

P1

C. I. G. B.

I. C. O. L. D.

Extraits des

**COMPTES RENDUS DU HUITIÈME CONGRÈS
DES GRANDS BARRAGES
EDIMBOURG, Grande Bretagne
4-8 MAI 1964**

A reprint from

**TRANSACTIONS OF THE EIGHTH CONGRESS
ON LARGE DAMS
EDINBURGH, Great Britain
4-8 MAY 1964**

R. 15 - Q. 28

09

**LA DEFORMABILITE DES MASSIFS ROCHEUX.
ANALYSE ET COMPARAISON DES RESULTATS (*).**

Groupe de Travail
du Comité National Français.

FRANCE

Le Comité National Français a réuni, sous la présidence de MM. BOURGIN (Chef de la 6^e Circonscription électrique) et HABIB (Laboratoire de Mécanique des Solides — Ecole Polytechnique) :

- MM. BELLIER (Bureau d'Etudes COYNE et BELLIER);
- BERNÈDE (Centre d'Etudes du Bâtiment et des Travaux publics);
- BOLLO (Société de Recherches géophysiques);
- J. DUFFAUT et PERA (Ministère de l'Industrie);
- LAKHSMANAN (Compagnie de Prospection géophysique française);
- COMES, P. DUFFAUT, MAZENOT, ROGISSART et WILLM (Electricité de France).

INTRODUCTION.

L'expérience des bâtisseurs et des mineurs a pu se développer et se transmettre pendant de très longues périodes sans qu'apparaisse le besoin de mesurer les propriétés mécaniques des roches, que l'on jugeait très largement surabondantes.

Les premiers essais sur matériaux de construction, essais de rupture d'abord, et plus tard essais de déformation, ont pu d'ailleurs confirmer faussement les ingénieurs dans cette indifférence puisque les ruptures d'échantillons ne se produisent que pour des charges très élevées et que

(*) *Strain on rock masses, analyses and comparison of results.*

les déformations des échantillons restent plus faibles que celles du béton.

La multiplication des barrages en béton a conduit à utiliser toutes sortes de sites, cependant que les réactions demandées au terrain augmentaient. On est ainsi arrivé à considérer la mesure des propriétés mécaniques de la fondation comme indispensable au calcul préliminaire d'un barrage. Jusqu'à ces dernières années, les essais n'avaient guère porté que sur les roches de fondation d'ouvrages exceptionnels (Boulder Dam ou Grande Dixence par exemple) ou sur des roches manifestement déformables (Rossens). On assiste au contraire à la généralisation de cette tendance et la masse de renseignements accumulés en France, notamment depuis la catastrophe de Malpasset, permet, dès à présent, de formuler quelques conclusions de portée générale.

Lorsqu'on a voulu mesurer les caractéristiques mécaniques des roches de fondation des barrages, on s'est servi d'abord des moyens mis au point pour l'étude des revêtements de conduites en charge et des grandes excavations souterraines. La méthode la plus ancienne est la mise en pression d'une « caverne d'essai », modèle en vraie grandeur de la conduite projetée. (Malgovert, Serre-Ponçon, La Bathie.)

Les essais de compression par un disque rigide appuyé à la paroi du massif ont été utilisés, dès 1949, au barrage de Tignes. Depuis cette première collaboration, Electricité de France et le Centre d'Etudes du Bâtiment et des Travaux publics ont développé largement cette méthode appliquée aujourd'hui presque systématiquement sur tout projet de barrage (et même, dans un but d'identification ou d'éta-lonnage, au voisinage d'ouvrages anciens). Les essais en sondage sont traités dans le rapport français n° 16, ils n'ont donné lieu jusqu'à présent qu'à un trop petit nombre d'applications pour être évoqués ici.

Les méthodes dynamiques sont aussi largement utilisées sur nos sites de barrages leurs résultats sont toujours sous forme de moyennes s'appliquant à un certain volume de roche, et, de ce fait, ils sont moins dispersés que les résultats d'essais au vérin.

Devant les difficultés de l'extrapolation depuis les essais au vérin jusqu'à l'échelle des appuis de barrages, on a passé en revue tous les cas où l'auscultation des barrages en service pouvait apporter des renseignements sur les propriétés mécaniques des massifs rocheux constituant leurs fondations. (On trouvera des détails complémentaires dans le rapport n° 13 répondant à la question 29.)

Le présent rapport est un rapport collectif dont la forme est un peu inhabituelle. Il nous a paru plus important de passer en revue l'ensemble des méthodes le plus couramment employées en France que de présenter en détail l'exécution et l'interprétation de quelques essais isolés. Ceci nous a conduit à ne pas reproduire le détail opératoire de méthodes bien connues de tous les spécialistes.

1. LES ESSAIS AU VERIN.

La rédaction de ce chapitre repose sur l'étude comparée d'environ 300 courbes effort-déformation, tracées suivant la méthode décrite par M. TALOBRE. L'interprétation des résultats comprend habituellement deux phases, l'une fournissant des « modules » de déformabilité, l'autre des critères de rupture ou plus généralement des critères de stabilité.

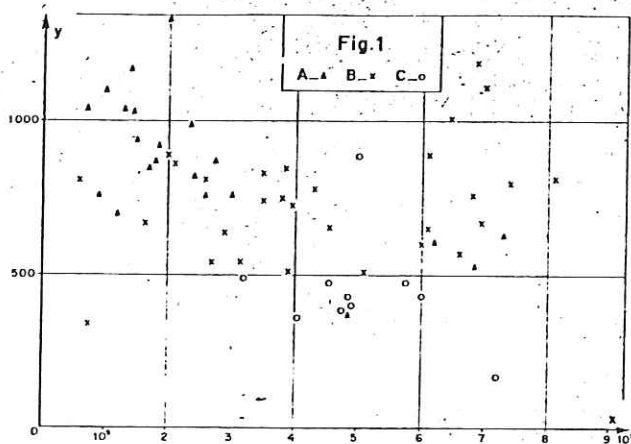


Fig. 1.

Représentation, pour 60 échantillons de roche, du module d'élasticité statique (x) et de la résistance à la rupture (y), mesurés en kg/cm^2 , en compression simple.

- (A) Granite du tunnel du Mont Blanc.
- (B) Calcaire compact de Vouglans (Ain).
- (C) Schiste cristallin de Roselend et de la Gittaz (Savoie).

Representation of the static modulus of elasticity (x) and the ultimate strength (y), measured in kg/cm^2 , of 60 rock samples subjected to compressive loads.

