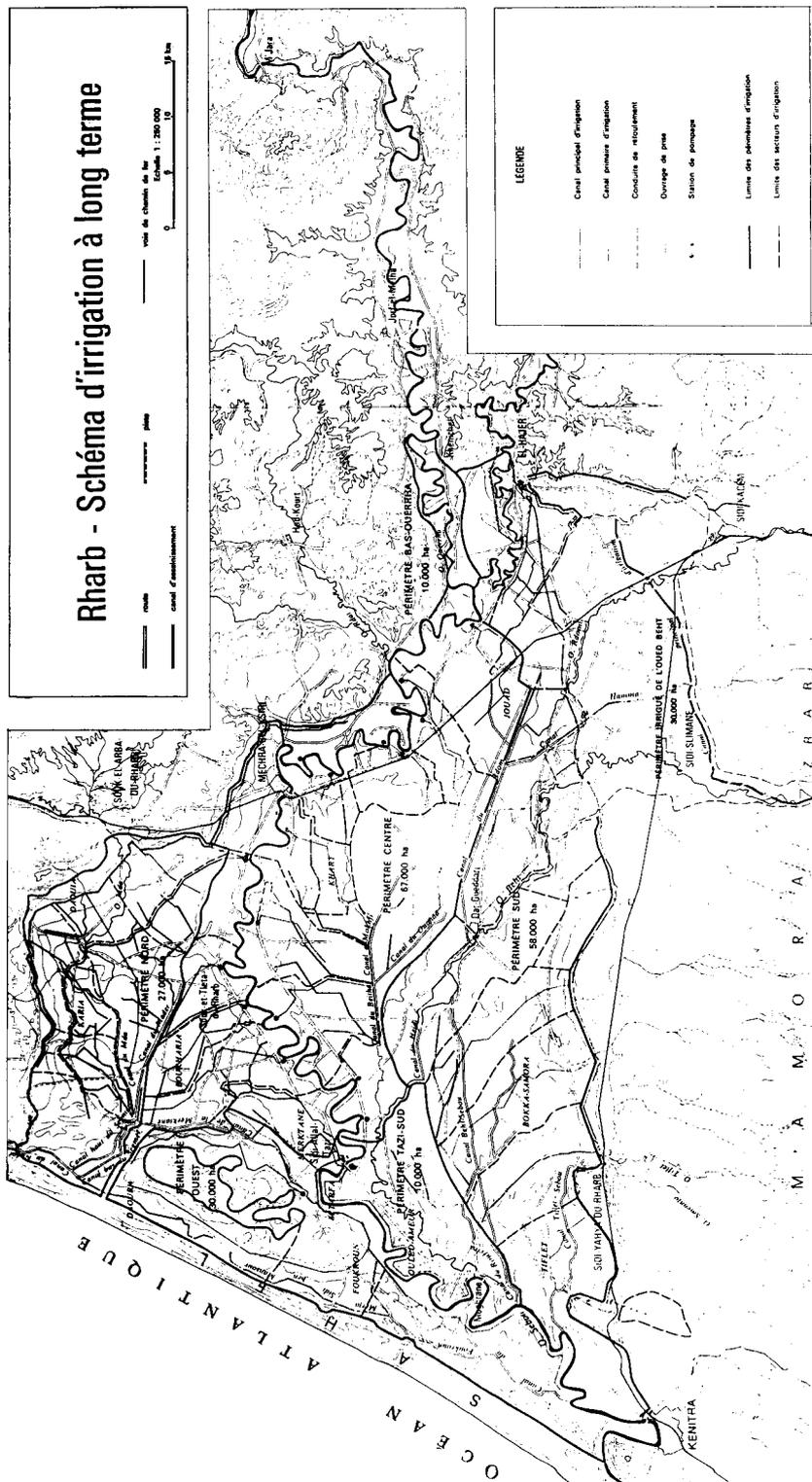


Fig. 7 — Esquema de irrigação a longo prazo da planície do Rharb (extraído do Atlas du Bassin du Sebou)

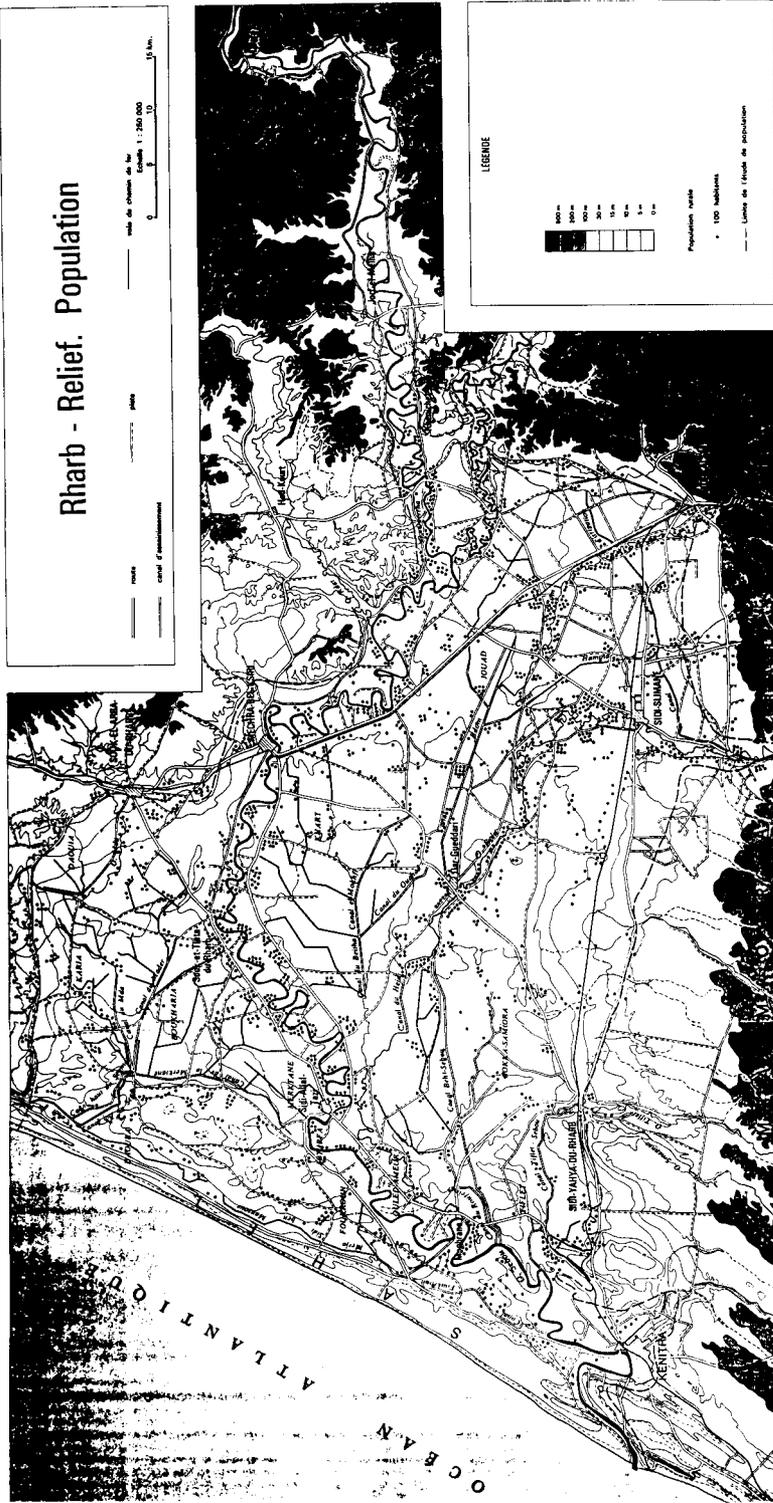


Fig. 8 — Distribuição das populações na planície do Rharb (extraído do Atlas du Bassin du Sebou)

Inventariaram-se os cenários principais que podiam conduzir ao colapso das obras, quer durante a fase de execução, quer de exploração do aproveitamento, e avaliaram-se os riscos correspondentes.

O exercício permitiu detectar as medidas de segurança a implementar, quer do ponto de vista estritamente económico, quer da perda potencial de vidas.

Porque a acção dos sismos gera cenários com colapsos súbitos das obras, sem se ter possibilidade de tirar partido dos sistemas de alerta e evacuação das populações em tempo útil, dedica-se o Capítulo 4 à apresentação simplificada de uma metodologia para previsão do comportamento sísmico da barragem.

O método permite avaliar a probabilidade de colapso da barragem, em termos dos deslocamentos permanentes sísmicos que correspondam a um mecanismo gerador desse colapso.

Houve que recorrer a este tipo de análise já que os critérios clássicos de segurança aos sismos, envolvendo métodos pseudo-estáticos, são totalmente inapropriados.

Como se verá e bastante surpreendentemente, não foram os cenários com sismos que exigiram as principais medidas de intervenção para reduzir os riscos.

A erosão interna revelou-se o cenário mais desfavorável e, por isso, torna-se indispensável na fase do projecto de execução adoptar medidas especiais de intervenção, quer por ensaios especiais de filtros, quer por um controlo muito apertado da fabricação e colocação dos filtros em obra.

O facto é surpreendente pois adoptaram-se as regras clássicas de dimensionamento dos filtros.

Será ainda necessário um estudo especial que permita esclarecer a incongruência que parece existir entre os resultados a que se chegou e aqueles que as próprias estatísticas de acidentes e colapsos mostram.

2 — MÉRITOS E OPTIMIZAÇÃO DA EXPLORAÇÃO DA ALBUFEIRA DE M'JARA NA PROTECÇÃO CONTRA AS CHEIAS

2.1 — Introdução

Para apreciar e otimizar os méritos da albufeira da barragem de M'Jara há que seleccionar figuras de mérito (F. M.) apropriadas. Sendo o aproveitamento hidráulico de fins múltiplos, com protecção contra cheias, rega da planície do Rharb e produção de energia eléctrica, a F. M. que integre todas as componentes para a optimização é demasiadamente complexa para uma apresentação nesta lição.

Atendendo à forte importância dos prejuízos das cheias (áreas inundáveis superiores a 150 000 ha — Fig. 9) e dado o facto de a albufeira de M'Jara contribuir apenas com água para 100 000 ha do sistema integrado de rega da planície do Rharb (áreas que atingirão 225 000 ha — Fig. 10), a F. M. da protecção contra as cheias assume preponderância nas principais opções e decisões a tomar.

A F. M. da produção de energia pesa pouco para a optimização procurada, pois a capacidade da albufeira tem de ser pouco acrescida para assegurar a rendibilidade máxima das águas turbináveis e destinadas a outros fins.

Acresce que, no caso da albufeira de M'Jara, e muito embora os riscos das inundações a jusante venham a ser fortemente reduzidos por uma exploração adequada da albufeira, o sistema é praticamente ineficiente para as grandes cheias. Daí que os critérios de segurança a adoptar para as obras, envolvendo os diversos cenários que possam levar as obras ao colapso, vão ser influenciados por tal circunstância. Não faria sentido investir demasiadamente na segurança das obras para resistir a cheias muito excepcionais, se os acréscimos de prejuízos desses colapsos pouco aumentassem, em termos relativos, em relação aos já desencadeados pela própria cheia causadora do colapso.

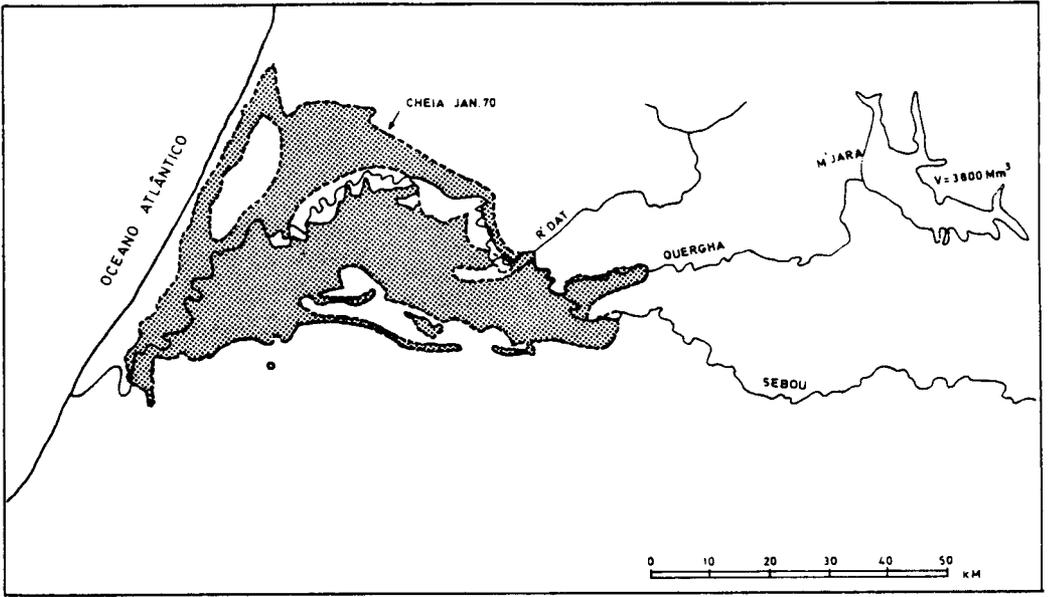


Fig. 9 — Inundação da planície do Rharb durante as cheias de 1970

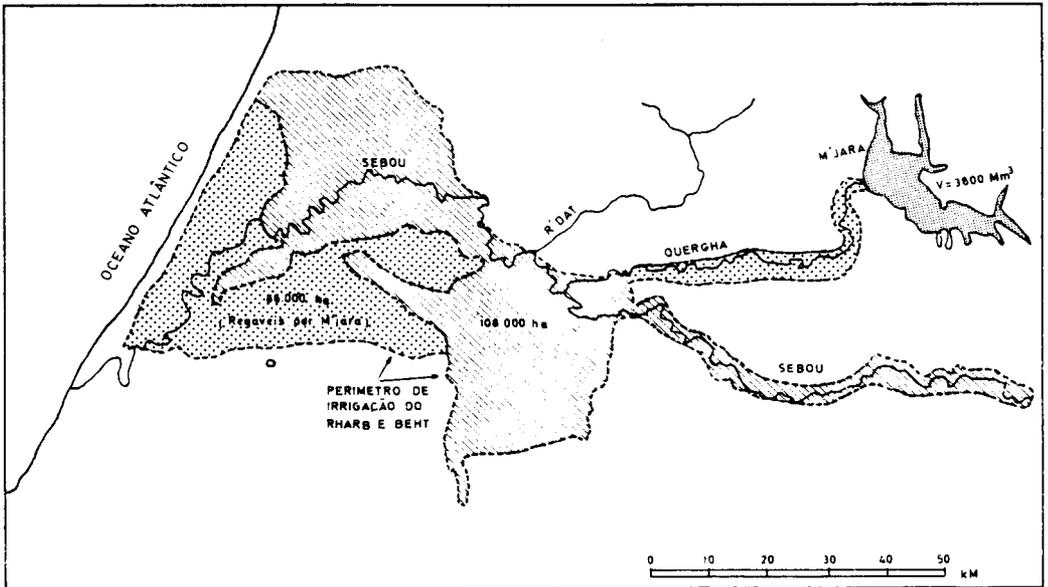


Fig. 10 — Perímetro de irrigação da planície do Rharb indicando as áreas regáveis por M'Jara

Já outras acções (como os sismos e a erosão interna) terão de ser encaradas com critérios de risco ou de segurança diferentes, quer em termos económicos, quer do ponto de vista de perda de vidas.

Pretende-se, pois, dispor de um instrumento de análise simples que permita avaliar os valores dos prejuízos esperados (em termos de esperanças matemáticas) de cada um dos cenários possíveis de colapso, compará-los com os valores esperados dos prejuízos para um comportamento normal das obras e poder, através de F. M., seleccionar e adoptar dispositivos e seguranças associados a sistemas de alerta que minimizem, em termos económicos aceitáveis, os riscos de perdas de bens materiais e de vidas.

Por isso, neste capítulo faz-se a aplicação de figuras de mérito para otimizar a exploração da albufeira de M'Jara na minimização de prejuízos esperados da ocorrência de cheias num funcionamento normal do aproveitamento.

No capítulo seguinte serão avaliados os prejuízos esperados, para o conjunto de cenários de funcionamentos acidentais independentes e com acções superiores às do dimensionamento, para os adicionar aos do funcionamento normal, e daí, por F. M. adequadas, prever e adoptar os dispositivos apropriados à minimização de prejuízos e perdas humanas.

Os montantes em jogo (investimentos associados à exploração agrícola intensiva de 225 000 ha e às próprias obras hidráulicas principais) e a população da planície do Rharb, estimada em 300 000 habitantes, justificam que se recorra a tais instrumentos de análise, já que os critérios determinísticos de segurança não permitem tomar decisões fundamentadas sobre os valores a investir na diminuição equilibrada dos riscos.

Os estudos dos esquemas de protecção da planície do Rharb contra as inundações feitos em 1975 pela NEDECO (consórcio de consultores holandeses) incluíram a optimização da capacidade da albufeira da barragem de M'Jara, tendo sido fixado o nível de pleno armazenamento à cota 156 NGM (volume bruto da albufeira de 2600 Mm³), invocando condicionamentos geológicos e topográficos para não ultrapassar tal capacidade.

A HP, nos estudos do projecto para concurso forneceu à Administração de Hidráulica do Reino de Marrocos um conjunto de elementos e sugestões que permitiram novos estudos de optimização, fixando o nível de pleno armazenamento à cota 166,5 NGM (capacidade de 3730 Mm³).

Os méritos da solução final podem apreciar-se sob vários aspectos das F. M. das cheias. Escolheu-se a eficiência hidráulica, como primeira F. M., entendendo-se, como tal, a relação entre o volume esperado de água impedido de inundar a planície do Rharb com o sistema de exploração previsto para a albufeira de M'Jara, e o volume esperado de água que inunde a mesma planície na ausência da barragem de M'Jara (ou, caso exista, se encontre em pleno armazenamento quando ocorram cheias, situação que corresponde a não utilizar curvas-guia ou de alerta na exploração da albufeira).

A F. M. da eficiência hidráulica permite ainda (para um mesmo sistema de exploração com curvas-guia e pré-descargas sob alerta) avaliar o efeito de diversos volumes de reserva permanentes na albufeira para o controlo das cheias e procurar uma optimização em termos hidráulicos (sem, contudo, englobar critérios económicos específicos).

No caso da albufeira de M'Jara o sistema de exploração com curvas-guia impõe, em Dezembro e Janeiro, o nível mais baixo de armazenamento, gerando um encaixe disponível de 1100 Mm³. O sistema de alerta para as cheias que cheguem à albufeira será montado para antever o volume a pré-d Descarregar. O tempo de concentração da bacia hidrográfica em M'Jara é de 36 h, pelo que em teoria é possível, para cada cheia que vai chegar, utilizar as duas descargas de fundo durante cerca de 30 h. Com a albufeira à cota 156,2 m NGM (imposta pela curva-guia), a vazão conjunta das duas descargas é de 1660 m³/s e no fim da pré-descarga para a cota 154,6 m NGM é de 1637 m³/s.

O rio Sebou ao atravessar a planície do Rharb e após realização das obras previstas terá uma capacidade de transporte de 2200 m³/s sem inundar os campos marginais. Sabendo-se que a relação média de caudais no troço do Sebou onde começará o transbordamento (após a confluência com o R'Dat) e em M'Jara (no rio Ouergha, afluente do Sebou) é de 1,5, poderão fazer-se pré-descargas em M'Jara, e em termos médios, de $2200/1,5 = 1467$ m³/s.

Em 30 h de pré-descarga de 1467 m³/s, pode, pois, gerar-se antecipadamente, um volume disponível para encaixe das cheias da ordem de 160 Mm³. Este tipo de exploração permite evitar que a planície do Rharb seja inundada pelo volume de $1100 + 160 = 1260$ Mm³ retido em M'Jara.

Tendo em vista apreciar o interesse de criar uma reserva permanente na albufeira para aumentar a eficiência hidráulica, fez-se com esta F. M. um estudo de sensibilidade, variando a reserva permanente de 0 a 500 Mm³ (100, 160, 220, 300 e 500 Mm³). Como se verá, a reserva permanente de 160 Mm³ foi considerada a mais adequada, por constituir o limiar do intervalo em que a eficiência hidráulica cresce rapidamente, para depois decair para um gradiente 2,5 vezes menor.

Utilizou-se, também, uma F. M. em termos de benefícios/custos. Escolheu-se a relação entre o valor esperado do valor actual dos benefícios (encarados como prejuízos evitados pelo sistema de controlo de cheias) e o valor actual do custo da construção associado à produção desses benefícios.

As F. M. adoptadas avaliam os "prejuízos anuais esperados" com as cheias na planície inundável do Rharb. Os benefícios esperados do sistema de protecção são a diferença dos prejuízos esperados sem e com as obras previstas nas diversas situações.

Incluíram-se nestas situações, para além da exploração com a reserva permanente de 160 Mm³, a de outras reservas permanentes para avaliar o mérito em termos de benefícios.

Para obter o valor esperado do benefício actual do sistema de protecção em apreço, tem de atribuir-se um período de vida ao sistema e uma taxa de juro de capitalização (a que se desconta a taxa de inflação). O valor assim obtido divide-se pelo custo do investimento necessário para gerar e explorar o sistema de protecção, fornecendo um índice de mérito.

Os índices de mérito permitem escolher entre alternativas ou apreciar a sensibilidade da variação para os integrar noutras figuras de mérito concorrenciais.

Como se verá, os prejuízos das cheias dependem directamente dos volumes de inundação da planície do Rharb. Estes constituem processos estocásticos tal como os correspondentes prejuízos. Por isso, é possível calcular os valores esperados para os prejuízos das cheias com base nas funções de distribuição de probabilidade anual dos volumes das cheias.

A apreciação das inundações históricas, na planície do Rharb, permitiu verificar que há uma relação directa dos prejuízos com os volumes de inundação. Estes estão relacionados com os volumes de cheia na confluência do rio Sebou com o rio R'Dat e dependem da capacidade de transporte do leito do rio Sebou.

Os volumes de cheia na confluência com o R'Dat estão, por sua vez, bem correlacionados com os volumes de cheia no rio Ouergha em M'Jara. Verifica-se, também, que os volumes das grandes cheias estão fortemente correlacionados com os volumes mensais afluídos a M'Jara.

Dado o grande volume da albufeira de M'Jara e o seu efeito regularizador, basta conhecer os volumes mensais para praticamente se conhecerem os volumes de cheia. Por isso, foi possível fazer a análise da probabilidade dos valores máximos anuais dos volumes mensais afluídos a M'Jara, de acordo com as várias funções típicas de distribuição de probabilidade.

Conhecidos os valores mensais dos caudais em M'Jara, conhecem-se os correspondentes volumes mensais na confluência do rio Sebou com o afluente R'Dat, onde começam as inundações, e, para a capacidade de transporte do Sebou nesse troço, determinam-se os volumes de inundação na planície do Rharb.

A exploração da albufeira de M'Jara para controlo das cheias foi considerada como uma situação determinística das "resistências" (o volume reservado pela curva-guia tem um valor constante de 1100 Mm³, as pré-descargas asseguram um valor adicional de 160 Mm³ e a reserva permanente de 160 Mm³ está também sempre disponível), o que cria idealmente um sistema de controlo e de pré-aviso de cheias sem falhas. Na realidade, o armazenamento inicialmente disponível na albufeira para controlo das cheias é uma variável estocástica.

Optou-se, porém, por associar apenas um carácter aleatório às "acções" dos máximos anuais dos volumes mensais afluídos, que por serem maiores que os volumes das cheias individuais conferem uma fiabilidade adicional ao processo. Com efeito, a aleatoriedade da diferença entre os volumes mensais e os volumes de cheia pode em parte compensar o efectivo carácter não determinístico do armazenamento de encaixe imposto na albufeira para controlo das cheias.

O risco de, por falha humana, não se proceder adequadamente à pré-descarga de 160 Mm³, o risco de não funcionar o sistema de alerta para iniciar as descargas, o risco de avaria nos comandos das descargas de fundo, o risco de o caudal do Sebou não permitir a pré-descarga total do volume, sem provocar, desde logo, a inundaçãõ da planície do Rharb, traduzem bem o carácter aleatório do volume de encaixe no início das cheias. Daí que a reserva permanente, com o mesmo volume, seja muito mais eficaz do ponto de vista estatístico do que a efectivamente revelada pelas F. M. adoptadas.

2.2 — Volumes mensais máximos anuais na albufeira de M'Jara

Na Fig. 11 representam-se as diversas funções de distribuição consideradas para os volumes mensais máximos anuais na albufeira de M'Jara. Das diversas funções utilizadas para os volumes mensais registados num período de 50 anos (1930/89) a Lei Gamma foi escolhida por ter conduzido aos valores mais desfavoráveis.

Para controlo, utilizaram-se também os máximos anuais dos volumes afluentes em 15 dias consecutivos, num período de 30 anos (1959/89). Na mesma figura representam-se os resultados para as distribuições Gamma e Goodrich, sendo agora esta a mais desfavorável. Multiplicando os resultados da distribuição Gamma para os volumes quinzenais por um factor 1,5, obtém-se uma distribuição praticamente coincidente com a dos volumes mensais para cheias com períodos de retorno Tr superiores a 100 anos.

