



## **Barragens de concreto em abóbada com dupla curvatura.**

Na década de 60, época do projeto e da construção da barragem do FUNIL no Rio de Janeiro, foram publicados vários artigos na revista ESTRUTURA pelos projetistas da obra.

Essa barragem do Funil é de concreto em abóbada com dupla curvatura.

O projeto foi feito por engenheiros portugueses, Manuel Rocha e Laginha Serafim, do LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Não havia computador disponível, nem elementos finitos que pudessem ser usados.

Foram feitos modelos reduzidos, e as medições serviram de base para o projeto.

Portugal tem construído, desde 1950, muitas barragens de concreto em abóbada, a última em 2004.

Com o atual fácil acesso aos computadores e aos elementos finitos, a elaboração dos projetos avançou muito.

Os modelos reduzidos também continuam sendo muito usados.

Esses modelos reduzidos de hoje dispõem de novos materiais, de técnicas poderosas de aquisição de dados, de sensores em fibras óticas etc...

Com a atual tecnologia avançada do concreto, a construção produz concretos com baixo calor de hidratação, o que reduz os riscos de fissuração nas barragens.

Portugal continua na vanguarda dessas técnicas aplicadas às barragens em abóbadas com dupla curvatura.

Algumas recentes teses de pesquisa sobre esse tema estão citadas no texto, mostrando o atual estágio do desenvolvimento em Portugal.

...

A Barragem de Alqueva ( 520 megawatts) é a maior **barragem** da Europa Ocidental. Sua operação teve início em 2004.

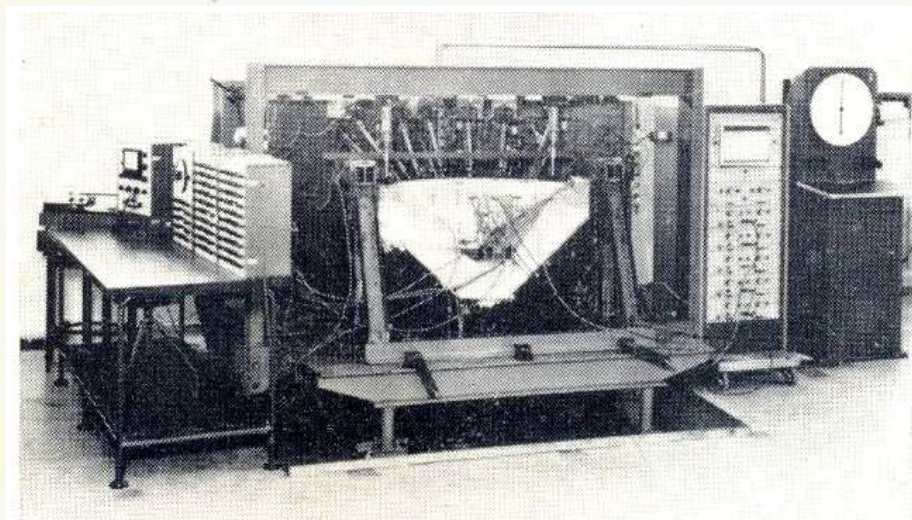
Ver, a seguir, nos artigos publicados na revista ESTRUTURA, os conceitos usados na década de 60 no projeto da barragem do Funil / RJ.

Foram adicionadas algumas fotos para ilustrar o texto.

# ESTRUTURA

REVISTA TÉCNICA

DAS CONSTRUÇÕES



1968

62

- Revista editada pelo Prof. Aderson Moreira da Rocha
- Prof. Manuel Rocha – Modelos Reduzidos de Barragens de Concreto  
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Lisboa  
( Foram incluídas fotos, para ilustrar o texto do artigo )

## Barragens em abóbodas de concreto

Barragem do Funil - RJ / Brasil -216 MW.



[http://www.furnas.com.br/hotsites/sistemafurnas/usina\\_hidr\\_funil.asp](http://www.furnas.com.br/hotsites/sistemafurnas/usina_hidr_funil.asp)

A Usina Hidrelétrica de Funil é diferente das demais usinas de FURNAS. Com uma abóbada de concreto, com dupla curvatura, ela foi construída no rio Paraíba do Sul, em Resende, no Estado do Rio de Janeiro. Sua operação teve início em 1969.



Foto Google 2012

Projeto feito pelo Eng. Joaquim Laginha Serafim, (Loulé, 21 de Janeiro de 1921 — Lisboa, 28 de Novembro de 1994), engenheiro do LNEC / Lisboa — *Estudo experimental da barragem do Salto Funil e estudo em modelo reduzido dos órgãos hidráulicos do aproveitamento do Salto Funil*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil — Lisboa —1962.

# “TECNICAS DE ESTUDO DE ESTRUTURAS SOBRE MODELOS — ALGUNS PROGRESSOS RECENTES (\*)”

MANUEL ROCHA

## 1 — A NECESSIDADE DE MODELOS

Afigurou-se com interêsse iniciar êste trabalho procurando pôr em evidência as possibilidades e limitações atuais dos modelos no dimensionamento de estruturas, no domínio da engenharia civil, e o interêsse da sua utilização. (1) (2)

Os modelos podem ser utilizados com as três seguintes principais finalidades: para a aprecação de novos métodos de calculo, para a verificação do cálculo analítico de uma dada estrutura e para o próprio dimensionamento de uma estrutura, no caso de não se dispor de teorias de previsão do seu comportamento. Deve-se mencionar ainda o interêsse que os modelos apresentam para o ensino.

Quanto à primeira finalidade referida — a aprecação de novos métodos de cálculo — pode bem dizer-se que os modelos são e serão sempre insubstituíveis.

Quanto à segunda — a verificação dum dado cálculo — observa-se, em primeiro lugar, que as teorias de cálculo são estabelecidas para estruturas com dadas formas, em regra muito simples, sujeitas a certos tipos de cargas e apoiadas de dado modo. Mas, na prática, o projetista é obrigado constantemente a aplicar as teorias existentes a formas, cargas e condições de apoio muito diferentes daquelas para as quais essas teorias foram estabelecidas e, muitas vêzes, a considerar a estrutura decomposta em partes cujas ações recíprocas êle uma vêzes ignora e outras vêzes considera de maneira simplificada, admitindo essas partes como articuladas, encastradas, etc. Dêste modo se compreende que, sobretudo para estruturas de elevado custo ou

---

(\*) O Eng.º Manoel Rocha proferiu esta aula em 2 conferências no Curso de Extensão Universitária sôbre Barragens realizado pela Escola Nacional de Engenharia sob o patrocínio da Associação dos Antigos Alunos da Politécnica, repetindo a participação que teve no Curso sôbre Análise de Tensões realizada em 1964 na Universidade de Swansea na Grã-Bretanha.

que levantem problemas graves de segurança, se tenha de recorrer muitas vezes a modelos a fim de verificar as previsões dos métodos analíticos.

Mas além das dificuldades que acabam de ser referidas levanta-se a que decorre do fato da maior parte dos métodos de cálculo disponíveis admitirem a lei de HOOKE. No caso de se desejar fazer um dimensionamento em relação a tensões de segurança, a consideração desta lei não acarreta em geral erros importantes, uma vez que a curvatura dos diagramas tensões-extensões dos materiais de construção correntes se mantém pequena até aos valores da tensão geralmente aditados como tensões de segurança. Além disso, para essas tensões a fluência dos materiais não modifica em geral de maneira relevante o estado de tensão, se bem que influencie as deformações e, portanto, os deslocamentos. Mas a preocupação de conseguir soluções econômicas, e portanto de aproveitar plenamente a resistência das estruturas, tem levado nos últimos anos a considerar o comportamento das estruturas fora da fase elástica, em especial a sua resistência em relação à rotura. Na verdade, o fim principal do projetista é evitar a rotura das suas estruturas e, para isso, êle precisa de prever as condições em que ela se poderá dar e de se assegurar, com certa margem de segurança, que não ocorrerá.

Se os métodos analíticos de cálculo são muitas vezes insuficientes dentro da fase elástica, êles estão ainda numa fase de desenvolvimento incipiente no que respeita às deformações não lineares, sendo extremamente pequeno o número dos problemas que podem ser resolvidos. Isso resulta das grandes dificuldades analíticas que ocorrem quando têm de se considerar relações não lineares entre tensões e extensões, agravando-se a situação quando é necessário considerar simultaneamente a influência do parâmetro tempo.

Finalmente, no que respeita à terceira finalidade dos modelos — o seu uso como um método de dimensionamento independente, isto é, o dimensionamento experimental — só nos últimos anos ela se tornou possível, graças ao desenvolvimento de técnicas dignas de confiança e à criação de laboratórios altamente especializados. O dimensionamento experimental é hoje usado com frequência, em especial em estruturas importantes, como barragens de betão e grandes pontes.

Vejamos agora, muito sucintamente, quais as possibilidades e as limitações dos modelos.

Quanto aos estudos estáticos e em fase elástica sob a ação de forças de superfície não se levantam hoje, em regra, quaisquer dificuldades. De fato, dispõe-se de uma variada gama de materiais adequados à construção dos modelos — desde os plásticos aos metais, às misturas de gesso e diatomite, etc. —, as medições de deslocamentos e deformações podem ser feitas com a necessária precisão, e a reprodução das forças, apesar de exigir por véses montagens complexas, também pode ser feita satisfatoriamente. Nos estudos da ação do peso próprio têm-se encontrado dificuldades na reprodução do peso nos modelos, sobretudo quando se trata de estruturas com grandes espessuras. A determinação experimental da ação do peso próprio é um dos temas que trataremos adiante.

Não referimos até agora a influência das variações de temperatura no comportamento das estruturas. É um domínio no qual os métodos analíticos também encontram sérias dificuldades. Nos últimos anos tivemos ocasião de desenvolver a técnica do estudo sobre modelo das tensões de origem térmica, tema que abordaremos adiante desenvolvidamente, fazendo-se então a apreciação das possibilidades dessa técnica.

Foram atrás referidas as dificuldades do tratamento analítico do comportamento das estruturas além da fase elástica. Como se verá adiante o método experimental permite resolver satisfatoriamente a maior parte dos problemas, o que tem o maior interesse, quer do ponto de vista da economia dos projetos quer do progresso dos conhecimentos.

Até agora só foram referidos os equilíbrios estáticos entre os quais se podem considerar a maior parte dos que interessam ao engenheiro civil. O estudo experimental dos equilíbrios dinâmicos comuns não apresenta dificuldades, em especial quando se trata da ação de forças de superfície e o comportamento se pode considerar elástico. No entanto, no estudo da ação dos sismos sobre as construções, sem dúvida o problema dinâmico com maior interesse no domínio da engenharia civil, só as modernas técnicas de imposição de vibrações aleatórias e de medição dos seus efeitos permitem tratar o problema de maneira satisfatória. É este o último dos temas que será tratado neste trabalho.

## 2 — AÇÃO DO PÊSO PRÓPRIO

Nos estudos de estruturas sobre modelos uma das dificuldades que se tem encontrado é a determinação do efeito do peso próprio,

mesmo na fase elástica. De fato, em virtude das reduzidas dimensões que, sobretudo por razões de economia, é em regra conveniente dar aos modelos, o efeito do seu peso não pode, em geral, ser medido com a necessária precisão. Esta dificuldade é mais um dos motivos de interêsse para o desenvolvimento de técnicas de medição de deformações com maior precisão do que as hoje usadas habitualmente.

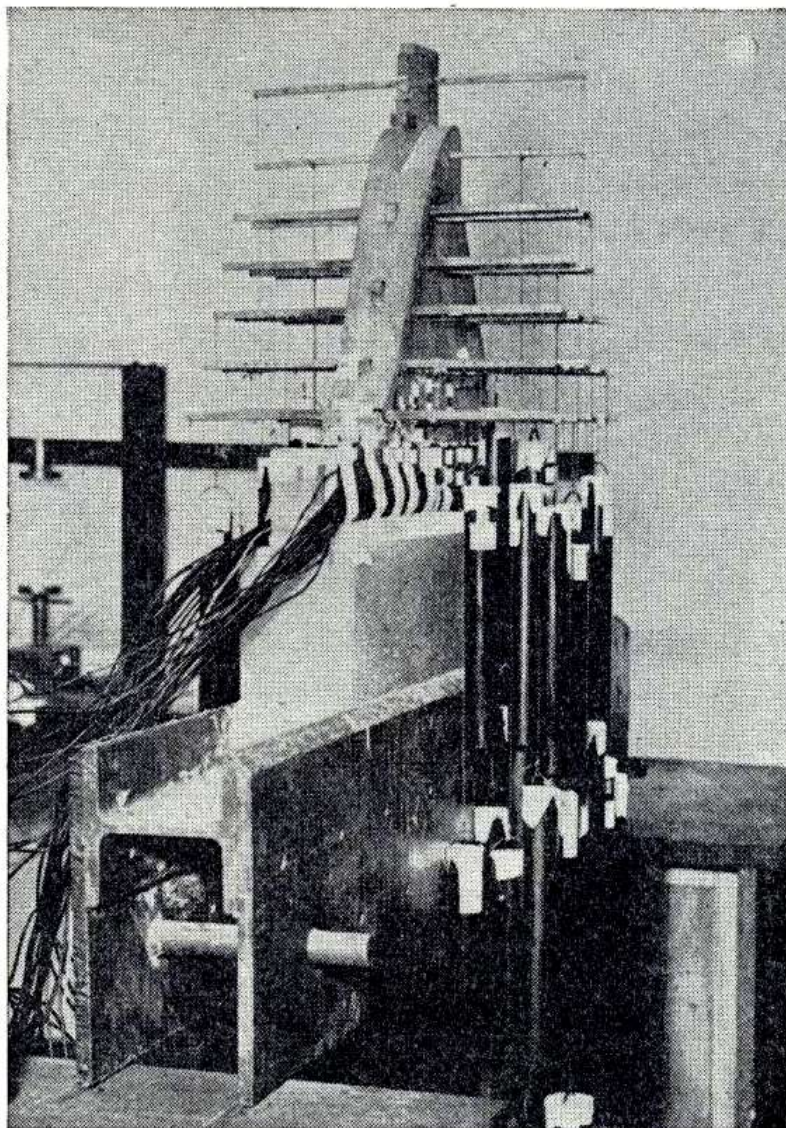


Fig. 1

No caso de estruturas constituídas por peças lineares, como cabos, vigas, arcos, etc., ou por peças a duas dimensões, como placas, abóbadas delgadas, etc., é em regra possível reproduzir o peso nos modelos por meio de forças de superfície, desaparecendo assim a dificuldade. No entanto, para a determinação do efeito do peso em peças a duas dimensões é por vêzes necessário aplicar grande número de forças concentradas, o que exige montagens complexas podendo, além disso, por-se o problema da perturbação do campo de tensões

provocada pelo fato das forças serem concentradas. Na fig. 1 vê-se em modelo de um contraforte de uma barragem de contrafortes em ensaio para determinação do efeito do peso próprio.

Acresce que no caso de estruturas em grande espessura não é possível substituir o peso por forças de superfície, podendo, quando muito, substituir-se por um sistema de forças atuantes em pontos do interior do modelo o qual tem então de ser atravessado por peças destinadas a aplicar forças.

As dificuldades que acabam de ser referidas têm levado ao desenvolvimento de diversos métodos especiais para a determinação do efeito do peso próprio. Referimos em primeiro lugar o conhecido método da inversão, no qual se observa a modificação do campo de tensões do modelo entre uma posição direta e uma posição inversa que resulta da primeira fazendo rodar o modelo de 180° em torno dum eixo horizontal, correspondendo a consideração de tais posições a aplicar ao modelo forças duplas do seu peso. Na fig. 2a vê-se o modelo da fig. 1 na posição direta e na fig. 2b o mesmo modelo na posição inversa. Nestes ensaios têm-se usado no L. N. E. C. misturas de um plástico (polyester) com materiais de elevada densidade,

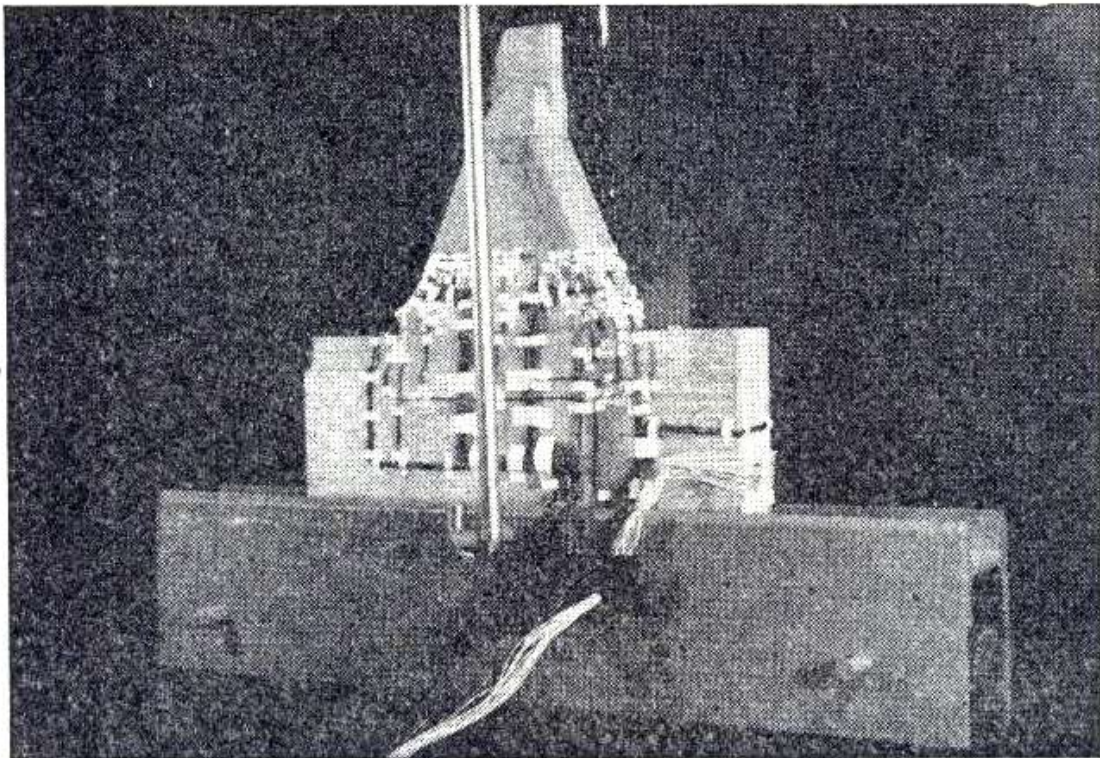


Fig. 2a

como a barita e o litargírio, a fim de obter materiais com elevada deformabilidade e elevada densidade. Contudo a deformabilidade muito elevada tem o inconveniente dos extensômetros elétricos, pela sua rigidez, perturbarem o campo de tensões, de modo que o módulo



de elasticidade não deve ser muito inferior a  $10\,000\text{ kgf/cm}^2$ . Mesmo com densidades próximas de 3, cuja obtenção é difícil, as deformações ainda não são muitas vezes suficientemente grandes para serem medidas com precisão satisfatória. Além disso, os materiais à base de plásticos têm um coeficiente de Poisson bastante mais elevado do que o betão e outros materiais de construção correntes, o que pode introduzir erros apreciáveis. Deste modo, o método da inversão tem um campo de utilização bastante restrito.