- (A) Granite from Mont Blanc tunnel.
- (B) Compact limestone from Vouglans, Ain.
- (C) Crystalline schist from Roselend and la Gittaz, Savoie.

a. *La rupture.* On l'évoque seulement pour remarquer sa rareté. En mécanique des sols, l'essai de poinçonnement fournit facilement le refoulement latéral conforme à la théorie de Prandtl et on l'obtient aussi sur les roches tendres. Mais, sur les 300 points de mesure représentant 16 sites de barrage, l'observation des « cratères » autour des plaques n'a montré que 3 ruptures manifestes pour des pressions qui atteignent ou dépassent $80 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Cette proportion montre assez qu'il s'agit de phénomènes purement accidentels. Malgré l'utilisation de pressions de $320 \text{ kg}/\text{cm}^2$ à Roselend et la Gittaz, on n'a obtenu aucun symptôme de rupture. Ainsi, les massifs rocheux que nous avons étudiés sont stables à l'échelle espace-temps de l'essai,

c'est-à-dire pour un volume inférieur au mètre cube et une durée de charge de quelques heures. Il n'est évidemment pas possible d'étendre cette conclusion aux efforts imposés par un barrage pendant une durée indéfinie, ni même pendant un cycle, annuel en principe. D'autre part, et surtout, la maille de la fracturation joue un rôle capital.

A défaut de mesure directe, on aimerait bien pouvoir relier les critères de rupture aux paramètres de déformation et, par exemple, au module d'Young comme on le fait avec succès à l'intérieur de certaines familles de béton. Mais on doit constater que, au moins sur échantillons, la plupart des roches sont rebelles à ce genre de corrélation comme on le voit sur la figure 1 (résultats obtenus au Laboratoire de la R.E.H. n° 3 à Albertville).

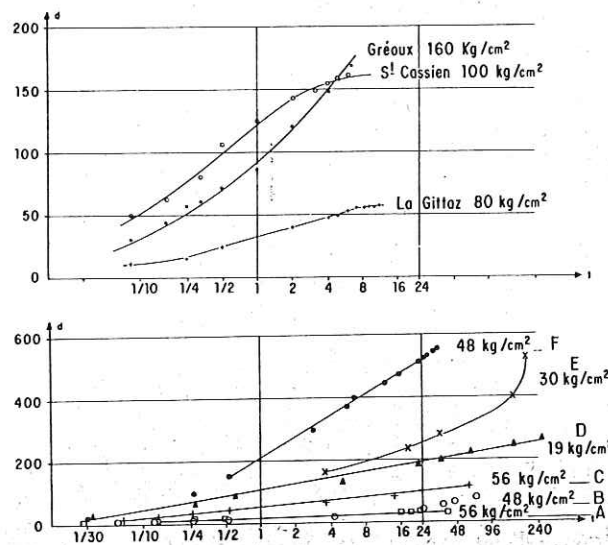


Fig. 2 et 3.

Courbes de fluage sur divers sites.

- Gréoux — calcaire.
- St-Cassien et la Gittaz — gneiss.
- (A) quartzite compact.
- (B), (E), (F) schistes (E, très altéré).
- (C) argilolite.
- (D) granite altéré.
- (t) temps en heures.
- (d) déformation en microns.

Creep curves for various sites.

- Gréoux — limestone.
- St-Cassien and la Gittaz — gneiss.
- (A) Compact quartzite.
- (B), (E), (F) schists (E very weathered).
- (C) argilolith.
- (D) weathered granite.
- (t) time in hours.
- (d) strain in microns.

b. *Déformations instantanées et différées.* L'utilisation de schémas rhéologiques simples permet de comprendre l'influence de la vitesse de chargement et du temps d'application des contraintes, facteurs qui peuvent avoir une très grande influence sur la forme des courbes observées.

S'il paraît élémentaire de décomposer la déformation en *déformation réversible* et *déformation permanente*, il est en général impossible de lire ces valeurs sur les courbes car l'une et l'autre de ces déformations comprennent une partie *instantanée* et une partie *différée*.

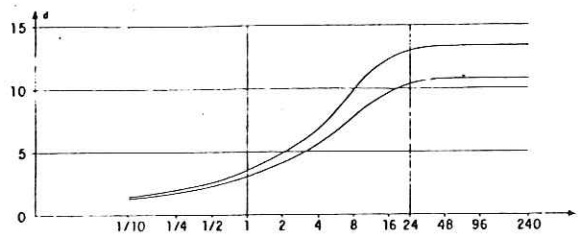


Fig. 4.

Courbes de recouvrance (à Gréoux).

- Gréoux — calcaire.
 St-Cassien et la Gittaz — gneiss.
 (A) quartzite compact.
 (B), (E), (F) schistes (E, très altéré).
 (C) argilolite.
 (D) granite altéré.
 (t) temps en heures.
 (d) déformation en microns.

Recovery curves (for Gréoux).

- Gréoux — limestone.
 St-Cassien and la Gittaz — gneiss.
 (A) Compact quartzite.
 (B), (E), (F) schists (E very weathered).
 (C) argilolith.
 (D) weathered granite.
 (t) time in hours.
 (d) strain in microns.

La meilleure illustration s'en trouve dans les courbes de retour « bombées » où la déformation continue à croître tandis que l'effort appliqué diminue.

Sur une trentaine de points, on a observé, après les cycles habituels, l'évolution de la déformation en fonction du temps pour une contrainte constante égale en général au maximum déjà atteint auparavant (fig. 2). Ce « fluage » s'est montré dans presque tous les cas stabilisé en quelques heures. Son amplitude est toujours beaucoup plus faible que celle de la déformation mesurée auparavant (5 à 20 % en général, mais il faudrait y ajouter une quantité inconnue et au moins égale, pendant la durée des cycles précédents).

La plus grande partie en apparaît réversible : on peut supposer que les durées nécessaires pour obtenir des déformations permanentes différées sont beaucoup plus grandes. Dans un cas d'ailleurs, sur un schiste ardoisier très altéré, on a obtenu, après 5 jours, une augmentation brutale de la déformation comparable à la partie accélérée du fluage des métaux (voir *fig. 3*).

On a mesuré plus récemment, sous le nom de *recouvrance*, l'évolution dans le temps de la déformation après la fin de la décharge, donc à contrainte nulle. On a trouvé en général une amplitude très faible, plus faible que celle du fluage, mais la durée de stabilisation est beaucoup plus longue, de l'ordre de 25 à 40 heures (*fig. 4*). Dans un cas particulier, on a constaté, en reprenant les mesures sur une

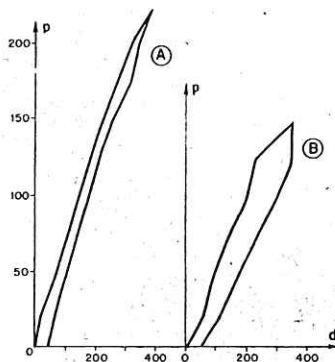


Fig.5.

Courbes effort-déformation obtenues à la presse sur un même échantillon de gneiss, A sec, B imbibé, montrant l'apparition du comportement différé.

- (d) Déformation en microns.
- (p) Pression en kg/cm^2 .

Stress-strain curves obtained with a press on one and the same sample of gneiss: A dry, B impregnated, showing how deferred behaviour makes its appearance.

- (d) Strain in microns.
- (p) Pressure in kg/cm^2 .

même plaque, à trois mois d'intervalle, une parfaite correspondance des courbes, qui laisse penser que la recouvrance peut être totale. Il n'y aurait pas alors de déformation permanente, contrairement à l'impression retirée d'un essai isolé.