Fez-se, também, o estudo estatístico dos caudais instantâneos máximos anuais no período de 57 anos (1932/89). A aplicação da distribuição Gamma e a consideração de uma relação igual a 0,6 entre o caudal instantâneo expresso em m³/s e o volume mensal expresso em Mm³ conduziu a uma distribuição que, embora forneça valores razoáveis para períodos de retorno superiores a 500 anos, é manifestamente desfavorável, e como seria de esperar, para as pequenas cheias ($Tr < 100$ anos).

Em face de todos os resultados, considerou-se que a distribuição Gamma para volumes mensais, no período de 50 anos, seria representativa das aflúncias nas grandes cheias, sendo contudo um pouco desfavorável para as pequenas cheias.

Para facilitar os cálculos subsequentes, utilizou-se a seguinte expressão aproximada para avaliar os volumes de cheia afluentes à albufeira de M'Jara em função do período de retorno Tr :

$$Vm \text{ (Mm}^3\text{)} = 2250 + 1950 (\log Tr - 1) \quad (9)$$

Na mesma Fig. 11 mostra-se a distribuição dos volumes de cheia proposta pela NEDECO, nos seus estudos de 1975. Os muito maiores volumes de cheia propostos decorrem de ter feito um estudo estatístico dos máximos anuais dos caudais instantâneos e escolhido deterministicamente a forma adimensional do histograma da cheia mais desfavorável para o aplicar às outras cheias.

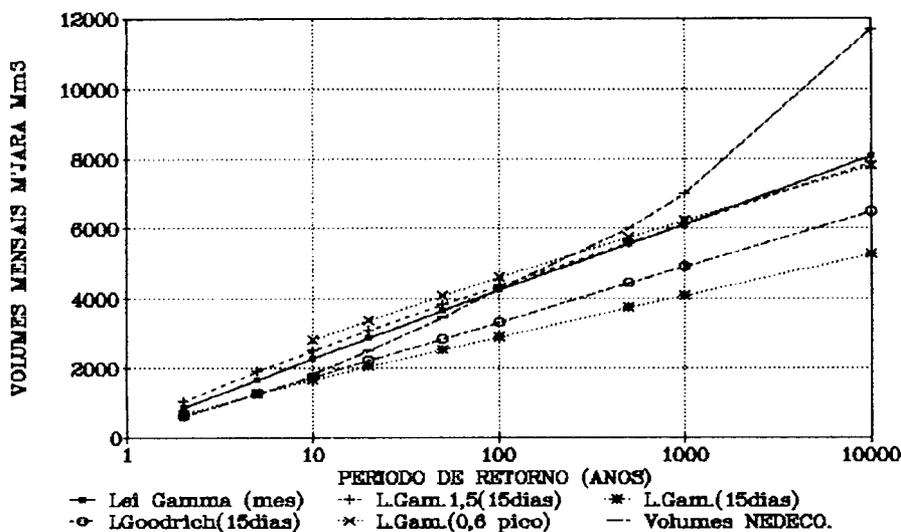


Fig. 11 — Distribuições de probabilidade dos volumes mensais máximos anuais afluentes à albufeira de M'Jara

2.3 — Relação entre os volumes de cheia em M'Jara e os volumes de cheia no Sebou, na confluência com o rio R'Dat

O estudo das cheias históricas na planície do Rharb, feito pela NEDECO, mostra haver uma relação linear entre os volumes de cheia em M'Jara e na confluência do rio Sebou com o R'Dat, onde têm início os transbordamentos. Na Fig. 12 verifica-se que a relação dos volumes de cheia se traduz pela expressão:

$$V_{\text{confl.}} = 1,5 V_m \quad (10)$$

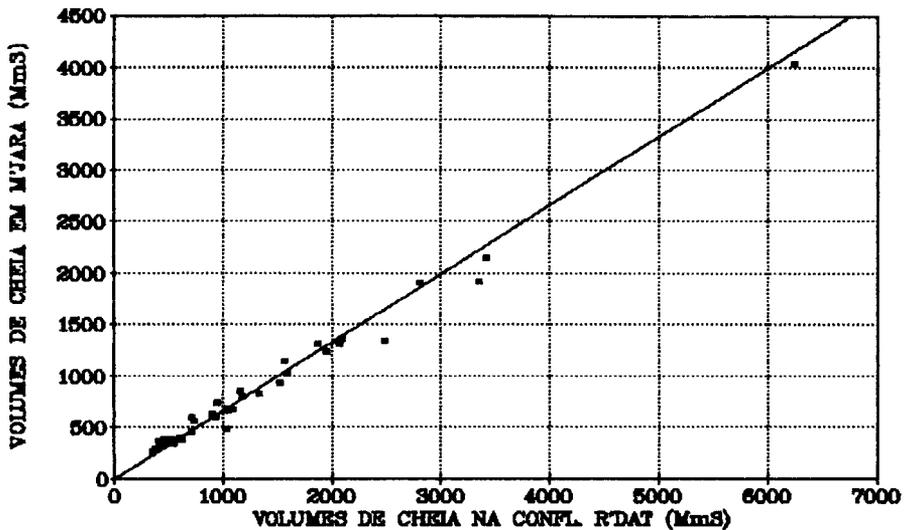


Fig. 12 — Relação entre os volumes de cheia em M'Jara e na confluência do R'Dat com o Sebou

2.4 — Relação entre os volumes de cheia na confluência com o R'Dat e os volumes de inundação da planície do Rharb

O estudo das cheias históricas, elaborado pela NEDECO e traduzido na Fig. 13, mostra a relação entre os volumes de inundação na planície do Rharb e os volumes de cheia na confluência com o R'Dat. A relação expressa na Fig. 13:

$$V_{inund.} = 0,4048 (V_{confl.} - 750) \text{ Mm}^3 \quad (11)$$

tem em conta o actual efeito regularizador da barragem de Idriss I, já em exploração no Alto Sebou, bem como a futura capacidade de transporte do rio Sebou melhorada (com diques) para 2200 m³/s.

2.5 — Relação entre os volumes de inundação na planície do Rharb e os volumes de cheia em M'Jara

Dadas as relações anteriormente obtidas, os volumes de inundação na planície do Rharb podem obter-se dos volumes de cheia em M'Jara através da expressão:

$$V_{inund.} = 0,6072 (V_m - 500) \text{ Mm}^3 \quad (12)$$

que se encontra representada na Fig. 14.

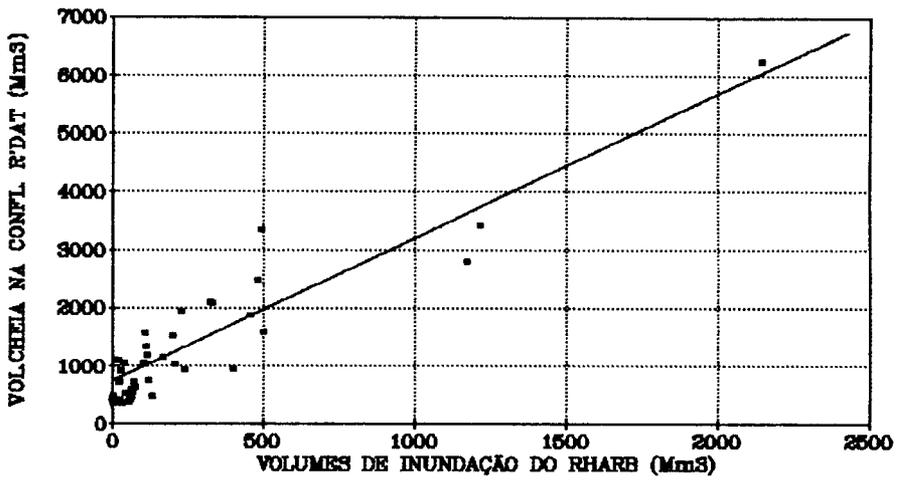


Fig. 13 — Relação entre os volumes de cheia no Sebou, na confluência com o R'Dat, e os volumes de inundação na planície do Rharb

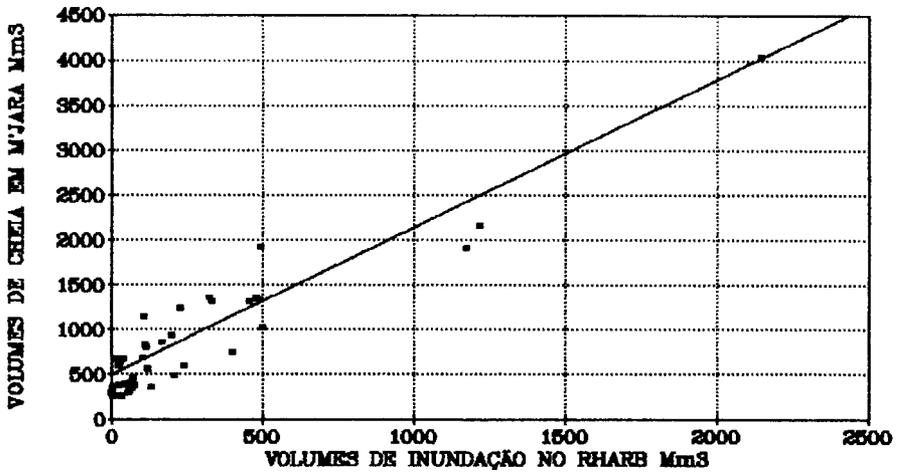


Fig. 14 — Relação entre os volumes de cheia em M'Jara e os volumes de inundação na planície do Rharb (com Idriss I)

2.6 — Duração dos transbordamentos na planície do Rharb, em função dos volumes de cheia em M'Jara

A Fig. 15 apresenta a relação entre os volumes das cheias em M'Jara e a duração, em horas, em que o rio Sebou transborda para a planície do Rharb.

$$\text{Duração do transbordamento (h)} = 0.0910 V_m (\text{Mm}^3) \quad (13)$$

$$\text{Duração do transbordamento (dias)} = 0.0038 V_m (\text{Mm}^3) \quad (14)$$

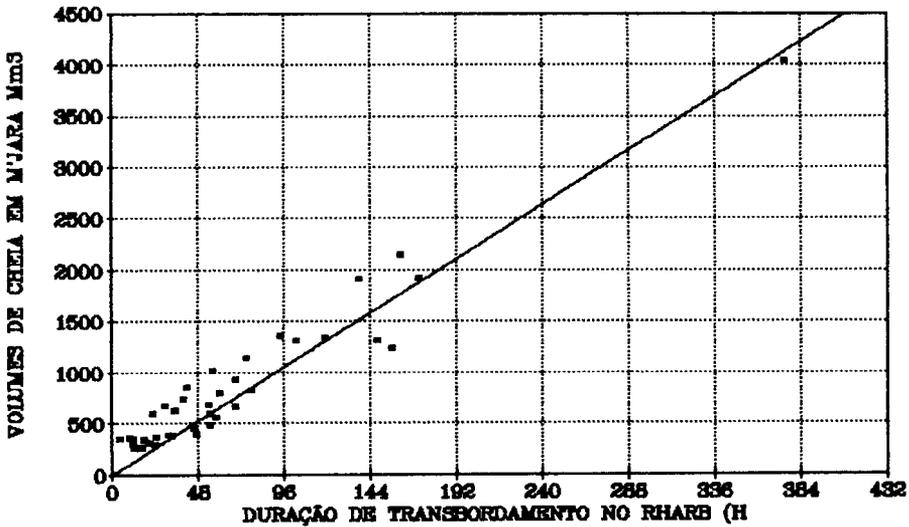


Fig. 15 — Relação entre o volume das cheias em M'Jara e a duração do transbordamento na planície do Rharb

2.7 — Figura de mérito — eficiência hidráulica

Como já foi referido, entende-se por eficiência hidráulica (E. H.) a relação entre o volume esperado da inundação evitada pelo sistema de exploração adoptado na albufeira e o volume esperado de inundação na planície, na ausência da barragem (ou sem que a albufeira encaixe cheias).

No Quadro 1 apresenta-se o cálculo da E. H. para a exploração da albufeira com vários volumes de "reserva permanente" para encaixe de cheias.

Na primeira coluna figura o período de retorno, T_r , cujos valores foram escolhidos de forma a gerar onze intervalos de volumes de inundação da mesma ordem de grandeza. O valor médio dos intervalos dos volumes de inundação, com a mesma probabilidade de ocorrência, é de cerca de 400 Mm³. Obtém-se, assim, um conjunto uniforme de intervalos de volumes.

Na segunda coluna figura o volume de inundação da planície do Rharb, correspondente a T_r , supondo em funcionamento a barragem de Idriss I no alto Sebou, e a não existência da barragem de M'Jara (ou sem os seus efeitos úteis de encaixe de cheias).

QUADRO 1

Cálculo da eficiência hidráulica da albufeira de M'Jara para diversos volumes de reserva permanente

Período de retorno	Volume de inundação do Rharb	Risco anual inundação do Rharb						
	c/Idriss I s/M'Jara	c/Idriss I s/M'Jara	c/Idriss I c/M'Jara					
			Reserva 0 Mm ³	Reserva 100 Mm ³	Reserva 160 Mm ³	Reserva 220 Mm ³	Reserva 300 Mm ³	Reserva 500 Mm ³
(Anos)	Rb (Mm ³)	Rb/T	Rbm/T	Rbm/T	Rbm/T	Rbm/T	Rbm/T	Rbm/T
2	235	117,500						
5	706	141,200						
10	1062	106,200						
20	1420	71,000	8,000	3,000	0,000			
50	1890	37,800	12,600	10,600	9,400	8,200	6,600	2,600
100	2246	22,460	9,860	8,860	8,260	7,660	6,860	4,860
200	2603	13,015	6,315	6,210	5,915	5,615	5,215	4,215
500	3074	6,148	3,628	3,428	3,308	3,188	3,028	2,628
1000	3430	3,430	2,170	2,070	2,010	1,950	1,870	1,670
2000	3786	1,893	1,263	1,213	1,183	1,153	1,113	1,013
4000	4143	1,035	0,720	0,696	0,681	0,666	0,645	0,596
10000	4614	0,461	0,335	0,325	0,319	0,314	0,305	0,285
Volume anual esperado de inundação (Mm ³)		522,120	45,290	36,400	31,076	28,745	25,636	17,867
Eficiência Hidráulica $1 - \Sigma Rbm/T / \Sigma Rb/T$			91,30%	93,00%	94,00%	94,50%	95,10%	96,57%

O volume de inundação para cada período de retorno obtém-se da conjugação das expressões (9) e (12):

$$V_{inund.} = 1184 \log Tr - 121,5 \text{ Mm}^3 \quad (15)$$

Na terceira coluna calcula-se o risco anual de inundação no Rharb dividindo o volume de inundação pelo respectivo período de retorno e o somatório dos valores desta coluna representa o volume anual esperado de inundação da planície do Rharb sem a intervenção da albufeira de M'Jara como órgão de protecção contra as cheias.

Na quarta coluna calcula-se o volume anual esperado de inundação com a albufeira de M'Jara funcionando com um volume de encaixe de 1100 Mm³ e um volume de 160 Mm³ (conseguido com pré-descargas à chegada da cheia), mas sem qualquer reserva permanente.

Os valores da quarta coluna obtém-se facilmente dos volumes da segunda coluna, subtraindo aos volumes de inundação no Rharb o volume encaixado em M'Jara (na coluna em cálculo tem o valor de 1100 + 160 = 1260 Mm³) e dividindo o resultado pelo período de retorno. Somando os valores da coluna obtém-se o volume anual esperado de inundação com a intervenção do encaixe na albufeira de M'Jara.

A eficiência hidráulica do sistema de exploração da quarta coluna obtém-se dividindo o volume total esperado da inundação evitada (somatório da terceira coluna – somatório da quarta coluna) pelo volume total esperado, da inundação não evitada, sem a barragem de M'Jara (somatório da terceira coluna). A eficiência hidráulica obtida para esta situação é de 91.3%.

As restantes colunas são calculadas da mesma forma, mas o volume total de encaixe vai aumentando com a reserva permanente de cada caso.

Escolheram-se reservas permanentes de 100, 160, 220, 300 e 500 Mm³ para apreciar a sensibilidade da eficiência hidráulica a esta reserva.

Na Fig. 16 representa-se a variação da E. H. com o volume da reserva permanente. É nítido que o volume de 160 Mm³ constitui um limiar de melhor eficiência.

Na mesma figura e a tracejado apresentam-se os resultados de um cálculo análogo supondo que a barragem de Idriss I não regulariza adequadamente as suas cheias. A eficiência hidráulica aumenta naturalmente, mas a reserva permanente não varia de valor.

Na Fig. 17 apresenta-se o período de retorno da ocorrência da inundação da planície do Rharb em função do valor da reserva permanente na albufeira de M'Jara. Quanto maior a reserva permanente assim diminui a probabilidade de inundação.

Sem qualquer reserva permanente, o período de retorno de inundação é da ordem de 15 anos. Para a reserva permanente de 160 Mm³, o período de retorno sobe para 20 anos.

Considera-se este valor aceitável em termos económicos, pois os serviços oficiais de agricultura de Marrocos aceitam 30% de deficiências na rega com uma frequência de 0,05, ou seja, um período de retorno de 20 anos.

O andamento da curva da Fig. 17 mostra que maiores reservas aumentam o período de retorno das inundações. Porém, o que dita o montante dos prejuízos das inundações é o volume transbordado e não propriamente a ocorrência de inundação, pelo que esta figura de mérito só terá interesse do ponto de vista psicológico para as populações afectadas.

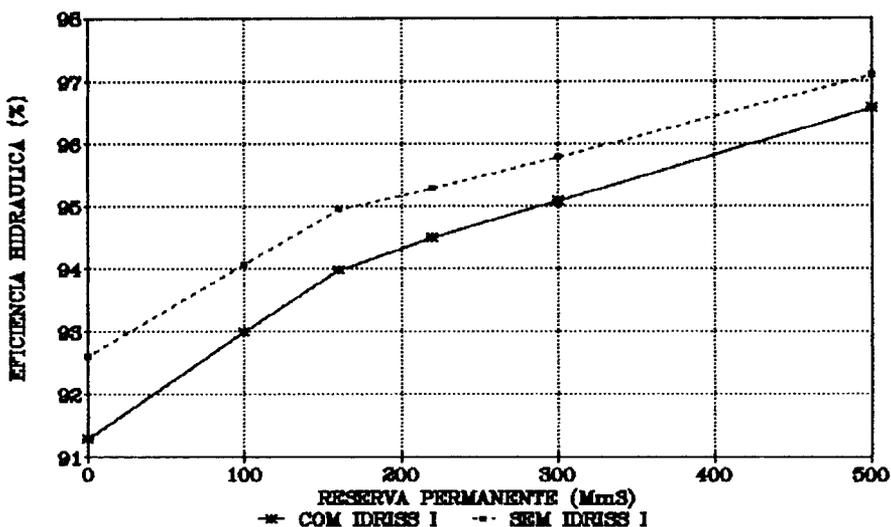


Fig. 16 — Variação da eficiência hidráulica com o volume da reserva permanente na albufeira de M'Jara

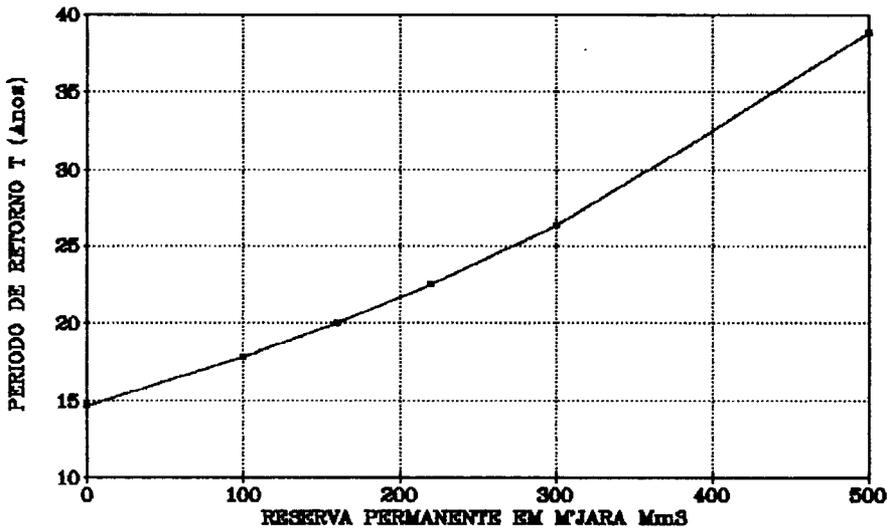


Fig. 17 — Período de retorno da inundação da planície do Rharb em função da reserva permanente na albufeira de M'Jara

Na Fig. 18 mostram-se os riscos anuais de volumes de inundação para os diferentes períodos de retorno considerados e para cada uma das reservas permanentes ensaiadas para a exploração da albufeira de M'Jara. A figura mostra claramente que só nas cheias com períodos de retorno inferiores a 100 anos se verifica uma acentuada eficiência na redução dos volumes de inundação. Com efeito, para períodos de retorno superiores a 500 ou 1000 anos, a contribuição da reserva permanente para a eficiência hidráulica é pouco importante. Assim, não é crítica para esta F. M. a influência das funções de distribuição de probabilidade adoptadas para os volumes mensais afluentes a M'Jara.

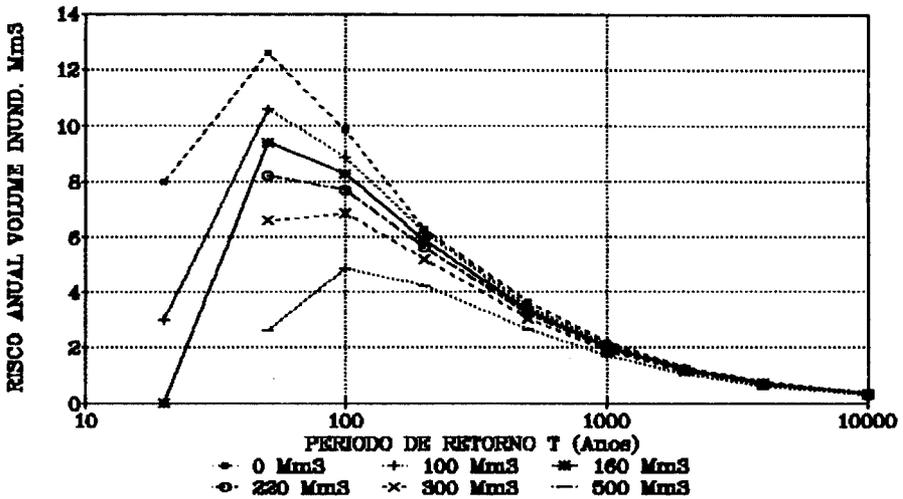


Fig. 18 — Risco anual de volumes de inundação na planície do Rharb em função da reserva permanente na albufeira de M'Jara

A Fig. 19 mostra a eficiência hidráulica da exploração da albufeira de M'Jara (dispondo de uma reserva permanente de 160 Mm³), e que se concentra fundamentalmente nas cheias com períodos de retorno inferiores a 50 a 100 anos.

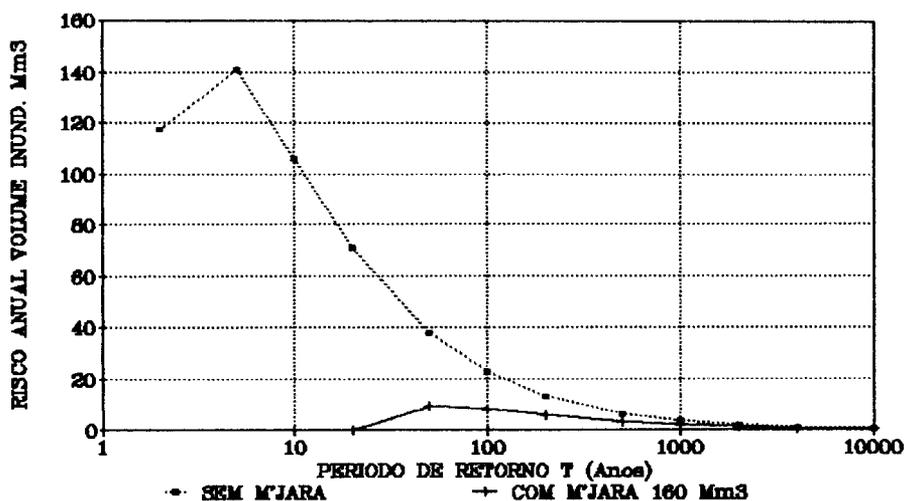


Fig. 19 — Comparação do risco anual do volume de inundação na planície do Rharb com e sem acção do encaixe de cheias em M'Jara

2.8 — Figura de mérito — benefícios-custos

Os prejuízos com a inundação da planície do Rharb são função dos volumes de inundação. A NEDECO, com base em quatro cheias históricas (1963, 1965, 1970 e 1971), avaliou nos seus estudos de 1975 os prejuízos totais em função dos volumes de inundação.

