

Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 26 (1966)

Artikel: Le développement des essais sur modèles réduits de structures et l'exploitation des résultats
Autor: Oberti, Guido
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-20885>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 13.10.2024

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Le développement des essais sur modèles réduits de structures et l'exploitation des résultats

Entwicklung der Modellversuche und Auswertung der Ergebnisse

*The Development of Tests on Reduced-scale Models of Structures and the
Application of the Results*

GUIDO OBERTI

Prof., Turin

I. Généralités

Si l'on admet une structure idéale en matériau élastique, homogène et isotrope, la théorie donne la solution du problème statique à condition que l'on puisse déterminer les charges, définir les liaisons et préciser, en particulier, les caractéristiques de déformabilité et de continuité des matériaux de fondation. Ces conditions obligent en général à ajouter encore d'autres hypothèses à celles admises d'abord; par exemple, dans l'étude des barrages, à négliger l'effet des joints, la déformation des fondations due à la présence de failles et de fissurations, etc. Toutefois, même ainsi, l'intégration des systèmes d'équations aux dérivées partielles, auxquels on aboutit, est extrêmement laborieuse et, pour achever le calcul, afin d'obtenir les résultats numériques qui intéressent l'ingénieur, on doit introduire d'autres schématisations, adopter des méthodes d'approximations successives, et l'on obtient à la fin des résultats valables pour un «modèle théorique» de la structure, mais qui peuvent être assez éloignés de la réalité.

De ce fait, on a jugé opportun d'associer aux méthodes traditionnelles de calcul d'autres méthodes de recherche, afin de se rapprocher — autant que possible — du problème réel et, en conséquence, d'étayer la théorie et d'en compléter les résultats. On a donc étudié expérimentalement les structures (et surtout les barrages) en examinant leur comportement (statique et dynamique) tant sur les ouvrages déjà construits que sur modèles.

La première méthode, *essai «in situ»*, appliquée directement au «prototype», c'est-à-dire au modèle réel en vraie grandeur, devrait être la plus féconde en

enseignements. En réalité, tout en étant d'un grand intérêt, elle est malaisée, tant pour l'installation, du fait de l'appareillage complexe et coûteux nécessaire, que pour l'interprétation, à cause du grand nombre de variables en jeu.

Il est bon d'observer que les inconnues traditionnelles du problème statique d'une structure sont les « contraintes », c'est-à-dire les composantes scalaires du tenseur double, symétrique, qui caractérise l'effort au point considéré.

En effet, il est assez difficile de déduire la valeur de ces contraintes, pour différents motifs et, en premier lieu, parce que les déformations, qui font l'objet principal des mesures, dépendent notablement d'effets (déplacements d'ensemble, température, humidité, viscosité du matériel) qui faussent la conversion en contraintes, sans y apporter — tout du moins dans la majorité des cas — des contributions substantielles.

La seconde méthode — c'est-à-dire l'*essai sur modèle réduit* — s'effectue dans l'ambiance tranquille du laboratoire, permet l'analyse et le réglage fin des actions en jeu, rend moins épineuse la recherche expérimentale et offre, par rapport à la première, la précieuse possibilité d'effectuer les essais au stade du projet, permettant ainsi de modifier ou de mettre au point la solution à la lumière des résultats acquis au fur et à mesure.

Pour les structures tridimensionnelles, notamment, les essais sur modèles s'avèrent utiles pour l'exploitation des résultats, en vue de renseigner sur l'allure et sur l'amplitude des contraintes, ainsi que pour élaborer, dans le domaine élastique, les méthodes de calcul se rapprochant le mieux des conditions réelles d'exploitation de la structure. En particulier, ces essais sont le seul moyen permettant d'obtenir des données pour des structures destinées à être réalisées sur des fondations ou des sols hétérogènes ou présentant des particularités constructives susceptibles d'influer, de quelque façon que ce soit, sur le régime des contraintes.

De plus, le modèle peut nous donner des indications utiles, non seulement en ce qui regarde les effets des charges extérieures appliquées à la structure, mais aussi au sujet des déformations dérivant des sollicitations dues au poids propre, aux variations de température, aux séismes.

Depuis quelque temps, enfin, les essais de rupture sur modèles — dont je suis partisan depuis longtemps — semblent devenir de plus en plus intéressants pour l'ingénieur, surtout lorsqu'il s'agit de vérifier les marges de sécurité des structures dont il étudie le projet ou de comparer différentes solutions; bien entendu, ces essais doivent être complétés par des études approfondies des matériaux, par l'analyse de l'approximation atteinte dans les conditions de similitude, enfin par une exploitation subtile et prudente des résultats obtenus.

Pour tout modèle réduit, la première étude doit envisager la détermination des grandeurs physiques concernant le problème en question, afin de se rapprocher de la similitude totale. Or il n'est pas toujours possible d'y arriver en employant pour le modèle les mêmes matériaux que pour le prototype; nous savons d'autre part, en ce qui regarde le domaine élastique, qu'on peut choisir

largement les matériaux, à condition d'accorder quelque attention au coefficient de Poisson, en employant le modèle tout simplement comme une expèce de machine à calculer les contraintes (par la mesure des déformations). En tout cas, le modèle une fois construit, il faut mettre ce dernier en charge, compte tenu des rapports existant entre les différentes catégories de forces en jeu, de la possibilité de répéter aisément les charges et d'en varier l'intensité suivant les exigences de l'expérimentation.

Nous parlerons dans ce qui suit de la théorie des modèles, du développement de la technique des essais et de l'exploitation des résultats, en nous référant surtout aux essais sur modèles exécutés à l'ISMES de Bergamo (Italie).

2. Les bases de la théorie des modèles

a) Analyse dimensionnelle

L'analyse dimensionnelle, étroitement liée à la théorie des modèles, apporte une aide valable dans l'étude des problèmes les plus divers de la mécanique et, particulièrement, de ceux qui intéressent les structures. Soit

$$q_x = f(q_1, q_2, \dots, q_n/\mathfrak{S}) \quad (1)$$

l'équation physique initiale exprimant la valeur q_x de la grandeur inconnue cherchée Q_x à l'aide des valeurs mesurées q d'un certain nombre n d'autres grandeurs Q , constituant les grandeurs typiques du phénomène étudié, et d'un (ou plusieurs) arguments pur, c'est-à-dire sans dimensions, \mathfrak{S} , autrement dit indépendants des arguments dimensionnels q .

Parmi les n grandeurs Q , il y en aura un certain nombre $m < n$ qui seront dimensionnellement indépendantes: $\bar{Q}_1 \bar{Q}_m$ (grandeurs fondamentales) et la mesure de l'une quelconque de celles qui restent (grandeurs dérivées) dépendra dimensionnellement de ces grandeurs fondamentales. Si l'équation (1) est complète¹⁾, l'inconnue Q_x dépendra aussi dimensionnellement des grandeurs fondamentales; autrement dit, il doit y avoir pour elle, comme pour toutes les grandeurs dérivées, m constantes α telles que le rapport

$$\pi_x = \frac{q_x}{\bar{q}_1^{\alpha_1} \dots \bar{q}_m^{\alpha_m}}$$

soit sans dimension.