La déformation réversible instantanée correspond à la déformation *élastique* du squelette solide de la roche. Lorsqu'on la mesure sur échantillons de roche sèche, on constate qu'elle est souvent *linéaire* dans un large domaine et on peut alors la définir par un *module statique d'élasticité*.

Sur échantillons imbibés d'eau, le comportement différé apparaît (*fig. 5*). On peut le représenter par une loi asymptotique mais la

complexité des phénomènes naturels suggère qu'il puisse y avoir plusieurs élasticités différées superposées avec toute une gamme de constantes de temps.

c. *Analyse des déformations permanentes.* Le premier cycle a très souvent un aspect nettement différent des suivants, ce qui conduit à une courbe *enveloppe* concave vers le haut. Il est facile d'éliminer

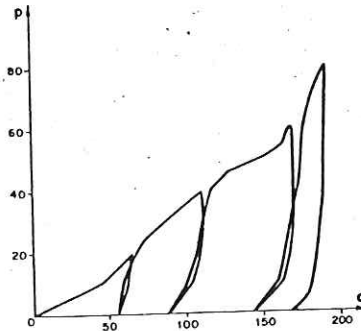


Fig. 6.

Courbe effort-déformation montrant une irrégularité de « mise en place ».
Stress-strain curve showing an irregularity on initial compression of voids.

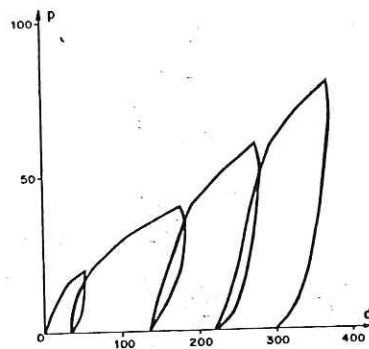


Fig. 7.

Courbe effort-déformation convexe au départ.
Stress-strain curve which starts convex.

graphiquement cette déformation de *mise en place*. Sur quelques courbes seulement, l'enveloppe montre une ou plusieurs augmentations brusques de la déformation (fig. 6). Ces phénomènes, bien que plus tardifs, sont à rapprocher du précédent et peuvent être attribués soit à des défauts dans le contact de la plaque, soit à la fermeture de

fissures initialement ouvertes du massif rocheux. La courbe enveloppe, corrigée de ces anomalies, est souvent linéaire sur une grande longueur et la déformation permanente apparaît donc sensiblement proportionnelle à la contrainte maximum atteinte. C'est ce qui explique, en l'absence de déformations différées, la différence de pente entre l'enveloppe des cycles et la pente des branches situées « à l'ombre » du maximum du cycle précédent.

On attribue cette déformation permanente à un serrage des vides existant dans les roches. Elle apparaît en général dès les faibles contraintes et se superpose à la déformation élastique dans tout son domaine. Quelquefois, elle ne se manifeste qu'à partir d'un seuil peu

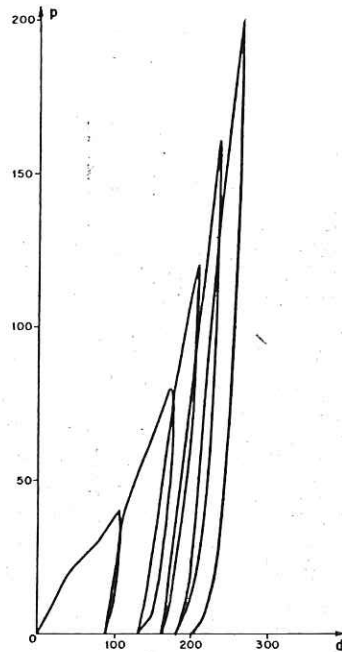


Fig. 8.

Courbe effort-déformation à branche concave.
Stress-strain curve with one concave loop.

élevé et l'enveloppe se trouve alors convexe (*fig. 7*). Ceci peut s'expliquer pour une roche homogène, soit par l'existence d'une contrainte initiale, soit par la « mémoire » d'une contrainte antérieure sous forme d'un serrage résiduel. Mais on le justifie aussi par la superposition d'une couche plus rigide à un massif moins rigide.

Pour les pressions élevées, il arrive que la déformation permanente perde de l'importance et que l'extrémité supérieure de l'enveloppe soit concave. La courbe de la figure 8 montre ainsi une propriété analogue à l'écroutissage.

Cette déformation permanente de serrage est caractéristique d'un matériau essentiellement discontinu (pseudo-solide), et ne peut être confondue avec une déformation plastique. Il est probable toutefois que le serrage s'accompagne de glissements, de « plastifications », et de ruptures fragiles affectant de très petits volumes localisés à la périphérie de certains pores, mais on n'a pas constaté que son effet affaiblisse la résistance des massifs rocheux.

d. *Premiers résultats d'une analyse statistique.* L'insuffisance des courbes de fluage expérimentales n'a pas permis de s'affranchir des paramètres différenciés. L'étude a donc porté sur les paramètres suivants (définis sur la fig. 9) :

— E_1 module « tangent » à l'enveloppe entre 60 et 80 kg/cm²;

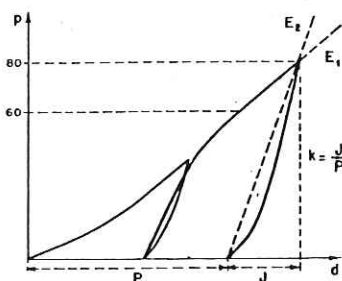


Fig. 9.

Définition des paramètres E_1 , E_2 , k .

- (d) Déformation en microns.
- (p) Pression en kg/cm².
- (J) Déformation réversible.
- (P) Déformation permanente.

Definition of parameters E_1 , E_2 , k .

- (d) Strain in microns.
- (p) Pressure in kg/cm².
- (J) Reversible strain.
- (P) Permanent strain.

— E_2 module « sécant » de retour entre 80 et 0 kg/cm²;

— k rapport de la déformation réversible à la déformation permanente.

Les figures 10, 11 et 12 représentent la répartition en valeur de ces paramètres. Elles permettent de comparer, site par site, les qualités des différents emplacements et, en particulier, la dispersion des mesures. Sur les figures 13 et 14, on montre l'existence d'une bonne corrélation entre E_1 et E_2 , avec d'ailleurs une relation voisine de $E_2 = 2 E_1$. Le paramètre k ne montre pas évidemment de corrélation avec les modules.

e. *Conclusions sur cette méthode.* Il faudrait pouvoir encore étudier l'influence de la décompression, du choix des emplacements d'essai et de l'orientation du vérin, du rapport de la maille de fracturation aux dimensions de la plaque et préciser l'effet de la durée des essais. En outre, il n'apparaît pas possible de procéder, en un même point,