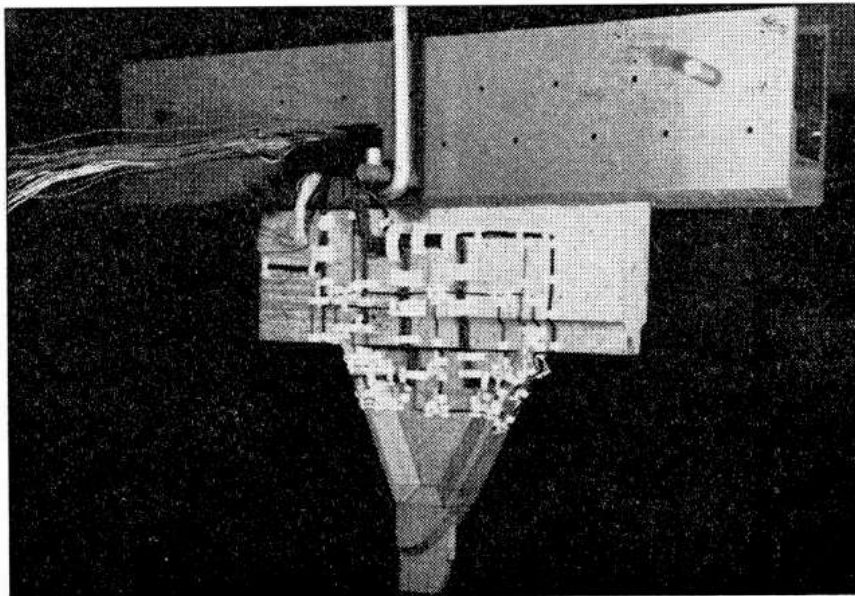


Fig. 2b

Outro método para a determinação de tensões devidas ao pêso próprio, que é usado por diversos laboratórios, consiste em impor ao modelo uma rotação sob velocidade angular constante, de tal modo que o modelo fica submetido a um campo de forças centrífugas. A intensidade deste campo, e portanto as tensões, podem atingir valores elevados, mas surge então a dificuldade, devida ao movimento do modelo, da medição de deformações com extensômetros, mesmo com extensômetros elétricos. É então especialmente indicada neste caso a utilização de modelos fotoelásticos para a determinação de tensões por congelação. Enquanto submetido à rotação, o modelo é aquecido até a temperatura conveniente e arrefecido com os cuidados habituais na técnica de congelação de tensões.

Este método tem sido exhaustivamente explorado, no campo da engenharia civil, pelo Instituto Hidrotécnico Vedeneev de Lenigrado.(3) No caso de barragens, fazem em primeiro lugar a conge-

lação das tensões na parte do modelo que reproduz o vale, em seguida completam o modelo construindo a barragem pròpriamente dita e, finalmente, submetem o modelo completo ao ensaio de congelação de tensões. Deste modo, podem determinar o estado inicial de tensão do maciço de fundação, depois o estado de tensão da barragem — sem a perturbação resultante da aplicação do pêsso ao maciço de fundação, como aconteceria se não fosse feita prèviamente a congelação de tensões devidas àquele pêsso — e, finalmente, o estado de tensão instalado na fundação pelo pêsso da barragem. Além disso, também utilizam largamente a fotoelasticidade tridimensional para a determinação do efeito da pressão hidrostática. Dêste modo, fazem a determinação completa do estado de tensão em barragens abóbada.

A determinação de tensões devidas ao pêsso pròprio pelo método que se acaba de referir enferma das limitações da fotoelasticidade tridimensional, das quais se referem: a delicadeza das técnicas, a dificuldade em considerar condições complexas, quer no que respeita às formas dos modelos, quer às solicitações, quer às condições de apoio, etc., e, sobretudo, o elevado valor do coeficiente de Poisson em jôgo. Esta última limitação é particularmente importante pelo fato de ser a fotoelasticidade tridimensional uma técnica especialmente aconselhável para a determinação de tensões em pontos do interior das zonas de estruturas em equilíbrio tridimensional e precisamente nesses pontos o estado de tensão ser em regra bastante influenciado pelo valor do coeficiente de Poisson. Deste modo não se afigura que a fotoelasticidade tridimensional, em particular no que respeita à determinação do efeito do pêsso, constitua uma técnica com interêsse para a resolução de problemas de engenharia civil.

Finalmente desejava referir o método da construção por fases, concebida pelo Prof. Jerome Raphael e que temos tido a oportunidade de aplicar nos últimos anos.(4)

Êste método permite determinar experimentalmente a evolução do estado de tensão numa estrutura à medida que se processa a sua construção, isto é, à medida que o pêsso pròprio se instala num sólido cuja forma vai variando. Tal método tem especial interêsse para as estruturas exterior ou interiormente hiperestáticas nas quais o estado de tensão final devido ao pêsso dependa das formas intermédias por que passou.

Consideremos o caso de uma peça com a forma indicada na fig. 3, cuja construção se processe por camadas horizontais. Se se dispu-

zesse de métodos de medida suficientemente sensíveis, ou de materiais para a construção de modelos de densidade e deformabilidade suficientemente elevadas, a evolução do estado de tensão ou de deformação num ponto, podia determinar-se sobre modelo construindo este por fases que reproduzisse as previstas para o protótipo. Como tal não é possível, foi desenvolvido o método de construção por fases que se apresenta a seguir. Suponhamos que a peça da fig. 3 está

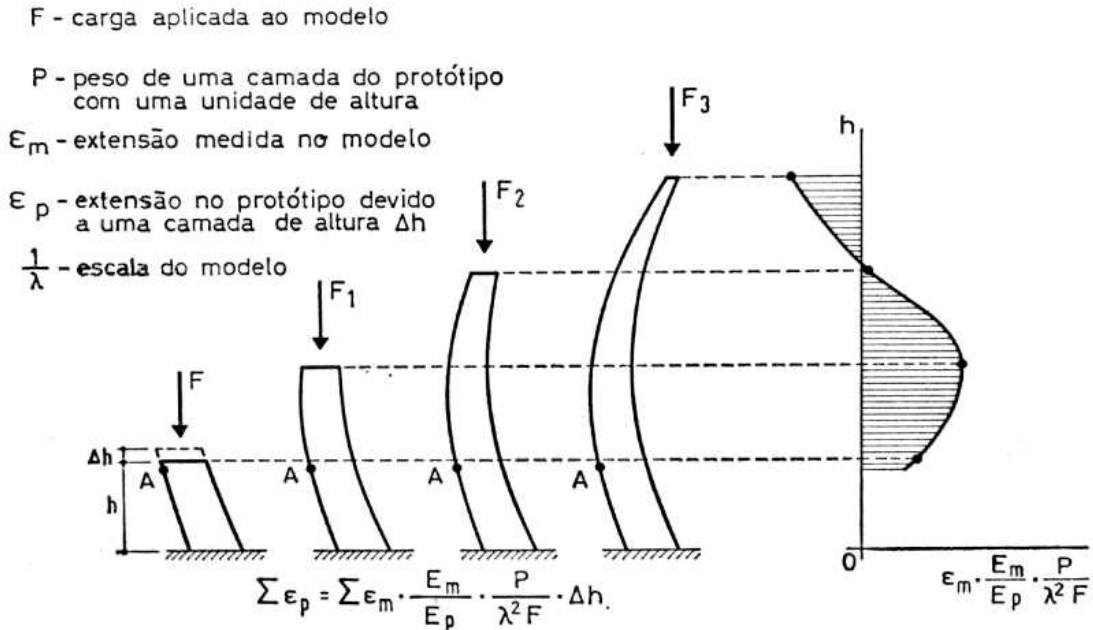


Fig. 3

construída até uma certa altura  $h$ . A fim de determinar o estado de tensão instalado em A em consequência da construção de uma camada de espessura  $\Delta h$  aplica-se ao modelo, construído até à altura  $h$ , uma força  $F$ , uniformemente distribuída, que reproduz, a uma certa escala, o peso dessa camada. Se se designar por  $e$  a extensão observada em A, numa certa direção, e por  $\epsilon_p$  a extensão correspondente do protótipo, é fácil de concluir que

$$\epsilon_p = \epsilon_m \frac{E_m}{E_p} \cdot \frac{P}{\lambda^2 F} \cdot h,$$

onde  $\frac{1}{\lambda}$  designa a escala do modelo,  $E_m$  e  $E_p$  os módulos de elasticidade dos materiais do modelo e do protótipo e  $P$  o peso de uma camada de espessura unitária do protótipo. O valor da extensão em A no final da construção, com a altura  $H$ , será

$$\epsilon = \int_0^H \epsilon_p dh.$$

Analogamente se podia fazer a determinação do deslocamento do ponto A.

Na prática bastará considerar um certo número de fases da construção, aplicar ao modelo as forças  $F$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$  de grandezas tais que as extensões provocadas possam ser medidas com a precisão conveniente, medir para cada fase a extensão  $\epsilon_m$  e traçar a curva  $\epsilon_p/\Delta h$  em função de  $h$ . O valor da extensão final  $\epsilon_p$  será dado pela área tracejada, considerados os sinais das partes à direita e à esquerda do eixo de  $0h$ .

Como é geralmente mais fácil cortar um modelo do que construí-lo por fases, na prática o método é aplicado de maneira inversa, isto é, o modelo é construído completamente e depois cortado de modo a reproduzir sucessivas fases da construção, em número que depende da precisão com que se deseja conhecer os resultados.

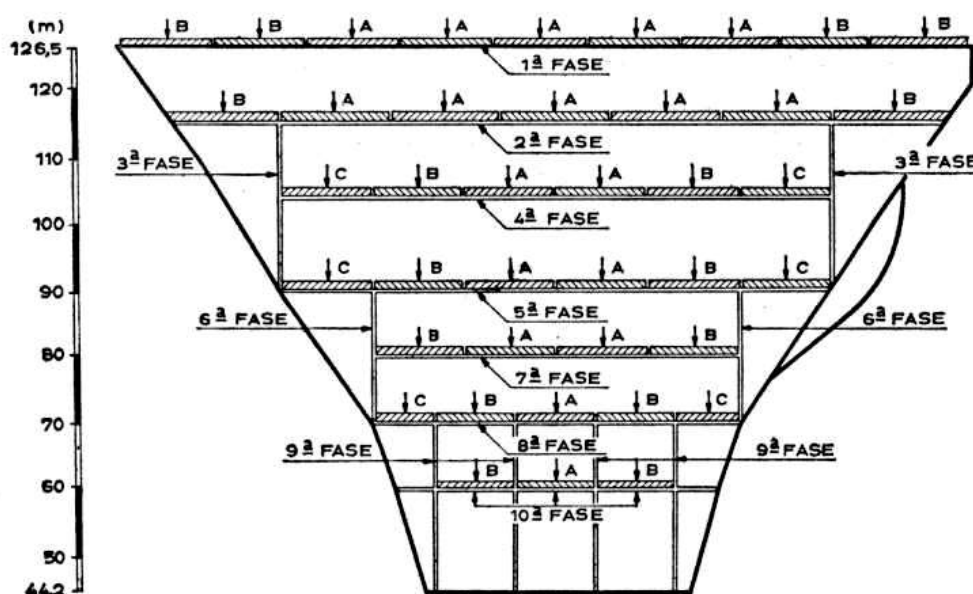


Fig. 4

A fig. 4 mostra as diferentes fases consideradas no estudo de uma barragem abóbada, representando os cortes verticais as juntas abertas entre os blocos da barragem. Na fig. 5 vê-se um modelo a ser ensaiado. Na fig. 6 comparam-se os resultados obtidos num estudo experimental com os obtidos pelo cálculo analítico, supondo independentes os blocos verticais entre juntas. Como se pode ver, o estado de tensão é grandemente influenciado pelo comportamento tridimensional da estrutura.

**Barragem de Alqueva - Évora / Portugal - 520 megawatts - 2004**



<http://www.lnec.pt/organizacao/dbb>

A Barragem de Alqueva é a maior barragem portuguesa e da Europa Ocidental, situada no rio Guadiana, no Alentejo interior, perto da aldeia de Alqueva. Sua operação teve início em 2004.

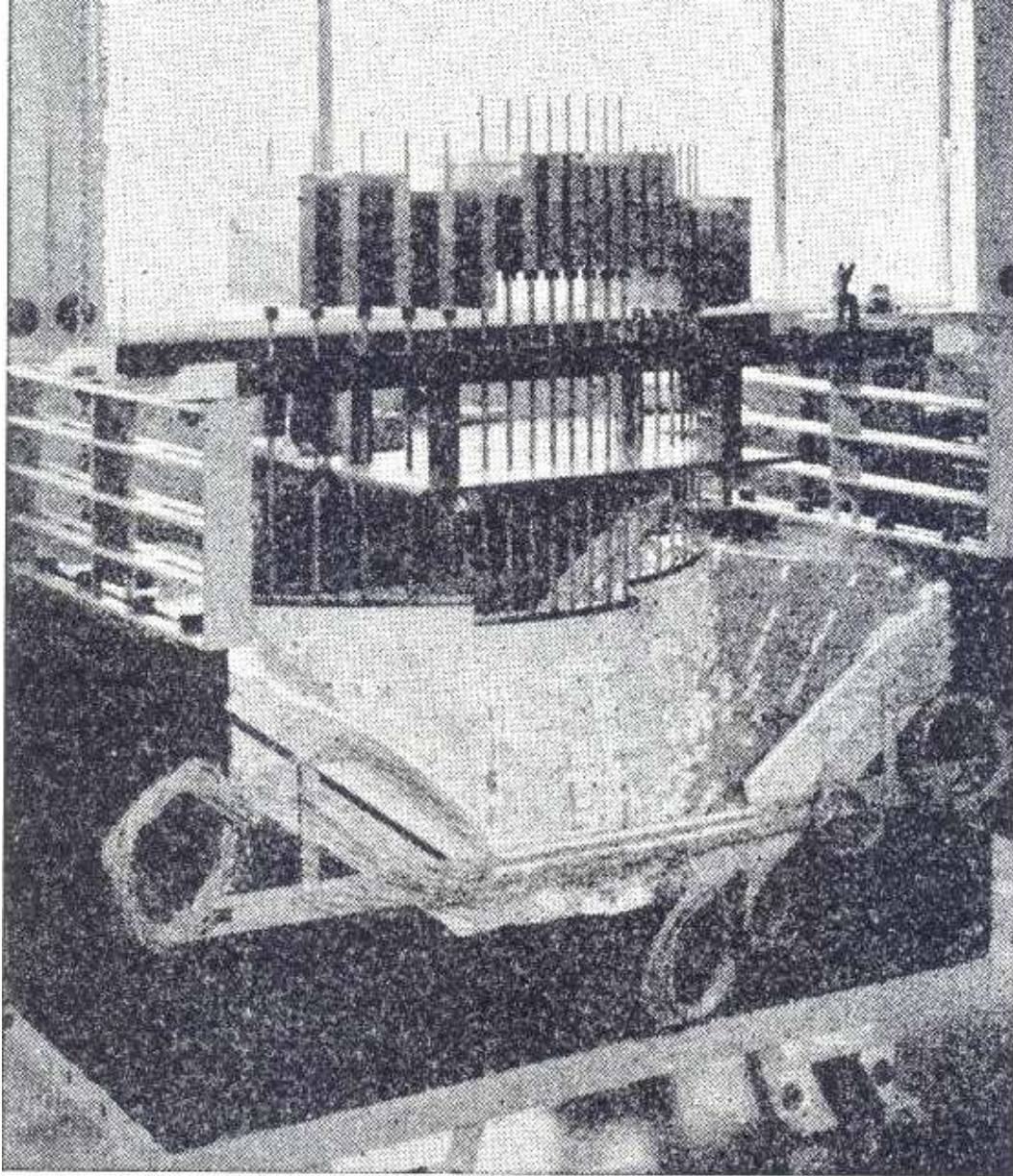


Fig 5

# VALORES EXPERIMENTAIS

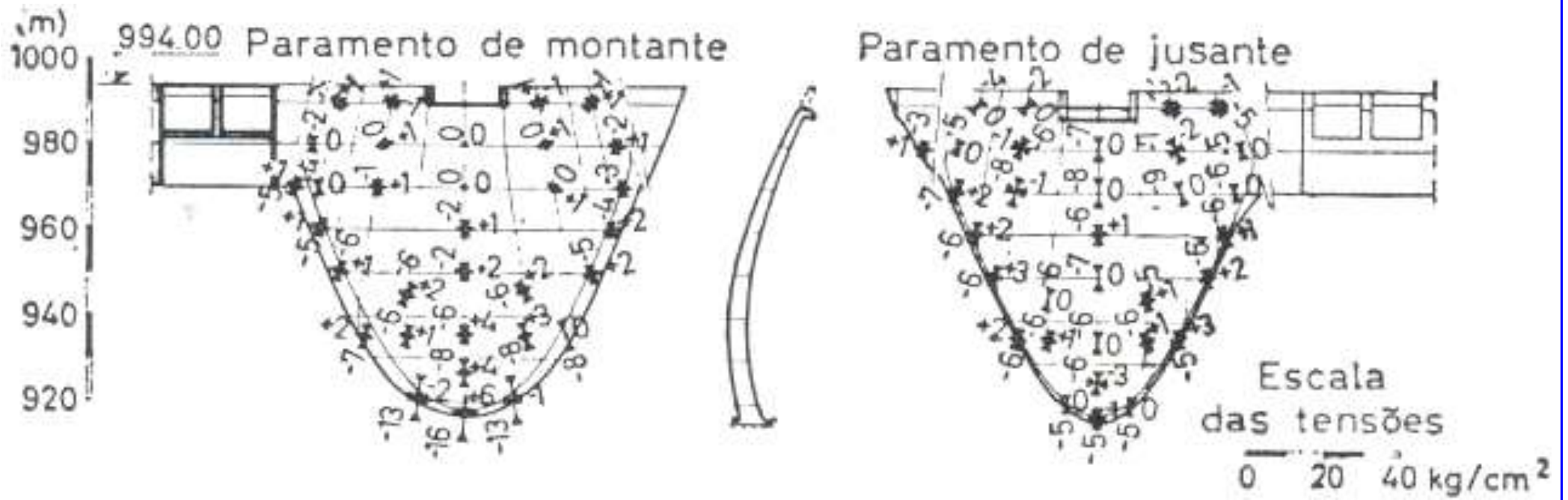


Fig. 6A

## VALORES ANALITICOS

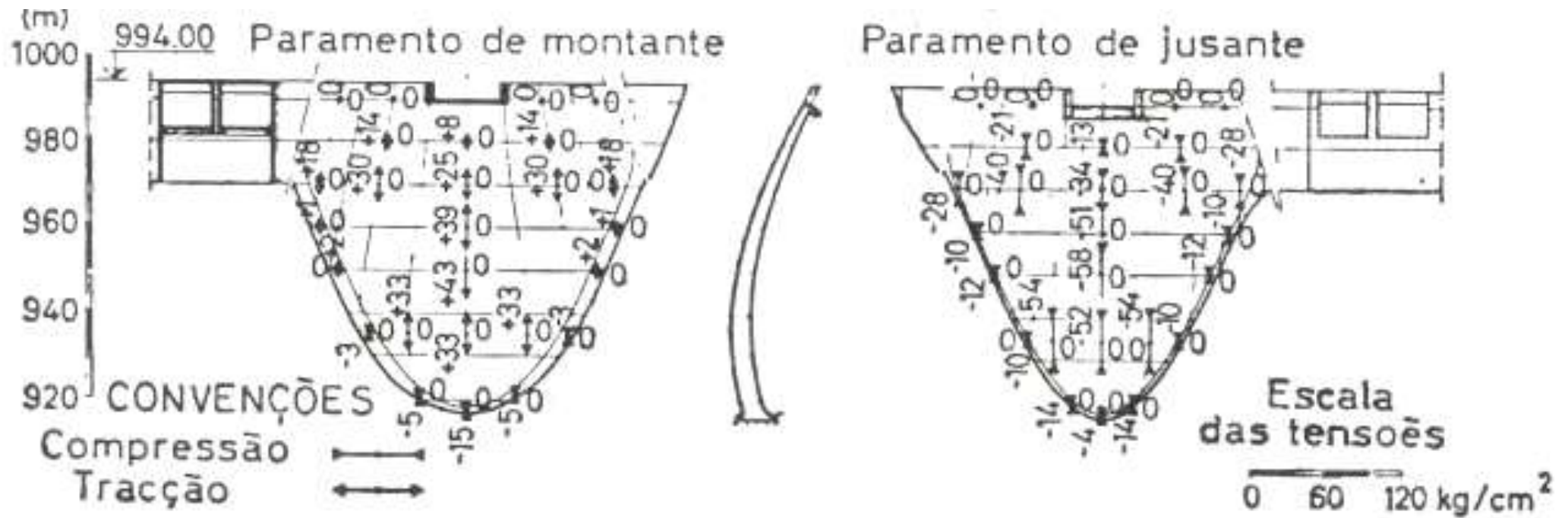


Fig 6B



### 3 — AÇÃO DAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

Quem observa o comportamento das estruturas é sempre impressionado pela grande influência das variações da temperatura do ar e da irradiação solar, quer nos deslocamentos quer nas tensões. De um modo geral, as tensões de origem térmica ocorrem quando uma estrutura tem ligações exteriores, ou quando a temperatura varia de zona para zona da estrutura, ou ainda quando a espessura da estrutura é tal que as ondas de temperatura diária, anual ou com outros períodos são origem a gradientes térmicos. São muito frequentes os casos em que são de considerar simultâneamente êstes três efeitos.