Et l'équation (1) peut alors se réduire à une équation «pure», du type:

$$\pi_x = \mathfrak{S}(\pi/\mathfrak{S}) \quad (2)$$

¹⁾ En ce sens que, par rapport à n'importe laquelle des valeurs fondamentales, la nouvelle équation soit équivalente à la transformée de l'équation initiale.

entre seuls facteurs invariables, avec les rapports sans dimension π relatifs aux grandeurs dérivées au nombre de $n - m$.

Ou, sous forme explicite:

$$q_x = \bar{q}_1^{\alpha_1} \dots \bar{q}_m^{\alpha_m} \mathfrak{F}(\pi/\mathfrak{F}). \quad (2')$$

La théorie, une fois l'équation (2) posée, se poursuit en cherchant (comme signalé dans les généralités) à ramener l'étude du phénomène à un problème analytique bien déterminé, c'est-à-dire à intégrer un système d'équations aux dérivées partielles, complété par les conditions aux limites.

Par contre, le modèle ayant été choisi, on peut toujours, avec l'aide dimensionnelle, obtenir (par l'équation (2)) la plus fidèle vision analytique du problème physique, non plus en vue de l'intégrer mais pour constituer *une liste* de tous ses arguments, dimensionnels et purs, y compris, bien entendu, ceux imposée par les conditions aux limites.

En conséquence, au lieu d'utiliser des méthodes de calcul, ce sera la méthode des modèles qui, dans chaque cas, permettra d'aboutir à des conclusions positives en recourant à l'expérience, adaptée au but cherché: c'est à vrai dire en renonçant à prétendre à l'extrême généralité que cette méthode devient vraiment efficace.

b) Dimensionnement du modèle

Pensons en effet à deux processus physiques (prototype et modèle) auxquels s'applique une même équation pure (2), ayant la même structure du second membre, que nous pourrions appeler l'équation de comparaison.

Les deux processus se correspondent²⁾ chaque fois que les π , ainsi que les \mathfrak{F} coïncident deux à deux, c'est-à-dire (les grandeurs relatives au modèle étant désignées par une apostrophe) chaque fois que l'on a

$$\pi = \pi' \dots \mathfrak{F} = \mathfrak{F}', \quad (3)$$

car ce n'est qu'alors, en définitive, que l'égalité finale

$$q_x = q'_x \left(\frac{\bar{q}_1}{\bar{q}'_1} \right)^{\alpha_1} \dots \left(\frac{\bar{q}_m}{\bar{q}'_m} \right)^{\alpha_m} \quad (4)$$

résolvant le problème sera satisfaite, q'_x étant la valeur de la grandeur cherchée, mesurée sur le modèle.

Ce dernier pourrait être construit et servir de façon rigoureuse chaque fois que le problème physique pourrait dépendre d'un seul rapport sans dimension π , celui de la grandeur en jeu (par exemple le tenseur des efforts). Si, au contraire, il dépend également d'autres rapports π , ces derniers devront, pour satisfaire aux relations (3), avoir dans le modèle des valeurs égales à celles du

²⁾ En d'autres termes, le principe de la similitude mécanique est vérifié; de ce fait les rapports des grandeurs qui interviennent dans ce phénomène se maintiennent constants dans le passage du prototype au modèle.

prototype. En outre, le modèle devra encore respecter l'égalité des arguments purs \mathfrak{F} .

On comprend alors que cela est d'autant moins simple que ces rapports sont plus nombreux; on sait également que — dans de tels cas — il suffit souvent de respecter la similitude pour les seuls rapports sans dimensions qui ont un effet prépondérant.

Ces considérations font ressortir les difficultés que l'essai sur modèle peut rencontrer et qu'il a effectivement rencontrées, particulièrement dans les recherches hydrauliques, électriques et aérodynamiques.

3. Application de la théorie aux modèles des structures

a) Position des problèmes statiques

Dans le domaine plus restreint des structures, même en dehors du simple problème élastique pur, nous nous trouvons sous certains rapports dans des conditions plus favorables; les grandeurs fondamentales qui interviennent dans nos problèmes sont, dans le cas le plus général, les trois grandeurs classiques: longueur, masse et temps, qui peuvent être remplacées par trois autres (à condition que celles-ci soient dimensionnellement indépendantes les unes des autres, ainsi que nous l'avons rappelé). Ces grandeurs se réduisent à deux lorsqu'on examine le seul comportement statique de la structure, étant donné que la variable «temps» disparaît. λ et χ étant alors les rapports de similitude, ou échelle des longueurs et des forces, autrement dit:

$$l/l' = \lambda, \quad f/f' = \chi,$$

il en résulte, en premier lieu, que dans le passage du prototype au modèle, le rapport fondamental π_x qui lie ces deux grandeurs à l'inconnue de base (la contrainte σ) devra rester constant, ou bien que le rapport des contraintes correspondantes ζ sera fixé par la relation:

$$\zeta = \sigma/\sigma' = \chi/\lambda^2, \quad (5)$$

L'échelle des autres grandeurs physiques, ayant les mêmes dimensions qu'une contrainte (modules élastiques, limite de plasticité, charges de fluage et de rupture) qui peuvent intervenir dans le problème, devra être égale à la précédente. Par conséquent, les matériaux constituant les modèles et leurs fondations devront en général respecter ce rapport que nous appellerons *rapport d'efficacité*. Et ceci est l'une des difficultés que l'on rencontre dans les essais sur modèles³⁾.

³⁾ Ce n'est que dans l'étude des problèmes élastiques que cette sujétion pourra être évitée car, dans les limites de la théorie classique, la contrainte ne dépend pas des caractéristiques mécaniques des matériaux (seulement du coefficient de Poisson); ainsi la photo-élasticité, par exemple, utilise pour les modèles des matériaux assez différente de ceux du prototype, qui ne se heurtent pas en général à cette obligation.

Dans le cas particulier de seules forces superficielles, ψ représentant l'échelle des intensités p des charges ($\psi = p/p'$), il en résulte $\chi = \psi \lambda^2$ et en portant dans (5) on en déduit

$$\zeta = \psi, \quad (6)$$

autrement dit, ζ est indépendant de l'échelle et les contraintes dans le prototype seront proportionnelles à celles du modèle dans le rapport ψ .

Dans le cas particulier où les forces agissantes sont, de simples forces de masse et de volume, comme dans le problème des barrages (poids propre, charge hydrostatique), ρ étant l'échelle ou rapport des densités⁴⁾ γ (autrement dit si l'on pose: $\rho = \gamma/\gamma'$) il en résulte: $\chi = \rho \lambda^3$ et la similitude s'identifie à la condition caractéristique

$$\zeta = \rho \lambda. \quad (7)$$

Dans ce cas, les difficultés augmentent et il est opportun d'utiliser des modèles à grande échelle, et d'augmenter — en général par des artifices expérimentaux — la densité du matériau du modèle.