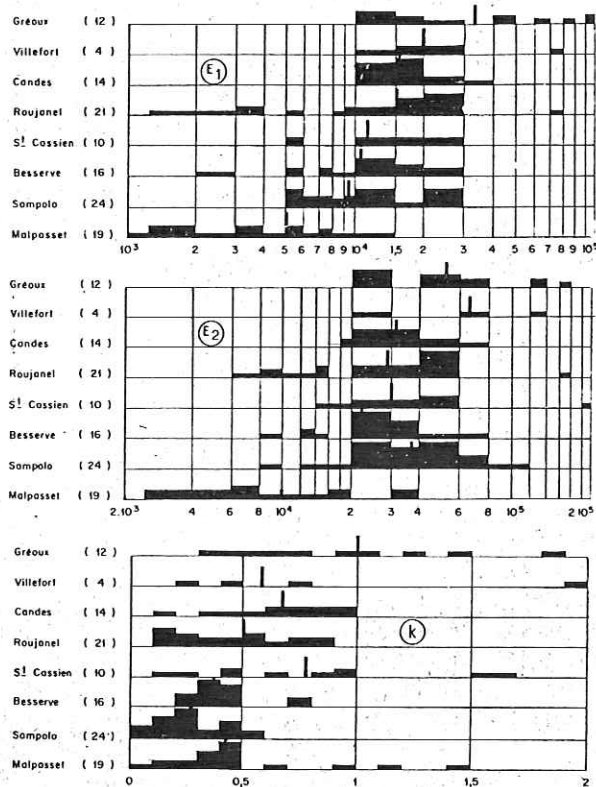


Fig. 10, 11 et 12.

Répartition des valeurs de E_1 , E_2 et k obtenues sur quelques sites de barrages (nombre total de mesures indiqué entre parenthèses, médiane repérée par un trait vertical, E en kg/cm^2).

Gréoux — calcaire.
 Villefort, Candes — granite.
 St-Cassien, Besserve, Malpasset — gneiss.
 Roujanel — micaschistes.
 Sampolo — roches vertes.

Distribution of the values of E_1 , E_2 and k obtained on several dam sites. (The total number of measurements is in brackets, the median is shown by a vertical stroke, E is in kg/cm^2).

Gréoux — limestone.
 Villefort, Candes — granite.
 St-Cassien, Besserve, Malpasset — gneiss.
 Roujanel — mica-schists.
 Sampolo — green rocks.

à des essais répétés, permettant d'éliminer les erreurs accidentelles. Par contre, le choix arbitraire du coefficient de Poisson influe peu sur la valeur du module calculé.

Il est raisonnable de penser que cette méthode d'essais au vérin, largement utilisée ces dernières années, sera encore perfectionnée et qu'elle continuera à être employée tant que d'autres méthodes n'auront pas été mises au point.

2. LES METHODES DYNAMIQUES.

Les méthodes sismiques ont été fructueusement employées pour localiser la surface de contact entre des roches différentes, et singulièrement dans l'étude préliminaire des sites de barrages pour mesurer l'épaisseur de la couverture meuble sur le fond rocheux. Cet emploi n'est pas envisagé ici.

Les méthodes classiques mettent en évidence des vitesses apparentes de propagation de l'ébranlement (célérités d'onde), caractéristiques des terrains en présence, et on a constaté, dès les premières applica-

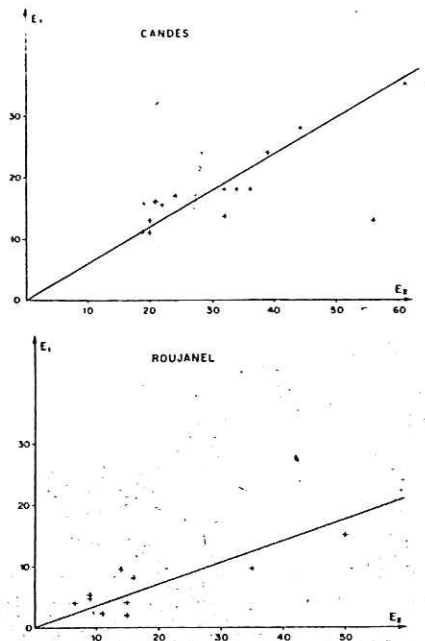


Fig. 13 et 14.

Corrélations, pour deux sites de barrage, entre les modules E_1 et E_2 (en kg/cm^2).
 — Candes sur granite — Roujanel sur micaschistes.

*Correlation between the moduli E_1 and E_2 , in kg/cm^2 , for two dam sites :
 Candes founded on granite and Roujanel founded on mica-schists.*

tions, que ces vitesses pouvaient varier aussi à l'intérieur d'un même ensemble géologique, suivant l'état de fracturation ou d'altération de la roche. En dehors de tout problème géométrique concernant la surface de séparation entre des terrains différents pour le géologue, on peut chercher une interprétation physique, la vitesse mesurée étant un critère d'une qualité proprement mécanique.

a. *Les paramètres élastiques.* Lorsqu'on a ressenti le besoin de mieux connaître les propriétés mécaniques des terrains de fondation, on s'est appuyé sur les formules théoriques qui relient, en milieu élastique indéfini, les célérités des ondes de compression et de cisaillement aux paramètres de Lamé ou aussi bien au module d'Young et au coefficient de Poisson.

Moyennant quelques difficultés pour le calcul du coefficient de Poisson, on peut obtenir ainsi un module dynamique d'élasticité. On a constaté que ce module dynamique est toujours plus élevé — 2 fois,

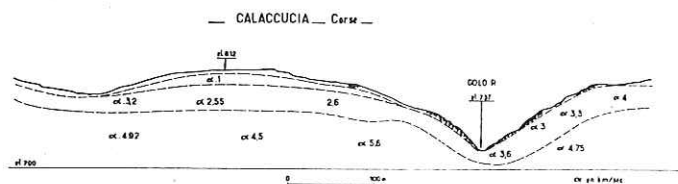


Fig. 15.

Exemple de profil sismique (hauteurs à l'échelle) montrant l'utilisation de la vitesse comme critère de qualité dans un massif de granite homogène.

Example of a seismic profile, with the elevations to scale, showing the use of velocity as a criterium of quality in a mass of homogeneous granite.

5 fois, voire 10 fois plus élevé — que le module statique d'élasticité mesuré sur le massif rocheux. On préférera donc provisoirement ne demander à ces méthodes qu'un critère chiffré permettant un classement relatif.

On pourrait obtenir un autre critère en étudiant l'amortissement des ondes, du à la viscosité dynamique du matériau. On emploie alors de préférence les méthodes vibratoires, qui utilisent non plus une onde de choc à front raide, mais une émission sinusoïdale entretenue, mais on ne dispose pas de nombreux résultats dans ce domaine.

b. *Reconnaissance sismique des fondations.* A l'échelle de quelques dizaines de mètres, la profondeur d'investigation atteint à peu près tout le domaine rocheux où l'appui du barrage produira des contraintes nouvelles importantes. On peut ainsi étudier tout à fait clairement la variation de qualité d'un massif géologiquement homogène, que cette variation provienne de la seule « décompression » manifestée par l'ouverture ou le desserrage des fractures, ou bien que des phénomènes d'altération superficielle s'ajoutent à l'évolution purement mécanique.