Os prejuízos avaliados envolveram:

- (1) bens agrícolas (culturas, produtos armazenados e diques)
- (2) sociais (habitações, mobiliário, utensílios, *stocks* familiares e outros bens)
- (3) infra-estruturas (ferroviárias, viárias e porto de Kénitra)
- (4) equipamentos de irrigação (sistemas de rega e drenagem, nivelamentos dos terrenos, equipamentos agrícolas, sistemas de distribuição eléctrica e de telecomunicações)
- (5) danos vários (gerados indirectamente em diferentes sectores da Economia, como valores acrescentados à actividade agrícola).

Os prejuízos foram avaliados para diversas situações no tempo, desde a existente no momento da execução dos estudos em 1975 até à que corresponde à realização de todas as obras de irrigação previstas na planície do Rharb.

A actualização do estudo da NEDECO exigiu, no entanto, diversas e importantes adaptações. Por um lado, foi necessário actualizar os diversos preços dos produtos agrícolas desde 1974 a 1989. Por outro, a Administração modificou o programa e objectivos da exploração agrícola dos terrenos irrigáveis. Os objectivos principais passaram a ser o da produção de cana-de-açúcar (56 720 ha dos 100 000 ha dominados pela barragem de M'Jara) e a produção de leite e carne em toda a planície do Rharb para satisfazer 30% do consumo nacional de leite.

A programada intensificação da produção de forragens fez valorizar enormemente os benefícios agrícolas dos terrenos irrigáveis pelo que os prejuízos latentes em caso de inundação sobem fortemente em relação às previsões de 1975.

Em termos médios, para a programada irrigação total do perímetro do Rharb e com as maiores e mais valiosas produções agrícolas e pecuárias e tendo em conta a desvalorização monetária, os prejuízos da previsão de 1975 da NEDECO multiplicam-se por sete, a preços actuais (1989).

Para a situação actual de exploração dos terrenos inundáveis admitiu-se que os prejuízos seriam de ordem de 30% dos que ocorrerão no futuro (a mesma proporção a que a NEDECO chegou nos seus estudos em 1975).

Na Fig. 20 representam-se as curvas que traduzem os prejuízos da inundação em função do volume de inundação da planície do Rharb. A curva a cheio representa os prejuízos a preços de 1989 supondo executado todo o programa previsto de irrigação e defesa. A curva a ponteados representa os prejuízos, também a preços de 1989, na situação actual de exploração.

As curvas são traduzidas pelas seguintes expressões:

— situação futura (a preços de 1989):

$$\text{Vinund.} > 400 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = 336 + 0,686 \text{ Vinund.} \quad (16)$$

$$400 > \text{Vinund.} > 100 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = 126 + 1,190 \text{ Vinund.} \quad (17)$$

$$\text{Vinund.} < 100 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = \quad \quad 2,450 \text{ Vinund.} \quad (18)$$

— situação actual (a preços de 1989):

os prejuízos reduzem-se a um terço dos anteriores.

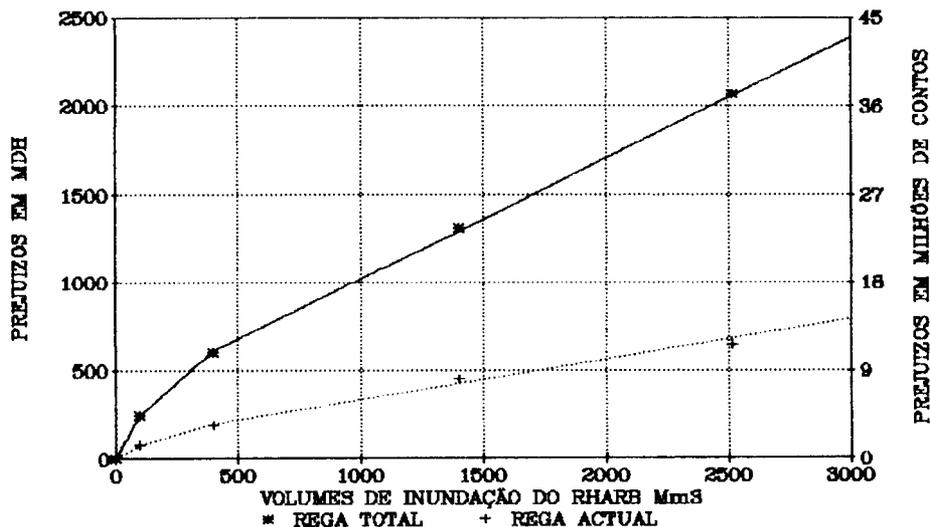


Fig. 20 — Relação entre os prejuízos na planície do Rharb e os volumes de inundação para a situação actual e futura

Relembrando que o volume mensal de inundação na planície do Rharb é dado, em função de Tr , por:

$$\text{Vinund (Mm}^3\text{)} = 1184 \log Tr - 121,5 \text{ (sem M'Jara)} \quad (15)$$

$$\text{Vinund (Mm}^3\text{)} = 1184 \log Tr - 121,5 - (1100 + 160 + \text{R. P.}) \quad (19)$$

(R. P. reserva permanente em M'Jara)

pode pela conjugação das expressões, obter-se para cada situação considerada as componentes (obtidas pelo quociente entre o prejuízo decorrente da inundação e o seu período de retorno) do prejuízo anual esperado nas diversas situações.

Assim, para a futura rega total do Rharb, sem o efeito regularizador de cheias da albufeira de M'Jara, as componentes do prejuízo anual esperado são dadas pelas expressões:

$$\text{Vinund} > 400 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = \frac{252,7 + 812 \log Tr}{Tr} \quad (20)$$

$$100 < \text{Vinund} < 400 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = \frac{1409 \log Tr - 18,6}{Tr} \quad (21)$$

$$\text{Vinund} < 100 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = \frac{2901 \log Tr - 297,5}{Tr} \quad (22)$$

Para a rega actual do Rharb, sem M'Jara, os prejuízos anteriores reduzem-se a um terço.

Para a rega total do Rharb, com M'Jara em funcionamento, dispondo de uma reserva permanente de 160 Mm^3 (volume total de encaixe de 1420 Mm^3), as componentes do prejuízo anual esperado calculam-se pelas expressões:

$$\text{Vinund} = 1184 \log Tr - 121,5 - 1420 = 1184 \log Tr - 1541,5 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Vinund} > 400 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = \frac{812 \log Tr - 722}{Tr} \quad (23)$$

$$100 < \text{Vinund} < 400 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = \frac{1409 \log Tr - 1709}{Tr} \quad (24)$$

$$\text{Vinund} < 100 \text{ Mm}^3 \quad \text{Prejuízos (MDH)} = \frac{2901 \log Tr - 3777}{Tr} \quad (25)$$

No Quadro 2 calcula-se, com as expressões anteriores, a parcela do prejuízo anual esperado em função do período de retorno, e para as diversas situações a comparar.

O prejuízo anual esperado na situação futura, com rega total, sem M'Jara em funcionamento no controlo de cheias, atinge 881 MDH/ano (16 milhões de contos por ano, com preços de 1989) que se reduz a um terço para a situação da exploração agrícola actual.

O prejuízo anual esperado na protecção conseguida com a albufeira de M'Jara atinge 51 MDH/ano (1 milhão de contos por ano).

O benefício anual esperado na protecção conseguida por M'Jara (reserva permanente 160 Mm^3) contra as cheias atinge o valor de 243 MDH/ano (4,4 milhões de contos por ano), o que representa um valor actual de 8190 MDH (147 milhões de contos, a preços de 1989) para um

período de vida das obras de 200 anos e uma taxa de juro de 3% (já deduzida a taxa de inflação).

Na Fig. 21 comparam-se as parcelas do prejuízo anual esperado na planície do Rharb, sem a albufeira de M'Jara (na situação actual e futura de rega), com as da exploração da albufeira de M'Jara com uma reserva permanente de 160 Mm³.

Na Fig. 22 comparam-se as parcelas do prejuízo anual esperado na planície do Rharb para a exploração da albufeira de M'Jara com diversas reservas permanentes para encaixe de cheias.

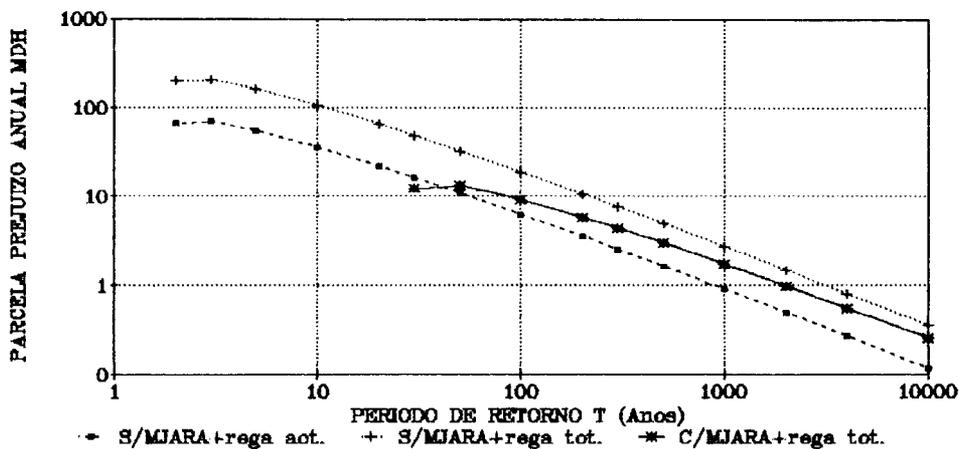


Fig. 21 — Parcelas do prejuízo anual esperado na planície do Rharb em função do período de retorno para a situação actual e futura

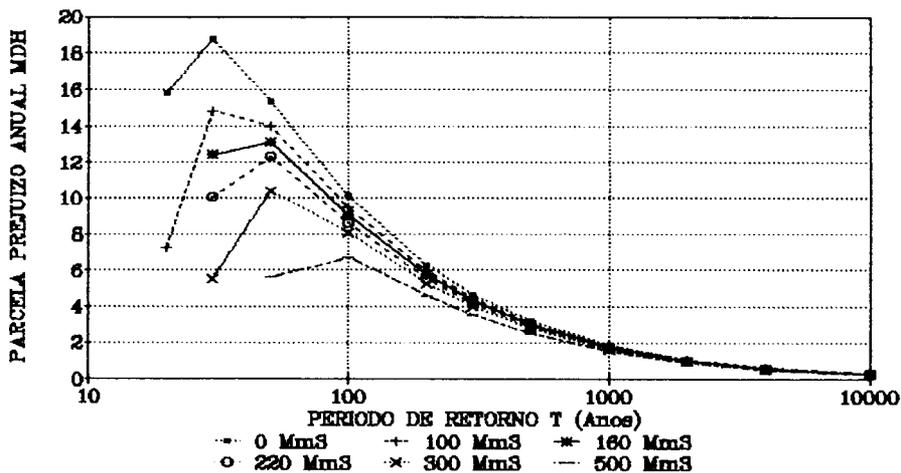


Fig. 22 — Parcelas do prejuízo anual esperado na planície do Rharb em função do período de retorno e de diversas reservas permanentes

QUADRO 2

Cálculo dos prejuízos esperados das inundações

Período de retorno (Anos)	Rega actual do Rharb sem M'Jara prejuízos anuais (MDH)	Rega total do Rharb sem M'Jara prejuízos anuais (MDH)	Rega total do Rharb com M'Jara					
			Prejuízos anuais (MDH)					
			Reserva 0 Mm ³	Reserva 100 Mm ³	Reserva 160 Mm ³	Reserva 220 Mm ³	Reserva 300 Mm ³	Reserva 500 Mm ³
2	68,2484	204,7453						
3	71,0368	213,1104						
5	54,6298	163,8893						
10	35,4616	106,3848						
20	21,8042	65,4125	15,8200	7,2180				
30	16,1246	48,3738	18,7740	14,8070	12,4270	10,0470	5,5050	
50	10,8755	32,6266	15,3650	13,9930	13,1700	12,3460	10,3760	5,6160
100	6,2524	18,7573	10,1270	9,4420	9,0300	8,6180	8,0690	6,6970
200	3,5336	10,6007	6,2870	5,9430	5,7374	5,5320	5,2570	4,5710
300	2,5146	7,5437	4,6680	4,4390	4,3020	4,1650	3,9820	3,5240
500	1,6288	4,8864	3,1610	3,0240	2,9420	2,8590	2,7490	2,4750
1000	0,8959	2,6876	1,8250	1,7560	1,7150	1,6740	1,6190	1,4820
2000	0,4887	1,4660	1,0350	1,0000	0,9800	0,9590	0,9320	0,8630
4000	0,2647	0,7941	0,5780	0,5610	0,5510	0,5410	0,5270	0,4930
10000	0,1167	0,3500	0,2640	0,2570	0,2530	0,2490	0,2430	0,2290
Prejuízo anual esperado (MDH)/ano								
	293,8762	881,6285	77,9040	62,4400	51,1070	46,9900	39,2600	24,3650
Benefício anual esperado na proteção conseguida (MDH/ano)								
			215,9726	231,4366	242,8598	246,8866	254,6166	295,5116
Eficiência económica (benefícios/prejuízos) (%)								
			73,50	78,75	82,61	84,00	86,64	91,71
Acréscimo de benefício da reserva (MDH/ano)								
			0	15,464	26,887	30,914	38,644	53,539
Valor actual do benefício (MDH)								
				521	906	1042	1302	1804
Custo da criação da reserva (MDH)								
				35	56	77	105	175
Eficiência (benefícios/custos)								
				14,9	16,2	13,5	12,4	10,3

Para apreciar o mérito relativo das reservas permanentes calculou-se no Quadro 2 a eficiência económica de cada uma e considerando como eficiência a relação entre os prejuízos evitados na planície do Rharb e os prejuízos na mesma planície sem os efeitos de encaixe de cheias da albufeira de M'Jara.

Na Fig. 23 mostra-se a variação da eficiência económica com o volume da reserva permanente na albufeira de M'Jara. É nítido que o volume de 160 Mm³ constitui um limiar de melhor eficiência.

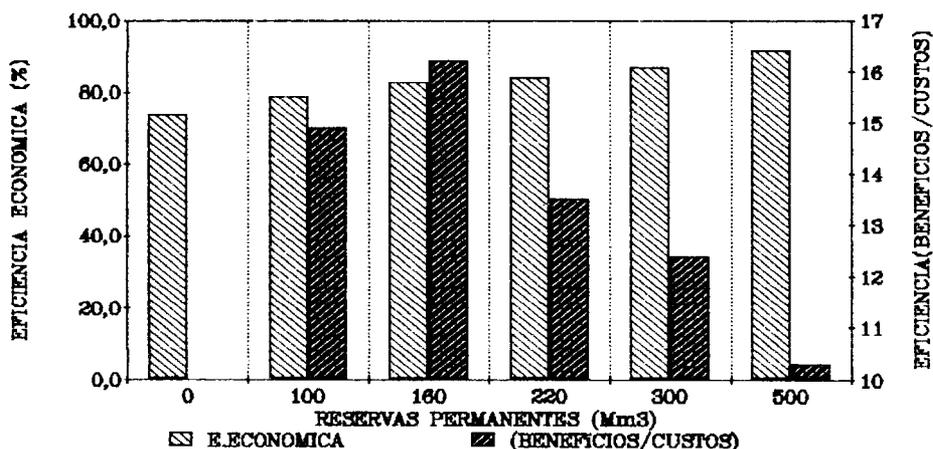


Fig. 23 — Eficiência das reservas permanentes na exploração da albufeira

Para tornar mais óbvio o mérito deste valor da reserva permanente calculam-se, também, no Quadro 2, os benefícios anuais esperados para cada uma das reservas permanentes consideradas e o seu valor actual (a preços de 1989) para um período de vida da obra de 200 anos e uma taxa de juro de 3%.

O custo da criação de cada uma das reservas avalia-se pelo custo marginal do m³ de água armazenável. Este obtém-se do custo total dos aterros da barragem e dique da portela, dividido pelo volume útil da albufeira.

Custo dos aterros da barragem	986147 MDH
Custo dos aterros do dique da portela	65462 MDH
Volume útil da albufeira (3730 – 730) =	3000 Mm ³
Valor do m ³ de água armazenável na albufeira	0,35 DH/m ³

Multiplicando o volume de cada reserva permanente pelo valor do custo para armazenar 1 m³ de água, obtém-se o custo de cada reserva.

No Quadro 2 calculam-se os benefícios/custo de cada reserva e na Fig. 24 torna-se nítido o mérito da reserva permanente de 160 Mm³.

É com este valor da reserva permanente que se irão avaliar os prejuízos anuais esperados na planície do Rharb no funcionamento normal de controlo de cheias pela albufeira de M'Jara.

Os cenários que poderão conduzir a prejuízos acrescidos e resultantes de outras acções serão definidos no capítulo seguinte.

Serão avaliados os prejuízos anuais esperados de cada cenário, que devidamente somados aos das cheias permitirão otimizar os investimentos para reduzir os riscos de prejuízos e perda de vidas.

2.9 — A cheia de 1970

A cheia de 1970 ocorreu no mês de Janeiro, com mais de 22 dias de duração. O volume mensal registado nesse mês em M'Jara foi de 4160 Mm³, e o volume atribuído à cheia de 4039 Mm³.

De acordo com a distribuição de probabilidade, este volume mensal tem um período de retorno de $Tr = 95$ anos e o volume correspondente de inundação da planície do Rharb (com a barragem de Idriss I em exploração e a capacidade do rio Sebou aumentada para 2200 m³/s) seria de 2222 Mm³.

O prejuízo total de uma tal inundação (preços 1989) sem que existisse o efeito de encaixe na albufeira de M'Jara ascenderia a 1860 MDH (33,5 milhões de contos), que se reduziria para 885 MDH (16 milhões de contos) caso a albufeira de M'Jara tivesse uma exploração normal. Verifica-se apenas uma redução de prejuízos pouco superior a 50%.

Com este exemplo pretende-se apenas ilustrar que os grandes benefícios económicos da exploração da albufeira de M'Jara só se revelam com significado para as frequentes e pequenas cheias.

3 — APLICAÇÃO DAS TÉCNICAS DE ANÁLISE DE DECISÃO NA AVALIAÇÃO E IMPLEMENTAÇÃO DA SEGURANÇA DA BARRAGEM DE M'JARA

3.1 — Avaliação do risco

De acordo com os conceitos já apresentados, a avaliação do risco exige a consideração da ocorrência dos eventos mais adversos do ponto de vista das acções, dos tipos de resposta que a barragem e obras anexas possam ter a essas acções, da probabilidade de uma resposta deficiente das obras a essas mesmas acções, dos valores dos bens e de vidas postas em risco em resultado de um colapso, e finalmente do somatório de todos os prejuízos esperados em todos os colapsos possíveis e independentes.

Por isso, tentou-se inventariar os principais cenários que possam conduzir ao colapso da barragem e ou dos seus órgãos anexos, quer durante a vida útil da barragem, quer na sua fase de execução.

Considerou-se, para cada cenário, o conjunto das seguintes operações:

- (1) definição do mecanismo de colapso;
- (2) avaliação da probabilidade da acção de dimensionamento que conduza as obras ao colapso;
- (3) avaliação da probabilidade de na resposta ao evento o sistema ou órgão sobreviver à acção de dimensionamento;
- (4) quantificação dos prejuízos nos órgãos da obra que é necessário refazer;
- (5) quantificação dos prejuízos no vale do Ouergha e na planície do Rharb decorrentes dos fenómenos causadores do colapso;
- (6) determinação dos prejuízos médios anuais esperados, decorrentes do cenário considerado.

A soma dos prejuízos anuais esperados de todos os cenários independentes constitui o custo do risco esperado.

Este valor global, assim obtido, não tem, quando isolado, significado prático, mas quando comparado com o valor do prejuízo total esperado para uma exploração normal da albufeira ao longo da vida da barragem, torna-se evidente o seu significado relativo.

O maior interesse deste tipo de análise centra-se, porém, na possibilidade de identificar os cenários responsáveis pelos maiores prejuízos anuais esperados, permitindo promover a adopção de acções e medidas que reduzam ou anulem a contribuição de tais cenários para o risco global.

Foram considerados 16 cenários de rotura, que se apresentam simplificada, em anexo, sob a forma de fichas.

No Quadro 3 apresenta-se para cada cenário a descrição resumida da obra e do seu tipo de colapso. Os prejuízos anuais esperados em MDH/ano são apresentados no Quadro 3 e na Fig. 24 para cada cenário e correspondem à Lei Gamma de distribuição de caudais para os períodos de registos de 1959/75 e de 1932/89. Indicam-se, no mesmo quadro e na Fig. 25, os valores dos prejuízos na obra e no vale do Ouergha, e ainda na planície do Rharb (para as duas distribuições de caudais referidas).

Há cenários cujos prejuízos esperados não dependem das distribuições de caudais, pelo que os prejuízos aparecem com iguais valores nas duas colunas (porém, nos cenários de erosão interna aparecem valores diferentes nas duas colunas, o que se deve a ter-se considerado que o colapso com o filtro só ocorre para uma relação $\text{ØF15}/\text{ØS85} > 9$ a 12, em solos finos, e os prejuízos indicados correspondem aos limites deste intervalo).

Alguns dos cenários considerados consistem em situações alternativas em que foram consideradas medidas de redução de risco. Designadamente, serão adoptadas medidas para que, quer durante a construção, quer durante a exploração normal das obras, numa situação crítica de galgamento do corpo da barragem, se evite tal fenómeno provocando-se uma prévia destruição pelo dique da portela.

Também para as obras de desvio na terceira fase, em que o risco de escorregamento do aterro pelas margens alteradas de fundação é demasiadamente elevado, se estudou uma alternativa introduzindo uma berma (contrapeso) a jusante para reduzir a probabilidade de colapso para valores economicamente aceitáveis.

O estudo conduziu a resultados bastante surpreendentes no que diz respeito ao risco de colapso por erosão interna. Embora se tenham adoptado no anteprojecto as regras usuais de dimensionamento dos filtros, o sistema fica com a sua segurança global fortemente condicionada por este único cenário.

A implementação de segurança que se considerou possível antever nesta fase de estudo consiste em tirar partido de um controlo apertado durante a fabricação e colocação dos filtros em obra para reduzir a um mínimo económico a dispersão de propriedades numa fabricação em estaleiro de alta qualidade.

Por ser um aspecto crítico, será dada ênfase especial a ensaios de filtros durante a execução das obras para que um tal cenário de colapso não possa dominar tão significativamente todos os outros.

No Quadro 3 apresenta-se o valor global dos prejuízos anuais esperados para a situação (A) em que não são adoptadas medidas especiais de redução de risco.

A situação (B) corresponde a adoptar as medidas preconizadas nesta fase dos estudos. A eficiência das medidas pode apreciar-se pelas diminuições de 6,45 e 4,08 no valor dos prejuízos.

Nas Fig. 26 e 27 representam-se os prejuízos anuais esperados para cada cenário e para o conjunto de cenários A (sem medidas de redução de risco) e para o conjunto B (com medidas de redução de risco).

Para uma melhor apreciação da influência dos riscos aceites para a fase de construção em relação à fase de exploração do aproveitamento, apresenta-se no Quadro 4 a contribuição para o risco dos cenários de rotura durante a construção.

Verifica-se que as medidas de redução de risco durante a construção não são de grande efeito, pois apenas reduzem de 1,26 a 1,71 vezes os prejuízos anuais esperados respectivamente para a lei Gamma aplicada ao período 1959/75 e 1932/89.