Na determinação do comportamento térmico de uma estrutura o primeiro problema que se põe é o da determinação do regime de temperaturas que se instalará, uma vez admitida uma certa esquematização das condições ambientes, isto é, da temperatura do ar e da irradiação solar. A complexidade do problema obriga, em regra, os projetistas a estebelecerem hipóteses radicalmente simplificadoras quanto a êsse regime. O segundo problema consiste no cálculo dos deslocamentos e tensões resultantes do regime de temperaturas admitido. No caso de estruturas que possam ser consideradas como lineares, é relativamente fácil resolver êste problema, mas quando se trata de estruturas a duas ou três dimensões, como placas, abóbadas delgadas, barragens, etc., encontram-se a maior parte das vêzes grandes dificuldades que obrigam a simplificar mais o regime de temperaturas a considerar.

Quanto à importância das tensões de origem sob o ponto de vista da segurança das estruturas, é bem conhecido que elas contribuem, em muitos casos substancialmente, para o estado de tensão a considerar na apreciação da segurança, particularmente quando se trata de tensões térmicas devidas a ligações exteriores ou a diferenças de temperatura entre zonas da estrutura. Uma questão ainda não definitivamente esclarecida é a da influência na segurança de uma estrutura dos gradientes de temperatura ao longo da espessura dos seus elementos estruturais, influência essa que, no caso de estruturas de betão, pode ser muito pronunciada. Na prática consideram-se, apenas, variações lineares de temperatura ao longo da espessura das peças. Êste problema está sendo estudado no LNEC por meio de ensaios de compressão de cilindros de betão submetidos a gradientes térmicos.(5) A fig. 7 mostra a distribuição de temperaturas ao longo do diâmetro dos cilindros no momento da rotura por compressão.

Os resultados apresentados referem-se a casos em que a superfície dos cilindros foi aquecida e depois arrefecida. Como se pode ver, verificou-se uma importante redução da resistência do betão de melhor qualidade, sendo de esperar uma redução ainda maior no caso dos betões comuns de resistência mais elevada.

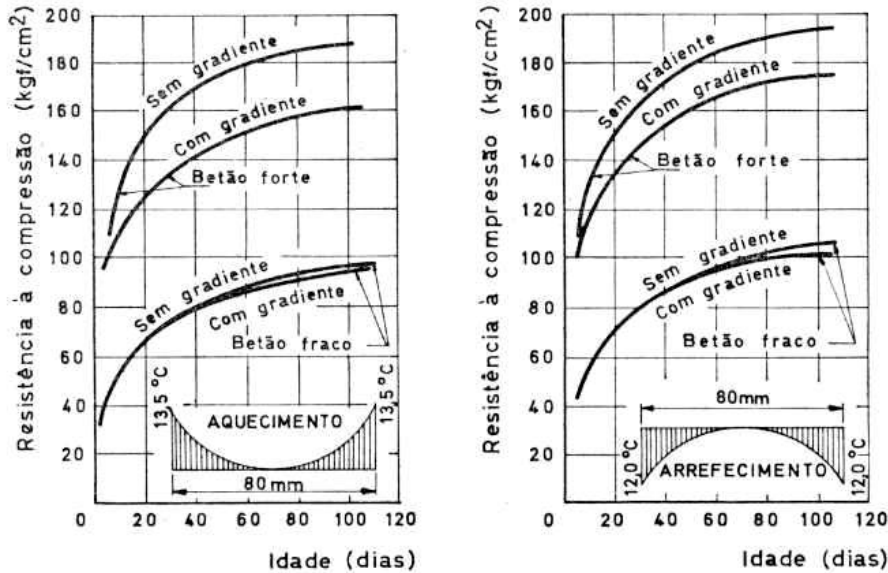


Fig. 7

No caso de estruturas de betão e de betão armado, a importância das tensões de origem térmica é bem patente nas tão frequentes fendas provocadas por trações. Tais fendas, que são muitas vezes devidas aos gradientes térmicos ao longo da espessura das peças, são especialmente inconvenientes no caso de coberturas e de obras hidráulicas, pois comprimem muitas vezes a estanquidade.

A importância das tensões devidas a variações de temperatura e a dificuldade da determinação dos seus valores levaram-nos a iniciar há cerca de nove anos o desenvolvimento, que hoje se pode considerar concluído, de uma técnica para determinação da ação das variações de temperatura em modelos. (6) (7).

Vejam os quais as condições de semelhança mecânica e térmica a satisfazer, na hipótese de se supor o equilíbrio elástico. Quanto às condições de semelhança mecânica, elas são bem conhecidas, isto é, o material do modelo deve ser elástico e o seu coeficiente de Poisson deve ser igual ao do material do protótipo, mas é ainda necessário, nos ensaios térmicos, assegurar que os valores destas constantes não variem com a temperatura. Quanto à semelhança térmica é necessário, como é óbvio, que, em cada instante da escala do tempo usada, as temperaturas em cada ponto do modelo sejam proporcionais às

temperaturas dos pontos homólogos do protótipo. Para que esta condição se verifique basta impor nos pontos da superfície do modelo temperaturas proporcionais às que se verificam na superfície do protótipo. Quanto às propriedades térmicas do material do modelo, coeficiente de dilatação térmica e coeficiente de difusibilidade, é necessário que elas não variem com a temperatura, uma vez que o mesmo se admite para o material do protótipo.

Uma vez satisfeitas as condições que acabam de ser referidas, as relações de semelhança para as tensões,  $\sigma$ , as deformações,  $\epsilon$ , os deslocamentos,  $\delta$ , e o tempo,  $t$ , são as seguintes, atribuindo os índices  $m$  e  $p$ , respectivamente, para o modelo e o protótipo:

$$\sigma_m = \frac{1}{\omega \mu \chi} \cdot \sigma_p ,$$

$$\epsilon_m = \frac{1}{\omega \chi} \cdot \epsilon_p ,$$

$$\delta_m = \frac{1}{\omega \chi h} \cdot \delta_p ,$$

$$t_m = \frac{\psi}{\lambda^2} \cdot t_p ,$$

onde:

$$\frac{1}{\lambda} = \frac{l_m}{l_p} \quad \text{escala do modelo}$$

$$\frac{1}{\mu} = \frac{E_m}{E_p} \quad \text{escala dos módulos de elasticidade}$$

$$\frac{1}{\omega} = \frac{T_m}{T_p} \quad \text{escala das temperaturas}$$

$$\frac{1}{\chi} = \frac{\alpha_m}{\alpha_p} \quad \text{escala dos coeficientes de dilatação térmica}$$

$$\frac{1}{\psi} = \frac{h_m^2}{h_p^2} \quad \text{escala das difusibilidades.}$$

Se o problema a estudar fôr o da fissuração de uma estrutura de betão devida a trações há que respeitar ainda a condição complementar da escala das tensões ser igual à escala das tensões de rotura,  $\bar{\sigma}$ , dos materiais do modelo e do protótipo

$$\frac{1}{\omega \mu \chi} = \frac{\bar{\sigma}_m}{\bar{\sigma}_p}$$

No caso de se pretender estudar o comportamento térmico de uma estrutura fora da fase elástica é fácil estabelecer as correspondentes condições de semelhança.(1).

Nos ensaios de fenômenos térmicos de modelos, os problemas específicos que se levantam são essencialmente três: a escolha das características dos modelos, o estabelecimento das montagens para a imposição dos regimes de temperatura e a medição das extensões.

As características dos modelos, isto é, a sua escala e os materiais constituintes, e a escala das temperaturas devem ser escolhidos de tal modo que as extensões nos modelos possam ser medidas com uma precisão satisfatória. As grandezas que interessam medir são extensões, deslocamentos e temperaturas. É em primeiro lugar importante notar que as extensões e os deslocamentos, para uma dada escala de temperaturas, são independentes do módulo de elasticidade do modelo. No que respeita à escala de temperaturas, o seu valor deve ser fixado tendo em consideração que as variações de temperatura nos modelos devem ser suficientemente grandes de forma a serem medidas com suficiente precisão. Por outro lado, essas variações não devem exceder um certo limite, de forma a que as propriedades mecânicas e térmicas dos materiais dos modelos se possam considerar constantes. A escala do coeficiente de dilatação térmica deve ser suficientemente grande, de modo que as extensões e os deslocamentos sofridos pelos modelos possam ser medidas com suficiente precisão. Finalmente, quanto à escala do modelo convém que seja tão grande quanto possível mas não esquecendo os conhecidos inconvenientes dos modelos de grandes dimensões.

Nos estudos efetuados considerou-se a possibilidade de utilizar metais, plásticos e argamassas de cimento na construção dos modelos. No quadro 1 apresentam-se as características mecânicas e térmicas de alguns materiais e no quadro 2 os valores da escala dos tempos e os períodos das ondas anual e diária de temperatura, para modelos a escalas desde 1/100 a  $\frac{1}{500}$ .

Os metais, tais como o ferro fundido e o bronze, apresentam como vantagens possuírem propriedades térmicas e características mecânicas pouco sensíveis às variações de temperatura, ser fácil a aplicação de extensômetros elétricos na sua superfície e a construção dos modelos não apresentar grandes dificuldades. Possuem contudo um coeficiente de difusibilidade de tal modo elevado que os períodos

mesmo da onda anual, são muito pequenos, o que dificulta, ou mesmo impossibilita, a aplicação às faces dos modelos dos regimes de temperatura pretendidos.

Os plásticos estudados — o “alkathene” (polietileno) e “perspex” (resina acrílica) — têm o inconveniente das suas propriedades mecânicas serem muito sensíveis a variações de temperatura, o que obriga a limitar a escala das temperaturas, e do coeficiente de Poisson ser muito elevado. A colagem dos extensômetros é fácil, exceto nos polietilenos, e a construção dos modelos também não é difícil. A grande vantagem dos plásticos reside no seu valor muito baixo da difusibilidade, de tal modo que mesmo com escalas muito pequenas, como 1/500, ainda o período correspondente à onda anual tem valor elevado. Para a onda diária ter-se-á de recorrer a escalas bastante maiores. Como o seu coeficiente de dilatação é muito alto, os plásticos têm ainda outras vantagens, a de requererem para os ensaios apenas variações de temperatura de pequena amplitude.

Quanto às argamassas, são pouco afetadas pelas variações de temperatura quando atingem uma certa idade. Os fenômenos anelásticos podem ser muito reduzidos se se utilizar uma composição adequada, mas de qualquer modo esses fenômenos são semelhantes ao do protótipo no caso de estruturas de betão. As propriedades térmicas não se modificam apreciavelmente com a temperatura. Se os modelos forem secos em estufa, os extensômetros elétricos são resultados dignos de confiança. A escala dos tempos, mesmo para a onda anual, é um pouco pequena.

A utilização de gesso e de misturas de gesso e diatomite é também viável.

Consideremos agora o problema das montagens para imposição de variações de temperatura aos modelos. Suponhamos que as temperaturas das faces do protótipo, quer as devidas a variações de temperatura do meio, em geral ar ou água, quer as devidas a variações da radiação solar, são conhecidas e que portanto o problema a resolver consiste na imposição às faces do modelo de uma dada distribuição de temperatura, em geral variável no tempo e de ponto para ponto. Até a data só tivemos oportunidade de desenvolver montagens para a imposição de variações de temperatura em barragens abóbada, no paramento de jusante, em contato com o ar, e no paramento de montante, em contato com a água. Na fig. 8 apresenta-se o esquema da montagem que tem sido usada e na qual as variações

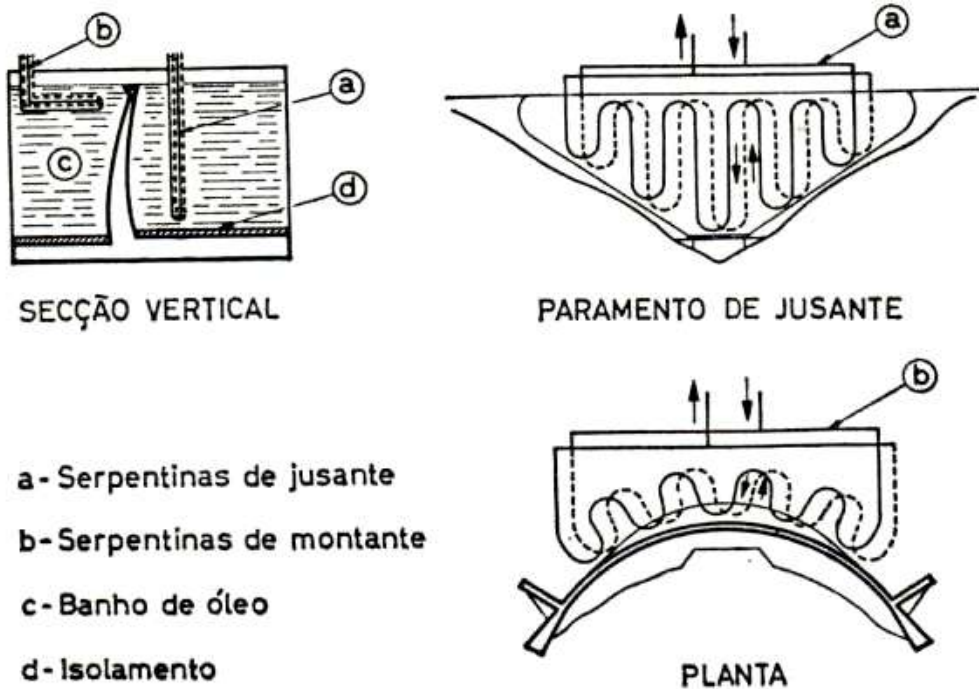


Fig. 8

de temperatura em cada paramento são obtidas simultaneamente por meio de banhos de óleo cuja temperatura se faz variar por meio de serpentina percorridas por água. Como se vê, projetaram-se dois sistemas diferentes de serpentina de tubos duplos para os banhos de montante e de jusante. A água circula em direções opostas em cada circuito das serpentina, a fim de criar condições uniformes de margem para margem. Cada serpentina é alternadamente percorrida por água quente e água fria, de modo a criar-se um ciclo sinusoidal de variação da temperatura. Na fig. 9 vê-se o conjunto da montagem usada nos ensaios térmicos de modelos de barragens abóbada.

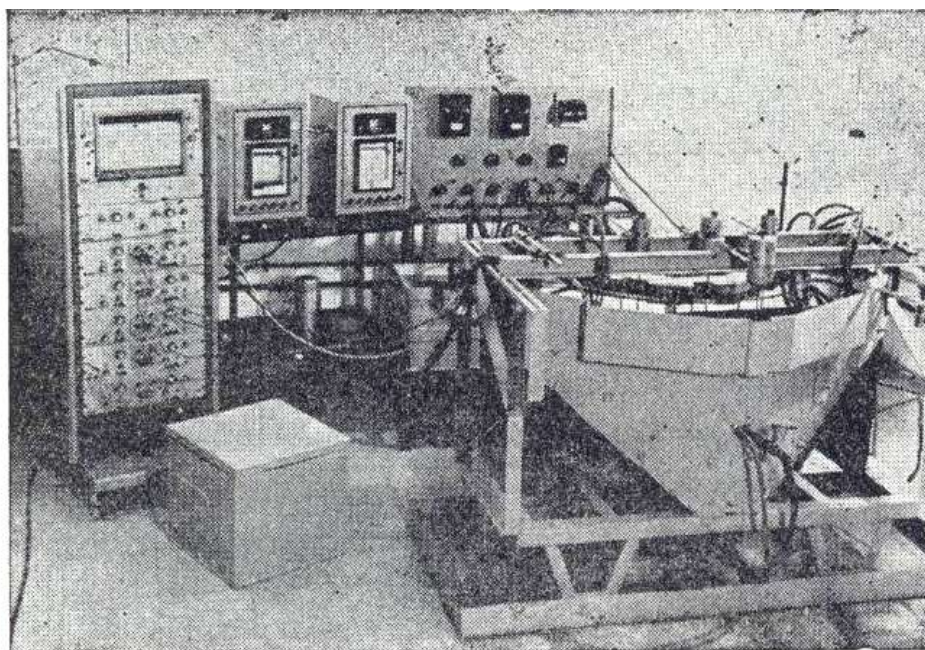


Fig. 9

Em certos casos, as solicitações térmicas a que se encontra submetida uma estrutura podem ser consideradas como uma variação uniforme de temperatura. Então é fácil introduzir tal variação num modelo, para o que basta em regra aquecê-lo com o seu suporte numa estufa. O coeficiente da dilatação a considerar será a diferença entre os coeficientes dos materiais do modelo e do suporte, os quais deverão portanto ser suficientemente diferentes.

Tratemos agora o problema das medições a efetuar nos modelos. As mais importantes dizem respeito a temperaturas, deslocamentos e extensões.

A medição da temperatura tem sido feita com os pares termo-elétricos de cobre-constante, não se encontrando dificuldades especiais quer nas medições nas faces quer em partes do interior dos modelos. Usam-se fios com 0,2 mm de diâmetro, devendo nas medições na superfície os pares serem colados aos paramentos e pintados com a mesma cor do modelo, a fim de evitar perturbações devidas a diferenças de condições de radiação. A colocação dos pares termo-elétricos no interior dos modelos deve ser conduzida de modo a evitar a transmissão de calor através dos fios de cobre, o que alteraria as temperaturas a medir. Êste efeito é tanto mais acentuado quanto menores forem as dimensões do modelo e mais acentuados os gradientes térmicos. No caso de regimes de temperatura variáveis devem ser usados aparelhos registadores que permitam o registo contínuo das temperaturas desenvolvidas em diversos pontos.

A medição de deslocamentos pode ser feita pelas técnicas correntes, havendo somente necessidade de tomar certas precauções quanto a eventuais variações de temperatura dos aparelhos e dos seus suportes.

Vejam os finalmente como tem sido feita a medição das extensões, com vista ao cálculo das tensões de origem térmica. Desde há muito tempo se vem usando extensômetros elétricos os quais, como se sabe, são, em regra, muito sensíveis a variações de temperatura.

Consideremos um extensômetro elétrico colado a uma peça, por exemplo um prisma, do material do modelo e suponhamos que submetemos o prisma a um aumento de temperatura,  $\Delta T$ . A leitura do extensômetro, conduzida da maneira habitual, variará de  $\Delta T$ , sendo esta variação devida não somente à dilatação térmica do prisma mas também à influência da variação de temperatura sobre

o extensômetro, nas condições em que se encontra montado. Pode considerar-se com suficiente aproximação que  $\epsilon_{\Delta T} = k \cdot \Delta T$ , sendo  $k$  uma constante a determinar experimentalmente para cada material dos modelos e cada tipo de extensômetro.