L'observation du terrain, en surface et en profondeur, permet seule de doser les hypothèses de cette interprétation et il est nécessaire le plus souvent de retoucher les profils provisoires lorsque les premiers sondages carottés ont été effectués. La figure 15 donne un exemple d'interprétation et comporte deux ou trois zones superposées dans lesquelles d'ailleurs la vitesse varie encore quelque peu.

Il est tentant d'essayer de lier la célérité à l'état de fracturation de la roche et sa perméabilité.

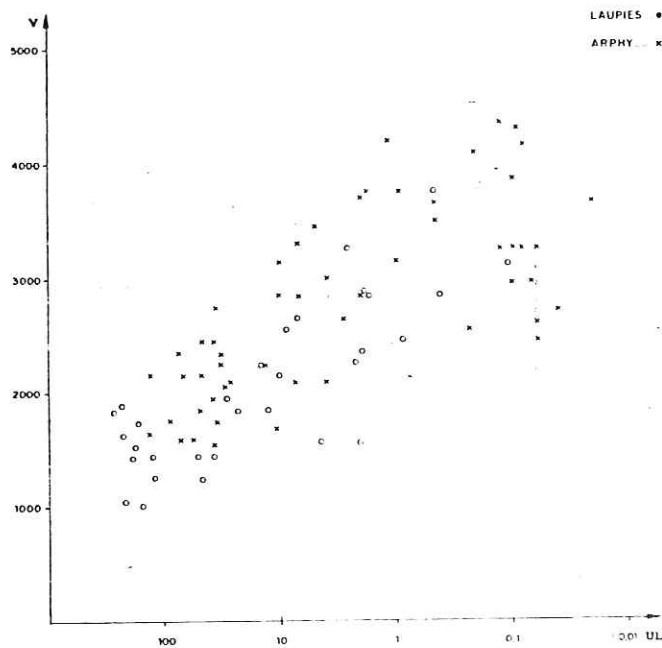


Fig. 16.

Corrélation, pour deux sites en terrain granitique, entre la vitesse en m/s et la perméabilité mesurée en sondage par essai Lugeon (1 unité Lugeon correspond à 1 litre par minute par mètre de sondage sous 10 kg/cm²).

Correlation between velocity in m/s and permeability, measured in a bore-hole by the Lugeon method of sounding for two sites on granitic foundations (1 Lugeon unit corresponds to 1 litre per minute per metre of bore-hole under the pressure of 10 kg/cm²).

Sur la figure 16, on donne la corrélation entre les vitesses et les perméabilités repérées en « unités Lugeon », pour 2 sites granitiques du Massif-Central. Une telle corrélation n'a pu être établie que pour certaines familles de massifs rocheux.

c. A plus petite échelle (« microsismique »), on a d'abord appliqué la même méthode pour connaître l'épaisseur de rocher décomprimé

autour d'un tunnel (Galeries en charge d'Isère-Arc, de Rosclend, et plus récemment, Tunnel Routier du Mont-Blanc).

C'est en perfectionnant ce genre d'application qu'on a pu mettre au point l'appareillage permettant l'enregistrement lisible des arrivées successives des ondes longitudinales et transversales et c'est donc la seule méthode satisfaisante pour la mesure du coefficient de Poisson dynamique. (Les valeurs obtenues sont comprises en général entre 0,15 et 0,35; plus élevées que celles obtenues par des méthodes statiques car la déformation initiale et permanente de serrage ne peut donner qu'un coefficient de Poisson nul).

Cette méthode est maintenant souvent utilisée en parallèle avec les essais au vérin pour préciser leur interprétation : parmi de nombreux exemples, citons le cas des mesures à la paroi d'une galerie dans les calcaires massifs du site de Gréoux; il apparaît une « peau » nettement plus décomprimée que le massif profond (vitesse 1 500 à 2 000 m/s, puis 3 200 m/s au-delà). Il est bien certain que, dans un cas de ce genre, un essai au vérin ne donne des renseignements que sur les propriétés de la couche superficielle.

d. Auscultation sismique. Lorsqu'on peut reprendre aux mêmes points les mesures sismiques, on constate des changements dans les vitesses apparentes, qui traduisent les modifications naturelles ou artificielles survenues dans l'intervalle.

Il serait très intéressant de suivre sur un même site par ce procédé l'évolution du massif à partir de l'ouverture des fouilles et pendant les injections, les tassements à la construction du barrage, enfin le remplissage du réservoir.

3. L'OBSERVATION DES OUVRAGES.

S'il est difficile de prévoir les déformations du massif rocheux pendant la construction, la mise en eau et l'exploitation ultérieure d'un barrage encore en projet, on peut au moins constater et mesurer celles qui se produisent dans les fondations des ouvrages en service. Comme en général les dispositifs d'auscultation des ouvrages anciens ne portent pas directement sur le rocher de fondation mais sur l'ouvrage lui-même, on est amené à déduire le comportement de ce rocher des observations précises faites sur la structure en béton.

A. GÉNÉRALITÉS.

L'analyse des déformations observées peut être schématisée par la liste ci-dessous :

1. Tassements pendant l'édification du barrage.
2. Déformation de première mise en eau,
3. Déformation régulière des cycles suivants.
4. Evolution dans le temps.

Les trois premières composantes correspondent tout à fait à l'analyse du premier chapitre sur les essais au vérin : le tassement irréversible correspond à la mise en place; la déformation de première mise en eau, à la somme d'un serrage irréversible et d'une déformation réversible que l'on retrouve seule dans les cycles suivants. La quatrième composante correspond à une échelle de temps nouvelle.

La figure 17 donne une courbe schématique des déformations en fonction du temps, qui permet de séparer une part réversible; une part permanente de serrage due à la première mise en place, et une

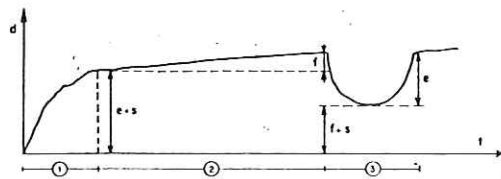


Fig. 17.

Evolution dans le temps t de la déformation d d'un appui de barrage en supposant une exploitation schématisée par :

- (1) Première mise en eau.
- (2) Réservoir maintenu plein.
- (3) Vidange et remplissage.

- ($e + s$) représente la déformation de première mise en eau.
 (e) la déformation réversible d'un cycle rapide.
 (f) l'évolution dans le temps sous charge constante.
 ($s + f$) l'adaptation à une époque donnée.

Development in the time t of the deformation d of the abutment of a dam, on the assumption of the following stages of operation :

- (1) First filling of reservoir.
- (2) Reservoir full.
- (3) Drawdown and filling.

- ($e + s$) is the deformation due to the first filling.
 (e) is the reversible strain of a quick cycle.
 (f) is the development in time under a constant load.
 ($s + f$) is the adaptation at a given time.

part permanente qui se manifeste à charge constante et qu'on peut donc assimiler à un fluage. Celle-ci est évidemment très différente dans sa nature des déformations différées qui apparaissent pendant la durée de l'essai au vérin; on ne peut la mettre en évidence que sur de très longues durées. Il arrive qu'au lieu d'être représentée par une courbe continue d'allure asymptotique, elle présente un aspect plus erratique, traduisant alors sans doute des réorganisations à la suite de ruptures ou glissements localisés. On appelle *adaptation* la somme du serrage et de cette évolution lente.