Lorsqu'on parvient à trouver, pour la confection du modèle et de ses fondations, des matériaux respectant les conditions d'invariabilité de ζ , comme nous dirons, et que les rapports d'échelle et de charge obéissent aux précédentes, on peut considérer la similitude comme satisfaite, non seulement entre les limites élastiques, mais encore jusqu'au début de la rupture. Ce résultat nous a permis d'étudier, à l'aide de modèles, le degré de sécurité globale de structures importantes et, en particulier, celui de presque tous les grands barrages italiens construits pendant ces dernières vingt années.

Quand on entreprend des expériences de ce genre, il est bon d'adopter directement comme inconnues fondamentales les déformations unitaires ϵ : celles-ci étant sans dimension, la similitude impose qu'elles soient égales aux points correspondants du prototype et du modèle; on devra, en outre, respecter tous les rapports (sans dimensions) déjà cités et par conséquent, toutes les considérations précédentes restent valables.

Les déformations ϵ sur le modèle étant mesurées, ce qui est possible avec une grande précision grâce aux extensomètres modernes, elles seront donc égales à celles du prototype. Et il s'ensuit que les déplacements (et en particulier les flèches) seront alors proportionnels à l'échelle λ choisie.

*b) Introduction de la variable temps: problèmes d'élasto-viscosité
et problèmes dynamiques*

Dans ce qui précède, nous nous sommes bornés à considérer des problèmes statiques, qui ne sont pas influencés par la variable « temps ».

⁴⁾ Et, par conséquent, également des poids spécifiques apparents, si l'accélération de la pesanteur peut être considérée comme égale dans le prototype et dans le modèle.

En réalité, la résistance d'une structure peut dépendre de la durée d'application des charges du fait de la viscosité dont sont dotés, bien qu'à un degré différent, tous les matériaux de construction. On sait que, dans des cas semblables, la contrainte peut être considérée comme liée linéairement à la vitesse correspondante de déformation par un coefficient ν de viscosité; τ étant l'échelle des temps, le rapport μ des coefficients de viscosité devra être alors égal à:

$$\mu = \chi \tau \lambda^{-2}.$$

En outre, le temps entre encore en jeu lorsqu'on doit étudier les problèmes vibratoires; les actions séismiques présentent ici un intérêt particulier. On doit toujours avoir, pour la similitude des forces d'inertie ($f = ma$),

$$\tau = \lambda \rho^{1/2} \zeta^{-1/2}. \quad (8)$$

Dans certains cas, quand il n'est pas possible d'admettre la superposition des effets, il faut tenir compte que, parmi les forces à considérer, figurent — souvent au premier plan — les forces de gravitation. Dans ce cas, comme il est impossible, évidemment, de modifier la valeur de l'accélération de la pesanteur en passant du modèle au prototype, c'est-à-dire puisqu'il faut considérer cette grandeur comme une constante, il est opportun de considérer l'accélération comme la troisième grandeur fondamentale (au lieu du temps) et son rapport devra être égale à 1. Le rapport des temps τ devra obéir alors à la condition:

$$\tau = \sqrt{\lambda}. \quad (9)$$

Il est bon de remarquer que, pour satisfaire l'équation précédente, il n'est pas possible de travailler sur des modèles constitués par le même matériau que le prototype. En effet, si dans l'équation (8) on impose $\rho = 1$ et $\zeta = 1$ (pour avoir dans le prototype et le modèle le même matériau et donc les mêmes caractéristiques physiques), on aurait $\tau = \lambda$ contrairement à l'équation précédente. Pour satisfaire en même temps les équations (8) et (9), on aboutit encore à la condition de base (7). C'est le cas des modèles de barrages (fig. 1)⁵.

Il faut aussi observer que, au regard des caractéristiques exigées des matériaux du modèle, il y en a d'autres se référant soit aux caractéristiques typiques des séismes (qui sont ordinairement définis par l'intermédiaire de fonctions complexes, comme par exemple les «spectres sismiques»), soit à d'autres caractéristiques des matériaux-modèles: c'est ici le cas, par exemple, des coefficients d'amortissement qui sont à la fois sans intérêt dans les modèles statiques mais très importants dans les modèles dynamiques.

⁵) Dans le cas du premier modèle sismique essayé à l'ISMES, celui du barrage de l'Ambiesta en 1956, on a satisfait la condition (7) en adoptant dans le modèle un matériau convenable (mortier de plâtre et litharge). Et les valeurs des rapports fondamentaux ont été

$$\lambda = 75 \quad \zeta = 50 \quad \rho = \frac{2}{3}.$$

Comme le coefficient d'amortissement η a les dimensions d'une fréquence, si nous appelons f la fréquence de base de la vibration propre de la structure, le rapport:

$$\pi = \eta/f$$

devra rester inchangé dans le passage du prototype au modèle.

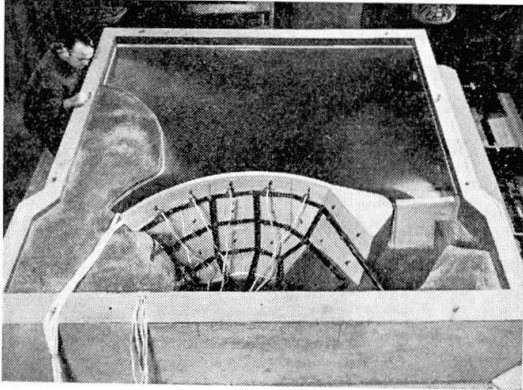


Fig. 1. Essais sismiques sur un modèle de barrage-voûte.

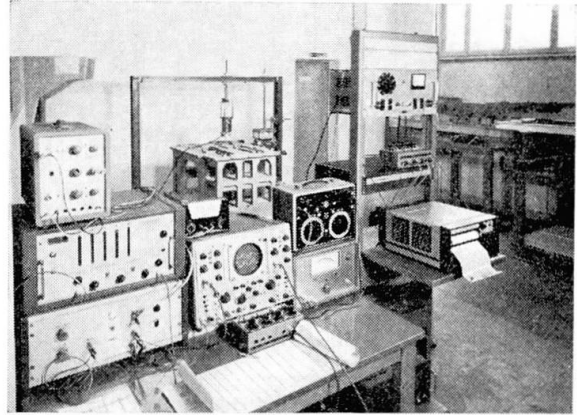


Fig. 2. Essais dynamiques du modèle de la fondation d'un groupe turbo-alternateur.

Il est intéressant de remarquer que les problèmes même plus compliqués de vibrations peuvent être résolus à l'aide de modèles; le banc d'étude équipé d'appareils électroniques classiques d'excitation et de détection des vibrations constitue, de ce fait, une véritable machine à calculer spécialisée qui offre les avantages de l'appréciation des influences résultant de la variation de certaines grandeurs. On peut citer, en particulier, la détermination des processus de vibration du massif de fondation d'un groupe turbo-alternateur (fig. 2), l'évaluation des fréquences dangereuses et l'appréciation des déplacements des supports.

c) Modèles thermiques

L'étude expérimentale des effets thermiques sur les structures exige:

1. La reproduction sur un modèle, dont le matériau présente des caractéristiques mécaniques satisfaisant (si possible) l'équation (7), et qui peut être confectionné avec les discontinuités (joints) et les possibilités de dilatation existant dans la structure réelle.