Consideremos um extensômetro colado num modelo do mesmo material do prisma num ponto onde a variação de temperatura observada é  $\Delta T$ . Seja  $\epsilon'$  a leitura do extensômetro. A extensão,  $\epsilon$ , devida ao estado de tensão instalado no ponto será, como é óbvio,

$$\epsilon = \epsilon' - \epsilon_{\Delta T} = \epsilon' - k \cdot \Delta T \quad (1)$$

Portanto, para se determinar  $\epsilon$  é necessário medir  $\epsilon'$  e a variação de temperatura  $\Delta T$  no ponto, e conhecer a constante  $k$ . Uma vez conhecidas as extensões  $\epsilon$  num número suficiente de direções calcula-se o estado de tensão no ponto, como habitualmente, a partir do conhecimento das constantes elásticas.

A expressão (1) mostra que se  $\epsilon_{\Delta T}$  [toma valores elevados em face das extensões  $\epsilon$  que se desenvolvem, isto é, se  $\epsilon'$  pouco difere de  $\epsilon_{\Delta T}$ , podem os valores das extensões vir eivados de grandes erros, em especial se o erro de  $\Delta T$  fôr importante. Convém pois trabalhar em condições nas quais  $k$  seja pequeno.

Existem atualmente extensômetros elétricos autocompensados para os efeitos da temperatura. São fabricados com fios de ligas especiais, de tal modo que, instalados num material livremente deformável e submetidos a variações de temperatura uniforme compreendidas entre certos limites, as leituras [bão variam, isto é,  $k = 0$  e portanto medem diretamente as extensões devidas ao estado de tensão. No caso muito corrente de se usarem extensômetros compensados para um coeficiente de dilatação térmica diferente do do material a usar no modelo, a constante  $k$  é igual à diferença destes coeficientes,  $\Delta \alpha$ , e portanto:

$$\epsilon = \epsilon' - \Delta \alpha \cdot \Delta T$$

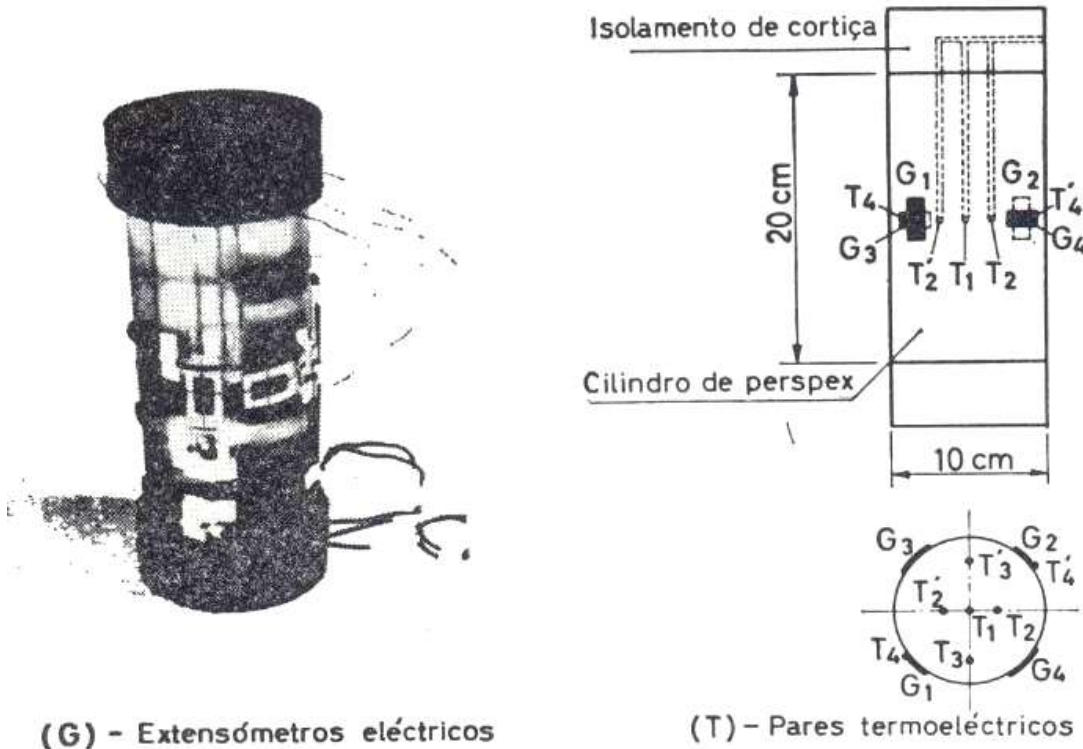
No caso geral do estudo da influência de regimes variáveis de temperatura, é necessário utilizar aparelhagem de registo de extensões e temperaturas, a não ser que êsses regimes variem muito lentamente.

Quanto à medição de extensões, podia também pensar-se na utilização da técnica habitual de compensação, o que obrigaria a dispor, para cada ponto observado, de peças do mesmo material do mo-



dêlo livres de tensões e cuja temperatura evoluiria tal como a do ponto. Tal porém não é possível, salvo para casos muito especiais, como o de modelos submetidos a variações uniformes de temperatura.

A determinação dos estados de tensão de origem térmica também pode ser feita aplicando as técnicas da fotoelasticidade. No caso de equilíbrios a duas dimensões podem mesmo determinar-se os estados de tensão induzidos por regimes de temperatura variáveis no tempo e no espaço.(8) Os equilíbrios a três dimensões só poderão ser estudados pelo método da congelação das tensões para variações uniformes de temperatura.(3) Êste método pode ter interêsse para equilíbrios a duas dimensões.(8)

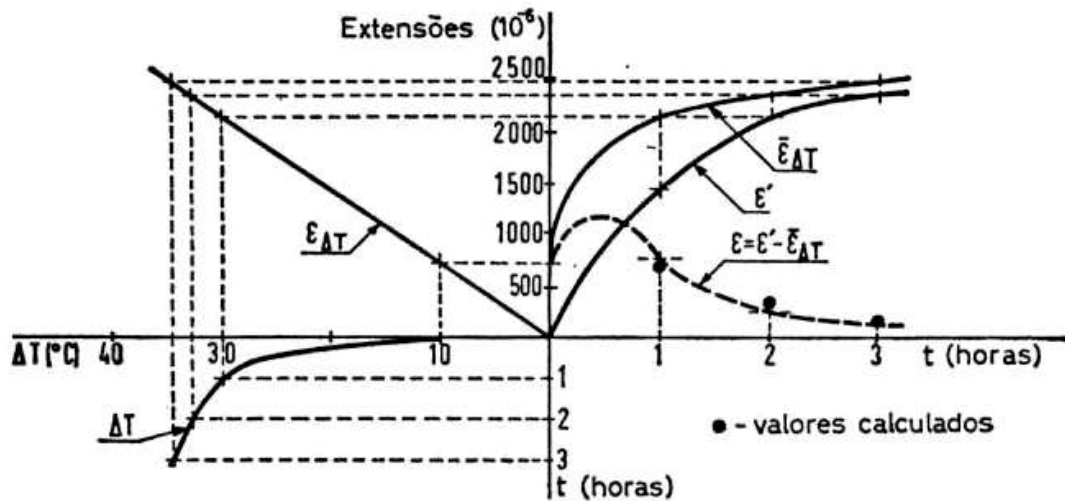


(G) - Extensómetros eléctricos

(T) - Pares termoelectricos

Fig 10

Para dar uma idéia da precisão das técnicas utilizadas no estudo das tensões de origem térmica, apresenta-se uma comparação dos valores obtidos, por medição e por cálculo, num cilindro de "perspex". Na fig. 10 vê-se o cilindro de "perspex", inicialmente a temperatura constante, cuja superfície lateral foi submetida a uma subida de temperatura constante, cuja superfície lateral foi submetida a uma subida de temperatura uniforme. Indicam-se também na figura as posições dos 6 pares termo-elétricos, colocados na superfície e no interior, e dos 4 extensômetros elétricos Baldwin SR-4, tipo A5, colocados na superfície. Na fig. 11 estão traçadas: a curva de variação no tempo da temperatura imposta à superfície lateral do cilindro, a curva de calibração,  $\epsilon_{\Delta T}$ , dos extensômetros elétricos montados no "perspex" e a curva de variação no tempo das extensões,  $\epsilon'$ , observadas nos



$\Delta T$  - variação da temperatura à superfície  
 $\bar{\epsilon}_{\Delta T}$  - variações de comprimento que deveriam existir à superfície  
 $\epsilon_{\Delta T}$  - curva de calibração dos extensómetros colados no "perspex"  
 $\epsilon'$  - extensões medidas pelos extensómetros  
 $\epsilon$  - extensões proporcionais às tensões

Fig. 11

extensômetros dispostos paralelamente às geratrizes do cilindro. A curva das extensões devidas às tensões,  $\epsilon$ , foi obtida fazendo a diferença das ordenadas das curvas  $\epsilon'$  e a da curva  $\epsilon_{\Delta T}$ , a qual dá, em cada instante, o valor da correção a introduzir. Também se apresentam na figura os valores das extensões devidas às tensões determinadas analiticamente.

Como se vê há um bom acôrdo entre os três pontos obtidos experimentalmente com a curva calculada, apesar dos elevados valores das extensões  $\epsilon_{\Delta T}$  provenientes do fato de os extensômetros usados serem do tipo corrente.

Em conclusão, podemos afirmar que se dispõe hoje da possibilidade de estudar sôbre o modelo o comportamento térmico das estruturas, uma vez conhecido o regime de temperaturas instalado na superfície.

#### 4 — ESTUDO DO COMPORTAMENTO ATÉ A RUTURA

Vejamos, muito brevemente, quais as condições de semelhança a que devem obedecer os modelos para estudos fora da fase elástica.(1) Passaremos depois à escolha dos materiais apropriados.

Consideremos o caso geral de um protótipo constituído por materiais com características mecânicas quaisquer. Vejamos quais as condições a que devem satisfazer os materiais de um modelo à escala  $\frac{1}{\lambda}$  de modo a existir semelhança, isto é, de modo a que sejam proporcionais os deslocamentos de pontos homólogos do modelo e do pro-

tótipo,  $\delta_m$  e  $\delta_p$ , as extensões de segmentos homólogos,  $\epsilon_m$  e  $\epsilon_p$ , e as tensões em facetas homólogas,  $t_m$  e  $t_p$  (fig. 12). Em primeiro lugar é necessário, como é fácil demonstrar, que o material do modelo tenha

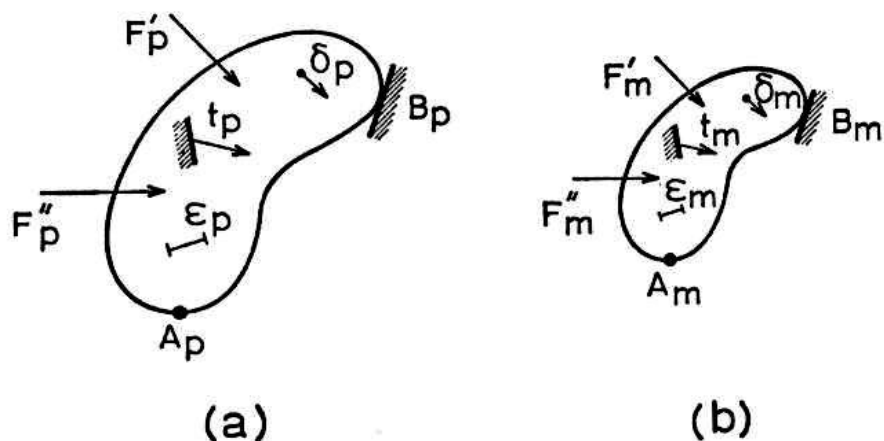


Fig. 12

um diagrama tensões-extensões que se possa obter do material do protótipo multiplicando as ordenadas e a abcissas, respectivamente, por  $\frac{1}{\alpha}$  e  $\frac{1}{\beta}$  (fig. 13). Em segundo lugar é necessário que o modelo esteja apoiado de maneira análoga ao protótipo, isto é, se, por exemplo, o protótipo está apoiado no ponto  $A_p$  e encastrado na zona  $B_p$ ,

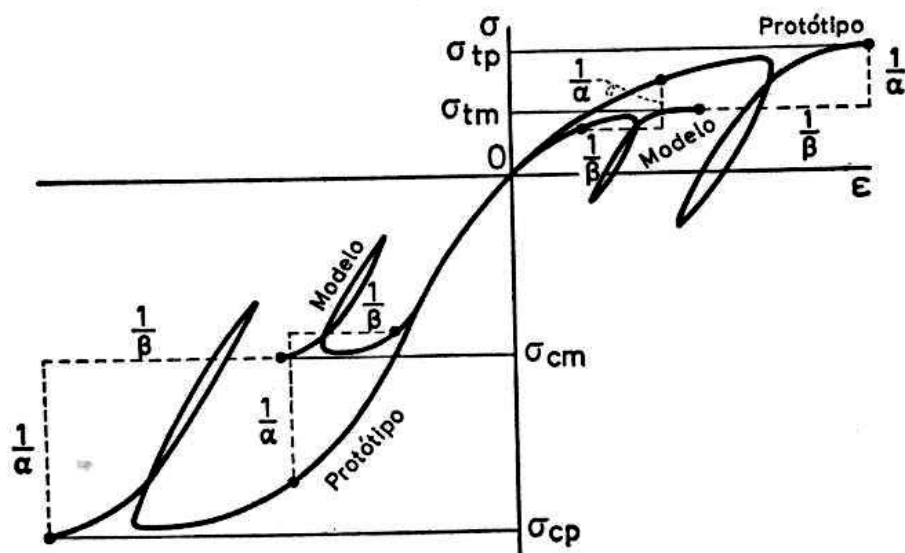


Fig. 13

o modelo deve estar apoiado no ponto  $A_m$  e encastrado na zona  $B_p$ . Finalmente, se as forças aplicadas ao protótipo são  $F_p'$ ,  $F_p''$ , ... e se o modelo é submetido a forças homólogas  $F_m'$ ,  $F_m''$ , ... cujas grande-

zas estejam à escala  $\frac{1}{\lambda^2 \alpha}$  isto é,  $F_m = \frac{1}{\lambda^2 \alpha} F_p$ , devem verificar-se as seguintes relações de proporcionalidade:

$$\delta_m = \frac{1}{\lambda \beta} \delta_p$$

$$\epsilon_m = \frac{1}{\beta} \epsilon_p$$

$$\sigma_m = \frac{1}{\alpha} \sigma_p$$

A tensão de rotura à tração,  $\sigma_t$ , e a tensão de rotura à compressão,  $\sigma_c$ , (fig. 13), devem estar à escala  $\frac{1}{\alpha}$ .

$$\sigma_{tm} = \frac{1}{\alpha} \sigma_{tp}$$

$$\sigma_{cm} = \frac{1}{\alpha} \sigma_{cp}$$

De igual modo as extensões de rotura devem estar à escala  $1/\beta$ .

Deve notar-se que a condição enunciada para o material do modelo é necessária mas não suficiente. A condição geral a satisfazer pelo material de modelo é análoga, mas diz respeito a um estado de tensão qualquer. Esta condição é a seguinte: designando por  $\epsilon_p$  as extensões sofridas por um paralelepípedo elementar do protótipo ob ação das tensões  $t_p$  aplicadas nas suas faces, o material do modelo deve ser tal que um paralelepípedo desse material submetido às tensões  $t_m = \frac{1}{\alpha} t_p$  sofra extensões  $\epsilon_m = \frac{1}{\beta} \epsilon_p$ . É esta a condição geral a que o material do modelo deve obedecer.

No caso de problemas respeitantes a maciços de solos ou rochosos, como o seu comportamento é em geral muito influenciado pelo carácter tridimensional do equilíbrio, tem de se considerar a condição geral de semelhança enunciada, o que obriga à realização de ensaios triaxiais. No dos solos, como têm muitas vezes de ser considerados como sistemas constituídos por uma fase sólida e por uma fase fluida, é necessário respeitar uma condição complementar de semelhança que tivemos ocasião de estabelecer há alguns anos. (9) Essa condição, que se refere ao movimento da fase líquida em maciços saturados,

impõe que os coeficientes de permeabilidade,  $K$ , dos materiais do modelo e do protótipo obedçam à relação  $\frac{K_m}{K_p} = \frac{\lambda^2 \beta}{\alpha \tau}$ , na qual  $\frac{1}{\alpha}$  é a escala dos tempos.

No caso das estruturas basta, na prática, que se mantenha a relação entre os diagramas tensões-extensões sob a ação de solicitações axiais. Além disso é mesmo, em regra, suficiente que a forma dos diagramas seja análoga para ser possível considerar que a semelhança existe a determinar as escalas  $\frac{1}{\alpha}$  e  $\frac{1}{\beta}$ .

Desejávamos ainda referir que a semelhança exige em rigor que seja  $\frac{1}{\beta} = 1$ . Contudo, na prática, podem-se adotar valores diferentes da unidade, uma vez que a influência dos deslocamentos no estado de tensão seja relevante.

No caso particular, muito importante na prática, do modelo ser constituído pelo mesmo material do protótipo, é  $\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} = 1$  e portanto:

$$\delta_m = \frac{1}{\beta} \delta_p$$

$$\epsilon_m = \epsilon_p$$

$$t_m = t_p$$

Sempre que tal é possível, há tôda a vantagem em construir os modelos a usar nos ensaios além da fase elástica do mesmo material do protótipo, pois está assim automaticamente assegurada a semelhança, no que se refere à atuação de fôrças de superfície. Essa semelhança deve verificar-se mesmo para materiais heterogêneos, como o betão armado, e em estados de fissuração muito avançada, incluída, a rotura, uma vez que o betão possa ser considerado como um material homogêneo, isto é, que as dimensões dos agregados sejam suficientemente pequenas em relação às espessuras das peças e às distâncias entre armaduras. Esta condição é difícil de respeitar, tanto mais que, mesmo nas estruturas correntes, já não se pode considerar normalmente satisfeita e, portanto, com mais forte razão em modelos construídos com o mesmo betão. Acresce ainda que um outro pro-

blema se levanta que é a influência do volume no comportamento mecânico da estrutura, (10) (11) em especial na rotura por tração, de materiais frágeis como o betão.

Muitas vêzes não é possível nem conveniente usar nos modelos os mesmos materiais dos protótipos. Além da dificuldade já mencionada da utilização do mesmo betão dos protótipos na construção de modelos, também nos modelos de estruturas metálicas não se dispõe muitas vêzes de perfis com as dimensões adequadas. Por vêzes, é conveniente usar na execução dos modelos materiais diferentes com as características que melhor se adequem à sua construção e observação, por exemplo com menor rigidez para reduzir a grandeza das forças a aplicar aos modelos nos ensaios.