Les cycles courants de vidange et remplissage sur quelques mois ne montrent pratiquement pas d'hystérésis. C'est donc sur de tels

cycles qu'on peut définir un module de déformation réversible, analogue à un module d'élasticité.

B. EXEMPLES DE DÉFORMATION.

L'observation des déplacements de nombreux barrages sous la charge d'eau met en évidence un mouvement d'ensemble du massif de fondation, tant sous forme de translation que de rotation vers l'aval ou parfois vers l'amont (jusqu'à 10^{-4} radian). Le mouvement du grand barrage voûte de Tignes présente un déhanchement vers la rive droite (fig. 18), lié sans doute à la dissymétrie du massif.

Au barrage de Chaudanne, normalement exploité à retenue pleine, on a suivi le déplacement horizontal de la base du plot de clef. La

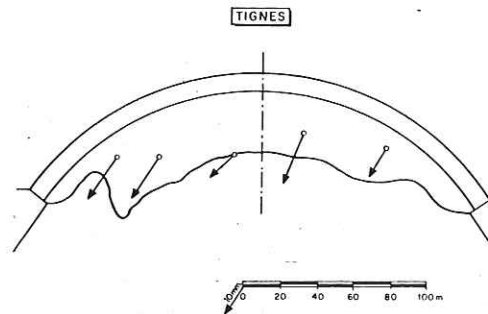


Fig. 18.

Déplacement dissymétrique en bloc au cours d'un remplissage.

Total asymmetrical displacement during filling.

figure 19 donne, en fonction de la cote de retenue, les mesures faites à la première mise en eau, et pendant un cycle vidange remplissage expérimental. On constate sur ce graphique :

a. La différence entre la déformation du premier remplissage (5 mm) et celle d'un cycle effectué au bout de 10 ans d'exploitation (inférieure à 2 mm, d'où adaptation par serrage de 3,5 mm environ);

b. L'absence d'hystérésis significative (sauf un point peut-être erratique) entre vidange et remplissage;

c. Le décalage à retenue pleine, qui montre une évolution de 1 mm en 10 ans (fluage).

Pour le même barrage, on a mesuré régulièrement pendant ce même cycle la corde de l'arc de crête (ouverture de l'arc 98° , corde 90 m). La figure 20, graduée en jours, montre l'inversion des déformations lorsque la variation de niveau s'arrête. Si la vidange et le remplissage avaient été plus lents, on aurait observé une variation de longueur

inférieure de moitié. Le phénomène différé ainsi décelé est donc au moins aussi important. On peut interpréter ce phénomène comme le résultat de la disparition progressive des pressions interstitielles dans les appuis puis de leur reconstitution avec un certain retard par rapport au mouvement du plan d'eau. Si donc on avait pu opérer plus rapidement, cet effet aurait été négligeable et la déformation aurait été plus grande.

L'observation des déplacements du « verrou » qui porte le barrage de la Girotte (fig. 21) montre :

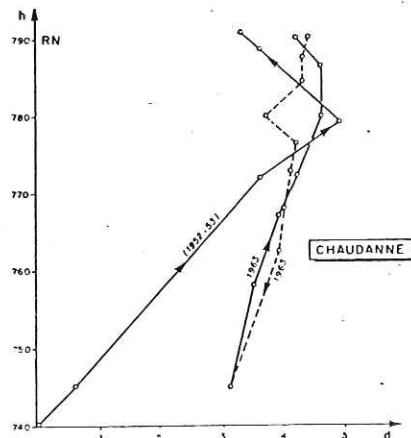


Fig. 19.

Déplacement vers l'aval à la base du plot de clef :

- 1952-53 : Premier remplissage.
- 1963 : Cycle rapide de vidange et remplissage.
- (d) Déformation en millimètres.
- (h) Cote de retenue en mètres.

Downstream displacement at the base of the crown block :

- 1952-53 : First filling.
- 1963 : Rapid cycle of emptying and filling.
- (d) Strain in millimetres.
- (h) Reservoir level in metres.

a. Le décalage de 3 semaines environ entre le cycle d'exploitation annuel de ce lac d'altitude et le mouvement amont-aval du verrou;

b. L'augmentation de la déformation lorsque le lac reste vide (1956) ou plein (1955) pendant longtemps. Autant qu'on puisse le constater, cette augmentation reste réversible et représente donc une sorte d'élasticité différée.

Enfin, on citera comme exemple caractéristique de fluage d'allure logarithmique l'enfoncement progressif mesuré par nivellement de la base du barrage de Génissiat sur le Rhône, pendant une longue durée, sur calcaire urgonien massif (fig. 22).

C. CALCULS DE MODULES.

Trois voies différentes ont été utilisées, suivant les cas, pour obtenir l'ordre de grandeur du module de déformation du massif rocheux à partir des observations effectuées.

a. *Extensomètres au rocher.* Pour plusieurs barrages voûtes minces, on a mis en place des extensomètres à corde vibrante (témoins sonores Télémac) dans le béton et le rocher de part et d'autre du fond de la fouille et à son voisinage immédiat. En supposant que le champ de contrainte reste homogène (et que les témoins scellés dans le rocher

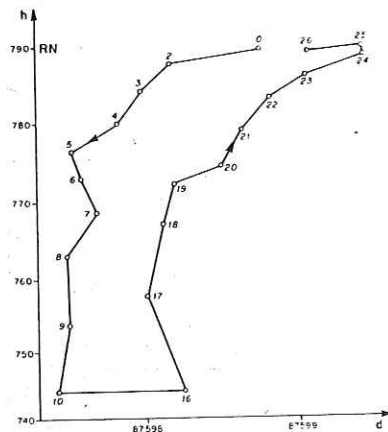


Fig. 20.

Variation de longueur de la corde de l'arc de crête pendant le cycle de 1963.

- (d) Déformation en millimètres.
- (h) Cote de retenue en mètres.

Variation in length of the chord of the crest arch during the 1963 cycle.

- (d) Strain in millimetres.
- (h) Reservoir level in metres.

représentent convenablement la déformation de celui-ci), on peut déduire directement, du rapport des déformations observées, le rapport des modules du béton et du rocher. Les points étudiés sont choisis évidemment dans des zones où il n'apparaît jamais d'extension.

La figure 23 donne, pour trois couples de témoins du barrage de la Palisse, les courbes correspondant à différents états de contrainte. On constate pour les faibles déformations l'analogie d'une mise en place, puis on obtient des droites de pentes comprises entre 0,35 et 0,55. Le module du béton étant estimé par ailleurs à 240 000 kg/cm², celui du massif rocheux, suivant les points, serait compris entre 85 000 et 130 000 kg/cm².

Dans la figure 24, établie pour un couple de témoins du barrage du Gage, on a séparé trois courbes correspondant à des opérations distinctes et on a tenu compte de l'évolution du module du béton en graduant l'axe vertical directement en contraintes. Les pentes des courbes donnent donc directement les modules du massif rocheux.