2. La reproduction de la loi de distribution de la température à l'intérieur de l'ouvrage pour des conditions de régime thermique variable.

3. La connaissance du coefficient de diffusion a des matériaux en jeu (pour le béton, on admet $a = 0,003-0,004 \text{ m}^2/\text{h}$).

Les échelles des deux nouvelles grandeurs (température et temps) dérivant de 1. et 2. sont déterminées aisément grâce aux théories de la thermo-élasticité et de la diffusion de la chaleur qui obéit à l'équation classique de Fourier.

Dans le cas du modèle du grand barrage voûte de Valle di Lei, le premier essai à l'ISMES (1957) pour les effets thermiques, les échelles adoptées étaient

$$\begin{array}{ll} \text{longueurs} & \lambda = 66,6, \\ \text{contraintes} & \zeta = 6,4, \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{température} & \theta = 1, \\ \text{temps} & \tau = 860, \end{array}$$

toutes d'emploi suffisamment pratique.

L'appareillage pour l'application de l'action thermique sur les parements du modèle (fig. 3) était constitué par des résistances électriques alimentées sous une tension variant non seulement avec le temps mais aussi avec le niveau de l'eau du réservoir, de sorte qu'on pouvait réaliser la combinaison des deux types fondamentaux de sollicitation. Ces essais ont confirmé la grande influence des actions thermiques sur les déplacements des barrages, comme d'ailleurs les essais en place avaient permis de le constater.

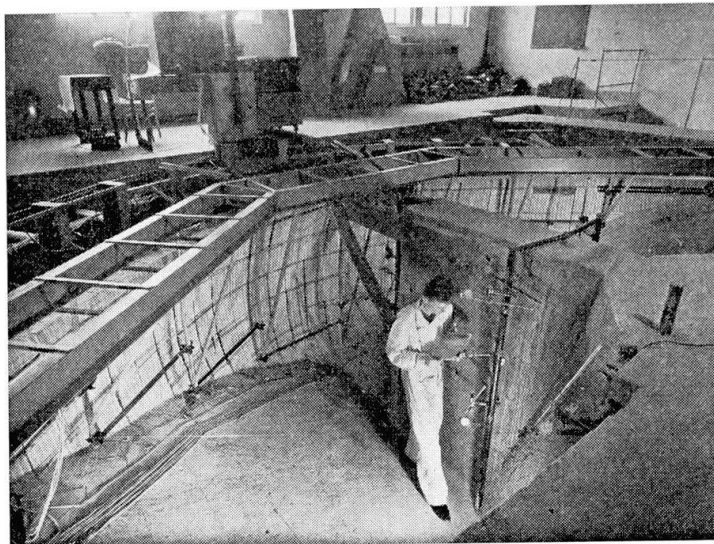


Fig. 3. Essais thermo-élastiques sur un modèle de barrage poids-voûte.

Les essais sur modèles thermo-élastiques s'avèrent également de grand intérêt pour l'étude du comportement statique des caissons, en général en béton précontraint, adoptés dans les centrales nucléaires.

4. Matériaux pour modèles de structures en béton

Les expériences de l'ISMES ayant généralement pour but d'établir le comportement de la structure au-delà des limites élastiques, il y a lieu de se demander comment on peut réaliser la correspondance susdite, vu la complexité des phénomènes accompagnant les états de déformation; à moins que l'on n'emploie les mêmes matériaux, ou tout au moins des matériaux susceptibles d'assurer une analogie dirons-nous «rhéologique».

C'est pourquoi l'ISMES s'efforce, chaque fois que la chose s'avère possible, à reproduire le béton normal ou, si les facteurs d'ordre pratique et les exigences de la similitude l'imposent, utilise des mortiers de ciment ou de chaux et d'agrégats à faible résistance (pierre ponce, trachyte, tuf pouzzolanique, etc.).

Les matériaux en question doivent logiquement posséder des caractéristiques d'homogénéité statistique. Il faut encore éviter toute «coaction» à l'intérieur de la structure représentée⁶⁾ qui empêcherait pratiquement l'étude de la corrélation entre états de contrainte et modalités de rupture, les causes qui déterminent ces phénomènes et leur distribution étant difficiles à évaluer.

Pour cela l'ISMES a mis au point la technique des modèles humides. Comme il est pratiquement impossible d'obtenir un durcissement homogène des couches de mortier, si ce durcissement est accompagné d'évaporation d'eau, le degré différent d'humidité résiduelle détermine évidemment des variations dans les caractéristiques du matériau d'une zone à l'autre⁷⁾.

L'emploi de mélanges contenant de l'eau en excès par rapport à la composition normale, avec adjonction de plastifiants pour faciliter la mise en œuvre des mortiers, assure un degré élevé d'homogénéité. La possibilité de traiter aisément les mortiers ainsi obtenus évite les dérangements dérivant des effets de paroi, des épaisseurs limitées et de la présence d'armatures ou d'encombres divers. L'addition de plastifiants, même à haut dosage (on emploie habituellement des bétonites activées) élimine tout danger de ségrégation des composants du mortier. Un vernissage approprié termine le modèle.

Restent à établir — en dehors des expériences physico-mécaniques ordinaires (résistance à la rupture et module d'élasticité pour compression, flexion et traction pure) — la mesure et les limites dans lesquelles ces mortiers de pierre ponce respectent, dans le rapport ζ , les caractéristiques du béton du prototype, notamment en dehors du domaine élastique.

Il suffira de considérer deux aspects de la question. Le premier se rattache à la corrélation entre béton et mortier pour modèle, en ce qui regarde les courbes (σ, ϵ) contraintes-déformations (fig. 4).

Ces courbes doivent satisfaire aux conditions suivantes

$$\sigma = \zeta \sigma', \quad \epsilon = \epsilon',$$

⁶⁾ Nous appelons «coaction» tout type de contrainte «propre» qui peut se produire à cause de l'hyperstaticité de la structure. Ces contraintes de seconde espèce, bien connues dans les problèmes thermoélastiques, sont dues au fait que la déformation est empêchée. Dans un modèle, comme dans un ouvrage existant, il est donc impossible de les relever avec les moyens habituels (extensomètres). La seule manifestation extérieure de ces «coactions» est une fissuration, lorsqu'on a affaire à des tractions suffisamment élevées; mais l'apparition même de la fissure provoque la disparition de la contrainte qui l'a provoquée.

⁷⁾ Le retrait dans les différentes couches varie aussi en fonction de l'humidité résiduelle, ce qui cause des états souvent élevés de coaction interne, dont la détermination se révèle, de toute évidence, impossible.

qui correspondent justement à une relation d'affinité (ayant son centre à l'infini dans la direction σ_∞).