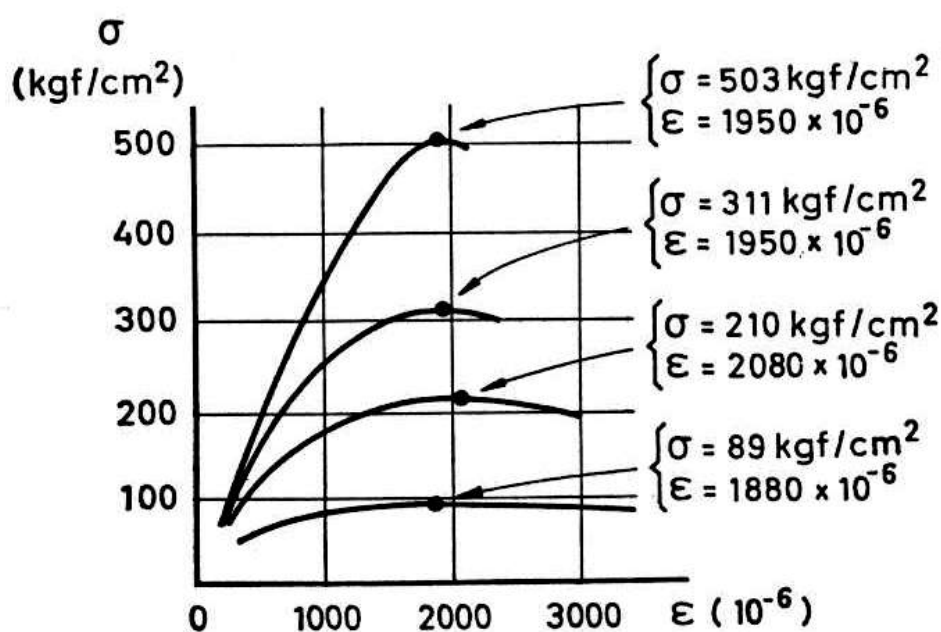


Fig. 14

Suponhamos o caso de estruturas de betão. Na fig. 14 reproduzem-se as curvas tensões-extensões obtidas em ensaios de compressão de cilindros de betão com diversas resistências.(12) Como se vê, os diagramas exibem andamentos bastante diferentes, apesar da extensão correspondente ao valor máximo da tensão ser aproximadamente igual a  $2\,000 \times 10^{-6}$ . Note-se sobretudo o grande incremento da relação  $\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon}{\epsilon}$ , onde  $\epsilon_{\max}$  designa a extensão correspondente rotura, quando a resistência à compressão do betão diminui. De fato o valor desta relação aumenta de  $\frac{5}{100}$  para  $\frac{80}{100}$  quando a resistência do betão diminui de 500 para 100 kgf/cm<sup>2</sup>, o que sem dúvida

tem uma grande influência nos fenômenos de adaptação, isto é, na transferência e tensões. Vê-se pois que ao estudar até à rotura uma estrutura de betão é necessário saber pelo menos uma ordem de grandeza da resistência do betão que será utilizado.

No caso de não ser possível construir o modelo do mesmo betão do protótipo, será necessário escolher um micro-betão com um diagrama  $\sigma - \epsilon$  análogo e em especial com a mesma relação  $\frac{\epsilon_{\max} - \epsilon}{\epsilon}$ .

Ensaio realizados sobre peças de betão armado mostram que até escalas de cerca de  $\frac{1}{4}$  se verifica a semelhança, com uma aproximação razoável, no que respeita quer às extensões, quer às flechas, quer à fissuração e quer à rotura.

Ver Figura 15 adiante

Na fig. 15 apresentam-se os resultados obtidos no LNEC no estudo da fissuração de vigas de betão armado fabricadas às escalas  $\frac{1}{\lambda} = 1$ ,  $\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{2,5}$  e  $\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{4}$  com as mesmas proporções de cimento, areia e agregados, apenas diferindo nas dimensões dos agregados que foram reduzidos, aproximadamente de acordo com as escalas<sup>(13)</sup>. A relação água/cimento também variou de modo a obter

Fig. 15

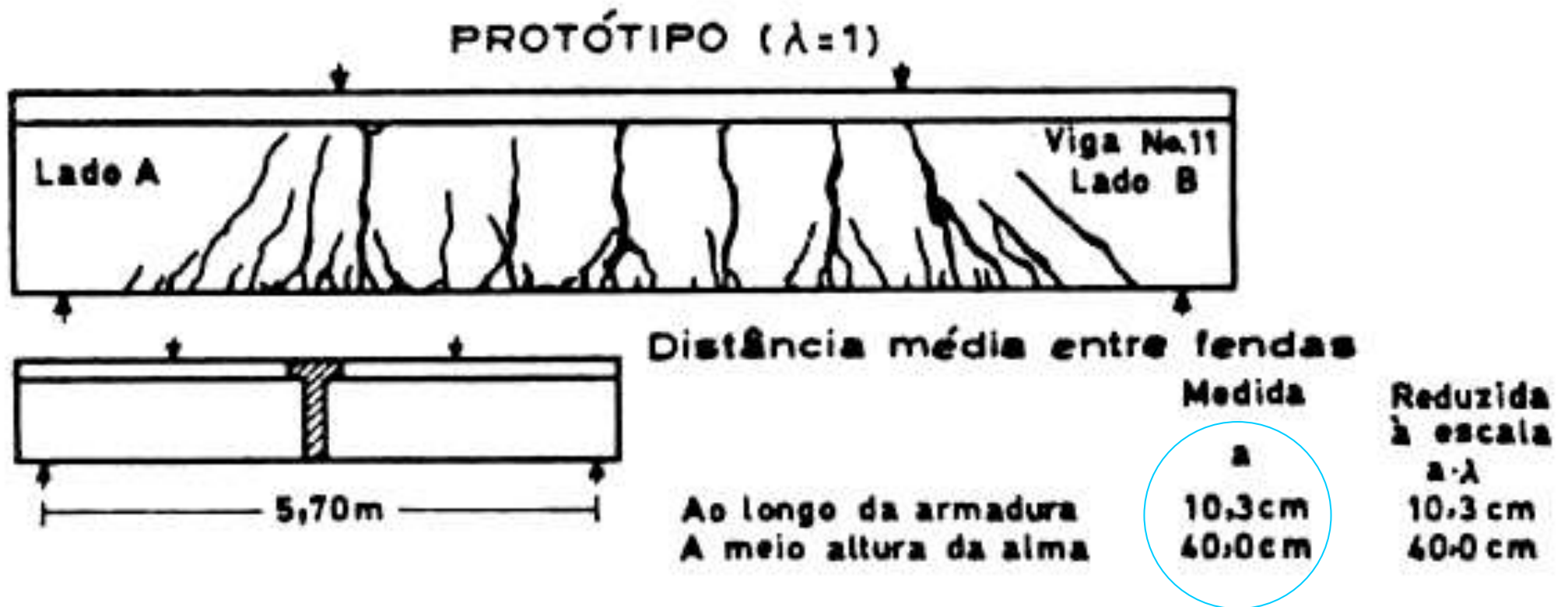


Fig. 15 a



Fig. 15

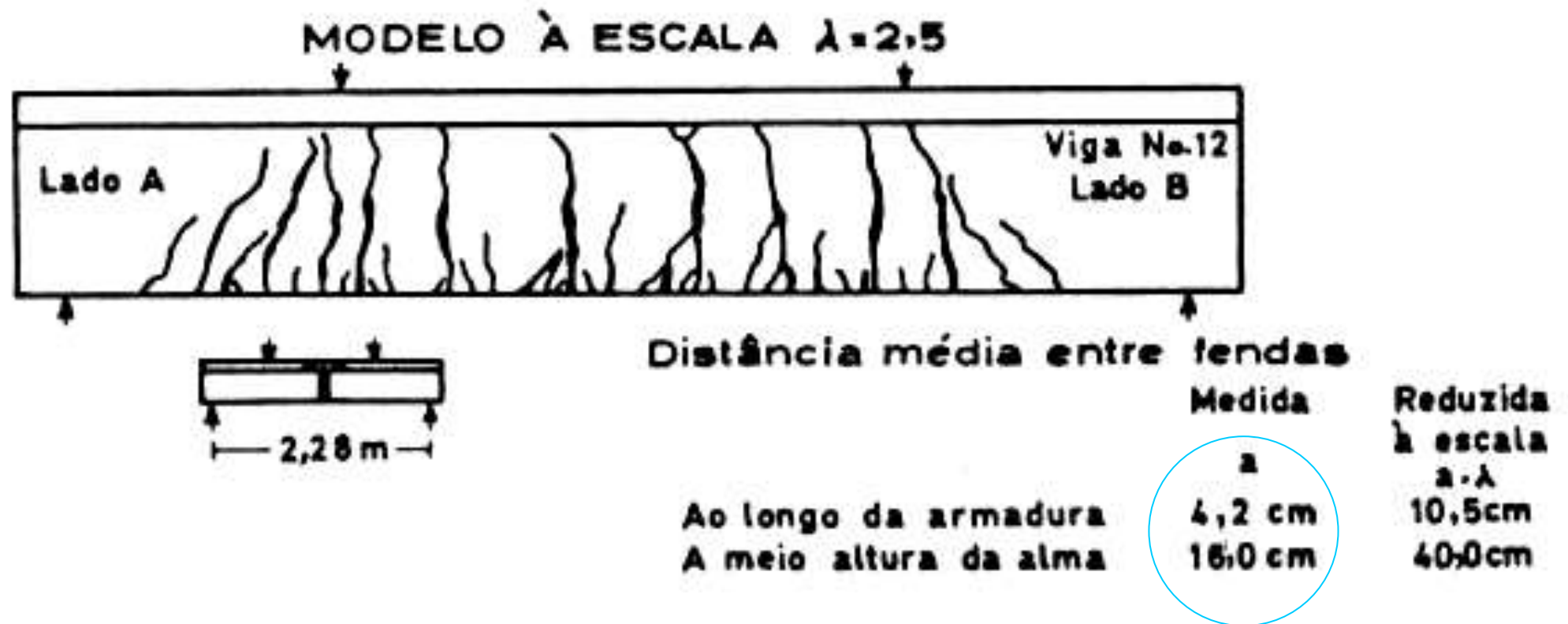


Fig. 15 b

Fig. 15

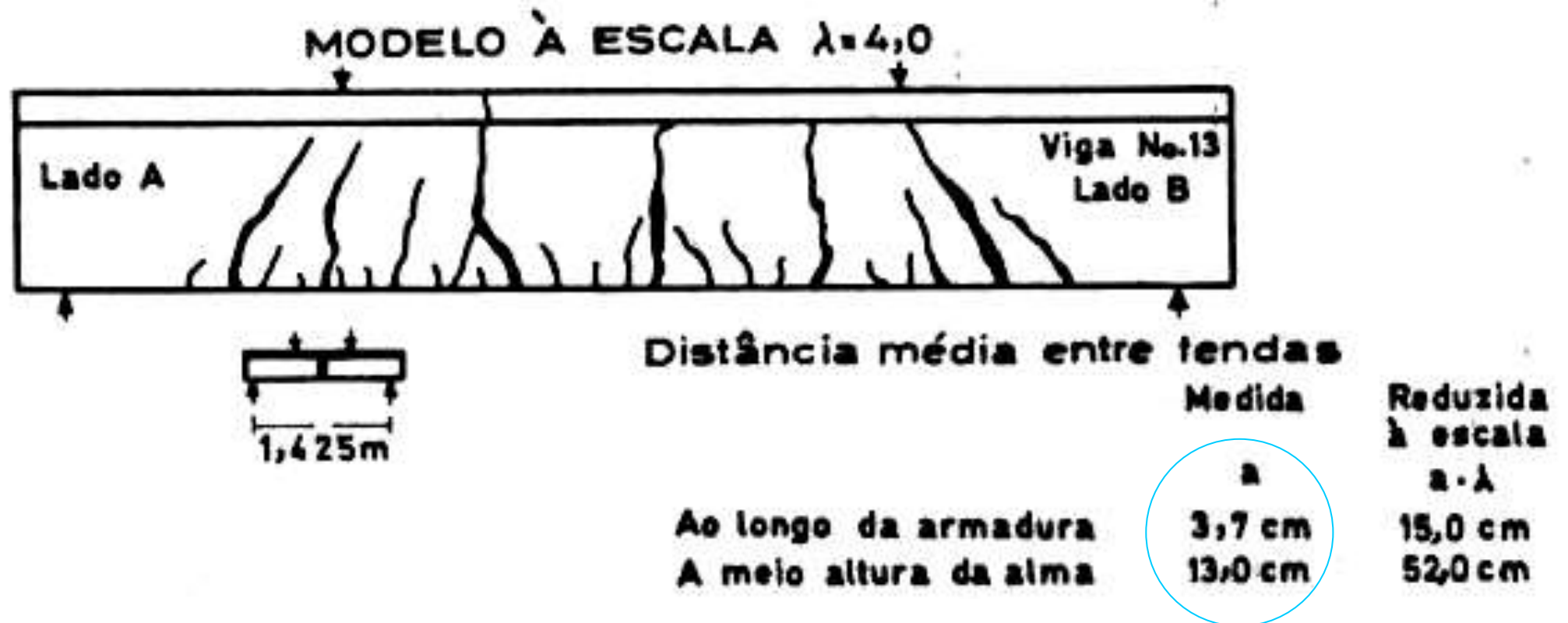


Fig. 15 c

rem-se resistências à tração e à compressão aproximadamente iguais. Como se vê, as distâncias médias das fendas, quer no plano da armadura quer a meia altura das vigas, mantiveram-se à escala para os modelos à escala  $\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{2,5}$  e sofreram um certo acréscimo para os modelos à escala  $\frac{1}{4}$ . A máxima abertura das fendas pareceu também manter-se à escala.

Outros investigadores <sup>(14)</sup> chegaram igualmente à conclusão de que a distância entre as fendas tende a aumentar à medida que se reduzem as dimensões do modelo e também à medida que a rigidez das vigas tende a aumentar. Esta conclusão insere-se dentro do fenômeno da diminuição da probabilidade de rotura (aparecimento de fendas) com a redução das dimensões.

O problema da semelhança no betão armado merece estudo mais desenvolvido, dado o interesse de ordem econômica de simplificação dos meios de ensaio e de redução dos tempos de ensaio dos modelos, não só para a resolução de problemas concretos de dimensionamento como também para a obtenção de dados experimentais para estabelecimento de teorias do comportamento do betão armado, em especial quando ocorrem fendas.

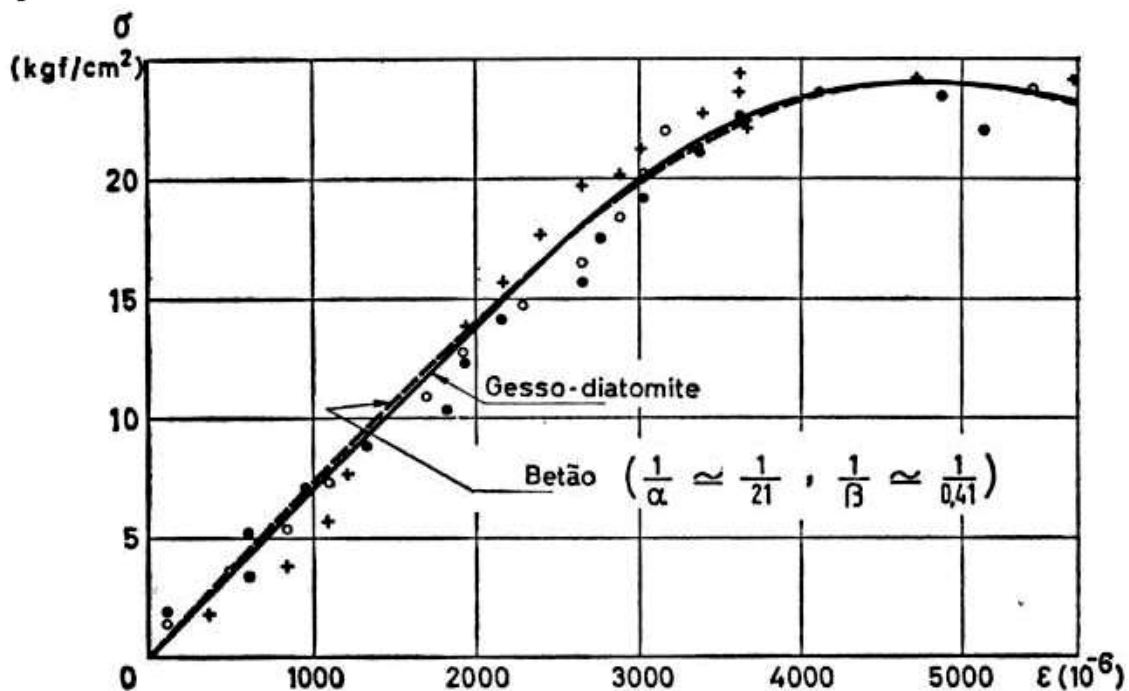


Fig. 16

Nos modelos de barragem destinados aos ensaios até à rotura temos usado a mistura gesso-diatomite, dadas as vantagens que êste material oferece para a construção de modelos e a sua baixa resistência. A fig. 16 apresenta um diagrama médio correspondente aos ensaios de compressão de três prismas e ainda a curva correspondente

a um betão com uma resistência de 500 kgf/cm<sup>2</sup>. Esta curva obtida utilizando as escalas  $1/\alpha = 1/21$  e  $1/\beta = 1/0,41$ . Como se vê, a mistura gesso-diatomite considerada presta-se para a realização de ensaios de estruturas de betão de resistência elevada.

No caso de se tratar de um estudo sôbre modêlo em que se deseje ter em conta o efeito tempo, haverá necessidade de considerar a evolução das relações tensões- extensões em função daquela variável. A fim de assegurar a semelhança será suficiente verificar (e ela se mantém para o comportamento dos materiais do protótipo e do modêlo cob carga constante. As extensões de fluência observadas devem respeitar a escala  $1/\beta$  das extensões, com o possível uso de uma escala para os tempos. Nas figs. 17 e 18 apresentam-se os resultados de, ensaios de fluência de uma mistura gesso-diatomite e de um plástico "alkathene". Como se vê, êstes materiais possuem, como o betão, um módulo de elasticidade função do tempo.

Temo-nos referido até agora sômente à ação de fôrças de superfície. Quando há necessidade de ter em consideração o pêso próprio e se usa no modêlo o mesmo material do protótipo, como num modêlo à escala  $\frac{1}{\lambda}$ , a escala dos pesos é  $1/\lambda^3$ , conclui-se que a semelhança não subsiste, a não ser que se apliquem ao modêlo fôrças comple-

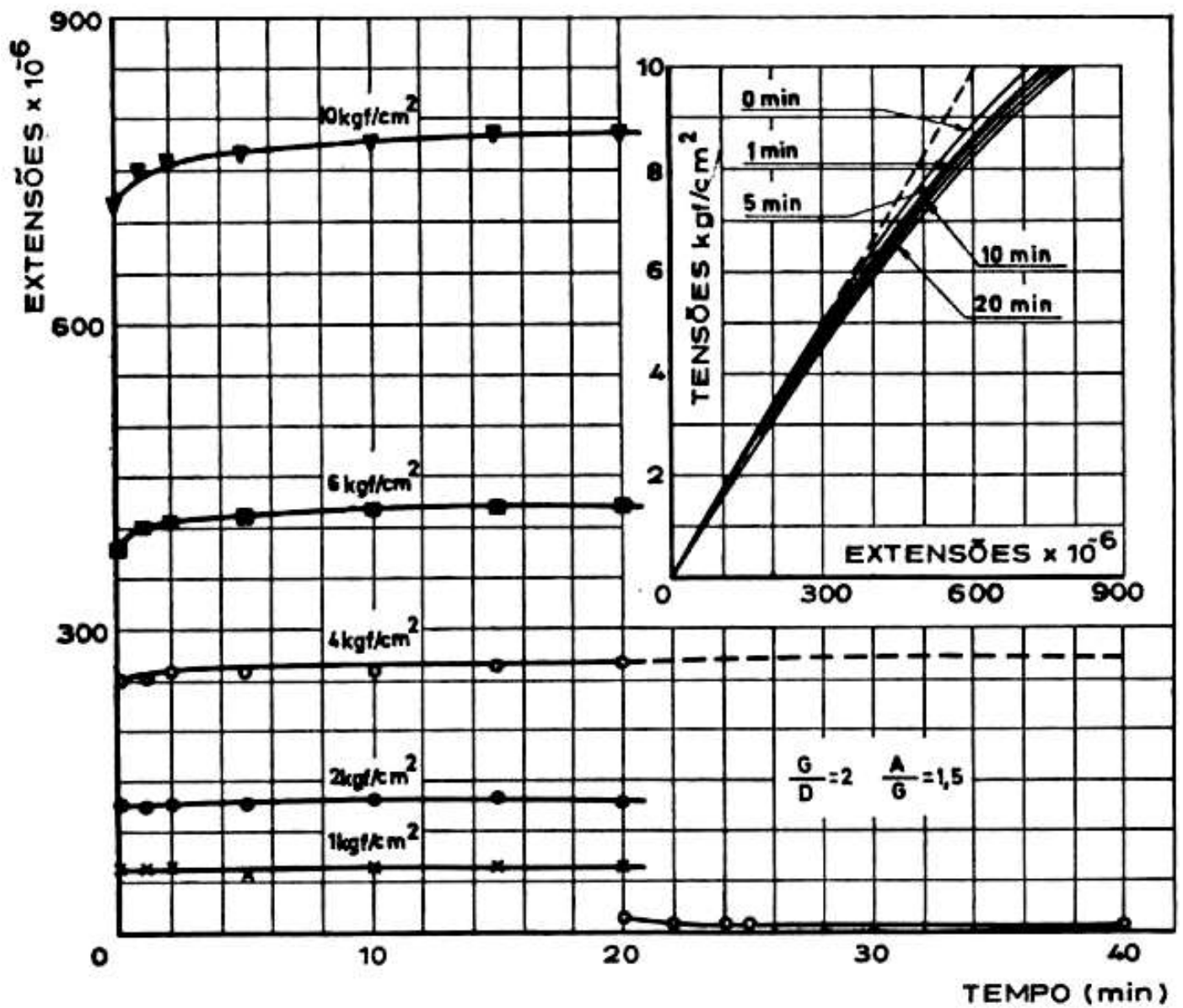


Fig. 17

mentares que correspondam a aumentar a escala dos pesos de  $\frac{1}{\lambda^3}$  para  $\frac{1}{\lambda^2}$ , que, como se viu, é a escala das forças homólogas. Muitas vezes é possível aplicar tais forças, no caso de equilíbrios estáticos, mas noutros casos levantam-se sérias dificuldades. É o que acontece por exemplo no estudo de barragens de betão, quer no que respeita à reprodução do pêso da barragem pròpriamente dita, quer, sobretudo, da fundação.