On constate une évolution très nette des modules entre le premier remplissage et les manœuvres suivantes depuis $70\,000\text{ kg/cm}^2$ jusqu'aux environs de $300\,000\text{ kg/cm}^2$, ainsi qu'un décalage systématique des déformations du rocher qui montre le caractère permanent du serrage.

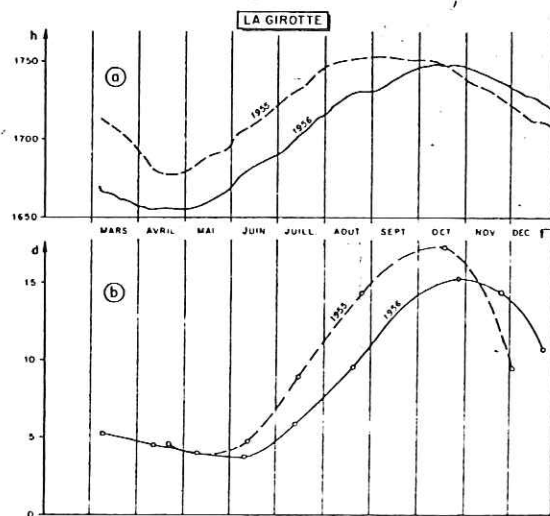


Fig. 21.

Comparaison entre les courbes d'exploitation *a* et les déplacements du barrage *b*.

Comparison between operation curves a and displacement of dam b.

b. Etude des déformations des appuis. Les déplacements d'ensemble des structures en béton mesurent la déformation du massif rocheux par poinçonnement (de même que dans l'essai au vérin on mesure l'enfoncement de la plaque). On a donc tenté de calculer les efforts correspondants à ces déplacements et d'en déduire les modules par l'application des formules théoriques utilisées pour le calcul des barrages, en choisissant un coefficient de Poisson arbitraire égal à 0,15.

Pour le barrage de la Chaudanne, le calcul porte sur le déplacement tangentiel de l'arc de crête. Pour une flèche mesurée de 8 mm et un module du béton estimé à $200\,000\text{ kg/cm}^2$, l'effort normal transmis par l'arc de crête est de 275 tonnes. L'enfoncement tangentiel sous l'appui est de 0,85 mm. Le calcul donne alors pour le rocher un module de $320\,000\text{ kg/cm}^2$.

Ce résultat, apparemment très élevé, ne tient pas compte des déformations différées signalées plus haut, qui jouent en sens inverse des poussées de l'arc et diminuent donc la déformation mesurée, ni du travail en arc plongeant qui diminue l'effort calculé.

Les mesures de la figure 19 permettraient un autre calcul (dont le principe est appliqué ci-dessous au barrage de Tignes) mais on ne dispose pas ici d'éléments suffisants sur la répartition des efforts entre les consoles et les arcs.

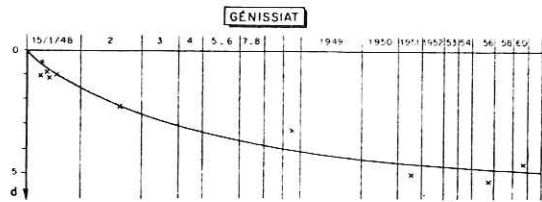


Fig. 22.

Tassement de la fondation.

- (t) Temps.
- (d) Déformation en millimètres.

Settlement of foundation.

- (t) Time
- (d) Deformation in millimetres.

Pour le barrage de Grandval, le calcul a porté sur le déplacement horizontal des contreforts à leur base. Les déplacements mesurés et les modules obtenus sont rassemblés dans le tableau ci-dessous pour les cinq contreforts principaux. On remarquera des chiffres provenant de la première mise en eau et des valeurs nettement différentes obtenues lors d'un cycle ultérieur de vidange et remplissage.

Modules en kg/cm ² .	Numéro des contreforts.				
	2	3	4	5	6
Mise en eau.....	7 mm 43 000	9 mm 42 000	15 mm 26 000	10 mm 26 000	6 mm 58 000
Cycle ultérieur.....	3 mm 100 000	8 mm 48 000	8 mm 48 000	12 mm 34 000	—

Enfin, pour le barrage de Tignes, le calcul est basé sur la mesure du déplacement radial du pied de la console de clef, variant de 10 à 15 mm suivant les opérations. On trouve, pour le module du rocher, des valeurs comprises entre 110 000 et 170 000 kg/cm².

c. Essais sur modèle réduit. Bien que cette méthode ne permette guère de tâtonnements en ce qui concerne les modules, elle a quelquefois permis d'obtenir ou de confirmer un ordre de grandeur.

Ainsi des essais sur modèle bidimensionnel ont montré que le verrou de la Girotte ne se comporte pas comme un volume homogène mais comme un ensemble d'éléments juxtaposés indépendants glissant les uns sur les autres, ce qui peut expliquer le phénomène différencié constaté. L'amplitude globale de la déformation élastique correspond, pour un taux de travail moyen évidemment très faible, à un module de l'ordre de 50 000 kg/cm². L'effet des pressions interstitielles dans le rocher ne peut être que d'augmenter ce chiffre.

D. CONCLUSIONS.

Il ne faudrait pas conclure de ce qui précède que les méthodes exposées dans ce chapitre sont moins précises que celles des chapitres précédents. La différence vient surtout du fait qu'on se rend mieux

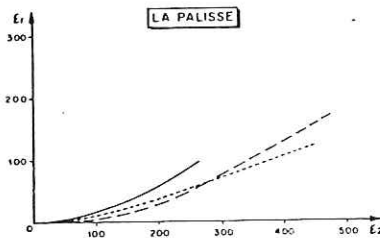


Fig. 23.

Corrélation entre les déformations dans le massif rocheux de fondation, ϵ_2 , et dans le béton du barrage, ϵ_1 (en microns par mètre). Les courbes correspondent à 3 couples différents de témoins sonores.

Correlation between deformation in the rock foundation mass ϵ_2 , and in the concrete of the dam ϵ_1 (in microns per meter). The curves correspond to three different couples of strainmeters.

compte des difficultés et dans les meilleures conditions, il est difficile de définir des modules avec une précision meilleure que 20 % en plus ou en moins.

Il est significatif que l'auscultation des barrages, prévue le plus souvent pour renseigner seulement sur le comportement des superstructures des ouvrages en béton, ait pu apporter des résultats très importants pour cette étude. Comme en définitive, c'est seulement à cette échelle d'espace et de temps, et dans les conditions réelles de percolation et de sous-pressions, que les propriétés mécaniques prennent tout leur intérêt, il faut souhaiter que se développent les schémas d'auscultation de la fondation pour elle-même et qu'on puisse ainsi améliorer l'interprétation des méthodes de reconnaissance grâce à la comparaison avec la mesure ultérieure des déformations au même endroit.

On a déjà obtenu quelques résultats encourageants en appliquant les méthodes récentes de mesure aux fondations d'ouvrages en service.