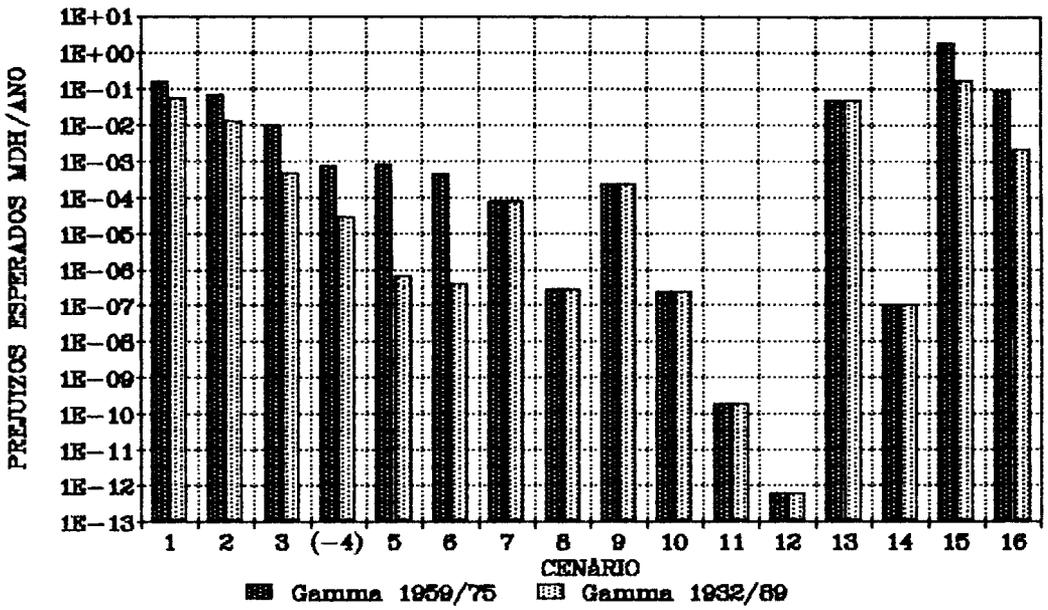


Figura 24 — Prejuízos anuais esperados em cada cenário

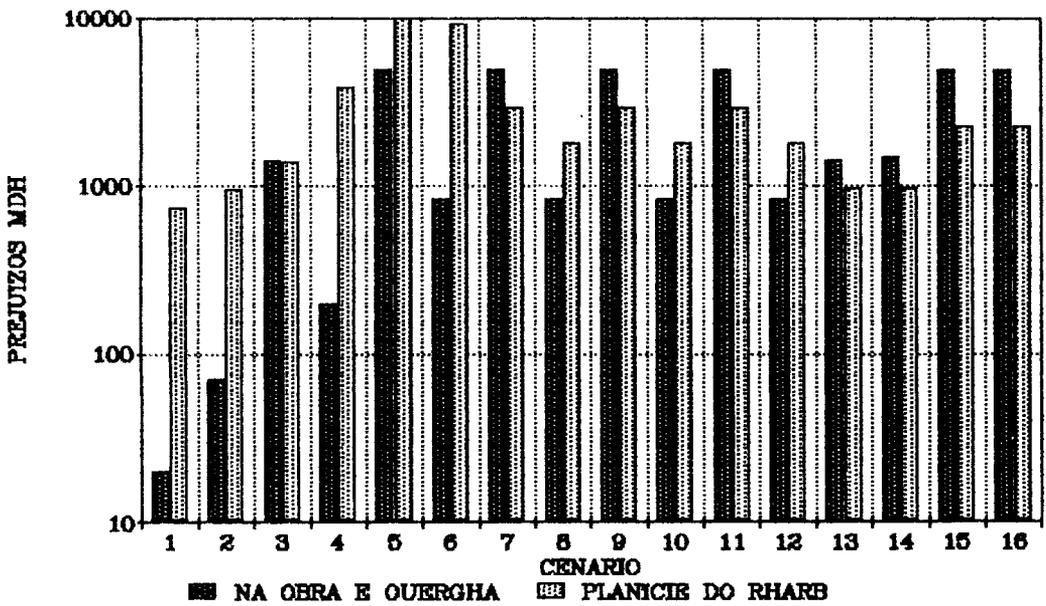


Fig. 25 — Prejuízos totais em cada cenário na obra e vale do Ouergha e na planície do Rharb

QUADRO 3

Cálculo dos prejuízos esperados por colapso das obras

Cenário	Descrição Tipo de colapso	Prejuízos esperados MDH/ano		Prejuízos na obra e vale do Ouergha (MDH)	Prejuízos na Planície do Rharb (MDH)	
		Gamma 59/75	Gamma 32/89		Gamma 59/75	Gamma 32/89
1	Obras de desvio 1. ^a fase - Destruição do canal por erosão	1,64E-01	5,72E-02	20	590	742
2	Obras de desvio 2. ^a fase - Destruição do canal por erosão	6,75E-02	1,35E-02	70	727	944
3	Obras de desvio 3. ^a fase - Galgamento do aterro da barragem	1,04E-02	4,90E-04	1384	994	1369
4	Obras de desvio 3. ^a fase - Galgamento do aterro do dique	-7,50E-04	-3,10E-05	200	2229	3872
5	Cheia de galgamento - Galgamento do aterro da barragem	7,93E-04	6,60E-07	5000	7688	10 254
6	Cheia de galgamento - Galgamento do aterro do dique	4,69E-04	4,37E-07	830	6682	9247
7	Sismo gerador de colapso - Corpo barragem-pleno armazenamento	8,00E-05	8,00E-05	5000	2895	2895
8	Sismo gerador de colapso - Corpo dique-pleno armazenamento	2,60E-07	2,60E-07	830	1777	1777
9	Percolação permanente - Escorregamento talude da barragem	2,40E-04	2,40E-04	5000	2895	2895
10	Percolação permanente - Escorregamento talude do dique	2,30E-07	2,30E-07	830	1777	1777
11	Esvaziamento rápido - Escorregamento talude da barragem	2,00E-10	2,00E-10	5000	2895	2895
12	Esvaziamento rápido - Escorregamento talude do dique	6,50E-13	6,50E-13	830	1777	1777
13	Obras de desvio 3. ^a fase - Escorregamento margas de fundação	5,00E-02	5,00E-02	1414	965	965
14	Obras de desvio 3. ^a fase - Escorregamento margas de fundação	1,00E-7	1,00E-7	1471	965	965
15	Erosão interna-núcleo - Sem controlo apertado filtro/núcleo	1,81E+00	1,81E-01	5000	2257	2257
16	Erosão interna-núcleo - com controlo apertado filtro/núcleo	9,07E-02	2,18E-03	5000	2257	2257
TOTAL	Sem medidas redução risco (A) 1+2+3+4+5+6+7+8+9+10+11+12+13+15	2,11E+00	3,02E-01			
TOTAL	Com medidas redução risco (B) 1+2+4+6+7+8+9+10+11+12+14+16	3,27E-01	7,41E-02			
	Relação (A/B)	6,45	4,08			

Na Fig. 28 representam-se os prejuízos anuais esperados em cada cenário da fase de construção do aproveitamento, quer para a situação (A) sem medidas de redução de risco quer para a situação (B) com medidas de redução de risco.

Na Fig. 29 faz-se o mesmo tipo de representação para a vida útil da barragem.

A observação das figuras permite apreciar a importância dos prejuízos esperados na fase de construção, e a dificuldade em melhorar a situação.

(SEM MEDIDAS DE REDUÇÃO DE RISCO)

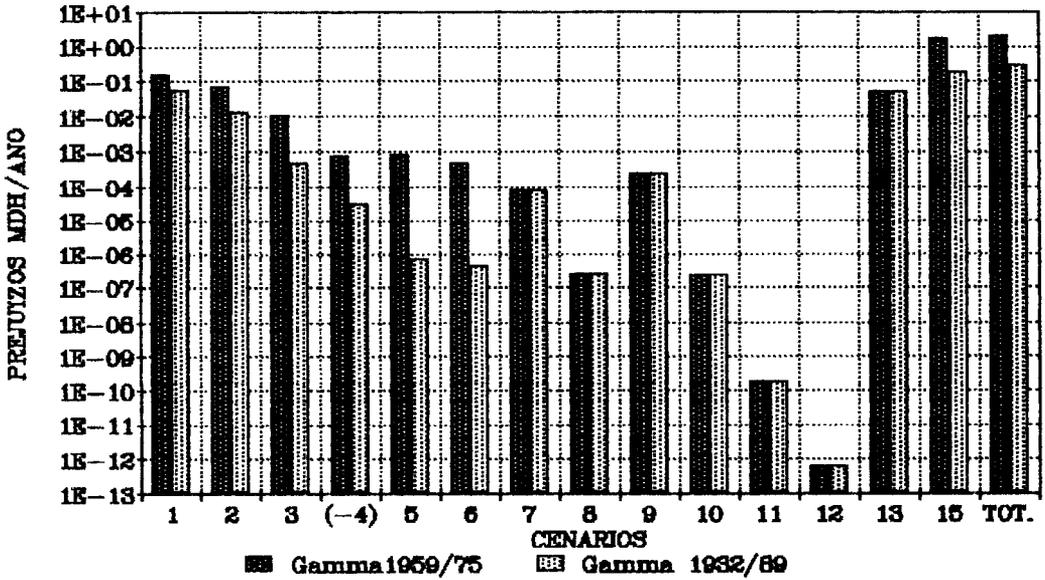


Fig. 26 — Prejuízos anuais esperados (sem medidas de redução do risco)

(COM MEDIDAS DE REDUÇÃO DE RISCO)

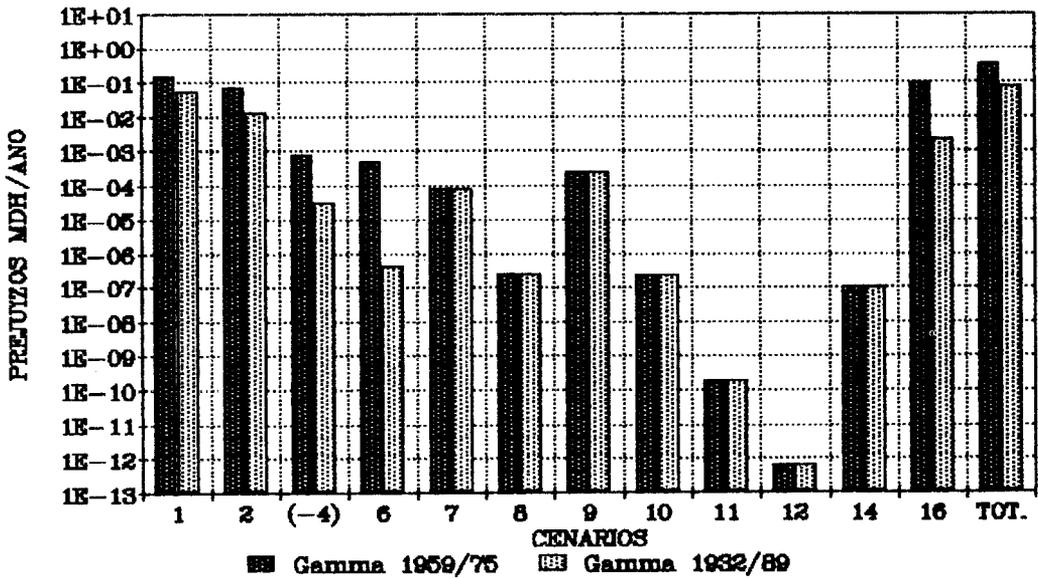


Fig. 27 — Prejuízos anuais esperados (com medidas de redução do risco)

QUADRO 4

Cálculo dos prejuízos esperados por colapso das obras durante a construção

Cenário	Descrição Tipo de colapso	Prejuízos esperados MDH/ano		Prejuízos na obra e vale do Ouergha (MDH)	Prejuízos na Planície do Rharb (MDH)	
		Gamma 59/75	Gamma 32/89		Gamma 59/75	Gamma 32/89
1	Obras de desvio 1. ^a fase - Destruição do canal por erosão	1,64E-01	5,72E-02	20	590	742
2	Obras de desvio 2. ^a fase - Destruição do canal por erosão	6,75E-02	1,35E-02	70	727	944
3	Obras de desvio 3. ^a fase - Galgamento do aterro da barragem	1,04E-02	4,90E-04	1384	994	1369
4	Obras de desvio 3. ^a fase - Galgamento do aterro do dique	-7,50E-04	-3,10E-05	200	2229	3872
13	Obras de desvio 3. ^a fase (sem C.P.) - Escorregamento margas de fundação	5,00E-02	5,00E-02	1414	965	965
14	Obras de desvio 3. ^a fase (com C.P.) - Escorregamento margas de fundação	1,00E-07	1,00E-07	1471	965	965
TOTAL	Sem medidas redução risco (A) 1+2+3+4+13	2,92E-01	1,21E-01			
TOTAL	Com medidas redução risco (B) 1+2+4+14	2,31E-01	7,06E-02			
	Relação (A/B)	1,26	1,71			

(POR COLAPSO DURANTE A CONSTRUÇÃO)

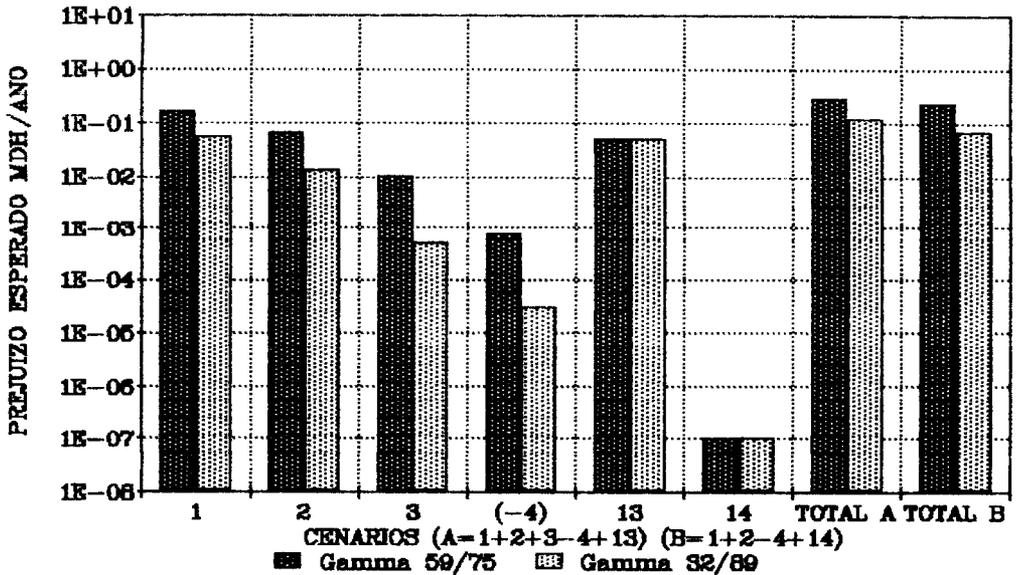


Fig. 28 — Prejuízos anuais esperados (durante a construção)

(POR COLAPSO DURANTE A VIDA ÚTIL)

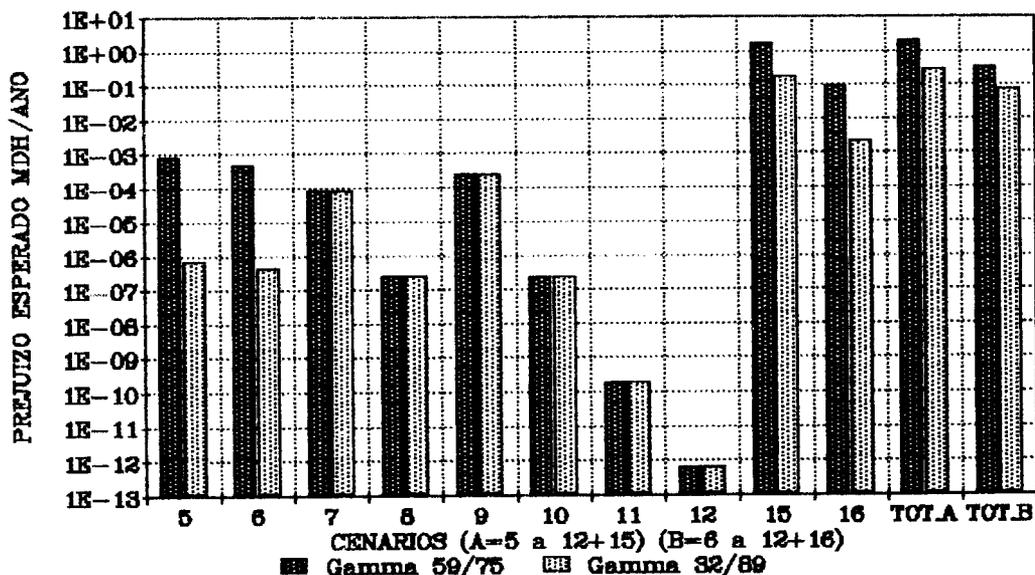


Fig. 29 — Prejuízos anuais esperados (por colapso durante a vida útil)

Para a vida útil da barragem, o cenário da erosão interna (15 ou 16) domina por completo o risco global, e as medidas de redução de risco por um controlo muito apertado na fabricação e colocação dos filtros não se afiguram suficientes para conseguir uma distribuição equilibrada de riscos por cenários.

Assim, os investimentos feitos na segurança das obras em relação aos sismos, cheias e escorregamentos dos taludes da barragem perdem interesse se a segurança à erosão interna não atingir padrões semelhantes de prejuízos esperados.

3.2 — Perda de vidas humanas

Há duas grandes correntes de opinião quanto à forma de encarar o inevitável risco de perda de vidas humanas em resultado do colapso de barragens.

Num extremo deste polémico e sensível assunto estão os que advogam estabelecer um valor monetário para a vida humana, e portanto integrar tais perdas nos prejuízos emergentes dos colapsos.

No outro extremo estão os que idealizam ser possível reduzir praticamente a zero o risco de perdas de vidas no colapso de barragens, o que será uma exigência impossível de satisfazer de uma forma honesta.

Como indivíduos ou como Sociedade não podemos satisfazer níveis de segurança total, mas concorda-se que repugna atribuir um valor monetário à vida humana para operar um estudo económico. Ignorar o facto é por outro lado atribuir implicitamente o valor zero à vida humana, o que seria ainda mais condenável.

Não é fácil encontrar um critério que não seja criticável ou do ponto de vista da economia ou da ética. Por isso não resta alternativa que não seja a de adoptar critérios semelhantes a outras actividades humanas que imponham riscos involuntários às populações. A escolha das centrais nucleares não é feliz, para se comparar com a de fontes limpas de energia, mas a probabilidade anual de falha da ordem de 10^{-6} , aceite na maioria da regulamentação das agências internacionais de energia nuclear, constitui um valor de referência para acidentes que envolvam perdas de muitas vidas.

Diversos estudos (referidos por Whitman, 1973) mostraram também que quando os riscos involuntariamente impostos e de uma determinada origem excedem um valor da ordem de 10^{-7} a Sociedade em geral reaje para reduzir o nível de risco. É também evidente que os padrões de segurança sobem com o número de pessoas involuntariamente colocadas em situações de risco.

Um bom ponto de referência para situações com muitas pessoas em risco é o caso da rotura dos diques costeiros na Holanda, em que a tempestade de dimensionamento é fixada com um período de retorno de 10^4 , impondo-se um período de retorno para o colapso das obras de defesa dez vezes maior (10^5) (Vrijling, 1987).

Dispõe-se assim de algumas probabilidades de referência quanto ao tipo de acidente e que poderão ser úteis para se poder encarar o problema da perda de vidas no colapso de barragens do ponto de vista comparativo:

probabilidade = 10^{-7} a Sociedade exige medidas para reduzir o risco
 probabilidade = 10^{-6} critério para a falha de centrais nucleares
 probabilidade = 10^{-5} critério para os diques de defesa na Holanda
 probabilidade = 10^{-4} risco normal associado à morte por acidente

Allen (1981) sugere um critério para definir a probabilidade P_f de referência em relação à perda de vidas em acidentes, tendo em atenção a duração da vida da obra, o tipo de actividade das populações em risco, tipo de colapso (gradual ou súbito) e o número de pessoas em risco:

$$P_f = (T \times A \times 10^{-5}) / (w \sqrt{n}) \quad (26)$$

Para a barragem de M'Jara adoptam-se os seguintes valores com base nas propostas de Allen:

- T (duração da vida da obra) = 100 anos (adopta-se um valor baixo, por segurança)
- A (factor de actividade)
 - 1 (normal-adoptado para todos os tipos de colapso, excepto sismos)
 - 10 (para colapsos que resultem de cheias catastróficas em zonas muito expostas dispondo de sistemas de alerta que promovam as evacuações em tempo útil)
 - 0,5 (para todos os colapsos devidos a sismos, para as populações do Rharb com tempos de alerta superiores a 6 h)
 - 0,1 (para todos os colapsos devidos a sismos, para as populações do vale do Ouergha com tempos de alerta inferiores a 3 h)
- w (factor de alerta)
 - colapso gradual = 0,1
(colapsos por galgamento de cheias ou por erosão interna com indícios que permitem prever o colapso e fazer o alerta em tempo útil na planície do Rharb)
 - colapso súbito = 1,0
(colapsos originados por sismos ou por erosão interna envolvendo as populações do vale do Ouergha, sem tempo útil para sistema de alerta)

n (população em risco) dos 290 000 habitantes na planície do Rharb, 60 000 estarão em zonas de risco e 7000 habitam no vale inundável do Ouergha.

A aplicação da expressão de Allen conduz às seguintes probabilidades de referência:

Tipo de colapso	Probabilidade de Referência		
	Planície do Rharb	Vale do Ouergha (c/alerta útil)	Vale do Ouergha (s/alerta útil)
Por cheias	$4,1 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-4}$	
Por sismos	$2,0 \times 10^{-7}$	$1,2 \times 10^{-6}$	
Por erosão interna	$4,1 \times 10^{-5}$	$4,0 \times 10^{-5}$	$1,2 \times 10^{-5}$

Do ponto de vista do projectista, e em face destes valores, parece de considerar como mínimas para a barragem de M'Jara as probabilidades seguintes:

Colapso por sismos	10^{-6}	(critério das centrais nucleares)
Colapso por erosão interna	10^{-5}	(critério dos diques defesa Holanda)
Colapso por cheias	10^{-4}	(risco normal de morte por acidente)

As probabilidades indicadas traduzem a importância que os sistemas de alerta poderão ter na redução do número de vítimas.

Com efeito, aceitar para as cheias $Pf = 10^{-4}$ é o resultado de o sistema de alerta ser eficiente ao ponto de se considerar totalmente evacuada a população das zonas críticas.

Para a erosão interna a probabilidade 10^{-5} reflecte a capacidade de o sistema de alerta poder avisar em tempo útil a maior parte das populações das zonas críticas da planície do Rharb, mas no vale do Ouergha só uma pequena parte será avisada a tempo quando haja um rápido desencadeamento da erosão interna sem quaisquer sinais anteriores (o que será pouco provável).

Para os sismos, em que as populações ficam expostas sem grandes possibilidades de o sistema de alerta poder actuar em tempo útil (principalmente no vale do Ouergha onde o tempo de percurso da onda gerada pelo colapso é inferior a 6 horas até à planície do Rharb), a probabilidade adoptada coincide com a do critério das centrais nucleares.

No quadro 5 apresentam-se as probabilidades anuais de colapso para cada um dos cenários correspondentes à vida útil da barragem, para a Lei Gamma de distribuição dos caudais aplicada aos períodos de registo 1959/75 e 1932/89.

Constam também do mesmo quadro as probabilidades de referência, bem como as suas relações com as probabilidades de colapso.

É fácil de constatar a folga na segurança da barragem de M'Jara em relação às probabilidades de referência de todos os cenários de rotura que não sejam o de erosão interna.

Mesmo com o previsto controlo apertado na fabricação e colocação dos filtros, as regras clássicas de especificação das condições de filtro parecem insuficientes para obter uma segurança adequada em relação à probabilidade de referência. Constata-se que, também por este critério das probabilidades de referência, se torna necessário na fase de construção investir na qualidade dos filtros e executar ensaios de filtro que permitam aumentar a confiança na resistência à erosão interna.

É interessante verificar que logo de seguida é a acção sísmica que provoca a menor relação de segurança, mas a níveis perfeitamente aceitáveis.

QUADRO 5

Probabilidade anual de colapso e probabilidade de referência (perda de vidas)

Cenário	Descrição Tipo de colapso	Probabilidade anual (perda de vidas)		Probabilidade de referência (A)	Relação (A/B)	Relação (A/C)
		Gamma 59/75 (B)	Gamma 32/89 (C)			
		5	Cheia de galgamento - Galgamento do aterro da barragem			
6	Cheia de galgamento - Galgamento do aterro do dique	6,20E-08	4,30E-11	1,00E-04	1,61E+03	2,33E+06
7	Sismo gerador de colapso - Corpo barragem-pleno armazenamento	1,00E-08	1,00E-08	1,00E-06	1,00E+02	1,00E+02
8	Sismo gerador de colapso - Corpo dique-pleno armazenamento	1,00E-10	1,00E-10	1,00E-06	1,00E+04	1,00E+04
9	Percolação permanente - Escorregamento talude da barragem	3,00E-8	3,00E-08	1,00E-04	3,33E+03	3,33E+03
10	Percolação permanente - Escorregamento talude do dique	9,00E-11	9,00E-11	1,00E-04	1,11E+06	1,11E+06
11	Esvaziamento rápido - Escorregamento talude da barragem	2,50E-14	2,50E-14	1,00E-04	4,00E+09	4,00E+09
12	Esvaziamento rápido - Escorregamento talude do dique	2,50E-16	2,50E-16	1,00E-04	4,00E+11	4,00E+11
15	Erosão interna-núcleo - Sem controlo apertado filtro/núcleo	2,50E-04	2,50E-05	1,00E-05	4,00E-02	4,00E-01
16	Erosão interna-núcleo - Com controlo apertado filtro/núcleo	1,25E-05	3,00E-07	1,00E-05	8,00E-01	3,33E+01
TOTAL	Sem medidas redução risco 5+6+7+8+9+10+11+12+15	2,50E-04	2,50E-05	6,120E-04	2,45E+00	2,44E+01
TOTAL	Com medidas redução risco 6+7+8+9+10+11+12+16	1,26E-05	3,40E-07	5,120E-04	4,06E+01	1,50E+03

Na Fig. 30 estão representadas as probabilidades de colapso de cada cenário e as probabilidades de referência. Vê-se facilmente que todos os cenários são suficientemente seguros, com excepção do da erosão interna (15). O cenário (16) de erosão interna e com medidas de redução de risco tem aceitabilidade suficiente se os ensaios de filtro, programados para execução durante as obras, mostrarem que a rotura por erosão interna se verifica apenas para solos e filtros disponíveis com relações $\varnothing_{F15} / \varnothing_{S85} \geq 12$.