Nous avons remarqué que, suivant l'ordre de variabilité constaté dans la pratique pour les différents types de béton, les mortiers de pierre ponce peuvent bien satisfaire à ce rapport d'affinité⁸⁾.

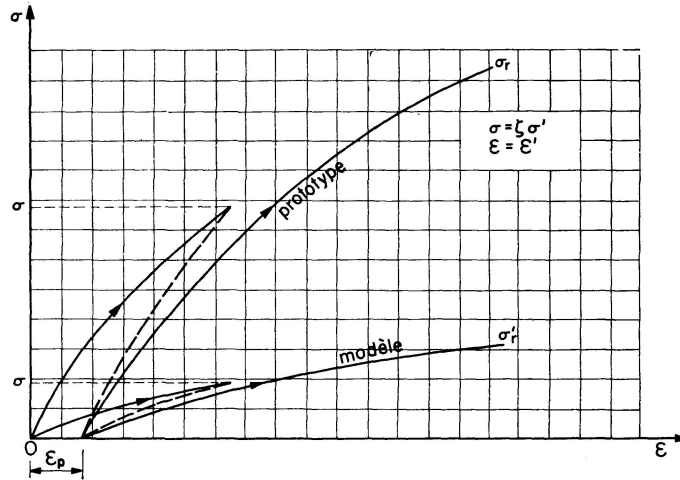


Fig. 4. Comparaison entre les diagrammes (σ , ϵ) des matériaux du prototype et du modèle.

La détermination des « courbes intrinsèques » de résistance des matériaux au moyen d'essais de rupture pour des états de tension pluriaxiale (contraintes biaxiales et triaxiales) est un type d'essai très représentatif par rapport à la similitude plus générale et il constitue le deuxième aspect de cette question. Des expériences ont été développées à l'ISMES, sur les bétons normaux comme sur les mortiers pour modèles.

Si nous envisageons la représentation de Mohr (non pour en accepter la théorie, mais uniquement pour commodité de représentation) nous remarquons que, par similitude, les courbes intrinsèques du matériau-prototype et du matériau-modèle se correspondent suivant une homothétie ayant son centre à l'origine (fig. 5), conformément aux relations:

$$\sigma = \zeta \sigma', \quad \tau = \zeta \tau'.$$

On remarquera, en particulier, que les points se correspondent sur des droites

⁸⁾ Il faut néanmoins remarquer que chaque courbe contraintes-déformations peut englober tous les phénomènes de déformation, élastiques et anélastiques, y compris ceux qui se rattachent à la variable temps.

Dans les conditions actuelles, toutefois, les essais statiques sur le modèle ne subissent aucune conséquence appréciable du fait de ces phénomènes, vu le temps relativement limité nécessaire à leur exécution.

Ce n'est que pendant la phase finale des essais à la rupture qu'il se révèle opportun d'employer des instruments enregistreurs pour saisir la corrélation entre charges, déformations et temps.

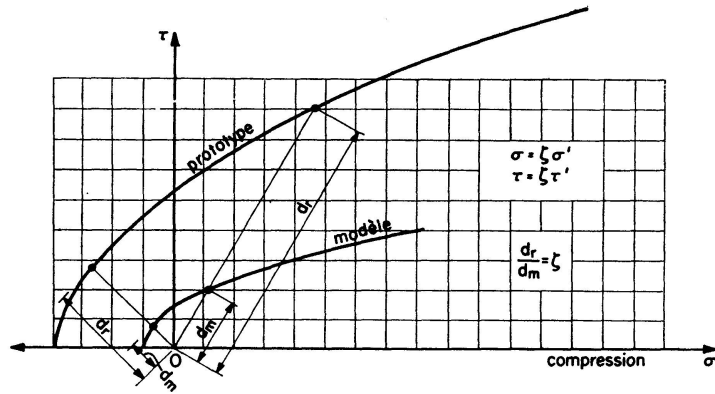


Fig. 5. Comparaison entre les courbes intrinsèques des matériaux du prototype et du modèle.

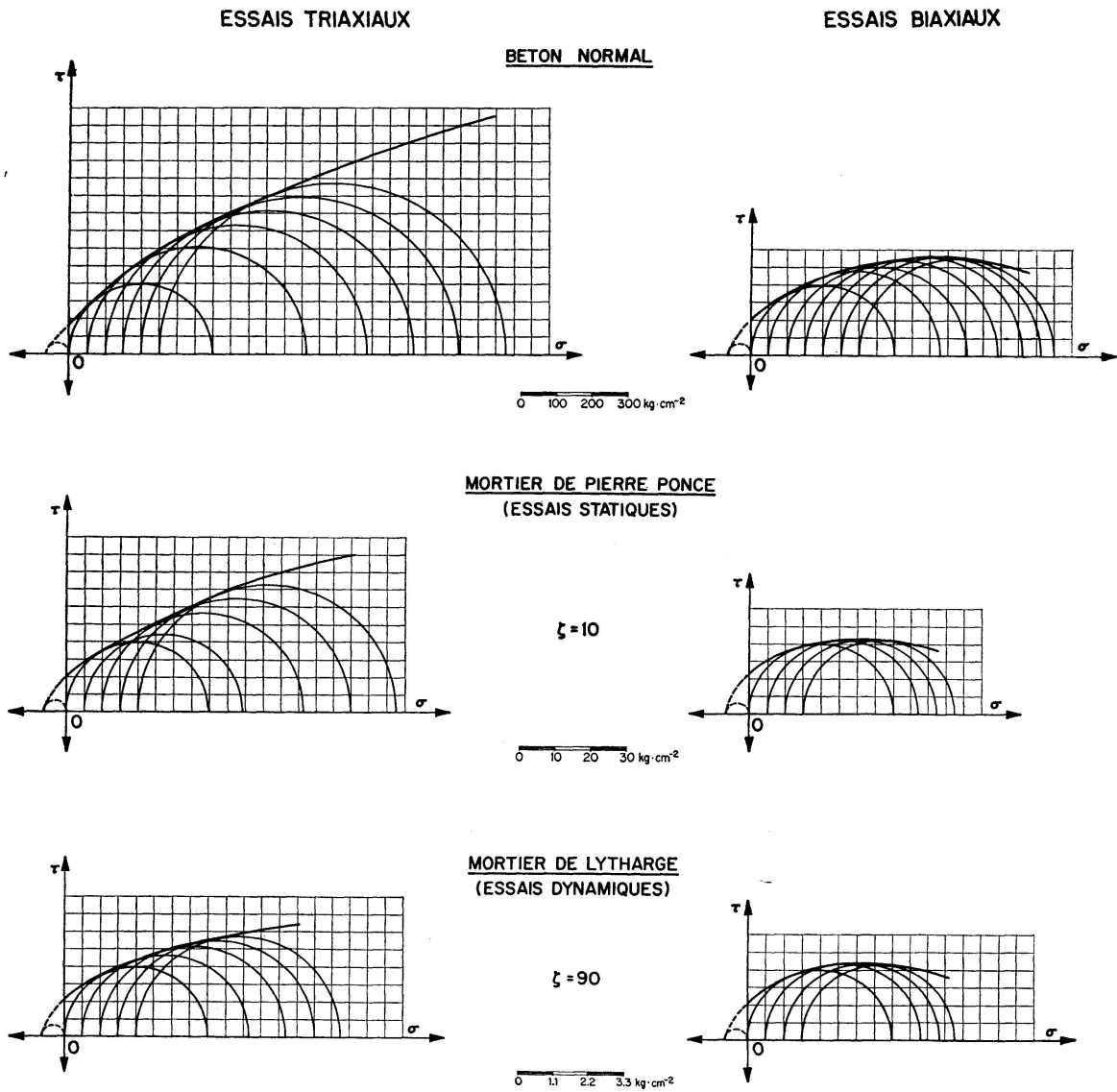


Fig. 6. Comparaison entre les résultats des essais bi- et triaxiaux pour différents matériaux.