A dificuldade de reproduzir o pêso é uma das razões que levam a utilizar nos modelos materiais diferentes dos usados na construção dos protótipos. Procura-se então desenvolver materiais com elevada densidade, elevada deformabilidade e baixa resistência de tal modo que sob a ação do próprio pêso do modelo se desenvolvam extensões mensuráveis e que a escala das tensões devidas ao pêso iguale a escala das tensões de rotura. Se se designar por  $\frac{1}{\rho}$  a escala das densidades, isto é,  $\frac{1}{\rho} = \frac{\rho_m}{\rho_p}$ , o material tem que ter do modelo uma densidade tal que se verifique a condição

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\lambda}{\alpha}$$

Regra de Galileu, ver artigo [12] do Prof. Lobo Carneiro

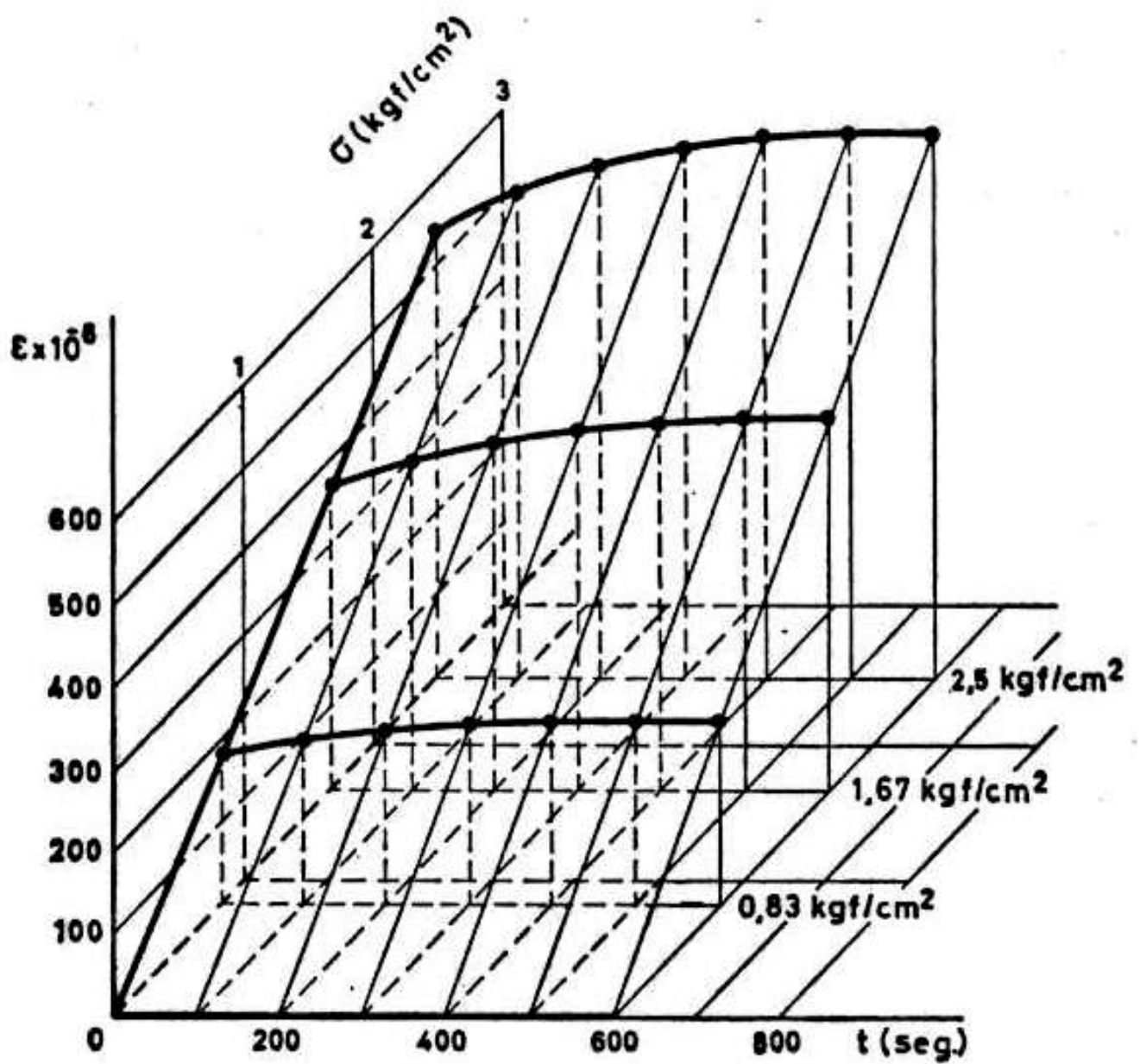


Fig. 18

Além disso o material deve obedecer às condições já enunciadas, isto é, devem existir escalas  $\frac{1}{\alpha}$  e  $\frac{1}{\beta}$ , as quais obrigam a que a escaladas tensões de rotura seja de  $\frac{1}{\alpha}$ . Quanto a  $\frac{1}{\beta}$  é conveniente que não seja apreciavelmente diferente da unidade, a fim de não se levantarem problemas de influência das extensões na distribuição de tensões. Em estudos de barragens têm-se utilizado argamassas de pedar-pomes com a adição de litargírio, ferro e magnetite, <sup>(15)</sup> sendo difícil conseguir valores de  $\frac{1}{\rho}$  superiores a 2. Como a escala dos módulos de elasticidade é  $\frac{E_m}{E_p} = \frac{\beta}{\alpha}$ , vem, supondo  $\frac{1}{\beta} = 1$ ,  $\frac{E_m}{E_p} = \frac{1}{\rho \lambda}$ . Por exemplo, para uma escala  $\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{100}$  e para  $\frac{1}{\rho} = 2$ , vem  $E_m = \frac{E_p}{50}$ , isto é, os materiais para os modelos têm de exibir módulos de elasticidade muito baixos.

No estudo sobre modelos da segurança em relação à rotura, uma questão importante que se põe é a maneira como devem ser aumentadas as cargas até se observar a rotura, o que depende do conceito de segurança adotado. Não vamos aqui discutir tão complexo problema, mas somente considerar a sua repercussão nas técnicas de ensaio.

Em geral uma estrutura encontra-se submetida a solicitações de natureza física diversa, pondo-se por isso o problema de quais as solicitações que se devem fazer variar e, em relação a cada uma delas, se deve a sua intensidade variar uniformemente ao longo da estrutura ou segundo qualquer outra lei. O caso duma barragem de betão é bem elucidativo. As principais solicitações a considerar são o pêso próprio e a pressão hidrostática. O pêso próprio é conhecido com bastante precisão, isto é, em relação ao valor considerado o intervalo da sua variação fisicamente possível, é muito pequeno, e por isso não faz sentido considerar um coeficiente de segurança relativamente a uma variação do pêso próprio, sendo esta a situação comum a qualquer estrutura. Quanto à pressão hidrostática, também em regra não faz sentido considerar que ela aumente além dos valores considerados no projeto. No entanto, no caso de uma albufeira com margens escarpadas e instáveis, pode ser de considerar a hipótese



de escorregamentos das encostas para o reservatório, o que pode provocar ondas que galguem a barragem e assim aumente substancialmente a pressão hidrostática. Tal foi o que aconteceu no recente desastre da barragem de Vajont. Portanto, sendo de recear tal efeito, impõe-se conhecer o coeficiente de segurança em relação à rotura por aumento da pressão hidrostática. Isto é, o modelo deve ser submetido a uma pressão hidrostática trapezoidal crescente  $ABA'B'$  correspondente a sucessivos níveis da água na albufeira (fig. 19).

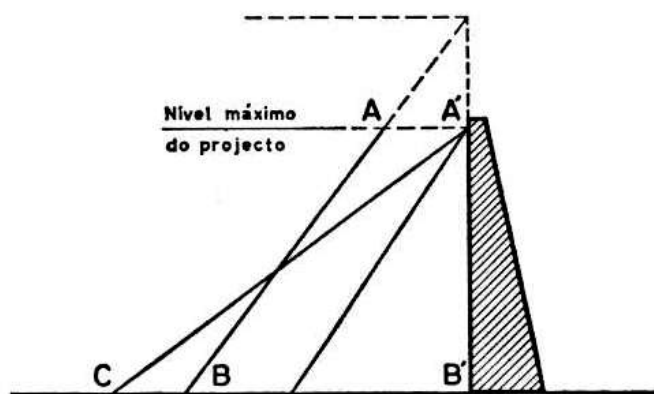


Fig. 19

Por vêzes, para se determinar o coeficiente de segurança, aumenta-se a intensidade da pressão hidrostática mantendo o nível da água constante, isto é, aplica-se um diagrama crescente  $A'CB'$ . Deve contudo notar-se que, não sendo de prever assoreamentos, tal não tem contrapartida na realidade, pois o peso específico da água não pode aumentar.

Em resumo, o incremento das solicitações nos ensaios de rotura não deve ser feito arbitrariamente mas de harmonia com a natureza física das solicitações.

Uma outra possibilidade de rotura, que não é costume considerar, pode resultar da insuficiência da resistência dos materiais da estrutura. <sup>(16)</sup> Nos casos em que não tem sentido considerar o aumento das solicitações, como é muito frequente nas barragens, tal possibilidade é mesmo a única que se apresenta para a formulação do problema da segurança em relação à rotura. Então, pode definir-se um coeficiente de segurança em relação à rotura como sendo a relação entre a resistência que tem o material da estrutura e a resistência que deveria ter para que a rotura da estrutura ocorresse, mantidas constantes as solicitações. Assim, no caso duma barragem abóbada, se fôr  $\sigma$  a resistência à compressão que se espera que terá o betão a utilizar na construção da barragem e se se concluir que a rotura da barragem, sob a ação do peso próprio e da pressão do projeto, ocorrerá

quando a resistência baixar para  $\sigma'$ , o coeficiente definido tem o valor  $\phi = \frac{\sigma}{\sigma'}$ . Portanto, para se determinar experimentalmente este coeficiente, ter-se-ia de ensaiar, sob cargas constantes reproduzindo as consideradas no projeto, uma série de modelos, feitos de materiais que reproduzissem betões de resistência decrescente, até se observar a rotura para um certo modelo. Como este método não seria prático, desenvolveu-se um outro que consiste em construir um modelo de um material semelhante àquele para o qual ocorrerá a rotura do protótipo.(16) e em submetê-lo a solicitações de intensidade crescente. Assim, no caso duma barragem de betão constroi-se o modelo de um material semelhante a um betão de má qualidade para o qual se espera que ocorrerá a rotura e submete-se o modelo a forças que reproduzam o aumento simultâneo, e na mesma proporção, do pêso e da pressão hidrostática. Pode demonstrar-se que o coeficiente  $\phi$  atrás referido é dado por  $\phi = \frac{\sigma}{\alpha \sigma_m}$ , onde  $\sigma_m$  designa a resistência à compressão do material do modelo e  $\frac{1}{\alpha}$  a escala das tensões correspondentes às forças aplicadas ao modelo quando a rotura ocorre.

Anàlogamente se podem definir coeficientes de segurança em relação à qualidade da rocha de fundação e também determinar os seus valores por meio de ensaios em que se aumentariam as solicitações, incluindo neste caso o pêso próprio das fundações.

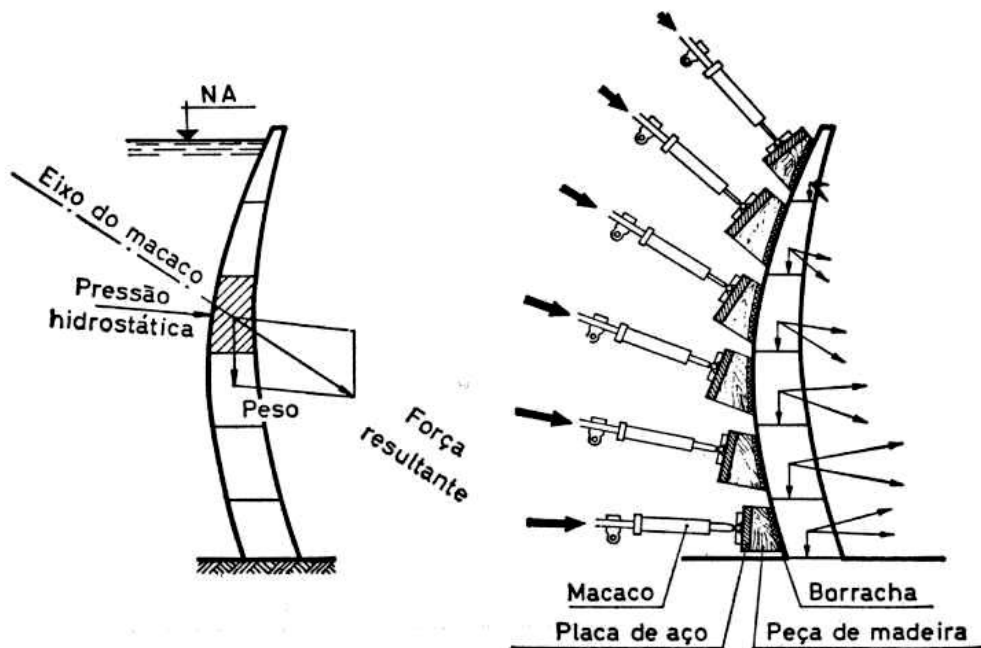


Fig. 20

## Barragem do Cabril



### **Vista de jusante a partir da margem esquerda ( fonte: [www.inag.pt](http://www.inag.pt) )**

A barragem do Cabril foi concluída em 1954. Tem 136 m de altura, sendo a mais alta das barragens portuguesas.

Os dois descarregadores que possui são em túnel, um em cada margem. A central é de pé de barragem.

Foi das primeiras barragens projetadas exclusivamente por engenheiros portugueses, sob a liderança do Eng<sup>o</sup> Laginha Serafim. O seu projecto e construção contribuíram de forma significativa para o desenvolvimento, no LNEC, dos métodos experimentais de dimensionamento e da observação do comportamento de barragens de betão.

Na determinação do coeficiente de segurança de barragens abóbada em relação à qualidade do betão aplica-se aos modelos, por meio de macacos, uma série de fôrças cada uma das quais é a resultante da pressão hidrostática actuante num elemento da superfície

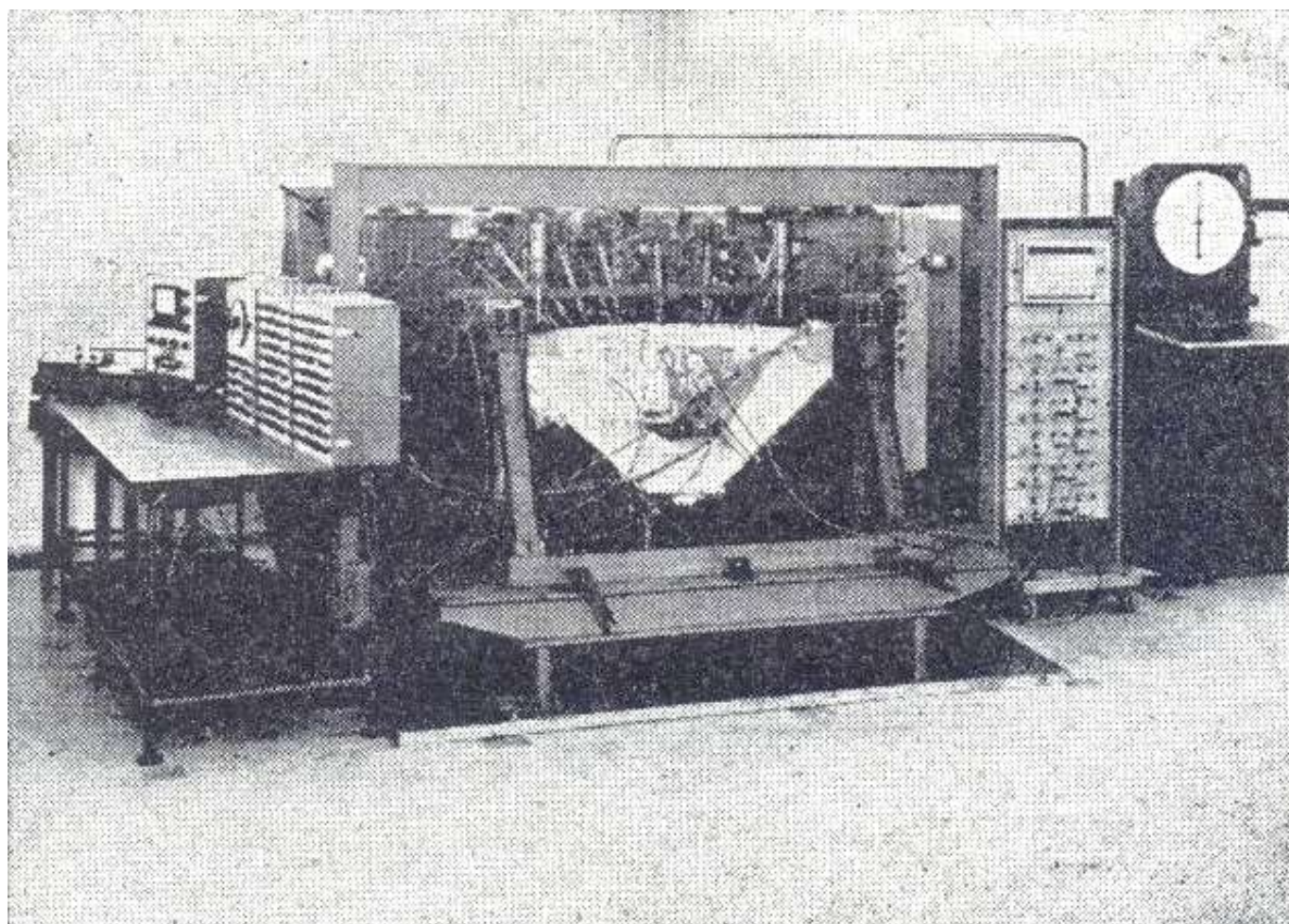


Fig. 21

e do pêso próprio do elemento de volume da barragem (fig. 20) correspondente, sendo assim evitadas as usuais dificuldades da reprodução do pêso próprio. Na fig. 21 mostra-se a montagem usada nestes ensaios. Em numerosos ensaios efetuados no LNEC obtiveram-se, mesmo para barragens abóbada muito esbeltas, coeficiente