4 — PREVISÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DA BARRAGEM DE M'JARA

4.1 — Sismicidade do local da barragem

O local da barragem de M'Jara, em Marrocos, é afectado pela cintura Euro-Asiática. A norte, os domínios sísmicos mais importantes resultam dos mecanismos sismo-tectónicos da junção das placas Euro-Asiática e Africana, da subplaca de Alborão e das cadeias do Rif e do Atlas (Fig. 31).

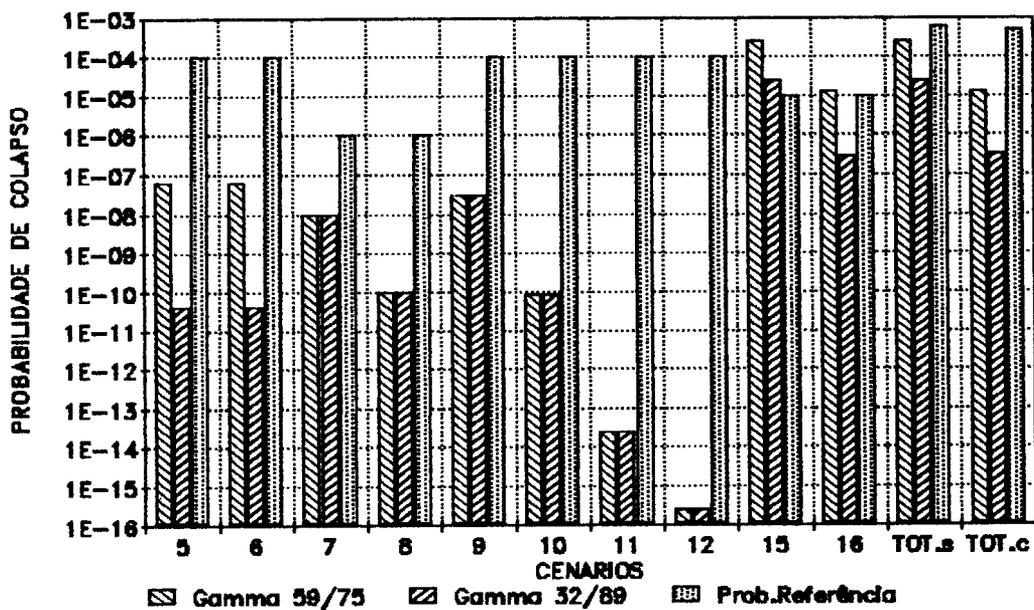


Fig. 30 — Perda de vidas. Probabilidades anuais de colapso das obras e de referência

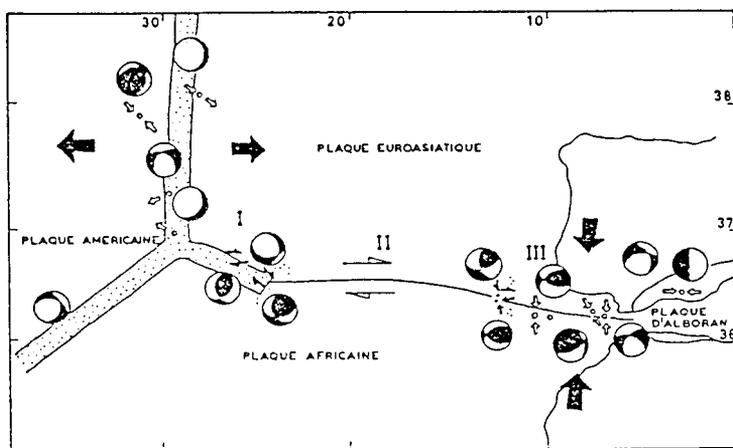


Fig. 31 — Mecanismos sismo-tectónicos que afectam o local da barragem

Os três domínios permitiram diferenciar e agrupar os dados disponíveis, contendo 802 sismos ($M \geq 4$) no período 1900-1975, bem como os eventos históricos mais importantes e conhecidos. Na Fig. 32 representa-se a localização dos epicentros dos sismos considerados (Mineiro, 1979 a e b).

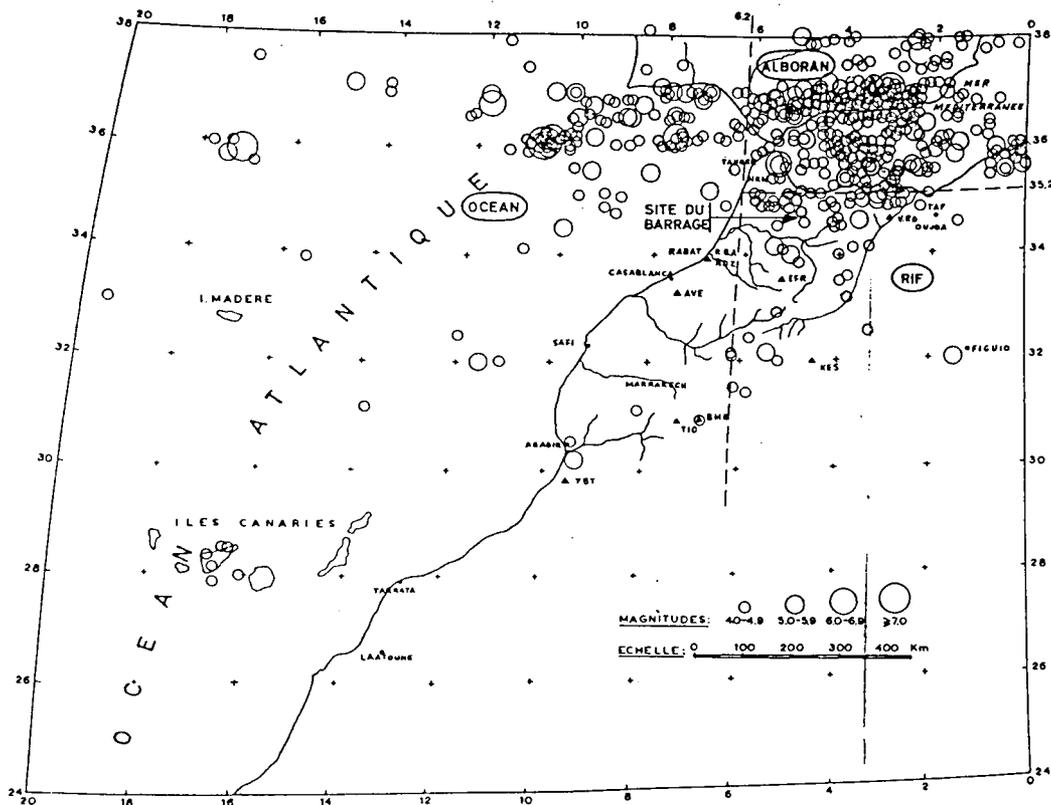


Fig. 32 — Localização dos epicentros dos sismos ($M \geq 4$) no período 1900/75

Para cada domínio sísmico determinaram-se as acelerações máximas do terreno no local da barragem em função da magnitude (M), da distância epicêntrica (x), da profundidade do foco (h) e das condições de atenuação associadas aos mecanismos focais e de propagação das perturbações sísmicas.

Cada grupo de acelerações máximas anuais foi estudado com critérios estatísticos e determinísticos, o que permitiu obter as acelerações máximas esperadas para diversos períodos de retorno e que se apresentam no Quadro 6.

Na Fig. 33 apresenta-se, como exemplo, a distribuição das acelerações máximas anuais no local da barragem, geradas por sismos com focos na subplaca de Alborão. A tracejado indica-se a curva estabelecida a partir de critérios determinísticos.

A selecção de sismogramas reais e artificiais, semelhantes às perturbações sísmicas previstas para o local da obra, foi feita procurando riquezas espectrais adequadas aos mecanismos focais típicos de cada domínio e às distâncias de propagação até ao local da barragem.

QUADRO 6
Características sísmicas do local da barragem

Domínio sismo tectónico	Período de retorno (Anos)	Características dos sismos				
		M	x (km)	h (km)	a _{max} (g)	Sismo a normalizar
Oceano	10000	8,5	150	50	7%	Lisboa EW (69.2.28)
	1000	7,5	160	40	3%	
	100	6,3	170	40	1%	
Alborão	10000	7,5	80	30	10%	Parkfield N65E (66.6.27) Taft S69E (52.7.21) El Centro NS (40.5.18) Eureka S11E (54.12.21)
	1000	7,0	95	30	5%	
	100	6,2	110	30	2%	
Rif	10000	6,5	30	30	20%	Eureka N79E (54.12.21) Artificial (Mineiro 1975)
	1000	6,0	20	30	15%	
	100	5,6	20	30	10%	
Albufeira	10000	5,5	10	—	40%	Temblor N65W (66.6.27) São Mateus - Açores NS (73.11.22)
	1000	6,0	20	—	20%	

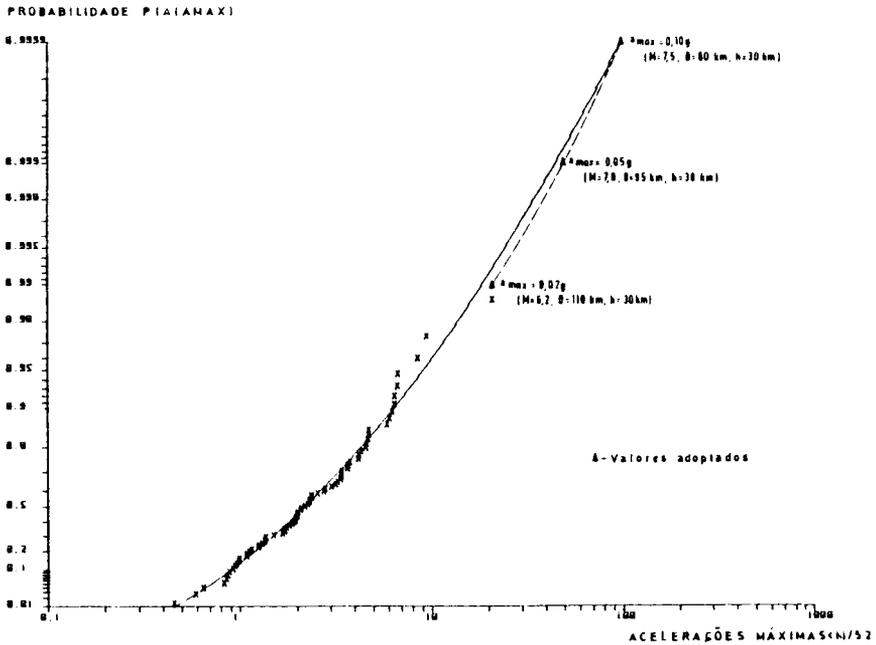


Fig. 33 — Distribuição das acelerações máximas esperadas no local da barragem e com origem na subplaca do Alborão

4.2 — Características dinâmicas do corpo da barragem

A resposta dinâmica do corpo da barragem foi calculada pelo método dos elementos finitos, em elasticidade linear equivalente e em estado de deformação plana (Mineiro, 1978, 1979 b e 1984 a).

Na Fig. 34 representa-se a malha de elementos finitos utilizada, o perfil-tipo da barragem e o resultado de um exemplo de aplicação para o sismo Eureka N79E, normalizado a 20% g (domínio do Rif). Mostra-se também a distribuição dos coeficientes sísmicos para esta acção sísmica, bem como a deformação pseudo-estática que lhe corresponde.

Sobre o mesmo perfil da barragem indica-se a geometria da superfície crítica de escorregamento, detectada pela aplicação de um método de estabilidade pseudo-estático, que utiliza a distribuição em altura dos coeficientes sísmicos fornecida pelo cálculo dinâmico. O método tem ainda em consideração as pressões intersticiais da água geradas pela acção sísmica, e a rotura progressiva dos solos que exibirem fragilidade.

O método permite ainda determinar a "aceleração crítica residual", entendendo-se como tal a aceleração na massa crítica que corresponde ao deslizamento ($F. S. = 1$), e quando na superfície de deslizamento já está mobilizada a resistência residual dos solos.

Nas Figs. 35 e 36 apresentam-se os sismogramas actuantes na fundação da barragem e os que são induzidos pela resposta dinâmica do corpo da barragem, ao longo da base da massa crítica de deslizamento da barragem, para cada um dos sismos típicos que foram seleccionados para representar as acções dos diversos domínios sísmo-tectónicos.

4.3 — Avaliação dos deslocamentos sísmicos permanentes no corpo da barragem

Desde que se conheça a "aceleração crítica residual" e a perturbação sísmica induzida na base da massa crítica deslizante, o deslocamento sísmico permanente calcula-se facilmente por uma dupla integração, no tempo, da evolução do excesso de aceleração induzida em relação à "aceleração crítica residual". Porém, a integração deve apenas cobrir as durações em que a velocidade relativa (obtida na primeira integração) se mantém positiva, atendendo-se assim ao facto de o deslocamento só ocorrer no sentido descendente da massa deslizante (Mineiro, 1975, 1978, 1984 b).

Na Fig. 37 mostram-se os deslocamentos sísmicos permanentes para a situação de percolação permanente (albufeira cheia) e correspondente a uma "aceleração crítica residual" de valor 0,023 g. Pode verificar-se que para os acelerogramas de sismos reais os deslocamentos sísmicos permanentes são inferiores a cerca de 40 cm, mesmo para acções com períodos de retorno de 10 000 anos.

4.4 — Avaliação dos períodos de retorno dos sismos que geram o colapso do corpo da barragem

Para avaliar a grandeza dos sismos que podem levar a barragem ao colapso, é necessário estimar a ordem de grandeza do deslocamento sísmico permanente a partir do qual o corpo da barragem já não consegue sobreviver a um colapso total, quer porque o coroamento já desceu abaixo do nível de água na albufeira, gerando galgamento, ou porque o núcleo e o sistema filtrante, cortados pelo deslizamento, já não conseguem desempenhar as suas funções de impedir um colapso por erosão interna.

No caso presente, a superfície crítica atravessa uma zona do núcleo com 12 m de espessura. Considera-se que um deslocamento igual a 50% da espessura do núcleo, 6 m, já produz distúrbios suficientes para desencadear o colapso por erosão interna. Este deslocamento ao longo da superfície de escorregamento só faria descer o coroamento da cota 171 para a 168 (ainda 1,5 m acima do N. P. A.), não gerando este mecanismo o colapso por galgamento.

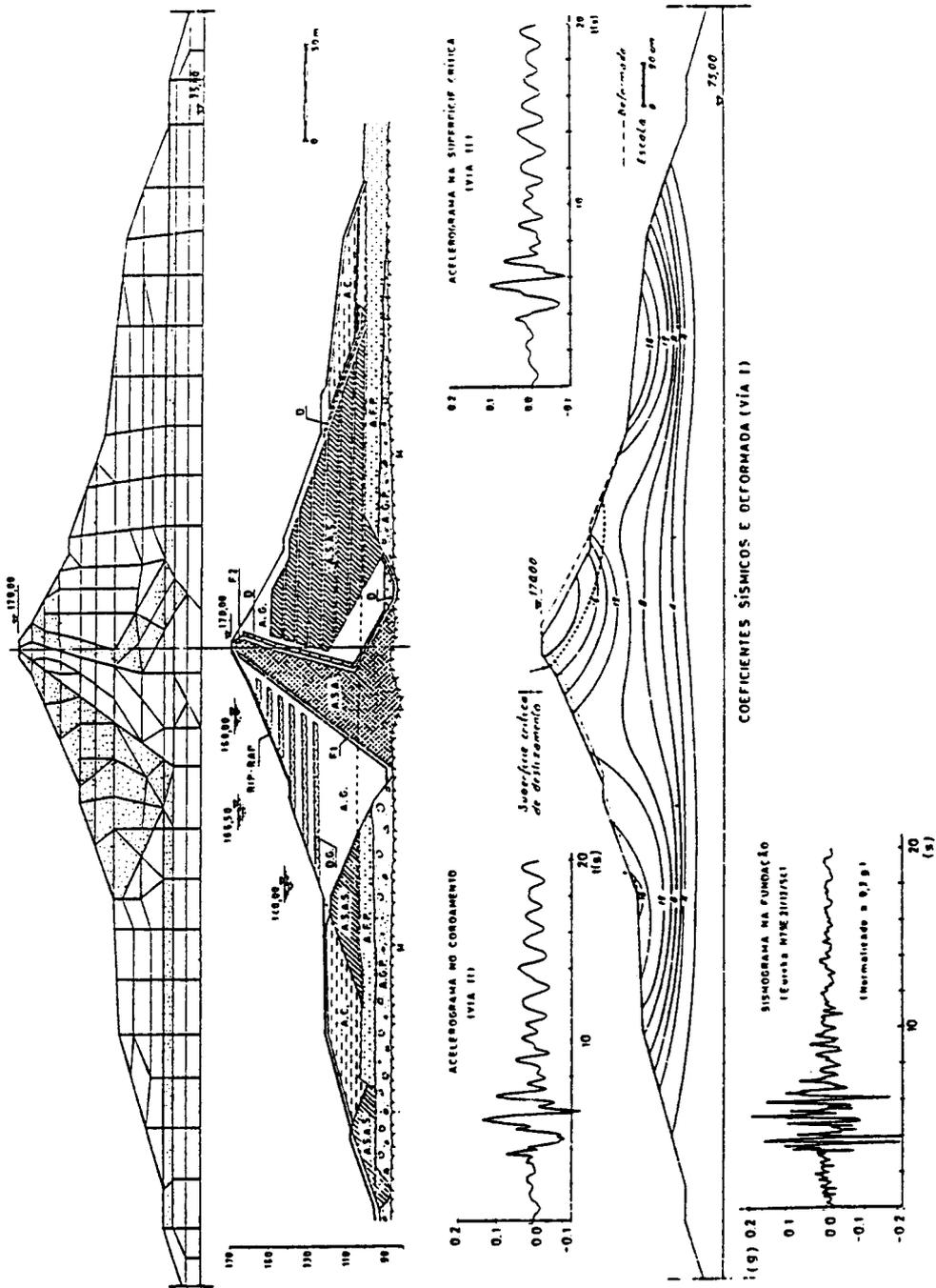


Fig. 34 — Barragem. Perfil tipo. Malha de elementos finitos. Exemplo de distribuição dos coeficientes sísmicos

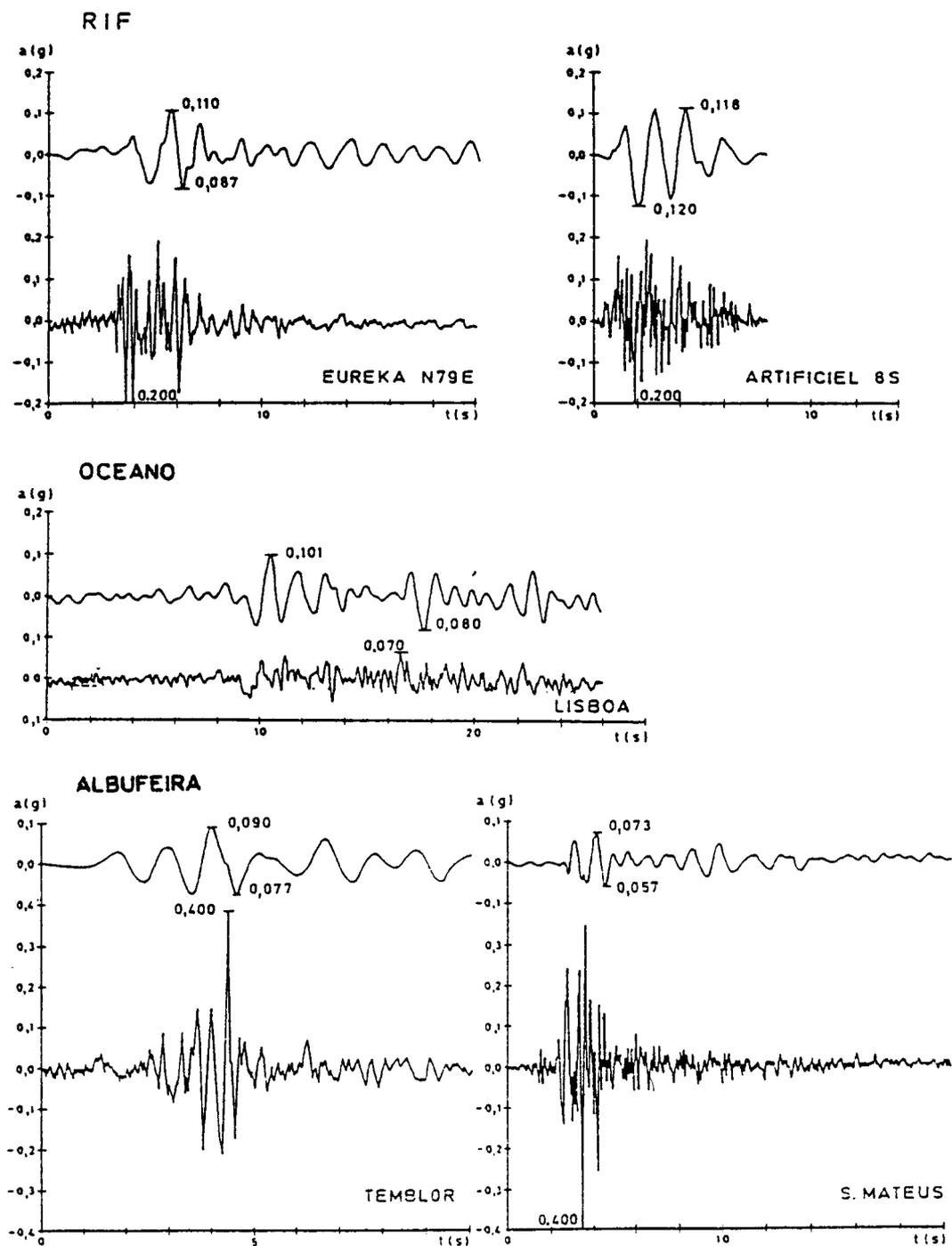


Fig. 35 — Barragem. Sismogramas na fundação e na base da superfície crítica (domínios do RIF, oceano e albufeira)

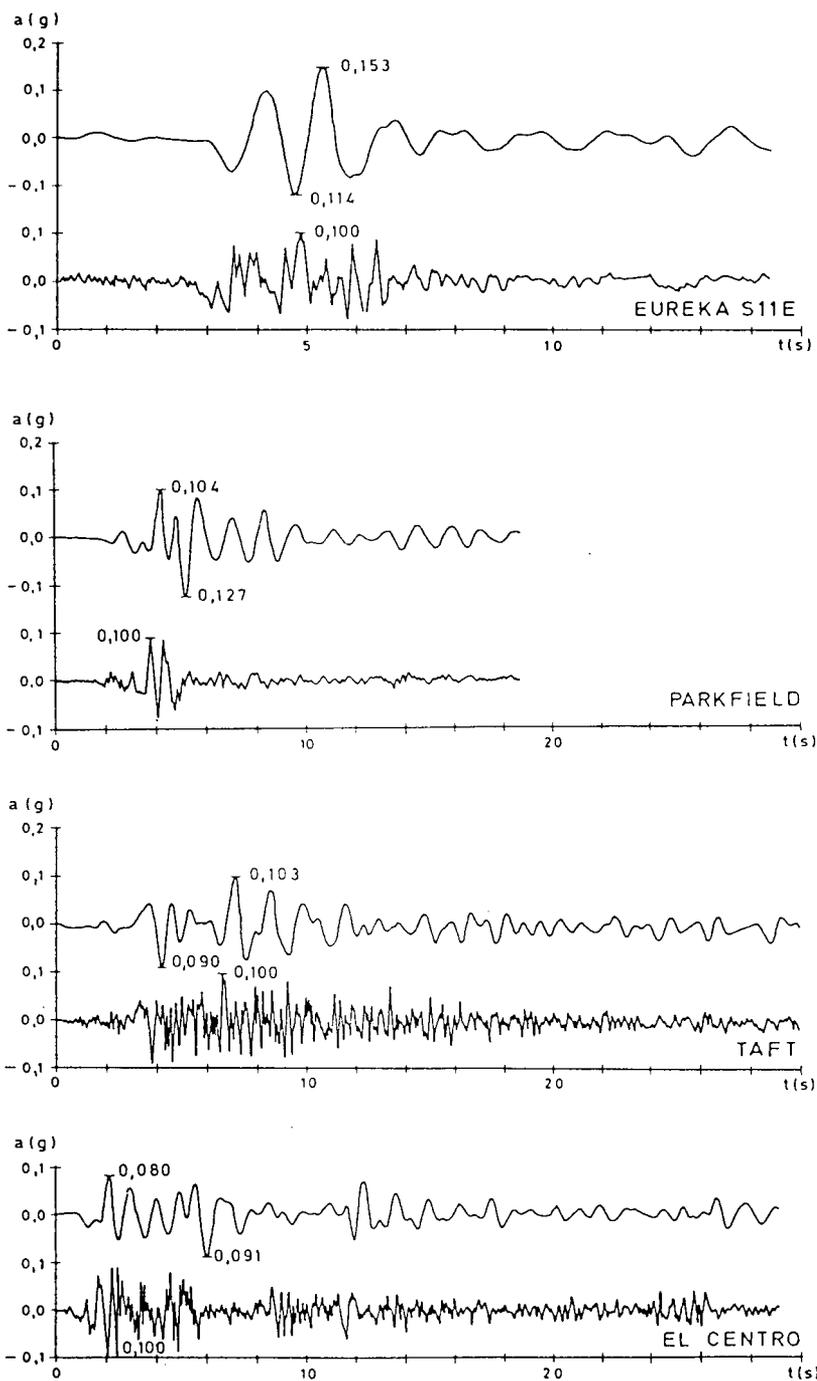


Fig. 36 — Barragem. Sismogramas na fundação e na base da superfície crítica (domínio da subplaca do Alborão)