passant par l'origine, respectivement aux distances d_r et d_m qui sont entre elles dans le rapport:

$$\frac{d_r}{d_m} = \zeta.$$

En vue de disposer d'éléments de comparaison entre les caractéristiques du béton et celles des matériaux-modèles, on a adopté pour chaque diagramme (fig. 6) le même diamètre pour le cercle de rupture par compression mono-axiale de manière à permettre en similitude une comparaison directe entre les courbes. Il y a lieu de remarquer, à ce sujet, que le matériau-modèle ne s'éloigne du comportement du béton que pour les valeurs plus élevées des compressions principales.

En tous cas, les courbes intrinsèques des mortiers de pierre ponce et surtout de mortiers de litharge sont moins ouvertes que les courbes correspondantes du béton, de sorte que leur emploi reproduit une situation prudente, ce qui est souhaitable chaque fois que la construction du modèle ne reflète pas fidèlement les conditions du prototype.

5. Développement des essais et exploitation des résultats

Les essais sur modèles réduits de structures se sont assez développés (surtout en Italie) ces dernières années et, en suivant leur évolution chronologique, on peut distinguer trois groupes de méthodes.

- Les méthodes du premier groupe concernent les *problèmes élastiques dans le plan*; parmi celles-ci, la méthode photo-élastique et la méthode influençographique dominent. La photo-élasticité est un moyen élégant bien connu qui permet d'obtenir les courbes de niveau du module du tenseur tangentiel des contraintes et de déduire l'allure des isostatiques dans le prototype, d'après le relevé des lignes isoclines obtenues sur le modèle. C'est encore aujourd'hui le système de recherche le plus courant dans les laboratoires qui s'occupent de structures et son aide, didactique et technique, peut être reconnue de premier ordre.
- Les méthodes du deuxième groupe traitent des *problèmes élastiques à trois dimensions* à l'aide de mesures, en général superficielles, des déformations locales du modèle, au moyen d'extensomètres (Huggenberger, Majhak, Galileo, «strain gage» etc.).

Les tensions principales, en valeur et direction, sont évaluées à l'aide d'extensomètres, généralement à résistance électrique, appliqués en «rosette» dans 3 ou 4 directions. Si ϵ_1 , ϵ_2 sont les déformations mesurées dans deux directions orthogonales et $\bar{\epsilon}_1$, $\bar{\epsilon}_2$ les déformations mesurées suivant deux autres directions orthogonales (en général à 45° des premières), à cause du caractère invariable du coefficient de dilatation cubique, on aura

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = \bar{\epsilon}_1 + \bar{\epsilon}_2$$

et donc la possibilité d'un contrôle des mesures faites.

De nombreuses structures ont été étudiées ainsi, tant du point de vue statique que dynamique, en adoptant également des matériaux assez différents de ceux du prototype⁹⁾, à condition qu'ils obéissent à la loi de HOOKE (élasticité linéaire). De cette façon, on admet la superposition des effets, ce qui simplifie et facilite l'étude. Le modèle fonctionne comme une savante machine à calculer les contraintes et il fournit des résultats qui peuvent, en suite, être comparés à ceux des calculs effectués pour l'étude du comportement élastique de la structure.

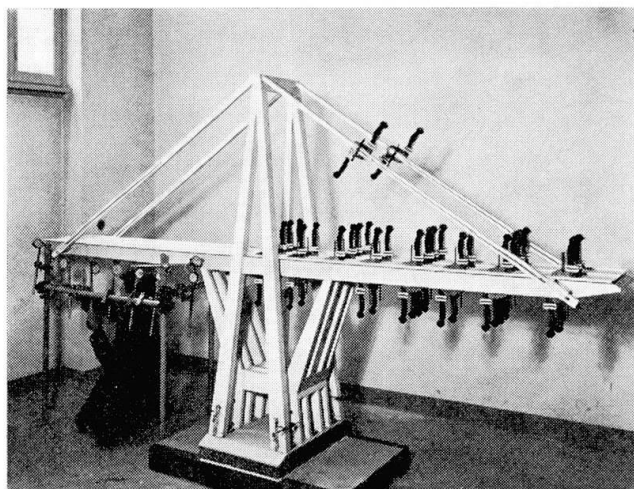


Fig. 7. Modèle élastique de la structure-type du viaduc en béton armé précontraint sur le «Polcevera» (essais statiques).

La fig. 7 montre le modèle élastique (en celluloid), échelle 1 : 50, d'un grand viaduc type Maracaibo (Morandi), et la fig. 8 le modèle élastique, prêt pour des essais dynamiques, du gratte-ciel de Montréal (Nervi).

On doit remarquer que, dans certains cas de problèmes où dominent les effets de torsion et de cisaillement, le module de Poisson entre en jeu et, pour l'équation (3), sa valeur pour le matériau du modèle devrait être égale à celle du prototype.

Après avoir constaté que certaines structures, en particulier celles en béton, n'obéissent pas toujours aux postulats admis par la théorie et qu'on obtient parfois des performances meilleures que celles qui étaient prévues, le troisième groupe enfin réunit les méthodes, poursuivies par l'ISMES, et dans lesquelles on recherche dans les modèles la ressemblance avec le prototype plutôt que la confirmation des calculs. L'on tente de reproduire de près, non seulement le comportement des matériaux au delà de la limite élastique, mais encore les

⁹⁾ Celluloid, bakélite, résine epoxilique (araldite), etc.

modalités d'application des charges, de forme et d'exécution de la structure et de ses appuis ainsi que la constitution de la roche ou du sol de fondation (modèles géomécaniques).