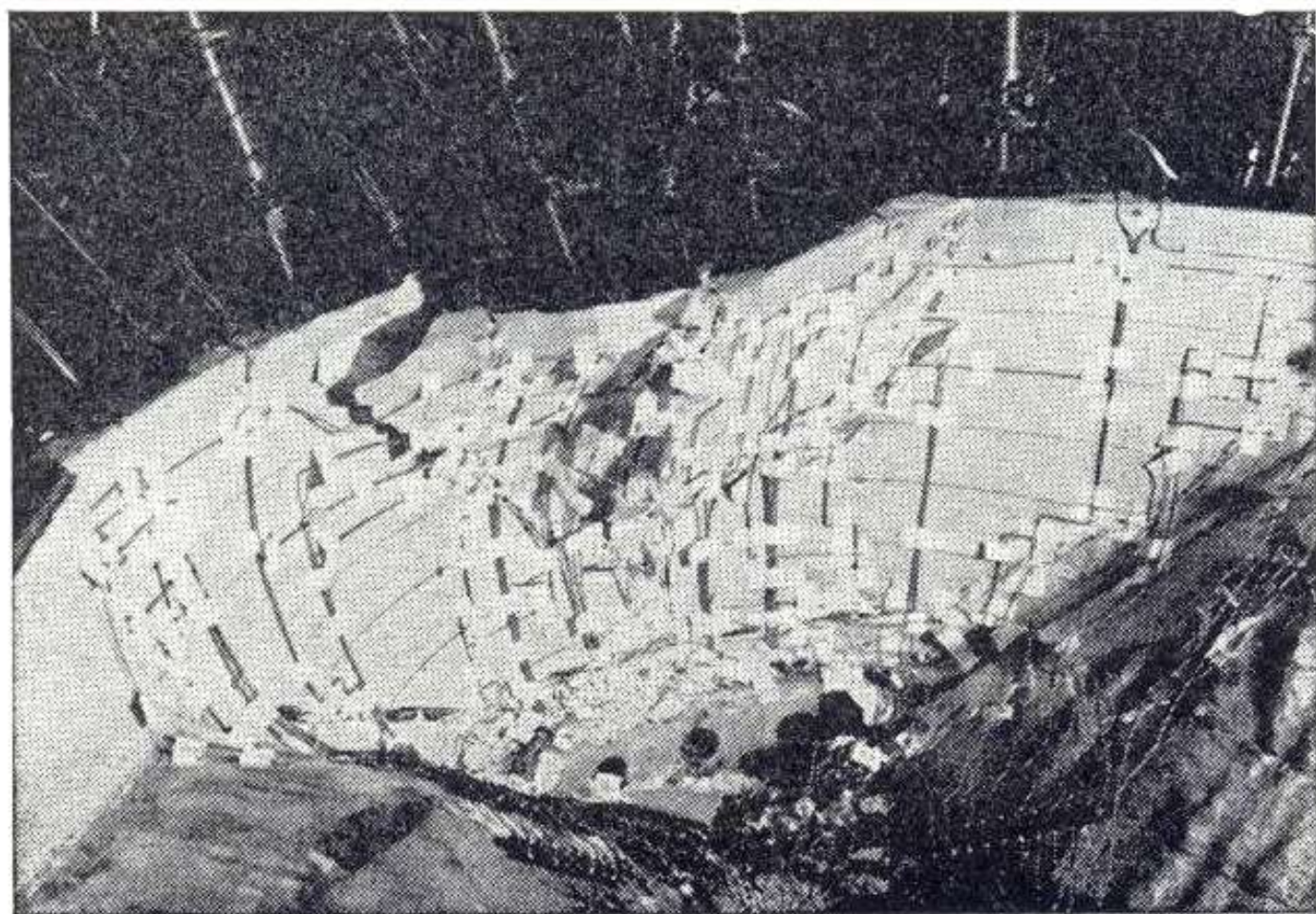


Fig. 22

de segurança acima de 10,0 que significa que a resistência do betão das barragens teria que ser reduzida mais de dez vêzes para que a rotura ocorresse. Assim, supondo a resistência do betão de 300 kgf/cm<sup>2</sup>, a rotura não ocorreria para resistências acima de 30 kgf/cm<sup>2</sup>, o que é uma indicação evidente da extremamente elevada, digamos mesmo exagerada, resistência das barragens abóbada e que mostra claramente a possibilidade de se adotarem formas muito mais esbeltas que as usadas até agora.

Na fig. 22 mostra-se um modelo de uma barragem abóbada após a ocorrência da rotura por esmagamento no fecho e nos encontros dos arcos.

## 5 — AÇÃO DOS SISMOS (17)

### 5.1 — *Generalidades sôbre sismos*

O estudo do comportamento das estruturas sob a ação dos sismos constitui um problema da maior complexidade.

A primeira dificuldade, ainda hoje não completamente vencida, reside na própria definição das características das ações sísmicas e considerar. Uma vez devidas essas características, o estudo analítico do comportamento dinâmico das estruturas encontra ainda grandes dificuldades, em especial se se deseja considerar o comportamento não linear.

Desde que se tire partido das possibilidades presentes dos métodos experimentais do estudo dos fenômenos dinâmicos, os modelos podem prestar grandes serviços no estudo da ação dos sismos sôbre as estruturas.

Nos poucos estudos experimentais até agora empreendidos neste campo, as ações sísmicas têm sido assimiladas a vibrações sinusoidais ou a choques. Ora, depois dos trabalho de Housner, ficou bem estabelecida a necessidade da consideração do caráter aleatório das vibrações sísmicas.(18) Contudo ainda só se dispõe atualmente de um reduzido número de acelerogramas de macrosismos, de tal modo que se encontram, em regra, sérias dificuldades na definição, em termos quantitativos, da sismicidade de uma dada região e na consideração da influência da natureza do terreno em que está fundada a estrutura em estudo.

Os estudos feitos nos últimos anos acerca das ações sísmicas mostram que um acelerograma pode ser caracterizado pela sua curva

de variação da densidade espectral de potência de aceleração em função da frequência.<sup>(19)</sup> Se a potência de aceleração (valor quadrático médio da aceleração) varia acentuadamente ao longo dum dado acelerograma, é necessário considerar uma parte representativa deste e admitir que as densidades espectrais permanecem constantes na parte considerada. A análise espectral de diversos acelerogramas de macrosismos, conduzida recentemente no LNEC, mostra que a variação da densidade espectral de aceleração,  $S$ , com a frequência, apesar de não ser regular, exhibe a tendência geral apresentada na fig. 23 em todos os acelerogramas analisados. Verifica-se, pois, que a parcela mais importante da energia de um sismo está concentrada no intervalo de frequência de 0,4 a 5 Hz e que as densidades espectrais diminuem rapidamente para frequências superiores a 5 Hz. É no entanto de esperar que as curvas de densidade espectral dependam da qualidade do solo e da distância ao epicentro.

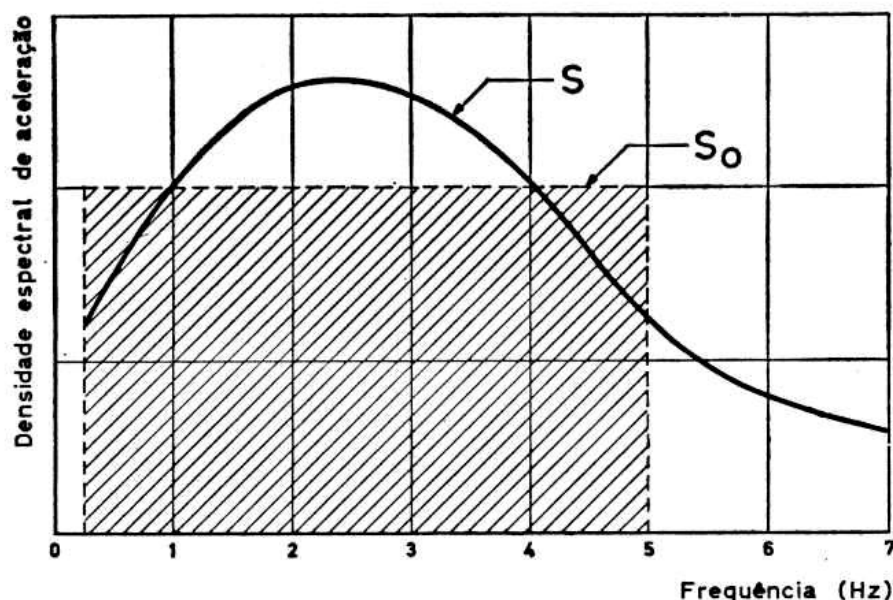


Fig. 23

Portanto, nos estudos experimentais da ação sísmica, os modelos devem ser submetidos a vibrações aleatórias com uma densidade espectral de aceleração, convenientemente reduzida à escala, segundo a lei de variação da fig. 23. No entanto, no precário estado atual dos conhecimentos sobre as características dos sismos, tem-se considerado suficiente, por razões de simplicidade, assimilar os sismos a vibrações aleatórias de densidade espectral,  $S_0$ , constante no domínio de 0,4 a 5 Hz e de densidade espectral nula fora deste domínio. A densidade espectral média dos acelerogramas analisados, no referido intervalo 0,4 a 6 Hz, é indicada no Quadro 3.

A fim de julgar da segurança das estruturas é necessário atribuir um valor à densidade espectral. No caso de uma sismicidade análoga à da Califórnia e de Lisboa, está-se seguindo no LNEC o critério de exigir que a estrutura não sofra o colapso para uma densidade espectral  $S = 700 \text{ cm}^2/\text{s Hz}$ , atuando durante 30 s.

Para cada caso é necessário fixar um valor, tendo em atenção a sismicidade da região, a natureza do solo e os riscos envolvidos no colapso da estrutura.

## 5.2 — Condições de semelhança.

Vejamos quais as condições de semelhança a que têm de obedecer os modelos.

Consideraremos somente a hipótese das deformações elásticas. Dada a duração, muito curta, dos ciclos de variação das tensões em cada ponto, tal hipótese verificar-se-á em regra mais satisfatoriamente do que para os equilíbrios estáticos comuns nos quais os tempos em que se mantém instalado um valor do estado de tensão num ponto muito maiores. Em estruturas de betão não armado e em muitos outros casos de comportamento frágil deve ser razoável considerar que as deformações se mantêm elásticas até à rotura, o que simplifica substancialmente as exigências da semelhança.

Consideremos um modelo elástico à escala  $\frac{1}{\lambda}$  e seja  $\frac{1}{\mu} = \frac{E_m}{E_p}$  a escala dos módulos de elasticidade e  $\frac{1}{\rho} = \frac{\rho_m}{\rho_p}$  a escala das densidades. Para se verificar a semelhança basta escolher para escala dos tempos  $\frac{1}{\tau} = \frac{1}{\lambda} \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$ , isto é, as forças, ou no caso das ações sísmicas as acelerações, podem ser aplicadas ao modelo com grandezas de qualquer valor.(1).

No Quadro 4 apresentam-se as condições de semelhança a satisfazer pelas diversas grandezas, para as hipóteses de ser fixada a escala de forças,  $\frac{1}{\varphi}$ , ou a escala das acelerações,  $\frac{1}{a}$ .

No caso de um estudo até à rotura, suposto o comportamento elástico, há que considerar uma condição complementar: as tensões de



rotura à tração,  $\sigma_t$ , e à compressão  $\sigma_c$ , têm de obedecer à escala das tensões:

$$\frac{\sigma_{tm}}{\sigma_{tp}} = \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{cp}} = \frac{1}{\alpha}$$

isto é, a escala das tensões é determinada pelo material usado no modelo. Portanto, no caso de ser fixada a escala das forças,  $\frac{\lambda^2}{\varphi} = \frac{1}{\alpha}$ , isto é, o seu valor tem de ser  $\frac{1}{\varphi} = \frac{1}{\lambda^2 \alpha}$ . Quando se fixam as acelerações, terá de ser  $\frac{1}{\lambda a \rho} = \frac{1}{\alpha}$ , isto é,  $\frac{1}{a} = \frac{\lambda \rho}{\alpha}$ ,

Quando haja a considerar a ação do peso próprio, uma vez que se esteja admitindo o comportamento elástico, essa ação pode ser considerada separadamente e adicionados os efeitos. Porém, se se desejar conduzir um estudo até à rotura, então o peso tem de respeitar a escala das forças, isto é,  $\frac{1}{\varphi} = \frac{1}{\lambda^3 \rho}$ . Como, além disso, é necessário respeitar a condição de rotura, tem de ser:

$$\frac{1}{\varphi} = \frac{1}{\lambda^3 \rho} = \frac{1}{\lambda^2 \alpha}$$

isto é,

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\lambda}{\alpha}$$

Regra de Galileu, ver artigo [12]  
do Prof. Lobo Carneiro

Como em regra é difícil satisfazer a esta condição, pode recorrer-se ao artifício que consiste em aplicar ao modelo forças que correspondam a aumentar o peso do modelo. Em tal caso é necessário garantir que os dispositivos de aplicação de tais forças não perturbem o equilíbrio dinâmico do modelo.

No caso de serem ficadas as acelerações, tem de ser:

$$\frac{1}{\lambda^3 a \rho} = \frac{1}{\lambda^3 \rho} = \frac{1}{\lambda^2 \alpha}$$

donde:

$$\frac{1}{a} = 1 \quad \text{e} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{\lambda}{\alpha}$$

Consideremos agora o caso do comportamento para além da fase elástica e suponhamos que os materiais do protótipo e do modelo satisfazem às condições gerais de semelhança enunciada no Cap. 4,

em particular que os diagramas de solicitação uniaxial estão relacionados conforme é indicado na fig. 13. Podemos ainda supor, por razões já atrás indicadas, que não há que considerar o efeito de tempo nas deformações dos materiais, isto é, efeito de fluência. Então, há que repetir uma escala dos tempos:

$$\frac{1}{\tau} = \frac{1}{\lambda} \sqrt{\frac{1}{\rho} \frac{\lambda}{\alpha}}$$

isto é, uma vez fixada a escala e os materiais do modelo, as forças, ou as acelerações, têm de ser aplicadas a uma certa escala dos tempos.

As relações de semelhança a considerar obtêm-se das indicações no Quadro 4 fazendo  $\frac{1}{\mu} = \frac{\beta}{\alpha}$  e  $\frac{1}{\varphi} = \frac{1}{\lambda^2 \alpha}$ , no caso da fixação das forças, e  $\frac{1}{\mu} = \frac{\beta}{\alpha}$  e  $\frac{1}{a} = \frac{\tau^2}{\lambda \beta} = \frac{\lambda \rho}{\alpha}$ , no caso da fixação das acelerações.

### 5.3 — Técnicas de ensaio.

Nos ensaios sísmicos de modelos é em primeiro lugar necessário impor ao modelo uma vibração aleatória com uma dada distribuição da densidade espectral de aceleração. Para tal, utiliza-se um gerador de vibrações, essencialmente constituído por um vibrador electromagnético, com uma potência de 10 000 watts numa banda de frequências que vai de 4 a 5 000 Hz. Na fig. 24 vê-se o vibrador aplicado a um modelo de microbetão de uma Barragem de contrafortes. A potência do vibrador limita a escala dos modelos, pelo que nos ensaios até agora realizados se adotou a escala  $\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{200}$ . Nos ensaios que temos efetuados de modelos de microbetão, as frequências do intervalo 0,4 a 4 Hz correspondem, para  $\frac{1}{\lambda} = \frac{1}{200}$ , à frequência de 80 a 1 000 Hz; a duração de 30 s se admitida para o sismo, como atrás se referiu, corresponde à duração de 0,15 s no modelo.

Na fig. 25 apresenta-se um esquema da montagem usada nos ensaios sísmicos. Como se vê, o amplificador de potência pode ser alimentado por tensões elétricas de variação sinusoidal ou aleatória. Um igualizador de espectro torna possível assegurar uma densidade espectral constante ou variações de uma frequência obedecendo a uma dada lei. A densidade espectral de potência de aceleração real-