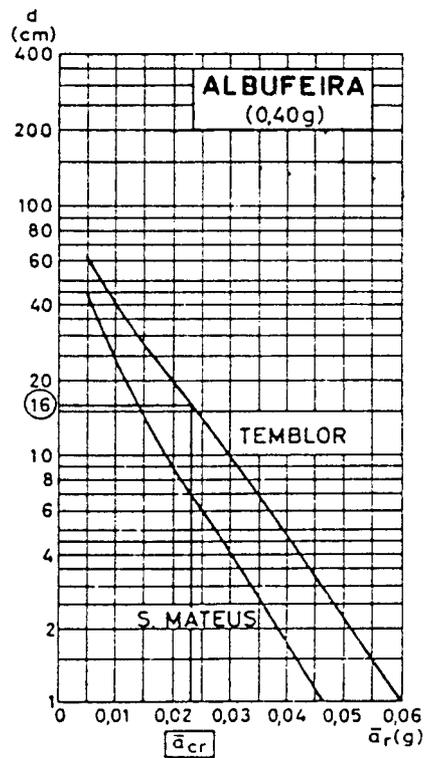
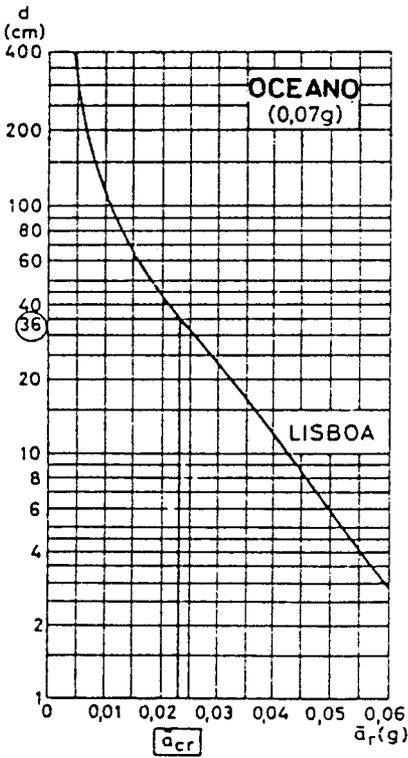
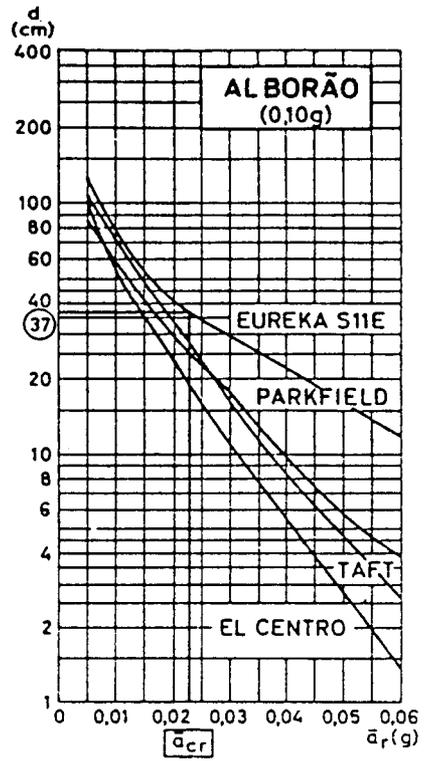
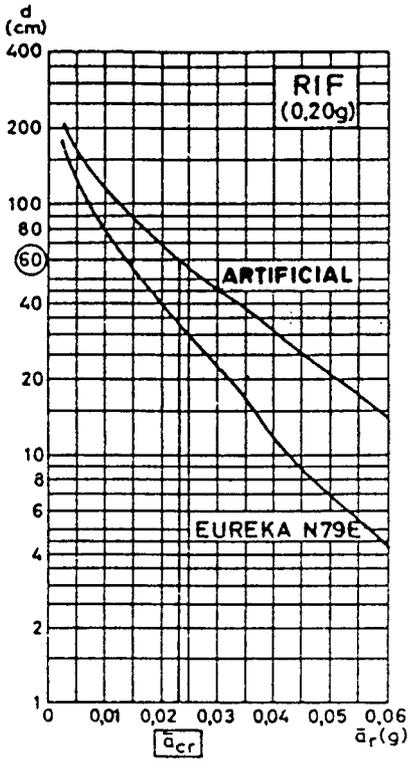


Fig. 37 — Barragem. Deslocamentos sísmicos permanentes. Fase de percolação permanente

Pretende-se, assim, determinar, para cada domínio sismo-tectónico, a grandeza do sismo que gera um deslocamento permanente da ordem de 6 m.

Para se poder apreciar melhor a influência da riqueza espectral dos diversos sismos, filtrados através do corpo da barragem até à base da massa crítica deslizante, apresentam-se na Fig. 38 as curvas dos deslocamentos para as perturbações sísmicas mais desfavoráveis de cada domínio sismo-tectónico (Lisboa EW, 1969; Eureka S11E, 1954; Eureka N79E, 1954), normalizadas nas suas acelerações máximas a 0,1 g, e em função das acelerações críticas residuais, normalizadas em relação à aceleração máxima do sismo.

O sismo de Lisboa, como seria de esperar, é o que produz deslocamentos mais desfavoráveis, por ter maior riqueza espectral na gama dos períodos mais altos de oscilação da barragem.

Para determinar a aceleração máxima de cada perturbação sísmica que gere um deslocamento permanente de 6 m, é necessário proceder por tentativas recorrendo ao gráfico da Fig. 38.

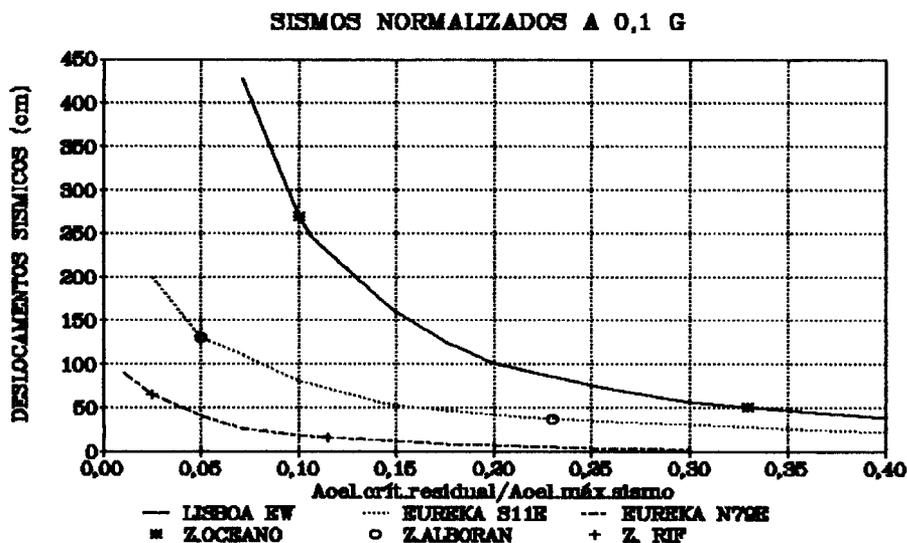


Fig. 38 — Barragem. Deslocamentos sísmicos permanentes para sismos normalizados A 0,1 G

Após algumas tentativas, obteve-se para o sismo de Lisboa EW (Oceano) o valor $a_{máx} = 0,23$ g. Entrando na Fig. 38 com $a_{cr} / a_{máx} = 0,023 / 0,23 = 0,1$ obtém-se um deslocamento normalizado de 270 cm, que multiplicado pela relação $0,23 / 0,1 = 2,3$ fornece um deslocamento de 620 cm, da ordem de grandeza do procurado nas tentativas.

Do mesmo modo para o sismo Eureka S11E (Alborão), obteve-se o valor $a_{máx} = 0,46$ g. Entrando na Fig. 38 com $a_{cr} / a_{máx} = 0,023 / 0,46 = 0,05$ obtém-se um deslocamento normalizado de 130 cm, que multiplicado pela relação $0,46 / 0,1 = 4,6$ fornece um deslocamento de 600 cm, igual ao procurado nas tentativas.

Para o sismo Eureka N79E (Rif), obteve-se o valor $a_{máx} = 0,92$ g. Entrando na Fig. 38 com $a_{cr} / a_{máx} = 0,023 / 0,92 = 0,025$ obtém-se um deslocamento normalizado de 65 cm, que multiplicado pela relação $0,92 / 0,1 = 9,2$ fornece um deslocamento de 598 cm, igual ao procurado nas tentativas.

Sendo as funções de distribuição das acelerações máximas em cada domínio sismo-tectónico traduzidas pelas seguintes expressões:

$$a_{\text{máx}} = 0,03 + 0,04 (\log T_r - 3) \text{ (Oceano)} \quad (27)$$

$$a_{\text{máx}} = 0,05 + 0,05 (\log T_r - 3) \text{ (Alborão)} \quad (28)$$

$$a_{\text{máx}} = 0,10 + 0,05 (\log T_r - 2) \text{ (Rif)} \quad (29)$$

obtém-se para cada uma das acelerações máximas os seguintes períodos de retorno:

$$\begin{array}{lll} a_{\text{máx}} = 0,23 \text{ g} & \text{(Oceano)} & T_r = 10^8 \text{ anos} \\ a_{\text{máx}} = 0,46 \text{ g} & \text{(Alborão)} & T_r = 1,6 \times 10^{11} \text{ anos} \\ a_{\text{máx}} = 0,92 \text{ g} & \text{(Rif)} & T_r = 2,5 \times 10^{18} \text{ anos} \end{array}$$

A ficha de cálculo do cenário 7 (ver anexo) utiliza o valor de $T_r = 10^8$ para avaliar a probabilidade da resposta da barragem. A ficha de cálculo do cenário 8 utiliza um critério semelhante para o dique da portela.

5 — CONCLUSÕES

A engenharia de barragens requer uma criteriosa selecção e combinação de métodos, simples e complexos, de avaliação de segurança das obras.

Exige-se o uso de técnicas tradicionais actualizadas e de novos métodos de análise, que se devem aferir cautelosamente, mas sem que se substituam os métodos tradicionais.

Esta lição põe em confronto, na aplicação prática ao caso concreto do aproveitamento hidráulico de M'Jara, em Marrocos, os critérios tradicionais determinísticos de segurança usados no dimensionamento de barragens de aterro (recorrendo às técnicas tradicionais e aos conceitos clássicos de factores de segurança) com os critérios probabilísticos (recorrendo à avaliação de riscos decorrentes do colapso das obras).

Os métodos, complementando-se, permitem que o dono da obra tome decisões mais fundamentadas quanto à forma de minimizar os riscos decorrentes de eventuais colapsos durante a execução e a exploração das obras.

De momento, e na falta, no contexto de segurança, de experiência e sensibilidade no uso de métodos probabilísticos, o maior benefício da aplicação prática traduziu-se na necessidade de o projectista ter de encarar de novo todos os dados e decisões do projecto, de uma forma mais crítica e cuidada, para melhor poder compreender o significado relativo das várias incertezas que os métodos clássicos não revelam.

O exercício permite ainda pesar a importância relativa dos vários cenários que podem levar as obras do aproveitamento ao colapso e seleccionar as medidas mais aptas para minimizar os riscos.

A importância da perda de vidas e de bens materiais, traduzida em probabilidades e em valores esperados dos prejuízos, permite orientar os decisores sobre as formas de investir na equilibrada redução de riscos.

Se é verdade que a adopção de novos métodos, sem validade firmada pela experiência, introduz não só novas variáveis como mais incertezas em todo o sistema, persistir no exclusivo uso dos métodos tradicionais, sem arriscar investir num efectivo progresso, conduzirá certamente à estagnação da tecnologia de barragens.

Nesta lição utilizaram-se critérios de decisão recorrendo a figuras de mérito e à avaliação de riscos

Escolheram-se como figuras de mérito exemplificativas a eficiência hidráulica, a eficiência económica e o benefício-custo para otimizar a exploração da albufeira de M'Jara na protecção contra cheias. Estas figuras de mérito permitiram aconselhar a que se disponha, na albufeira, da reserva permanente de 160 Mm³ para reforçar as capacidades de encaixe (de 1100 Mm³, estabelecida pela curva-guia, e de 160 Mm³, obtida por pré-descargas definidas pelo sistema de alerta).

O mérito do sistema de exploração da albufeira de M'Jara no encaixe de cheias fica bem expresso pelo benefício esperado de 242 MDH/ano (4,3 milhões de contos por ano) decorrente da protecção assim conseguida.

Os prejuízos anuais esperados pelo colapso das obras, quer durante a construção quer na exploração do aproveitamento, atingem apenas um montante de 0,3 MDH/ano (5400 contos por ano) representando apenas 0,0003 dos prejuízos evitados (242 MDH/ano de benefícios) com o sistema de protecção contra as cheias. Com as medidas preconizadas espera-se uma redução do risco de cerca de 4 vezes.

No que respeita à perda de vidas por colapso das obras verifica-se que a probabilidade anual de colapso se reduz cerca de 100 vezes com as medidas preconizadas (de $2,5 \times 10^{-5}$ para $3,4 \times 10^{-7}$).

Detectou-se que o cenário da erosão interna é o mais determinante para a probabilidade anual de colapso da barragem, justificando-se adoptar e investir em medidas capazes de reduzir o risco deste cenário para níveis semelhantes aos dos outros cenários de colapso.

Antes da aplicação prática feita para esta lição estava o projectista convicto de que o cenário dos sismos determinava por completo a probabilidade de colapso das obras e pensava poder demonstrar facilmente a importância do dimensionamento das obras às acções sísmicas e provar o interesse em recorrer a novos critérios de dimensionamento para essas acções.

Só que, surpreendentemente, foi o cenário da erosão interna que se revelou com maiores riscos e probabilidade de colapso para as obras.

Fica bem claro, através da presente aplicação, que o projectista se preocupou demasiadamente com os cenários das cheias, com a complexidade das obras de desvio e sobretudo com o comportamento da barragem aos sismos, investindo nos estudos e obras para garantir fiabilidade elevada quanto à resposta a tais acções. Porém, no tocante à erosão interna o projectista limitou-se a adoptar as regras clássicas de dimensionamento de filtros que, perante os elementos actualmente disponíveis, se afiguram desajustados em face dos níveis de segurança conseguidos para todos os outros cenários de colapso.

Pode, por isso, concluir-se que o mérito principal da aplicação dos métodos probabilísticos de segurança ao caso da barragem de M'Jara foi o de revelar a necessidade de investir, durante a fase de execução das obras, na selecção e adopção de medidas capazes de reduzir o risco de erosão interna para níveis equivalentes aos das outras acções que podem desencadear o colapso das obras.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ALLEN, D. E. (1981) — *Criteria for Design Safety Factors and Quality Assurance Expenditure*, ICOSSAR, 81, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam 1981.
- [2] BIERNATOWSKI, K. (1979) — *Design Parameters of Soil in Geotechnical Engineering*. Design Parameters in Geotechnical Engineering. BGS, London, vol. 1, 101-104.
- [2] BORGES, J. F. (1985) — *Garantia de Qualidade na Construção*. 1.^a Lição Manuel Rocha (1984). Geotecnia. Lisboa (44), pp. 9-53, Julho.
- [3] BORGES, J. F. and CASTANHETA, M. (1984) — *Structural Safety*. 3th edition, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [4] BOWLES, D. S. and KO, H. Y. Eds. (1984) — *Probabilistic Characterization of Soil Properties*, American Society of Civil Engineers, 182 pp.
- [5] BOWLES, D. S. (1987) — *A Comparison of Methods for Risk Assessment of Dams*. Engineering Reliability and Risk in Water Resources. NATO. ASI. Serie E: Applied Sciences-N124. Martinus Nijhoff Publishers. Boston.
- [6] CHOWDHURY, R. N., TANG, W. H. and SIDI, I. (1987) — *Reliability Model of Progressive Slope Failure*. Geotechnique 37, no. 4, 467-481.
- [7] DUKSTEIN, L. and PLATE, E. J. (1987) — *Engineering Reliability and Risk in Water Resources*. NATO. ASI. Serie E: Applied Sciences -N124. Martinus Nijhoff Publishers. Boston.
- [8] DUSCHA, L. A. (1984) — *Dam Safety in the United States: What Has Been Gained?* Proc. of the International Conference on Safety of Dams. Vol. 1 C". 1, pp. 259-263. Coimbra. A. A. Balkema.
- [9] HOWLES, J. C., ANDERSON, L. C., BOWLES, D. S. and CONFIELD, R. V. (1980) — *A Framework for Risk Analysis of Earth Dams*. Report submitted to Water and Power Resources Service (U. S. Bureau of Reclamation), Engineering and Research Center, Denver, Colorado, 87 pp.
- [10] HP (HIDROTÉCNICA PORTUGUESA) (1983) — *Barrage de M'Jara. Avant-Project Détaillé*.
- [11] ICOLD (1979) — *Deterioration Cases Collected and Their Preliminary Assessment*. Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs (2 volumes). LNEC. Lisboa.
- [12] MINEIRO, A. J. C. (1975) — *Dinâmica de Solos Frágeis — Aplicações à Microzonagem Sísmica e ao Dimensionamento de Barragens de Terra*. Dissertação de Doutoramento. Instituto Superior Técnico. Universidade de Lisboa. Lisboa.
- [13] MINEIRO, A. J. C. (1978) — *Seismic Behaviour of Earth Dams. Permanent Displacement Prediction*. Geotecnia, no. 23. Lisboa.
- [14] MINEIRO, A. J. C. (1979a) — *Revisão Crítica de Conceitos Básicos em Engenharia Sísmica*. Ciclo de Conferências da Ordem dos Engenheiros. Lisboa.
- [15] MINEIRO, A. J. C. (1979b) — *Méthodologie pour la Prévision du Comportement Séismique du Barrage de M'Jara*. Treizième Congrès des Grands Barrages. Q. 51. R19.
- [16] MINEIRO, A. J. C. (1984a) — *Seismic Safety Criteria*. Proc. of the International Conference on Safety of Dams. Closure Conference. Vol. 2, pp. 565-574. Coimbra. A. A. Balkema.
- [17] MINEIRO, A. J. C. (1984b) — *A Crude Trial to Harmonize Reliability Theory with a "Fail-safe" Technique Applied to Seismic Safety of Embankment Dams*. Proc. of the International Conference on Safety of Dams. Vol. 2, pp. 361-364. Coimbra. A. A. Balkema.
- [18] MINEIRO, A. J. C. (1990) — *Reservoir Natural Slopes. Stability Evaluation. Case Histories*. Lecture no. 20. European School of Climatology and Natural Hazards Course. April.

- [19] O'RIORDAN, T. (1979) — *Environmental Impact Analysis and Risk Assessment in a Management Perspective*. In: Emergency Risk Management. Edited by G. T. Goodman and W. D. Rowe. Academic Press. New York. 182 pp.
- [20] SALEMBIER, M. (1979) — *Tentative D'évaluation Probabilistique du Niveau de Sécurité des Ouvrages*. Design Parameters in Geotechnical Engineering. BGS, London, vol. 1, 249-256.
- [21] VANMARCKE, E. H. (1977) — *Probabilistic Modeling of Soil Profiles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, vol. 103, no. GT11. Proc. Paper 13364, Nov., 1977, pp. 1227-1246.
- [22] VANMARCKE, E. H. (1977) — *Reliability of Earth Slopes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, vol. 103, no. GT11. Proc. Paper 13365, Nov., 1977, pp. 1247-1265.
- [23] VRIJLING, J. K. (1987) — *Probabilistic Design of Retaining Structures*. Engineering Reliability and Risk in Water Resources. NATO. ASI. E: Applied Sciences -N124. Martinus Nijhoff Publishers. Boston.
- [24] VON THUN, J. L. (1984) — *Application of Decision Analysis Techniques in Dam Safety*. Proc. of the International Conference on Safety of Dams. Vol. 1, pp. 265-271. Coimbra. A. A. Balkema.
- [25] WHITMAN, R. V. (1973) — *Presentation to ASCE Annual and National Environmental Meeting*. New York, October 1973.
- [26] WHITMAN, R. V. (1984) — *Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering*. 17th Terzaghi Lecture, ASCE, vol. 110, Feb.

ANEXO

CENÁRIOS DE COLAPSO DA BARRAGEM DE M'JARA DURANTE A CONSTRUÇÃO E EXPLORAÇÃO

- 1 OBRAS DE DESVIO 1.ª FASE — DESTRUIÇÃO DO CANAL POR EROSÃO
- 2 OBRAS DE DESVIO 2.ª FASE — DESTRUIÇÃO DO CANAL POR EROSÃO
- 3 OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE — GALGAMENTO DO ATERRO DA BARRAGEM
- 4 OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE — GALGAMENTO DO ATERRO DO DIQUE
- 5 CHEIA DE GALGAMENTO — GALGAMENTO DO ATERRO DA BARRAGEM
- 6 CHEIA DE GALGAMENTO — GALGAMENTO DO ATERRO DO DIQUE
- 7 SISMO GERADOR DE COLAPSO — CORPO BARRAGEM/PLENO ARMAZENAMENTO
- 8 SISMO GERADOR DE COLAPSO — CORPO DIQUE/PLENO ARMAZENAMENTO
- 9 PERCOLAÇÃO PERMANENTE — ESCORREGAMENTO TALUDE DA BARRAGEM
- 10 PERCOLAÇÃO PERMANENTE — ESCORREGAMENTO TALUDE DO DIQUE
- 11 ESVAZIAMENTO RÁPIDO — ESCORREGAMENTO TALUDE DA BARRAGEM
- 12 ESVAZIAMENTO RÁPIDO — ESCORREGAMENTO TALUDE DO DIQUE
- 13 OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE — ESCORREGAMENTO MARGAS FUNDAÇÃO (S/CP)
- 14 OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE — ESCORREGAMENTO MARGAS FUNDAÇÃO (C/CP)
- 15 EROSÃO INTERNA / NÚCLEO — SEM CONTROLO APERTADO FILTRO / NÚCLEO
- 16 EROSÃO INTERNA / NÚCLEO — COM CONTROLO APERTADO FILTRO / NÚCLEO

CENÁRIO 1 (OBRAS DE DESVIO 1.ª FASE)	CENÁRIO 2 (OBRAS DE DESVIO 2.ª FASE)
DESTRUIÇÃO DO CANAL POR EROSÃO	DESTRUIÇÃO DO CANAL POR EROSÃO
<p>1 — Probabilidade da acção Caudal de projecto (ensaio modelo) 8000 m³/s T_r (período de retorno) — Lei Gamma (1959/75) $5830 + 3885 (\log T_r - 1) = 8000$ » $T_r = 37$ anos (1932/89) $4986 + 2672 (\log T_r - 1) = 8000$ » $T_r = 134$ anos</p> <p>Duração do desvio = 2 anos Vida da barragem = 100 anos Relação entre $T_r = 100/2 = 50$ $P_r = 1/50 \times 37 = 0,00054$ (1959/75) $P_r = 1/50 \times 134 = 0,00015$ (1932/89)</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_{rr}) As folgas do canal permitem adoptar $P_{rr} = 0,5$ (duplicar T_r) $Q_r = 9200$ m³/s (c/L. Gamma – 1959/75) $Q_r = 8800$ m³/s (c/L. Gamma – 1932/89)</p> <p>3 — Prejuízos nas obras com o colapso Refazer revestimentos e 30% de aterro na enseadeira 8 MDH Perda trabalhos ensecados 6 MDH Limpezas, bombagem, indemnizações 6 MDH Total 20 MDH</p> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb $T_r = 74$ 590 MDH $(252,7 + 812 \log T_r) / 3 =$ $T_r = 268$ 742 MDH</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $0,00054 \times 0,5 \times (20 + 590) = 0,1644$ MDH / ano $0,00015 \times 0,5 \times (20 + 742) = 0,05715$ MDH / ano</p>	<p>1 — Probabilidade da acção Caudal de projecto (ensaio modelo) 10 000 m³/s T_r (período de retorno) — Lei Gamma (1959/75) $5830 + 3885 (\log T_r - 1) = 10\ 000$ » $T_r = 118$ anos (1932/89) $4986 + 2672 (\log T_r - 1) = 10\ 000$ » $T_r = 752$ anos</p> <p>Duração do desvio = 2 anos Vida da barragem = 100 anos Relação entre $T_r = 100/2 = 50$ $P_r = 1/50 \times 118 = 0,0001695$ (1959/75) $P_r = 1/50 \times 752 = 0,0000266$ (1932/89)</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_{rr}) As folgas do canal permitem adoptar $P_{rr} = 0,5$ (duplicar T_r) $Q_r = 11\ 164$ m³/s (c/L. Gamma – 1959/75) $Q_r = 10\ 804$ m³/s (c/L. Gamma – 1932/89)</p> <p>3 — Prejuízos nas obras com o colapso Refazer revestimentos e 15% de aterro na enseadeira 48 MDH Perda trabalhos ensecados 8 MDH Limpezas, bombagem, indemnizações 14 MDH Total 70 MDH</p> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb $T_r = 236$ 727 MDH $(252,7 + 812 \log T_r) / 3 =$ $T_r = 1504$ 944 MDH</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $0,000170 \times 0,5 \times (70 + 727) = 0,0675$ MDH / ano $0,000027 \times 0,5 \times (70 + 944) = 0,0135$ MDH / ano</p>