Ces essais s'avèrent tout particulièrement intéressants lorsque l'on a affaire à des structures hautement hyperstatiques. Dans la limite du possible, on doit alors choisir pour le modèle une grande échelle (fig. 9) et des matériaux ana-

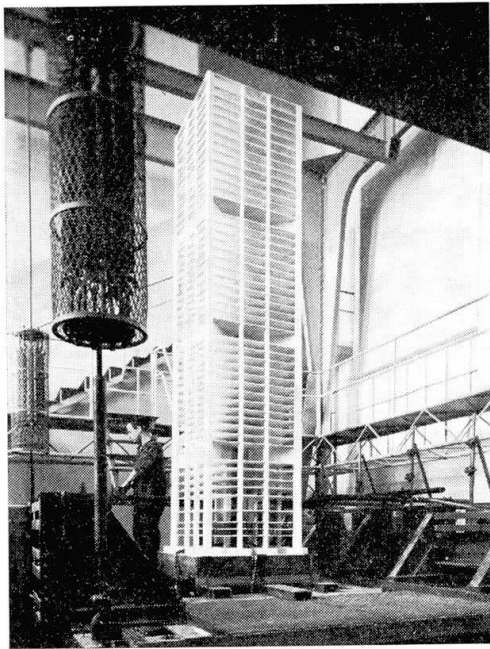


Fig. 8. Modèle élastique du gratte-ciel de Montréal (essais dynamiques).

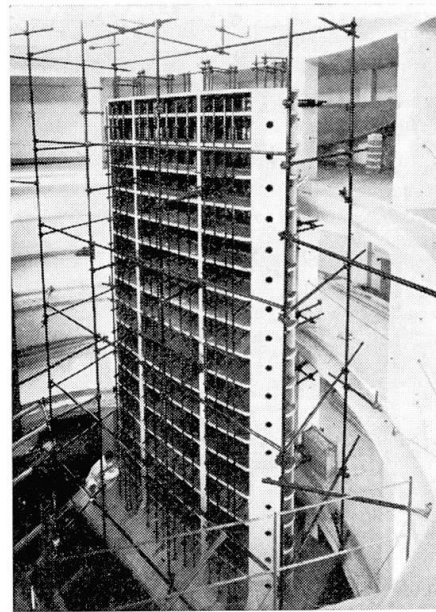


Fig. 9. Modèle 1 : 15 du gratte-ciel Pirelli à Milan, installé dans la tour expérimentale de l'ISMES.

logues à ceux du prototype, dans le sens que nous avons établi au point 4. Ce sont surtout les constructions en béton armé qui posent des problèmes particuliers pour assurer la similitude même au delà des limites de fissuration et qui exigent l'adoption de grandes échelles (fig. 10).

Les essais que l'on réalise alors sur le modèle se divisent en deux séries distinctes et successives. Dans la première, que nous appelons «essais sous charge normale», on mesure les déformations pour des valeurs proches des conditions de similitude (c'est-à-dire d'égalité des déformations unitaires ϵ sur le prototype et sur modèle), dans les conditions de charge correspondant à celles de l'ouvrage en service. Il est bon de mettre en évidence que, dès la première mise en charge, il peut se produire des mouvements non élastiques divers (tassement des fondations, adaptations et ouvertures des joints, plasticités locales), qu'il convient même de provoquer au moyen de cycles de charge répétés pour arriver à un fonctionnement de régime du modèle qui soit élastique, uniforme et apte aux mesures répétées des déformations et aux contrôles éventuels. On peut ainsi remonter aux déplacements, aux contraintes et au

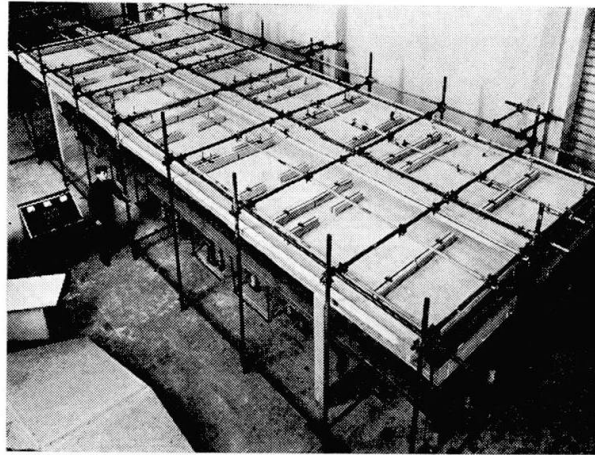


Fig. 10. Modèle à rupture en béton armé (échelle 1 : 5) d'une travée d'un pont.



Fig. 11. Isostatiques relevées sur le parament aval du modèle d'un barrage-voûte.

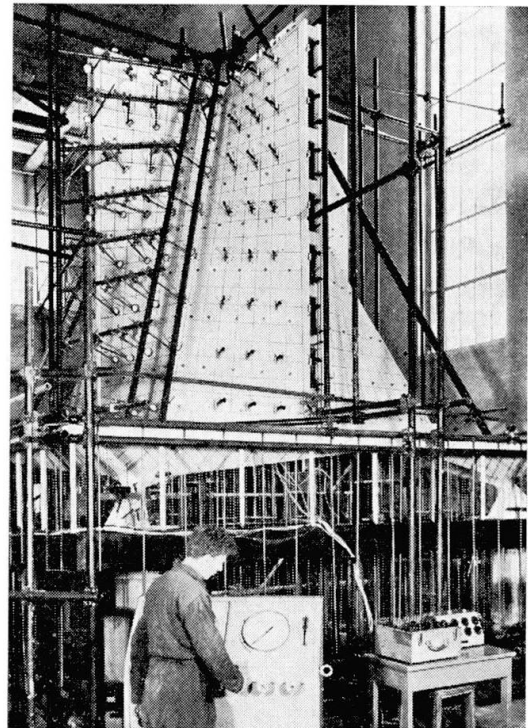


Fig. 12. Modèle de la nouvelle église St. Francisco, pour essais statiques jusqu'à rupture.

comportement statique du prototype au cours de l'exploitation normale (fig. 11)¹⁰).

Avec la seconde série de mesures on passe (graduellement) aux «essais à rupture». Nous définirons alors comme coefficient global de sécurité K de la

¹⁰ Il est évident que le régime des efforts ainsi observé peut ne pas coïncider avec le régime calculé (lorsque ce calcul est possible), car on n'y tient pas compte des tassements qui généralement ont un effet favorable.

structure, le rapport entre la valeur de la charge maximale supportée effectivement et celle considérée comme normale, pendant l'exploitation ou en phase de projet.

Ce rapport peut être facilement rapporté à l'ensemble des charges appliquées (dans le cas des barrages: poids propre, poussée hydrostatique, sous-pression) toutes augmentées dans la même mesure; on obtient ainsi un degré de sécurité d'une signification plus vaste que celui déterminé par les calculs (rapport local entre les contraintes de rupture et les contraintes maximales de service) car il tient compte soit des variations de la résistance du matériau sous contraintes bi- ou triaxiales, soit des redistributions des actions intérieures, dérivant des adaptations plastiques de la structures même ou de ses fondations.

On peut toutefois, en restant plus proche du sens physique de la surcharge (et, par conséquent, avec une plus haute valeur de «probabilité» du degré de sécurité ainsi obtenu) augmenter, par des modalités appropriées, seulement les charges qui peuvent réellement subir des augmentations dans la structure à cause d'actions exceptionnelles; dans le cas des barrages, les actions horizontales sont les seules qui peuvent subir (à cause de séismes, d'éboulements, d'événements de guerre) des augmentations d'une certaine importance pour la statique de l'ouvrage.