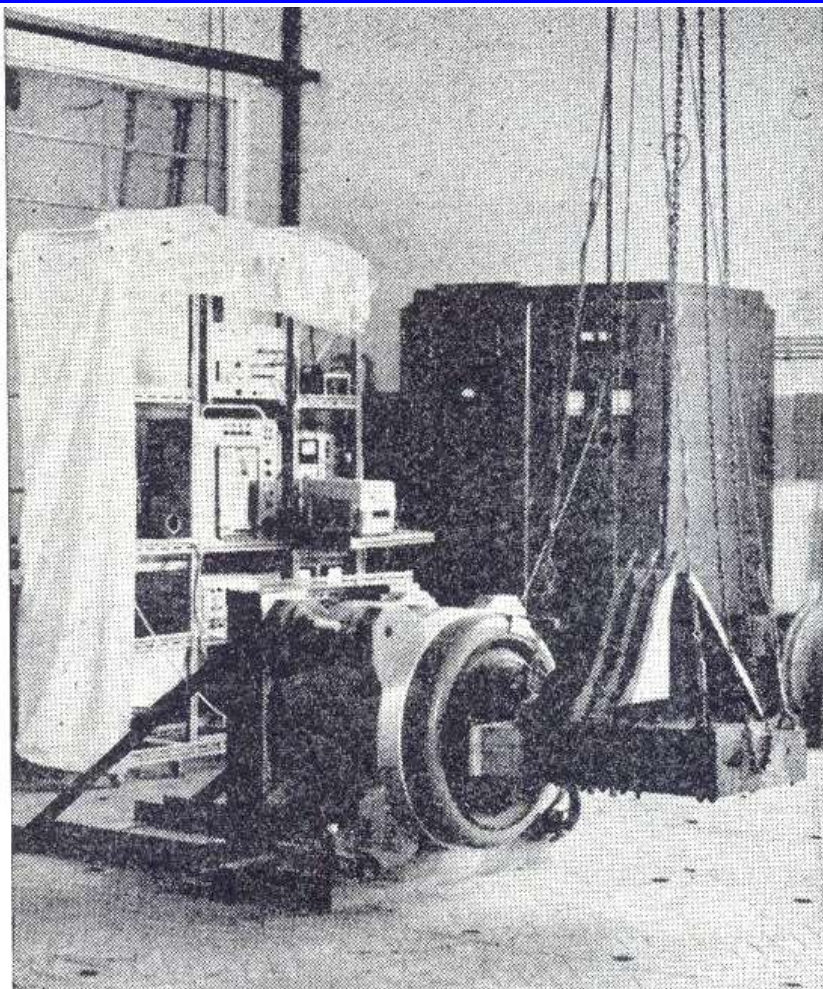


Fig. 24

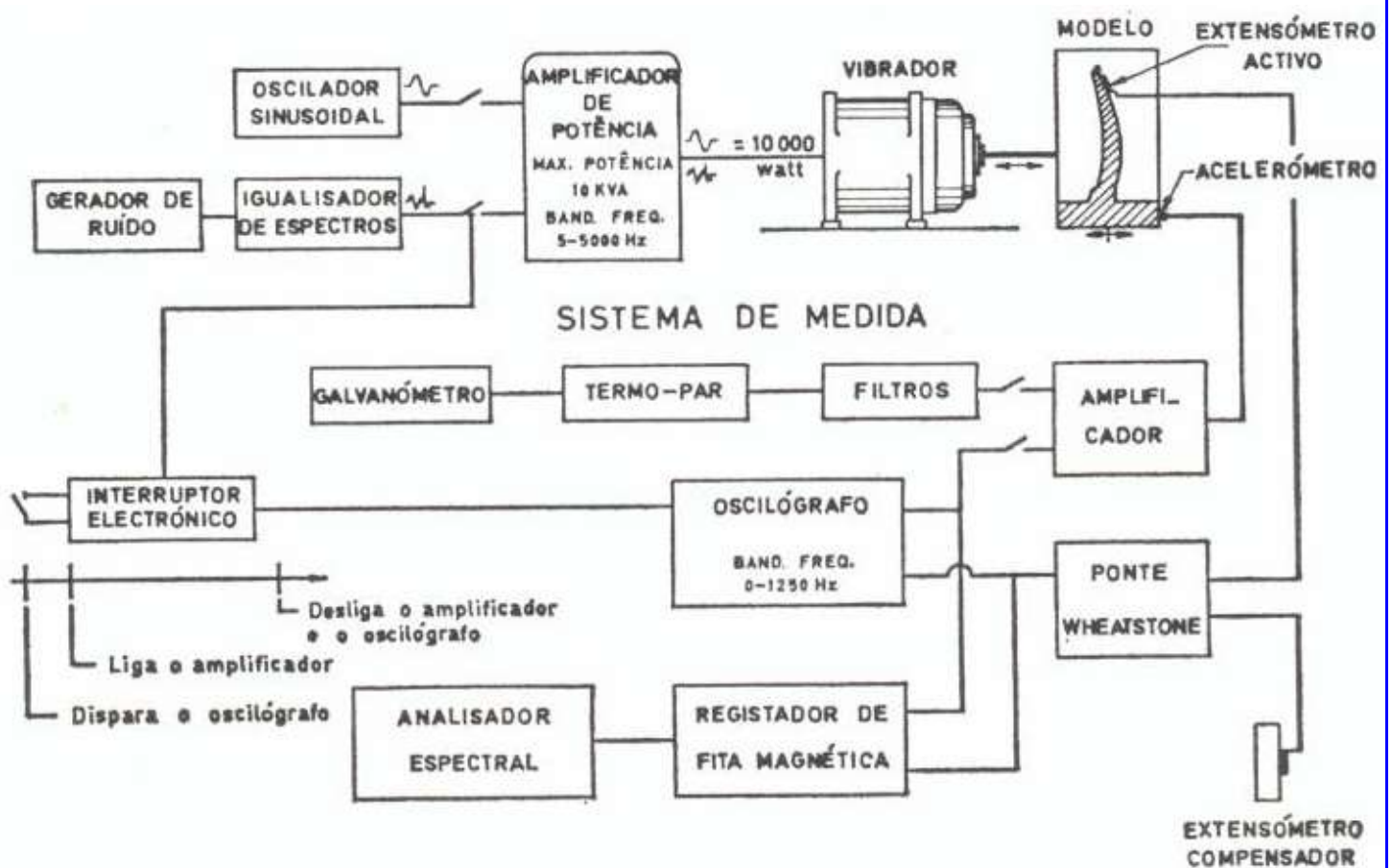


Fig. 25

mente instalada num dado intervalo de frequências pode ser determinada por meio de acelerômetros colocados na fundação do modelo, com um conjunto constituído por um filtro variável, um retificador e um galvanômetro. É necessário tomar precauções para evitar que a vibração do modelo influencie a vibração da sua fundação no ponto ou pontos em que se fazem as determinações da aceleração.

Nos modelos são em geral medidos deslocamentos, acelerações e extensões. As extensões são medidas com extensômetros elétricos e registadas por um conjunto constituído por uma ponte de Wheatstone e de um oscilógrafo de banda de frequência larga. Este conjunto permite o registo simultâneo de 8 canais em papel sensível aos ultra-violetas e é usado no registo de extensões e de acelerações. Também é possível fazer os registos em fita magnética e analisá-los posteriormente com um analisador eletrônico do espectro de potência.

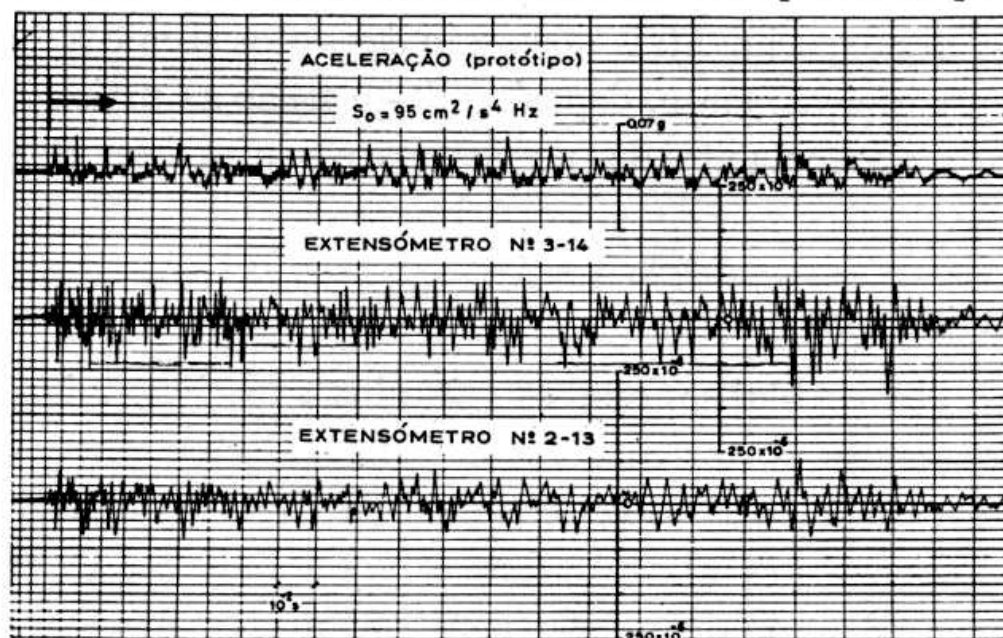


Fig. 26

Na fig. 26 apresentam-se registos típicos das acelerações na fundação e das extensões em dois pontos, obtidos no estudo da ação de um sismo, com uma densidade espectral de potência de aceleração  $S_0 = 95 \text{ cm}^2/\text{seg Hz}$ , atuando na direção normal ao plano do contraforte que se vê na fig. 24. As escalas das acelerações e das extensões indicadas referem-se ao protótipo e a escala dos tempos refere-se ao modelo. É de frisar o caráter aleatório conseguido para intervalos de tempo de poucos décimos de segundo. Os contrafortes foram ensaiados também até à rotura.

Ensaaiaram-se já, também, modelos de microbetão, de plástico e de mistura gesso-diatomite de uma barragem abóbada (fig. 27).

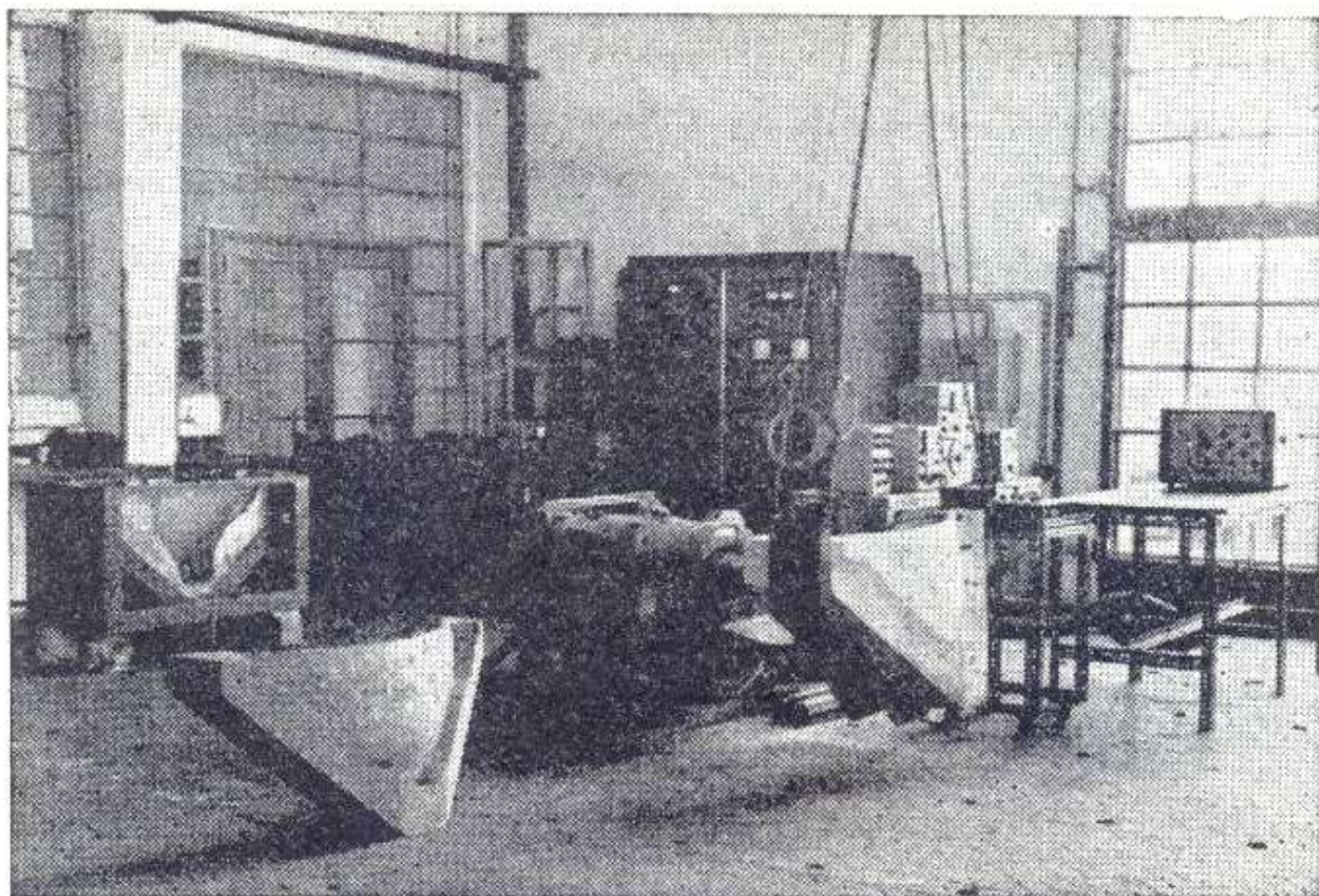


Fig. 27

As técnicas experimentais de ensaio das ações sísmicas ainda estão em fase de aperfeiçoamento, depositando-se nelas as maiores esperanças para o esclarecimento de numerosos e muito importantes problemas.

“Barragens de Concreto em Abóbadas” continua sendo uma tema atual em Portugal, como se pode observar nas duas teses apresentadas a seguir.



## ESCOLHA DE FORMAS DE BARRAGENS ABÓBADA

José Alberto Garcia Meliço

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia

Monte da Caparica

2010

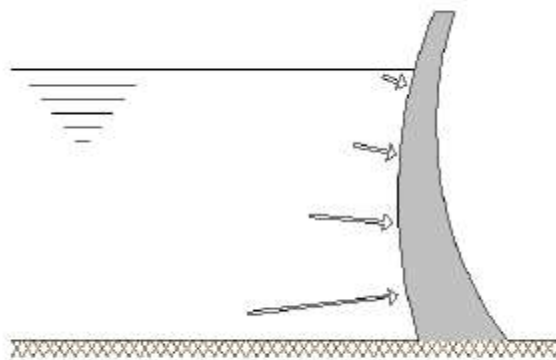


Figura 1.3 – Barragens abóbada: perfil esquemático e barragem de Gordon (Austrália, 1962) (fonte: [www.wikimedia.org](http://www.wikimedia.org)).

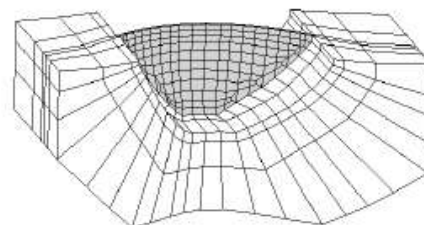
*“As barragens abóbada são aquelas em que a forma é determinante para resistir à pressão da água, funcionando a estrutura como arco, sendo as forças transferidas para os apoios, o que requer a existência de maciços rochosos de boa qualidade. Estas barragens são as mais esbeltas e as que mobilizam menos quantidade de betão na sua construção. Quando a barragem tem curvatura apenas em planta, é chamada de abóbada cilíndrica. Quando a barragem é curva na vertical e na horizontal, é designada por abóbada de dupla curvatura (Figura 1.3). As barragens abóbada têm formas mais complexas que as barragens de gravidade, sendo mais exigente o seu projecto e a sua construção”*



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil



## Utilização de modelos de elementos finitos tridimensionais no cálculo estrutural de barragens de betão

PEDRO FILIPE QUEIROZ SARMENTO

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pelo Instituto Superior de Engenharia de Lisboa no âmbito do protocolo de cooperação entre o ISEL e o LNEC

Dezembro de 2010

*“As barragens abóbada são estruturas de betão em massa com curvatura em planta e em altura, com a convexidade voltada para montante, por forma a que para as acções principais (peso próprio, pressão hidrostática e variações térmicas) não ocorram tensões de tracção significativas: desta forma tira-se partido do facto da resistência do betão à compressão ser substancialmente superior à sua resistência à tracção. Devido ao efeito de arco, o peso próprio e o impulso hidrostático são transmitidos para as encostas através de um campo de tensões caracterizado por tensões de compressão aproximadamente perpendiculares às encostas.*

*Existem barragens de curvatura simples (apenas em planta) e de dupla curvatura (em planta e em altura); nestas obras a espessura é, em geral, reduzida podendo contudo classificar-se como esbeltas, pouco espessas ou espessas. Estas barragens podem atingir alturas bastante elevadas, sendo aconselhada a sua escolha para regiões com vales acentuados em maciços rochosos de boa qualidade ( maciço de fundação com elevada resistência ).”*

continuação....

## 6 — CONCLUSÃO

Do exposto conclui-se que os métodos experimentais de ensaio do comportamento das estruturas se encontram em plena evolução. Depois do aparecimento há pouco mais de duas décadas dos extensômetros elétricos, que abriram largas possibilidades, os progressos recentes que acabamos de referir constituem contribuições para um aumento substancial do domínio de utilização dos modelos.

De fato, existe atualmente a possibilidade de considerar nos estudos sobre modelo tôdas as solicitações que interessam ao engenheiro civil: as fôrças de superfície, o pêso próprio, a temperatura e as vibrações, em particular as devidas aos sismos. Quanto aos materiais obedecendo às condições de semelhança, existe hoje uma larguíssima gama de possibilidades, no caso dos equilíbrios elásticos. Para os estudos fora da fase elástica encontram-se ainda sérias dificuldades quando os modelos não podem ser construídos com os mesmos materiais dos protótipos, como acontece quando há necessidade de reproduzir o pêso à custa do pêso próprio do modelo. Quanto às meditações a efetuar sobre os modelos não se encontram hoje quaisquer dificuldades na medição de deslocamentos e de extensões, quer em regime estático quer dinâmico. Para os estudos além da fase elástica terá o maior interêsse o desenvolvimento de células adequadas para medição direta das tensões nos modelos.

Os modelos continuam constituindo uma preciosa ferramenta, quer para o investigador, permitindo a verificação de teorias de cálculo e constituindo uma fonte de inspiração para a sua formulação, quer para o projetista, libertando-o da severa sujeição às soluções capazes de serem dimensionadas pelos métodos de cálculo disponíveis, em especial quando preocupações de economia aconselham a consideração das tensões de rotura.



## Barragem do Alto Lindoso (abóbada de dupla curvatura) - 1993



A barragem do Alto Lindoso, é considerada a maior central de produção de energia hidroeléctrica e uma das mais altas construções de Portugal. Esta encontra-se em funcionamento desde 1993, localizada no rio Lima, a escassas centenas de metros da fronteira com Espanha, onde se situa grande parte da bacia hidrográfica do aproveitamento.

Esta barragem é do tipo arco-abóbada com uma cota de coroamento de 339 metros e comprimento de 297 metros. A altura acima da fundação de granito é de 110 metros. A central encontra-se dividida por andares onde o último andar está situado a 350 metros de profundidade do edifício de comandos da subestação com ligação à rede de 18/400 kV.

A característica mais relevante do aproveitamento do Alto Lindoso é a potência dos seus dois grupos geradores de 317 MW no veio da turbina de cada grupo, facto que os torna as mais potentes unidades de produção de energia eléctrica instaladas em Portugal. Em média a sua produção anual é de 970 milhões de KWh, equivalentes ao consumo anual de 440 mil portugueses.

## BIBLIOGRAFIA

- 1 — ROCHA, M. — Dimensionamento experimental das estruturas. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1952, memória n.º 21.
- 2 — ROCHA, M. — Practical application of models. Anais do Colóquio Internacional da RILEM sôbre Modelos de Estruturas, Relato Geral, Madrid, 1959.
- 3 — ROSANOV, N. — Études sur modèles élastiques de la statique des ouvrages hydrauliques. Anais do Simpósio sôbre Modelos de Barragens de Betão, comunicação n.º 10, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1963.
- 4 — SERAFIM, J. L. e POOLE DA COSTA, J. — Métodos e materiais para o estudo em modelo, das tensões devidas ao pêso próprio em barragens. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1960, memória n.º 154.
- 5 — SILVEIRA, A. — As variações de temperatura nas barragens. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1962, memória n.º 177.
- 6 — ROCHA, M. e SERAFIM, J. L. — Determinação das tensões de origem térmica de barragens abóbada por meio de modelos. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1960, memória n.º 133.
- 7 — ROCHA, M. e SILVEIRA, A. — The use of models to determine temperature stresses in concrete arch. dams. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1964, memória n.º 230.
- 8 — MORI, C. — Experimental determination of thermal stresses in concrete dam models. Anais do Simpósio sôbre Modelos de Barragens de Betão, comunicação n.º 1, Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1963.
- 9 — ROCHA, M. — Similarity conditions in model studies of soil mechanics problems. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1953, memória no.º 35.
- 10 — WEIBULL, W. — A statistical theory of the strength of materials. Stockholm, Ingen. Vetens. Akad., 1949, handl<sub>2</sub> n.º 151.  
WEIBULL, W. — A statistical representation of fatigue failure in solids. Stockholm, Kungl. Tek. Hogskol, 1949, handl, n.º 27.
- 11 — BORGES, J. F. — Statistical theories of structural similitude. Anais do Colóquio Internacional da RILEM sôbre Modelos de Estruturas, Madris, 1959.
- 12 — SMITH, G. e YOUNG, L. — Ultimate flexural analysis based on stress-strain curves of cylinders. Journal of American Concrete Institute, Detroit, 1963.
- 13 — BORGES, J. F. e ARGALIMA, J. — Crack and deformation similitude in reinforced concrete. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1961, memória n.º 162.

- 14 — ALAMI, Z. Y. e FERGUFON, P. M. — Accuracy of models used in research on reinforced concrete. *Journal of American Concrete Institute-Detroit*, 1963, vol. 60 (11).
- 15 — FUMAGALLI, E. — Modeles géomécaniques des réservoirs artificiels: matériaux, technique d'essais, exemples de reproduction sur modeles. *Anais do Simpósio sobre Modelos de Barragens de Betão, comunicação n.º 2*, Lisboa, 1963, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 16 — ROCHA, M. e SERAFIM, J. L. — O problema de segurança das barragens abóbada. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1960, memória n.º 142.
- 17 — BORGES, J. F.; PEREIRA, J.; RAVAZA, A. e PEDRO, J. O. — Seismic studies on concrete dam models. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1964, memória n.º 226.
- 18 — HOUSNER, W — Behaviour of structures during earthquakes. Nova York, American Society of Civil Engineers, *Journal Mech. Ing. Civ.*, 1959.
- 19 — BYCROFT, N. — Analogue computer techniques in aseismic design. *Anais na 2.ª Conferencia Mundial de Engenharia Sísmica*, Tokio, 1960.

+ + +