CENÁRIO 3 (OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE)	CENÁRIO 4 (OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE)
GALGAMENTO DO ATERRO DA BARRAGEM	GALGAMENTO DO ATERRO DO DIQUE
<p>1 — Probabilidade da acção Caudal de projecto 13 000 m³/s T_r (período de retorno) — Lei Gamma (1959/75) $5830 + 3885 (\log T_r - 1) = 13\ 000$ » $T_r = 700$ anos (1932/89) $4986 + 2672 (\log T_r - 1) = 13\ 000$ » $T_r = 9983$ anos</p> <p>Duração do desvio = 1 ano Vida da barragem = 100 anos Relação entre $T_r = 100/1 = 100$ $P_r = 1/100 \times 700 = 14,3 \times 10^{-6}$ (1959/75) $P_r = 1/100 \times 9983 = 1,0 \times 10^{-6}$ (1932/89)</p>	<p>1 — Probabilidade da acção Caudal de projecto 13 000 m³/s T_r (período de retorno) — Lei Gamma (1959/75) $5830 + 3885 (\log T_r - 1) = 13\ 000$ » $T_r = 700$ anos (1932/89) $4986 + 2672 (\log T_r - 1) = 13\ 000$ » $T_r = 9983$ anos</p> <p>Duração do desvio = 1 ano Vida da barragem = 100 anos Relação entre $T_r = 100/1 = 100$ $P_r = 1/100 \times 700 = 14,3 \times 10^{-6}$ (1959/75) $P_r = 1/100 \times 9983 = 1,0 \times 10^{-6}$ (1932/89)</p>
<p>2 — Probabilidade da resposta (P_{rr}) A folga de 2 m na albufera permite cheia de 15 000 m³/s no galgamento $T_r = 2293$ anos (c/L. Gamma - 1959/75) $T_r = 55944$ anos (c/L. Gamma - 1932/89) $P_{rr} = 700 / 2293 = 0,305$ $P_{rr} = 9983 / 55944 = 0,178$</p>	<p>2 — Probabilidade da resposta (P_{rr}) A folga de 2 m na albufera permite cheia de 15 000 m³/s no galgamento $T_r = 2293$ anos (c/L. Gamma - 1959/75) $T_r = 55944$ anos (c/L. Gamma - 1932/89) $P_{rr} = 700 / 2293 = 0,305$ $P_{rr} = 9983 / 55944 = 0,178$</p>
<p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem Aterro da brecha da barragem 2,5 Mm³ × 84,5 = 212 MDH Limpeza do vale Ouergha 3,5 Mm³ × 31,4 = 110 MDH Danos estaleiro, ponte provisória 160 MDH Danos nas obras e equipamentos da central 200 MDH Danos no vale Ouergha: 1375 ha citrinos 206 MDH 1100 casas 22 MDH estradas e pontes 100 MDH equipamentos agrícolas 30 MDH Encargos financeiros (1 ano) s/capital (4300 MDH) a 8% 344 MDH Total 1384 MDH</p>	<p>3 — Prejuízos com o colapso do dique Aterro da brecha do dique 0,115 Mm³ × 60,6 = 7 MDH Limpeza do vale Ouergha 0,37 Mm³ × 31,4 = 11,6 MDH Danos estaleiro, ponte provisória 45 MDH Danos no muro direito do evacuador e na fossa 30 MDH Danos no vale Ouergha: 30% (1375 ha citrinos) 62 MDH 20% (1100 casas) 4,4 MDH estradas e pontes 20 MDH equipamentos agrícolas 20 MDH Encargos financeiros 0 MDH (não há atraso geral da obra) Total 200 MDH</p>
<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (toda a cheia sai pela brecha) $T_r = 2293$ 994 MDH $(252,7 + 812 \log T_r) / 3 =$ $T_r = 55944$ 1369 MDH</p>	<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (ficam 1628 Mm³ abaixo da brecha) $T_r = 2293$ 2229 Mm³ Vinu = $1184 \log T_r - 121,5 - 1628 =$ $T_r = 55944$ 3872 Mm³ Vinu = 2229 622 MDH $(336 + 0,686 \text{ Vinu}) / 3 =$ Vinu = 3872 997 MDH</p>
<p>5 — Prejuízos anuais esperados $1,43 \times 10^{-5} \times 0,305 \times (1384 + 994) =$ 0,01037 MDH / ano $1,0 \times 10^{-6} \times 0,178 \times (1384 + 1369) =$ 0,00049 MDH / ano</p>	<p>5 — Prejuízos anuais esperados $1,43 \times 10^{-5} \times 0,305 \times (200 + 622 - 994) =$ (benefício) - 0,000750 MDH / ano $1,0 \times 10^{-6} \times 0,178 \times (200 + 997 - 1369) =$ (benefício) - 0,000031 MDH / ano</p>

CENÁRIO 5 (CHEIA DE GALGAMENTO)	CENÁRIO 6 (CHEIA DE GALGAMENTO)																																																																																				
GALGAMENTO DO ATERRO DA BARRAGEM	GALGAMENTO DO ATERRO DO DIQUE																																																																																				
<p>1 — Probabilidade da acção Caudal de projecto 20 000 m³/s T_r (período de retorno) — Lei Gamma (1959/75) 5830 + 3885 (log $T_r - 1$) = 20 000 » $T_r = 44 400$ anos (1932/89) 4986 + 2672 (log $T_r - 1$) = 13 000 » $T_r = 4,16 \times 10^6$ anos</p>	<p>1 — Probabilidade da acção Caudal de projecto 20 000 m³/s T_r (período de retorno) — Lei Gamma (1959/75) 5830 + 3885 (log $T_r - 1$) = 20 000 » $T_r = 44 400$ anos (1932/89) 4986 + 2672 (log $T_r - 1$) = 13 000 » $T_r = 4,16 \times 10^6$ anos</p>																																																																																				
<p>2 — Probabilidade da resposta (P_{ir}) A folga de 2,8 m na albufera permite 30 000 m³/s no galgamento $T_r = 16 \times 10^6$ anos (c/L. Gamma - 1959/75) $T_r = 23 \times 10^9$ anos (c/L. Gamma - 1932/89) $P_r = 44,4 / 16 000 = 0,002775$ $P_{ir} = 4,16 / 23 000 = 0,000181$</p>	<p>2 — Probabilidade da resposta (P_{ir}) A folga de 2,8 m na albufera permite 30 000 m³/s no galgamento $T_r = 16 \times 10^6$ anos (c/L. Gamma - 1959/75) $T_r = 23 \times 10^9$ anos (c/L. Gamma - 1932/89) $P_r = 44,4 / 16 000 = 0,002775$ $P_{ir} = 4,16 / 23 000 = 0,000181$</p>																																																																																				
<p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem</p> <table border="0"> <tr><td>Instalação do estaleiro</td><td>260 MDH</td></tr> <tr><td>Aterro da brecha da barragem</td><td></td></tr> <tr><td>5 Mm³ × 62 =</td><td>248 MDH</td></tr> <tr><td>Limpeza do vale Ouergha</td><td></td></tr> <tr><td>6 Mm³ × 23 =</td><td>138 MDH</td></tr> <tr><td>Danos no bairro e nas obras e</td><td></td></tr> <tr><td>equipamentos da central</td><td>390 MDH</td></tr> <tr><td>Danos no vale Ouergha:</td><td></td></tr> <tr><td>1375 ha citrinos</td><td>206 MDH</td></tr> <tr><td>1100 casas</td><td>22 MDH</td></tr> <tr><td>estradas e pontes</td><td>100 MDH</td></tr> <tr><td>equipamentos agrícolas</td><td>30 MDH</td></tr> <tr><td>Encargos financeiros (2 anos)</td><td></td></tr> <tr><td>s/capital (1394 MDH) a 8%</td><td>232 MDH</td></tr> <tr><td>Perdas no fornecimento de energia</td><td></td></tr> <tr><td>2 anos × 390 GWh × 0,7DH/kWh</td><td>546 MDH</td></tr> <tr><td>Perdas de rendimento no regadio</td><td></td></tr> <tr><td>2 anos × 100 000 ha × (0,01760 -</td><td></td></tr> <tr><td>- 0,00422) MHD/ha</td><td>2676 MDH</td></tr> <tr><td>Imprevistos, 3%</td><td>152 MDH</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: right;">Total 5000 MDH</td></tr> </table>	Instalação do estaleiro	260 MDH	Aterro da brecha da barragem		5 Mm ³ × 62 =	248 MDH	Limpeza do vale Ouergha		6 Mm ³ × 23 =	138 MDH	Danos no bairro e nas obras e		equipamentos da central	390 MDH	Danos no vale Ouergha:		1375 ha citrinos	206 MDH	1100 casas	22 MDH	estradas e pontes	100 MDH	equipamentos agrícolas	30 MDH	Encargos financeiros (2 anos)		s/capital (1394 MDH) a 8%	232 MDH	Perdas no fornecimento de energia		2 anos × 390 GWh × 0,7DH/kWh	546 MDH	Perdas de rendimento no regadio		2 anos × 100 000 ha × (0,01760 -		- 0,00422) MHD/ha	2676 MDH	Imprevistos, 3%	152 MDH	Total 5000 MDH		<p>3 — Prejuízos com o colapso do dique</p> <table border="0"> <tr><td>Instalação do estaleiro</td><td>12 MDH</td></tr> <tr><td>Aterro da brecha do dique</td><td></td></tr> <tr><td>0,5 Mm³ × 65,4 =</td><td>33 MDH</td></tr> <tr><td>Limpeza do vale Ouergha</td><td></td></tr> <tr><td>1 Mm³ × 23 =</td><td>23 MDH</td></tr> <tr><td>Danos no bairro, na central, muro</td><td></td></tr> <tr><td>do evacuador e na fossa</td><td>75 MDH</td></tr> <tr><td>Danos no vale Ouergha:</td><td></td></tr> <tr><td>70% (1375 ha citrinos)</td><td>144 MDH</td></tr> <tr><td>50% (1100 casas)</td><td>11 MDH</td></tr> <tr><td>estradas e pontes</td><td>20 MDH</td></tr> <tr><td>equipamentos agrícolas</td><td>20 MDH</td></tr> <tr><td>Encargos financeiros (1 ano)</td><td></td></tr> <tr><td>s/capital (338 MDH) a 8%</td><td>56 MDH</td></tr> <tr><td>Perdas no fornecimento de energia</td><td></td></tr> <tr><td>1 ano × 144 GWh × 0,7DH/kWh</td><td>101 MDH</td></tr> <tr><td>Perdas de rendimento no regadio</td><td></td></tr> <tr><td>1 ano × 23 000 ha × (0,01760 -</td><td></td></tr> <tr><td>- 0,00422) MHD/ha</td><td>308 MDH</td></tr> <tr><td>Imprevistos, 3%</td><td>27 MDH</td></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: right;">Total 830 MDH</td></tr> </table>	Instalação do estaleiro	12 MDH	Aterro da brecha do dique		0,5 Mm ³ × 65,4 =	33 MDH	Limpeza do vale Ouergha		1 Mm ³ × 23 =	23 MDH	Danos no bairro, na central, muro		do evacuador e na fossa	75 MDH	Danos no vale Ouergha:		70% (1375 ha citrinos)	144 MDH	50% (1100 casas)	11 MDH	estradas e pontes	20 MDH	equipamentos agrícolas	20 MDH	Encargos financeiros (1 ano)		s/capital (338 MDH) a 8%	56 MDH	Perdas no fornecimento de energia		1 ano × 144 GWh × 0,7DH/kWh	101 MDH	Perdas de rendimento no regadio		1 ano × 23 000 ha × (0,01760 -		- 0,00422) MHD/ha	308 MDH	Imprevistos, 3%	27 MDH	Total 830 MDH	
Instalação do estaleiro	260 MDH																																																																																				
Aterro da brecha da barragem																																																																																					
5 Mm ³ × 62 =	248 MDH																																																																																				
Limpeza do vale Ouergha																																																																																					
6 Mm ³ × 23 =	138 MDH																																																																																				
Danos no bairro e nas obras e																																																																																					
equipamentos da central	390 MDH																																																																																				
Danos no vale Ouergha:																																																																																					
1375 ha citrinos	206 MDH																																																																																				
1100 casas	22 MDH																																																																																				
estradas e pontes	100 MDH																																																																																				
equipamentos agrícolas	30 MDH																																																																																				
Encargos financeiros (2 anos)																																																																																					
s/capital (1394 MDH) a 8%	232 MDH																																																																																				
Perdas no fornecimento de energia																																																																																					
2 anos × 390 GWh × 0,7DH/kWh	546 MDH																																																																																				
Perdas de rendimento no regadio																																																																																					
2 anos × 100 000 ha × (0,01760 -																																																																																					
- 0,00422) MHD/ha	2676 MDH																																																																																				
Imprevistos, 3%	152 MDH																																																																																				
Total 5000 MDH																																																																																					
Instalação do estaleiro	12 MDH																																																																																				
Aterro da brecha do dique																																																																																					
0,5 Mm ³ × 65,4 =	33 MDH																																																																																				
Limpeza do vale Ouergha																																																																																					
1 Mm ³ × 23 =	23 MDH																																																																																				
Danos no bairro, na central, muro																																																																																					
do evacuador e na fossa	75 MDH																																																																																				
Danos no vale Ouergha:																																																																																					
70% (1375 ha citrinos)	144 MDH																																																																																				
50% (1100 casas)	11 MDH																																																																																				
estradas e pontes	20 MDH																																																																																				
equipamentos agrícolas	20 MDH																																																																																				
Encargos financeiros (1 ano)																																																																																					
s/capital (338 MDH) a 8%	56 MDH																																																																																				
Perdas no fornecimento de energia																																																																																					
1 ano × 144 GWh × 0,7DH/kWh	101 MDH																																																																																				
Perdas de rendimento no regadio																																																																																					
1 ano × 23 000 ha × (0,01760 -																																																																																					
- 0,00422) MHD/ha	308 MDH																																																																																				
Imprevistos, 3%	27 MDH																																																																																				
Total 830 MDH																																																																																					
<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (toda a cheia sai pela brecha + 2310 Mm³ abaixo da curva-guia)</p> <table border="0"> <tr><td>$T_r = 16 \times 10^6$</td><td>10718 Mm³</td></tr> <tr><td>Vinu = 1184 log $T_r - 121,5 + 2310 =$</td><td rowspan="2">14457 Mm³</td></tr> <tr><td>$T_r = 23 \times 10^9$</td></tr> <tr><td>Vinu = 10718</td><td>7688 MDH</td></tr> <tr><td>(336 + 0,686 Vinu) =</td><td rowspan="2">10254 MDH</td></tr> <tr><td>Vinu = 14457</td></tr> </table>	$T_r = 16 \times 10^6$	10718 Mm ³	Vinu = 1184 log $T_r - 121,5 + 2310 =$	14457 Mm ³	$T_r = 23 \times 10^9$	Vinu = 10718	7688 MDH	(336 + 0,686 Vinu) =	10254 MDH	Vinu = 14457	<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (toda a cheia sai pela brecha + 842 Mm³ abaixo da curva-guia)</p> <table border="0"> <tr><td>$T_r = 16 \times 10^6$</td><td>9250 Mm³</td></tr> <tr><td>Vinu = 1184 log $T_r - 121,5 + 842 =$</td><td rowspan="2">12 990 Mm³</td></tr> <tr><td>$T_r = 23 \times 10^9$</td></tr> <tr><td>Vinu = 9250</td><td>6682 MDH</td></tr> <tr><td>(336 + 0,686 Vinu) =</td><td rowspan="2">9247 MDH</td></tr> <tr><td>Vinu = 12990</td></tr> </table>	$T_r = 16 \times 10^6$	9250 Mm ³	Vinu = 1184 log $T_r - 121,5 + 842 =$	12 990 Mm ³	$T_r = 23 \times 10^9$	Vinu = 9250	6682 MDH	(336 + 0,686 Vinu) =	9247 MDH	Vinu = 12990																																																																
$T_r = 16 \times 10^6$	10718 Mm ³																																																																																				
Vinu = 1184 log $T_r - 121,5 + 2310 =$	14457 Mm ³																																																																																				
$T_r = 23 \times 10^9$																																																																																					
Vinu = 10718	7688 MDH																																																																																				
(336 + 0,686 Vinu) =	10254 MDH																																																																																				
Vinu = 14457																																																																																					
$T_r = 16 \times 10^6$	9250 Mm ³																																																																																				
Vinu = 1184 log $T_r - 121,5 + 842 =$	12 990 Mm ³																																																																																				
$T_r = 23 \times 10^9$																																																																																					
Vinu = 9250	6682 MDH																																																																																				
(336 + 0,686 Vinu) =	9247 MDH																																																																																				
Vinu = 12990																																																																																					
<p>5 — Prejuízos anuais esperados $2,25 \times 10^{-5} \times 0,002775 \times (5000 + 7688) =$ 0,000793000 MDH / ano $2,4 \times 10^{-7} \times 0,000181 \times (5000 + 10254) =$ 0,000000660 MDH / ano</p>	<p>5 — Prejuízos anuais esperados $2,25 \times 10^{-5} \times 0,002775 \times (830 + 6682) =$ 0,000469000 MDH / ano $2,4 \times 10^{-7} \times 0,000181 \times (830 + 9247) =$ 0,000000437 MDH / ano</p>																																																																																				

CENÁRIO 7 (SISMO GERADOR DE COLAPSO)	CENÁRIO 8 (SISMO GERADOR DE COLAPSO)																																																																								
CORPO BARRAGEM – PLENO ARMAZENAMENTO	CORPO DIQUE – PLENO ARMAZENAMENTO																																																																								
<p>1 — Probabilidade da acção Sismos de projecto com 10 000 anos de T_r produzem deslocamentos permanentes inferiores a 0,37 m, com aceler. residual cedência = 0,023 g Lei distribuição (zona sísm. Oceano) $K_{max} = 0,03 + 0,04 (\log T_r - 3)$</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_r) A espessura 12 m do núcleo na zona crítica permite até 6 m deslocamento produzido por $K_{max} = 0,23$ (ver cálculo). Com $T_r = 10^8$ anos, vem $P_r = 10^4 / 10^8 = 10^{-4}$</p> <p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem</p> <table border="0"> <tr> <td>Instalação do estaleiro</td> <td>260 MDH</td> </tr> <tr> <td>Aterro da brecha da barragem</td> <td></td> </tr> <tr> <td>5Mm³ × 62 =</td> <td>248 MDH</td> </tr> <tr> <td>Limpeza do vale Ouergha</td> <td></td> </tr> <tr> <td>6Mm³ × 23 =</td> <td>138 MDH</td> </tr> <tr> <td>Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central</td> <td>390 MDH</td> </tr> <tr> <td>Danos no vale Ouergha</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1375 ha citrinos</td> <td>206MDH</td> </tr> <tr> <td>1100 casas</td> <td>22 MDH</td> </tr> <tr> <td>estradas e pontes</td> <td>100 MDH</td> </tr> <tr> <td>equipamentos agrícolas</td> <td>30 MDH</td> </tr> <tr> <td>Encargos financeiros (2 anos) s/capital (1394 MDH) a 8%</td> <td>232 MDH</td> </tr> <tr> <td>Perdas no fornecimento de energia</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2 anos × 390 GWh × 0,7 DH/kWh</td> <td>546 MDH</td> </tr> <tr> <td>Perdas de rendimento no regadio</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2 anos × 100 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha</td> <td>2676 MDH</td> </tr> <tr> <td>Imprevistos, 3%</td> <td>152 MDH</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Total</td> <td>5000 MDH</td> </tr> </table> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (todo o armazenamento sai pela brecha 3730 Mm³ ao NPA) (336 + 0,686 Vinu) = 2895 MDH</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $10^{-4} \times 0,0001 \times (5000 + 2985) =$ 0,000080 MDH / ano</p>	Instalação do estaleiro	260 MDH	Aterro da brecha da barragem		5Mm ³ × 62 =	248 MDH	Limpeza do vale Ouergha		6Mm ³ × 23 =	138 MDH	Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central	390 MDH	Danos no vale Ouergha		1375 ha citrinos	206MDH	1100 casas	22 MDH	estradas e pontes	100 MDH	equipamentos agrícolas	30 MDH	Encargos financeiros (2 anos) s/capital (1394 MDH) a 8%	232 MDH	Perdas no fornecimento de energia		2 anos × 390 GWh × 0,7 DH/kWh	546 MDH	Perdas de rendimento no regadio		2 anos × 100 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha	2676 MDH	Imprevistos, 3%	152 MDH	Total	5000 MDH	<p>1 — Probabilidade da acção Sismos de projecto com 10 000 anos de T_r produzem deslocamentos permanentes inferiores a 0,33 m, com aceler. residual cedência = 0,062 g Lei distribuição (zona sísm. Rif.) $K_{max} = 0,10 + 0,05 (\log T_r - 2)$</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_r) A espessura 5 m do núcleo na zona crítica permite até 2 m deslocamento produzido por $K_{max} = 0,50$. Com $T_r = 10^{10}$ anos, vem $P_r = 10^{-4} / 10^{10} = 10^{-6}$</p> <p>3 — Prejuízos com o colapso do dique</p> <table border="0"> <tr> <td>Instalação do estaleiro</td> <td>12 MDH</td> </tr> <tr> <td>Aterro da brecha do dique</td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,5 Mm³ × 65,4 =</td> <td>33 MDH</td> </tr> <tr> <td>Limpeza do vale Ouergha</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1Mm³ × 23 =</td> <td>23 MDH</td> </tr> <tr> <td>Danos no bairro na central, muro do evacuador e na fossa</td> <td>75 MDH</td> </tr> <tr> <td>Danos no vale Ouergha</td> <td></td> </tr> <tr> <td>70% (1375 ha citrinos)</td> <td>144MDH</td> </tr> <tr> <td>50% (1100 casas)</td> <td>11 MDH</td> </tr> <tr> <td>estradas e pontes</td> <td>20 MDH</td> </tr> <tr> <td>equipamentos agrícolas</td> <td>20 MDH</td> </tr> <tr> <td>Encargos financeiros (1 ano) s/capital (338 MDH) a 8%</td> <td>56 MDH</td> </tr> <tr> <td>Perdas no fornecimento de energia</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1 ano × 144 GWh × 0,7 DH/kWh</td> <td>101 MDH</td> </tr> <tr> <td>Perdas de rendimento no regadio</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1 ano × 23 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha</td> <td>308 MDH</td> </tr> <tr> <td>Imprevistos, 3%</td> <td>27 MDH</td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Total</td> <td>830 MDH</td> </tr> </table> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (só sai o armazenamento acima da base da brecha à cota 145 NGM = 2100 Mm³) (336 + 0,686 Vinu) = 1777 MDH</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $10^{-4} \times 0,000001 \times (830 + 1777) =$ 0,00000026 MDH / ano</p>	Instalação do estaleiro	12 MDH	Aterro da brecha do dique		0,5 Mm ³ × 65,4 =	33 MDH	Limpeza do vale Ouergha		1Mm ³ × 23 =	23 MDH	Danos no bairro na central, muro do evacuador e na fossa	75 MDH	Danos no vale Ouergha		70% (1375 ha citrinos)	144MDH	50% (1100 casas)	11 MDH	estradas e pontes	20 MDH	equipamentos agrícolas	20 MDH	Encargos financeiros (1 ano) s/capital (338 MDH) a 8%	56 MDH	Perdas no fornecimento de energia		1 ano × 144 GWh × 0,7 DH/kWh	101 MDH	Perdas de rendimento no regadio		1 ano × 23 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha	308 MDH	Imprevistos, 3%	27 MDH	Total	830 MDH
Instalação do estaleiro	260 MDH																																																																								
Aterro da brecha da barragem																																																																									
5Mm ³ × 62 =	248 MDH																																																																								
Limpeza do vale Ouergha																																																																									
6Mm ³ × 23 =	138 MDH																																																																								
Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central	390 MDH																																																																								
Danos no vale Ouergha																																																																									
1375 ha citrinos	206MDH																																																																								
1100 casas	22 MDH																																																																								
estradas e pontes	100 MDH																																																																								
equipamentos agrícolas	30 MDH																																																																								
Encargos financeiros (2 anos) s/capital (1394 MDH) a 8%	232 MDH																																																																								
Perdas no fornecimento de energia																																																																									
2 anos × 390 GWh × 0,7 DH/kWh	546 MDH																																																																								
Perdas de rendimento no regadio																																																																									
2 anos × 100 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha	2676 MDH																																																																								
Imprevistos, 3%	152 MDH																																																																								
Total	5000 MDH																																																																								
Instalação do estaleiro	12 MDH																																																																								
Aterro da brecha do dique																																																																									
0,5 Mm ³ × 65,4 =	33 MDH																																																																								
Limpeza do vale Ouergha																																																																									
1Mm ³ × 23 =	23 MDH																																																																								
Danos no bairro na central, muro do evacuador e na fossa	75 MDH																																																																								
Danos no vale Ouergha																																																																									
70% (1375 ha citrinos)	144MDH																																																																								
50% (1100 casas)	11 MDH																																																																								
estradas e pontes	20 MDH																																																																								
equipamentos agrícolas	20 MDH																																																																								
Encargos financeiros (1 ano) s/capital (338 MDH) a 8%	56 MDH																																																																								
Perdas no fornecimento de energia																																																																									
1 ano × 144 GWh × 0,7 DH/kWh	101 MDH																																																																								
Perdas de rendimento no regadio																																																																									
1 ano × 23 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha	308 MDH																																																																								
Imprevistos, 3%	27 MDH																																																																								
Total	830 MDH																																																																								