Dans le cas particulier des barrages-voûtes, une fois achevés les essais sur modèle (poussées jusqu'à la rupture ou jusqu'aux premières fissures intéressant le parament amont), le coefficient de sécurité résultera alors du rapport entre la valeur finale maximale γ_M du poids spécifique du liquide (fictif ou réel) agissant sur le modèle et la valeur γ' correspondant au liquide dans les conditions normales d'exploitation.

Dans le cas de barrages-poids ou poids-voûtes, où l'effet poids (autre force de volume) a une fonction de stabilisation essentielle, au début de l'essai on augmente habituellement à la fois la charge hydrostatique et le poids propre dans la même mesure afin de contrôler la marge de sécurité du type théorique; si au cours de ces essais on atteint, sans ruptures, une marge de sécurité considérée comme suffisante, il peut être intéressant de continuer en augmentant la seule poussée hydrostatique et non plus le poids.

Les essais à rupture mettent en évidence les qualités particulières de la structure et de ses fondations, les adaptations consécutives aux déformations plastiques et à la formation éventuelle de fissures. En définitive, ils permettent d'établir le degré d'efficacité de la structure projetée (fig. 12).

Nous estimons que cette dernière méthode représente un progrès décisif par rapport aux précédentes, auxquelles nous ne voulons rien enlever de l'importance qu'elles ont, surtout comme moyen de comparaison avec la théorie. En effet, les méthodes des deux premiers groupes sont basées, comme la théorie, sur des hypothèses déterminées qui, une fois admises, permettent d'arriver à des résultats tout aussi déterminés, dans la limite des approxi-

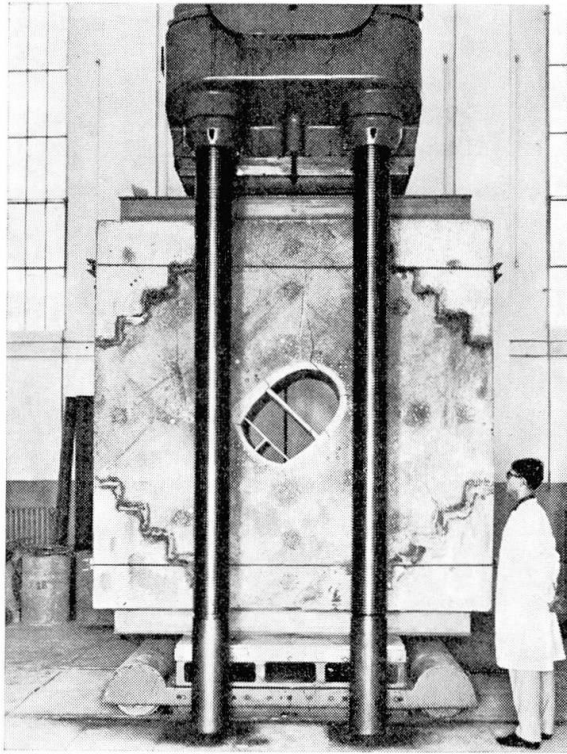


Fig. 13. Modèle d'un tunnel routier au pas de la «Cisa» (échelle 1 : 20) à double voie inférieure et supérieure.



Fig. 14. Modèle du barrage de «Grancarevo»: appareillage type pour la charge hydrostatique (échelle 1 : 80).

mations (instrumentales ou de calcul), mais on ne peut pas pour autant dire que ces méthodes correspondent à la réalité car ce ne serait le cas que pour une structure idéale, qui obéirait fidèlement à ces hypothèses.

Nos méthodes, au contraire, préfèrent approcher la réalité du cas examiné en reproduisant ses caractéristiques particulières; ainsi nous n'hésitons pas à introduire dans le modèle des matériaux anisotropes pour les fondations, des joints, armatures et modalités d'exécution en général qui, tout en écartant la possibilité d'un commentaire analytique et en provoquant une certaine dispersion des résultats, donnent en revanche une vision du problème plus réaliste et, par conséquent, plus utile pour l'ingénieur (fig. 13). On recueille des résultats caractérisés par une statistique à laquelle on demande la réponse à ces deux questions compatibles avec elle: allure générale des déformations, avec leur ordre de grandeur, et coefficient de sécurité global, dans le sens déjà défini de rapport entre charge de rupture et charge normale.

Cette méthode permet quelques simplifications dans l'emploi des matériaux et des dispositifs de charge, car les perturbations locales du régime des contraintes qu'ils peuvent produire sont négligeables par rapport au but des essais.

Ainsi, dans le cas particulier des problèmes statiques de barrages, la charge hydrostatique sur le parement amont des modèles peut être appliquée au moyen de vérins hydrauliques dotés de répartiteurs (fig. 14) plutôt que par l'intermédiaire de liquides plus ou moins lourds; ainsi encore, la correction

du poids propre peut être concentrée en un nombre discret de points au lieu d'être répartie de façon uniforme dans le volume de la structure. Des expédients semblables (dont on peut vérifier expérimentalement l'influence) permettent de respecter dans le modèle les conditions de similitude et de résoudre des problèmes qui, autrement, seraient insurmontables. L'emploi de modèles structuraux se révèle donc de plus en plus précieux pour approfondir, soit en phase de projet, soit en phase de contrôle, l'étude du comportement statique et dynamique des grands ouvrages exécutés par les ingénieurs de notre temps.

Résumé

L'emploi des modèles réduits pour analyser le comportement statique et dynamique des constructions prend une importance toujours grandissante, surtout pour l'étude, poussée au delà des limites élastiques, des structures les plus compliquées.

L'auteur, après avoir présenté une synthèse des principes de similitude pour les différents problèmes, donne un aperçu sur le choix des matériaux, sur le développement des essais et sur l'exploitation des résultats selon l'expérience acquise soit comme projeteur soit comme expérimentateur.

Zusammenfassung

Die Verwendung der Modellversuche zur Bestimmung des statischen und dynamischen Verhaltens der Bauwerke nimmt immer mehr an Bedeutung zu, besonders für die Untersuchung komplizierter Tragwerke, auch außerhalb des elastischen Bereiches.

Zuerst werden die Ähnlichkeitsprinzipien zusammengefaßt und anschließend wird ein Überblick über die Materialwahl, die Entwicklung der Versuche und die Auswertung der Ergebnisse gegeben; dabei stützt sich der Autor auf seine Erfahrungen sowohl als projektierender Ingenieur wie auch als Forscher auf dem Gebiet der Modellversuche.

Summary

The use of reduced-scale models for analysing the static and dynamic behaviour of structures is assuming constantly increasing importance, particularly for the investigation, beyond the elastic limits, of highly complicated structures.

After summarising the principles of similitude for the various problems, the author reviews the selection of materials, the development of tests and the application of the results in accordance with experience gained both as a designer and as an experimenter.

Leere Seite
Blank page
Page vide