CENÁRIO 9 (PERCOLAÇÃO PERMANENTE)	CENÁRIO 10 (PERCOLAÇÃO PERMANENTE)
ESCORREGAMENTO TALUDE DA BARRAGEM	ESCORREGAMENTO TALUDE DO DIQUE
<p>1 — Probabilidade da acção</p> <p>A probabilidade da albufeira estar: ao NPA (20 meses/41 anos) = 4×10^{-2} 1,5 m abaixo (88 meses / 492) = 18×10^{-2} 5,0 m abaixo (154 meses / 492) = 31×10^{-2}</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_r)</p> <p>A barragem dispõe de $FS = 1,72$ com parâmetros de cálculo (0,9 da média) pelo que $FS = 1,72 / 0,9 = 1,9$ Sendo $\beta = (1 - 1 / FS) / \delta$, com $\delta = 0,09$ = 5,26 resulta $P_r = 1 \times 10^{-7}$</p> <p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem</p> <p>Instalação do estaleiro 260 MDH Aterro da brecha da barragem $5\text{Mm}^3 \times 62 =$ 248 MDH Limpeza do vale Ouergha $6\text{Mm}^3 \times 23 =$ 138 MDH Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central 390 MDH Danos no vale Ouergha 1375 ha citrinos 206MDH 1100 casas 22 MDH estradas e pontes 100 MDH equipamentos agrícolas 30 MDH Encargos financeiros (2 anos) s/capital (1394 MDH) a 8% 232 MDH Perdas no fornecimento de energia 2 anos $\times 390 \text{ GWh} \times 0,7 \text{ DH/kWh}$ 546 MDH Perdas de rendimento no regadio 2 anos $\times 100 \text{ 000 ha} \times (0,01760 -$ $- 0,00422) \text{ MDH / ha}$ 2676 MDH Imprevistos, 3% 152 MDH Total 5000 MDH</p> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (todo o armazenamento sai pela brecha 3730 Mm^3 ao NPA) $(336 + 0,686 \text{ Vinu}) = 2895 \text{ MDH}$</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $0,3 \times 0,0000001 \times (5000 + 2985) =$ 0,000240 MDH / ano</p>	<p>1 — Probabilidade da acção</p> <p>A probabilidade da albufeira estar: ao NPA (20 meses/41 anos) = 4×10^{-2} 1,5 m abaixo (88 meses / 492) = 18×10^{-2} 5,0 m abaixo (154 meses / 492) = 31×10^{-2}</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_r)</p> <p>O dique dispõe de $FS = 2,04$ com parâmetros de cálculo (0,9 da média) pelo que $FS = 2,04 / 0,9 = 2,27$ Sendo $\beta = (1 - 1 / FS) / \delta$, com $\delta = 0,09$ = 6,21 resulta $P_r = 3 \times 10^{-10}$</p> <p>3 — Prejuízos com o colapso do dique</p> <p>Instalação do estaleiro 12 MDH Aterro da brecha do dique $0,5\text{Mm}^3 \times 65,4 =$ 33 MDH Limpeza do vale Ouergha $1\text{Mm}^3 \times 23 =$ 23 MDH Danos no bairro, na central, muro do evacuador e na fossa 75 MDH Danos no vale Ouergha 70% (1375 ha citrinos) 144MDH 50% (1100 casas) 11 MDH estradas e pontes 20 MDH equipamentos agrícolas 20 MDH Encargos financeiros (1 ano) s/capital (338 MDH) a 8% 56 MDH Perdas no fornecimento de energia 1 ano $\times 144 \text{ GWh} \times 0,7 \text{ DH/kWh}$ 101 MDH Perdas de rendimento no regadio 1 ano $\times 23 \text{ 000 ha} \times (0,01760 -$ $- 0,00422) \text{ MDH / ha}$ 308 MDH Imprevistos, 3% 27 MDH Total 830 MDH</p> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (só sai o armazenado acima da base da brecha à cota $145 \text{ NGM} = 2100 \text{ Mm}^3$) $(336 + 0,686 \text{ Vinu}) = 1777 \text{ MDH}$</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $0,3 \times 3 \times 10^{-10} \times (830 + 1777) =$ 0,00000023 MDH / ano</p>

CENÁRIO 11 (ESVAZIAMENTO RÁPIDO)	CENÁRIO 12 (ESVAZIAMENTO RÁPIDO)
ESCORREGAMENTO TALUDE DA BARRAGEM	ESCORREGAMENTO TALUDE DO DIQUE
<p>1 — Probabilidade da acção</p> <p>A probabilidade da albufeira estar: ao NmE (15 meses/41 anos) = 3×10^{-2} 2,5 m acima (30 meses / 492) = 6×10^{-2} Probabilidade de a albufeira encher numa cheia antes da reparação é: $3000 \text{ Mm}^3 = 2250 + 1950 (\log T_r - 1)$; 24 anos $P_{ra} = (1/24 \times 100) \times 6 \times 10^{-2} = 2,5 \times 10^{-5}$</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_r)</p> <p>A barragem dispõe de $FS = 1,9$ com parâmetros de cálculo (0,9 da média) pelo que $FS = 1,9 / 0,9 = 2,1$ Sendo $\beta = (1 - 1 / FS) / \delta$, com $\delta = 0,09$ = 5,82 resulta $P_r = 1 \times 10^{-9}$</p> <p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem</p> <p>Instalação do estaleiro 260 MDH Aterro da brecha da barragem $5 \text{ Mm}^3 \times 62 = \dots\dots\dots 248 \text{ MDH}$ Limpeza do vale Ouergha $6 \text{ Mm}^3 \times 23 = \dots\dots\dots 138 \text{ MDH}$ Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central 390 MDH Danos no vale Ouergha 1375 ha citrinos 206 MDH 1100 casas 22 MDH estradas e pontes 100 MDH equipamentos agrícolas 30 MDH Encargos financeiros (2 anos) s/capital (1394 MDH) a 8% 232 MDH Perdas no fornecimento de energia 2 anos $\times 390 \text{ GWh} \times 0,7 \text{ DH/kWh} \dots\dots 546 \text{ MDH}$ Perdas de rendimento no regadio 2 anos $\times 100\,000 \text{ ha} \times (0,01760 - 0,00422) \text{ MDH / ha} \dots\dots 2676 \text{ MDH}$ Imprevistos, 3% 152 MDH Total 5000 MDH</p> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (todo o armazenamento sai pela brecha 3730 Mm^3 ao NPA) (336 + 0,686 Vinu) = 2895 MDH</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $2,5 \times 10^{-5} \times 10^{-9} \times (5000 + 2985) = 2 \times 10^{-10} \text{ MDH / ano}$</p>	<p>1 — Probabilidade da acção</p> <p>A probabilidade da albufeira estar: ao NmE (15 meses/ /41 anos) = 3×10^{-2} 2,5 m acima (30 meses / 492) = 6×10^{-2} Probabilidade de a albufeira encher numa cheia antes da reparação é: $3000 \text{ Mm}^3 = 2250 + 1950 (\log T_r - 1)$; 24 anos $P_{ra} = (1/24 \times 100) \times 6 \times 10^{-2} = 2,5 \times 10^{-5}$</p> <p>2 — Probabilidade da resposta (P_r)</p> <p>O dique dispõe de $FS = 2,57$ com parâmetros de cálculo (0,9 da média) pelo que $FS = 2,57 / 0,9 = 2,85$ Sendo $\beta = (1 - 1 / FS) / \delta$, com $\delta = 0,09$ = 7,21 resulta $P_r = 1 \times 10^{-11}$</p> <p>3 — Prejuízos com o colapso do dique</p> <p>Instalação do estaleiro 12 MDH Aterro da brecha do dique $0,5 \text{ Mm}^3 \times 65,4 = \dots\dots\dots 33 \text{ MDH}$ Limpeza do vale Ouergha $1 \text{ Mm}^3 \times 23 = \dots\dots\dots 23 \text{ MDH}$ Danos no bairro, na central, muro do evacuador e na fossa 75 MDH Danos no vale Ouergha 70% (1375 ha citrinos) 144 MDH 50% (1100 casas) 11 MDH estradas e pontes 20 MDH equipamentos agrícolas 20 MDH Encargos financeiros (1 ano) s/capital (338 MDH) a 8% 56 MDH Perdas no fornecimento de energia 1 ano $\times 144 \text{ GWh} \times 0,7 \text{ DH/kWh} \dots\dots 101 \text{ MDH}$ Perdas de rendimento no regadio 1 ano $\times 23\,000 \text{ ha} \times (0,01760 - 0,00422) \text{ MDH / ha} \dots\dots 308 \text{ MDH}$ Imprevistos, 3% 27 MDH Total 830 MDH</p> <p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (só sai o armazenamento acima da base da brecha à cota 145 NGM = 2100 Mm^3) (336 + 0,686 Vinu) = 1777 MDH</p> <p>5 — Prejuízos anuais esperados $2,5 \times 10^{-5} \times 10^{-11} \times (830 + 1777) = 6,5 \times 10^{-13} \text{ MDH / ano}$</p>

CENÁRIO 13 (OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE)	CENÁRIO 14 (OBRAS DE DESVIO 3.ª FASE)
<p>ESCORREGAMENTO MARGAS DE FUNDAÇÃO (sem berma estabilizadora)</p>	<p>ESCORREGAMENTO MARGAS DE FUNDAÇÃO (com berma estabilizadora)</p>
<p>1 — Probabilidade da acção A acção na fase de construção é a geração e dissipação de tensões neutras ($\pm \delta u$). Toma-se (P_i) = 1 Probabilidade de a albufera encher numa cheia antes da reparação é: $3000 \text{ Mm}^3 = 2250 + 1950 (\log T_r - 1)$; 24 anos $P_{ia} = (1/24 \times 100) = 4,2 \times 10^{-4}$</p>	<p>1 — Probabilidade da acção A acção na fase de construção é a geração e dissipação de tensões neutras ($\pm \delta u$). Toma-se (P_i) = 1 Probabilidade de a albufera encher numa cheia antes da reparação é: $3000 \text{ Mm}^3 = 2250 + 1950 (\log T_r - 1)$; 24 anos $P_{ia} = (1/24 \times 100) = 4,2 \times 10^{-4}$</p>
<p>2 — Probabilidade da resposta (P_r) O aterro do fecho dispõe de $FS = 1,19$ com parâmetros (0,9 da média) pelo que $FS = 1,19 / 0,9 = 1,32$ Sendo $\beta = (1 - 1 / FS) / \delta$, com $\delta = 0,09$ $= 2,71$ resulta $P_r = 5 \times 10^{-3}$ Para $\delta u = 0$, $FS = 1,6 / 0,9 = 1,78$ $\beta = 4,86$ $P_r = 5 \times 10^{-7}$ Supondo mobilizadas as resistências residuais e $\delta u = 0$ $F = 0,96 / 0,9 = 1,07$ com $\delta = 0,04$ $\beta = 1,64$ $P_r = 5 \times 10^{-2}$</p>	<p>2 — Probabilidade da resposta (P_r) O aterro do fecho dispõe de $FS = 1,64$ com parâmetros (0,9 da média) pelo que $FS = 1,64 / 0,9 = 1,82$ Sendo $\beta = (1 - 1 / FS) / \delta$, com $\delta = 0,09$ $= 5,01$ resulta $P_r = 3 \times 10^{-7}$ Para $\delta u = 0$, $FS = 2,26 / 0,9 = 2,5$ $\beta = 6,69$ $P_r = 1 \times 10^{-11}$ Supondo mobilizadas as resistências residuais e $\delta u = 0$ $F = 1,315 / 0,9 = 1,46$ com $\delta = 0,04$ $\beta = 7,9$ $P_r = 1 \times 10^{-12}$</p>
<p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem Aterro da brecha da barragem $2,5 \text{ Mm}^3 \times 84,5 = \dots\dots\dots 212 \text{ MDH}$ Limpeza do vale Ouergha $3,5 \text{ Mm}^3 \times 31,4 = \dots\dots\dots 110 \text{ MDH}$ Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central $\dots\dots\dots 390 \text{ MDH}$ Danos no vale Ouergha 1375 ha citrinos $\dots\dots\dots 206 \text{ MDH}$ 1100 casas $\dots\dots\dots 22 \text{ MDH}$ estradas e pontes $\dots\dots\dots 100 \text{ MDH}$ equipamentos agrícolas $\dots\dots\dots 30 \text{ MDH}$ Encargos financeiros (1 ano) s/capital (4300 MDH) a 8% $\dots\dots\dots 344 \text{ MDH}$ Total 1414 MDH</p>	<p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem Aterro da brecha da barragem $3,0 \text{ Mm}^3 \times 84,5 = \dots\dots\dots 253 \text{ MDH}$ Limpeza do vale Ouergha $4 \text{ Mm}^3 \times 31,4 = \dots\dots\dots 126 \text{ MDH}$ Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central $\dots\dots\dots 390 \text{ MDH}$ Danos no vale Ouergha 1375 ha citrinos $\dots\dots\dots 206 \text{ MDH}$ 1100 casas $\dots\dots\dots 22 \text{ MDH}$ estradas e pontes $\dots\dots\dots 100 \text{ MDH}$ equipamentos agrícolas $\dots\dots\dots 30 \text{ MDH}$ Encargos financeiros (1 ano) s/capital (4300 MDH) a 8% $\dots\dots\dots 344 \text{ MDH}$ Total 1471 MDH</p>
<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (todo o armazenamento sai pela brecha 3730 Mm^3 ao NPA) $(336 + 0,686 \text{ Vinu}) / 3 = 965 \text{ MDH}$</p>	<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb (todo armazenamento sai pela brecha 3730 Mm^3 ao NPA) $(336 + 0,686 \text{ Vinu}) / 3 = 965 \text{ MDH}$</p>
<p>5 — Prejuízos anuais esperados $4,2 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-3} \times (1414 + 965) =$ $5 \times 10^{-3} \text{ MDH / ano}$ $4,2 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-7} \times (1414 + 965) =$ $5 \times 10^{-7} \text{ MDH / ano}$ $4,2 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2} \times (1414 + 965) =$ $5 \times 10^{-2} \text{ MDH / ano}$</p>	<p>5 — Prejuízos anuais esperados $4,2 \times 10^{-4} \times 3 \times 10^{-7} \times (1471 + 965) =$ $1 \times 10^{-7} \text{ MDH / ano}$ $4,2 \times 10^{-4} \times 10^{-11} \times (1471 + 965) =$ $1 \times 10^{-11} \text{ MDH / ano}$ $4,2 \times 10^{-4} \times 10^{-12} \times (1471 + 965) =$ $1 \times 10^{-12} \text{ MDH / ano}$</p>

CENÁRIO 15 (EROSÃO INTERNA NÚCLEO)	CENÁRIO 16 (EROSÃO INTERNA NÚCLEO)
SEM CONTROLO APERTADO FILTRO / NÚCLEO	COM CONTROLO APERTADO FILTRO / NÚCLEO
<p>1 — Probabilidade da acção</p> <p>A probabilidade da albufera estar:</p> <p>ao NPA (20 meses / 41 anos) = 4×10^{-2}</p> <p>1,5 m abaixo (88 meses / 492) = 18×10^{-2}</p> <p>5,0 m abaixo (154 meses / 492) = 31×10^{-2}</p> <p>8,0 m abaixo (246 meses / 492) = 0,5</p>	<p>1 — Probabilidade da acção</p> <p>A probabilidade da albufera estar:</p> <p>ao NPA (20 meses / 41 anos) = 4×10^{-2}</p> <p>1,5 m abaixo (88 meses / 492) = 18×10^{-2}</p> <p>5,0 m abaixo (154 meses / 492) = 31×10^{-2}</p> <p>8,0 m abaixo (246 meses / 492) = 0,5</p>
<p>2 — Probabilidade da resposta (P_{ir})</p> <p>Os ensaios mostram início rotura de filtros com $\varnothing_{F15} / \varnothing_{S85} \geq 9$ a 12</p> <p>O filtro F1 tem $\varnothing_{F15} = 0,384$ mm $\delta_c = 0,3$ e o núcleo (+ fino) $\varnothing_{S85} = 0,20$ mm $\delta_D = 0,4$</p> <p>$\varnothing_{F15} / \varnothing_{S85} = 1,92$ FS = 9 a 12 / 1,92 = 4,7 a 6,2 com $\beta = \ln [FS \cdot \sqrt{(1 + \delta_D^2)} / (1 + \delta_C^2)] / \sqrt{\ln [(1 + \delta_D^2) \cdot (1 + \delta_C^2)]} = 3,26$ a 3,66 vem $P_{ir} = 0,00050$ a 0,00005</p>	<p>2 — Probabilidade da resposta (P_{ir})</p> <p>Os ensaios mostram início rotura de filtros com $\varnothing_{F15} / \varnothing_{S85} \geq 9$ a 12</p> <p>O filtro F1 tem $\varnothing_{F15} = 0,384$ mm $\delta_c = 0,25$ e o núcleo (+ fino) $\varnothing_{S85} = 0,20$ mm $\delta_D = 0,30$</p> <p>$\varnothing_{F15} / \varnothing_{S85} = 1,92$ FS = 9 a 12 / 1,92 = 4,7 a 6,2 com $\beta = \ln [FS \cdot \sqrt{(1 + \delta_D^2)} / (1 + \delta_C^2)] / \sqrt{\ln [(1 + \delta_D^2) \cdot (1 + \delta_C^2)]} = 4,07$ a 4,84 vem $P_{ir} = 0,000025$ a 0,0000006</p>
<p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem</p> <p>Instalação do estaleiro 260 MDH</p> <p>Aterro da brecha da barragem</p> <p>5Mm³ × 62 = 248 MDH</p> <p>Limpeza do vale Ouergha</p> <p>6Mm³ × 23 = 138 MDH</p> <p>Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central 390 MDH</p> <p>Danos no vale Ouergha</p> <p>1375 ha citrinos 206MDH</p> <p>1100 casas 22 MDH</p> <p>estradas e pontes 100 MDH</p> <p>equipamentos agrícolas 30 MDH</p> <p>Encargos financeiros (2 anos) s/capital (1394 MDH) a 8% 232 MDH</p> <p>Perdas no fornecimento de energia</p> <p>2 anos × 390 GWh × 0,7 DH/kWh 546 MDH</p> <p>Perdas de rendimento no regadio</p> <p>2 anos × 100 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha 2676 MDH</p> <p>Imprevistos, 3% 152 MDH</p> <p style="text-align: right;">Total 5000 MDH</p>	<p>3 — Prejuízos com o colapso da barragem</p> <p>Instalação do estaleiro 260 MDH</p> <p>Aterro da brecha da barragem</p> <p>5Mm³ × 62 = 248 MDH</p> <p>Limpeza do vale Ouergha</p> <p>6Mm³ × 23 = 138 MDH</p> <p>Danos no bairro e nas obras e equipamentos da central 390 MDH</p> <p>Danos no vale Ouergha</p> <p>1375 ha citrinos 206MDH</p> <p>1100 casas 22 MDH</p> <p>estradas e pontes 100 MDH</p> <p>equipamentos agrícolas 30 MDH</p> <p>Encargos financeiros (2 anos) s/capital (1394 MDH) a 8% 232 MDH</p> <p>Perdas no fornecimento de energia</p> <p>2 anos × 390 GWh × 0,7 DH/kWh 546 MDH</p> <p>Perdas de rendimento no regadio</p> <p>2 anos × 100 000 ha × (0,01760 – 0,00422) MDH / ha 2676 MDH</p> <p>Imprevistos, 3% 152 MDH</p> <p style="text-align: right;">Total 5000 MDH</p>
<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb todo armazenamento com $P_i = 0,5$ sai pela brecha (2800 Mm³ = 8 m abaixo do NPA)</p> <p>(336 + 0,686 Vinu) = 2257 MDH</p>	<p>4 — Prejuízos com a cheia no Rharb todo armazenamento com $P_i = 0,5$ sai pela brecha (2800 Mm³ = 8 m abaixo do NPA)</p> <p>(336 + 0,686 Vinu) = 2257 MDH</p>
<p>5 — Prejuízos anuais esperados</p> <p>0,5 × 0,0005 a 0,00005 (5000 + 2257) = 1,814 a 0,181 MDH / ano</p>	<p>5 — Prejuízos anuais esperados</p> <p>0,5 × 0,000025 a 0,0000006 (5000 + 2257) = 0,090712 a 0,002177 MDH / ano</p>

VOTO DE AGRADECIMENTO

O Eng.^o Maranha das Neves expressou, em nome das entidades organizadoras da comunidade geotécnica portuguesa, o seguinte voto de agradecimento:

"Foi com o maior interesse e prazer que acabamos de ouvir a 7.^a Lição Manuel Rocha pronunciada pelo Professor Correia Mineiro.

O tema escolhido — a segurança de barragens —, sendo sem dúvida um assunto da maior actualidade e relevância na engenharia civil, é também motivo de evocação da personalidade que estas lições pretendem homenagear, pois Manuel Rocha foi sem dúvida uma figura ímpar no mundo da engenharia de barragens.

Estas estruturas são, como é por todos reconhecido, extremamente complexas, e o elevado risco que quase sempre lhes está associado faz que a problemática da sua segurança seja um tema de vital importância. Não deixa de ser interessante verificar que, nas seis lições anteriores, as barragens foram total ou parcialmente o tema de três delas.

Como seria de esperar, face à alta craveira científica do conferencista, esta lição constitui uma importante contribuição no que diz respeito à análise da segurança de barragens de aterro, sobretudo através da utilização racional e aplicação a um caso prático — objectivo que deve estar sempre presente nos procedimentos do engenheiro — do conceito de probabilidade.

Longe vão os tempos em que os problemas de segurança das barragens de aterro, para além do cumprimento de algumas regras de boa prática, se limitavam à aplicação dos métodos de equilíbrio limite. As dificuldades associadas à complexa natureza mecânica dos solos, enrocamentos e maciços rochosos acabaram por ser contornadas por importantíssimos avanços nas áreas da reologia desses mesmos materiais e da respectiva modelação matemática e física.

Curiosamente foi também em consequência desta evolução que o termo estrutura, ainda há poucos anos reservado às concepções que usavam materiais tais como, aço, betão, madeira, etc., é hoje em dia correntemente aplicado às obras construídas com materiais de natureza geotécnica.

Sendo a segurança o objectivo último de todas as actividades anteriormente descritas, os progressos delas resultantes vieram, como não podia deixar de ser, pôr em causa os métodos tradicionalmente usados na sua avaliação. Ora — como acabámos de ver e ouvir —, a introdução da probabilidade de rotura abre desde já novos caminhos e interessantes possibilidades nos domínios da análise da segurança. Daí que, para além das suas propostas intrínsecas, o assunto tratado nesta lição se revista de enorme importância.

Minhas Senhoras e meus Senhores,

Quis o acaso que a criação, em 1975, dos cursos de pós-graduação em Mecânica dos Solos e Geologia de Engenharia da Universidade Nova de Lisboa, antecessores dos actuais Mestrados, me tivesse proporcionado a gratificante oportunidade de travar conhecimento com o Professor Correia Mineiro. Quinze anos de convivência profissional permitiram-me reconhecer nele, para além de elevadas qualidades pessoais, um eminente professor e investigador, um incansável estudioso de múltiplos aspectos da engenharia geotécnica e um notabilíssimo engenheiro. Creio que a lição que acabou de proferir tem as marcas de todas estas notáveis facetas.

Termino pois com um sincero agradecimento ao Professor Correia Mineiro pela sua magnífica lição, que peço seja sublinhado com uma calorosa salva de palmas."