On peut souhaiter que cet étalonnage se poursuive et d'ailleurs, il n'est pas exclu que, réciproquement, on en déduise des renseignements dignes d'intérêt pour leur exploitation. Les fondations de contreforts, accessibles sur tout leur pourtour, sont les plus adaptées.

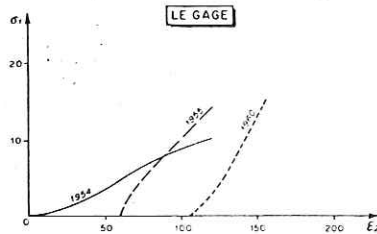


Fig. 24.

Corrélation entre les déformations ε_2 dans le massif de fondation et les contraintes σ_2 dans le béton. 1954 premier remplissage — 1955, 1960 cycles vidange et remplissage.

Correlation between the deformations ε_2 in the rock foundation mass and the stresses σ_2 in the concrete. 1954: first filling 1955, 1960: cycles of drawdown and filling.

CONCLUSIONS GENERALES.

Le tableau ci-après rapproche les valeurs obtenues sur les rares massifs rocheux où plusieurs méthodes de mesure ont été employées.

Ainsi, moyennant quelques restrictions, l'expérience française des mesures sur les massifs rocheux peut se résumer par les deux conclusions suivantes :

1. Le module de déformation des roches de fondation des barrages français en service, tel qu'il se dégage des mesures d'auscultation, est nettement plus faible que celui du béton. Il est très généralement compris entre 40 000 et 150 000 kg/cm²;

2. Les essais *in situ* donnent un éventail beaucoup plus ouvert pour les valeurs de ce module. Les plus faibles sont obtenues dans les essais au vérin. Même si les ordres de grandeur sont voisins, il ne semble pas qu'il soit possible de mettre en évidence une corrélation satisfaisante;

3. Les essais au vérin montrent qu'il y a une très grande marge entre les charges de service et les charges provoquant la rupture, du moins à leur échelle.

Les essais mécaniques donnent des courbes effort-déformation et, sous certaines restrictions concernant les appareils et les processus opératoires, on peut comparer directement entre elles les courbes obtenues en divers points de mesure. Il est d'usage d'extraire de ces

Tableau comparatif des modules réversibles.

Emplacement et nature de la roche.	Échantillon.	Sismique.	Essai au vérin.	Caverne.	Auscultation.	Remarques.
Barrage de Tignes (Quartzites)	(a) 330.000	—	Serrage 100.000	—	110.000	(a) Mesure à la presse
	(b) 500.000	—	Réversible 350.000	—	170.000	(b) Mesure par résonance
Barrage du Gage. (Granite)	(a) 422.000	—	61.000	—	300.000	Pas au même point
	(b) 485.000	—	—	—	—	—
Barrage de Grandval (Micaschistes) C2 C3	—	—	—	—	100.000	—
	—	—	—	—	48.000	—
Autres contreforts	—	—	—	—	48.000	—
Galerie	—	—	90.000	—	58.000	—
	—	—	120.000	—	100.000	—
Galerie d'Airrens (Calcaire Schiste Schiste)	—	400.000	135.000	400.000	—	—
	180.000	192.000	—	—	—	—
	220.000	255.000	—	—	—	—
Barrage de Lanoux (Schistes ardoisiers)	—	125.000	50.000	230.000	—	—
	—	180.000	—	90.000	—	—
			⊥ 40 à 100.000			
			// 57 à 120.000			

courbes quelques paramètres chiffrés et de ne se référer ensuite qu'à des tableaux de « modules » en oubliant les informations beaucoup plus nuancées que fournit l'examen comparatif des documents originaux. S'il est vrai qu'on ne peut raisonner scientifiquement que sur du mesurable, il faut bien reconnaître que de telles courbes sont proprement des mesures et qu'il n'est pas indiqué d'appauvrir les informations qu'elles apportent par leur réduction à quelques paramètres dont le choix n'a pas forcément une valeur générale.

Le principal inconvénient des mesures *in situ* est qu'elles n'ont abordé qu'exceptionnellement le problème des longues durées de chargement, qu'il est beaucoup plus facile d'étudier sur échantillon. Il y a là un sujet d'étude d'autant plus intéressant que l'observation des ouvrages en a souligné l'importance relative.

Surtout, il faut souligner que, tant qu'on reste loin de la rupture (ou d'un fluage à tendance accélérée qui a les mêmes effets pratiques), ce n'est pas tant la valeur absolue des modules de déformabilité qui importe pour le projeteur que leurs variations relatives d'un point à l'autre de la fondation. Les hétérogénéités peuvent concentrer les efforts sur des surfaces beaucoup plus faibles qu'on ne le suppose. Les moyens de mesure qui donnent seulement une idée des variations de module peuvent donc apparaître préférables à ceux qui prétendent fournir le module en un point.

BIBLIOGRAPHIE.

1. DROUHIN, *Essais géotechniques des terrains de fondations*, rapport D.36, au 2^e Congrès des Grands Barrages, Washington 1936.
2. HABIB, *Détermination du Module d'élasticité des roches en place*, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux publics, Septembre 1950.
3. TALOBRE, *La mécanique des roches*, Dunod, Paris 1956.
4. BOLLO, *Le Projet des fondations et le Comportement des Roches*, Revue de la Fédération Internationale du Bâtiment et des Travaux Publics, N^o 35.
5. FERRY et WILLM, Rapport 80, au 6^e Congrès des Grands Barrages, New-York 1958.
6. GROUPE DE TRAVAIL, Rapport 43, au 7^e Congrès des Grands Barrages, Rome 1961.

RESUME.

La méthode de mesure la plus utilisée en France pendant ces dernières années est l'essai de chargement de la paroi rocheuse au moyen d'un vérin. Contrairement à ce qui se passe en Mécanique des Sols, on

n'obtient pas, en général, d'information sur la rupture ou la stabilité du massif mais seulement sur sa déformabilité.

Puisque le massif rocheux est essentiellement discontinu (pseudo-solide), on comprend l'importance des déformations permanentes de serrage (qui peuvent ressembler à la déformation plastique d'un milieu continu). On constate aussi, à l'échelle de la durée des essais, que des déformations différées, en grande partie réversibles, se superposent aux déformations instantanées (et on peut les attribuer à l'écoulement des fluides ou des « sols » dans les interstices du squelette solide).

Les mesures dynamiques, beaucoup plus souples d'emploi, donnent par nature des résultats moins ponctuels, donc moins dispersés. Mais les modules qu'on peut ainsi calculer s'appliquent à un phénomène purement élastique et on préfère interpréter l'échelle des vitesses dans un cadre géologique donné comme une échelle de qualité mécanique.

L'observation des barrages en service donne des courbes effort-déformation, analogues à celles de tous les essais mécaniques, donc des modules de déformation qu'on peut chercher à comparer aux modules obtenus au cours des essais. L'incertitude sur le choix des hypothèses de calcul des barrages et la rareté des observations portant directement sur le massif rocheux de fondation, ne permettent pas d'obtenir des valeurs précises.

Le rapprochement des résultats de ces trois chapitres ne suggère pas de corrélation générale. Les modules des massifs rocheux déduits de l'observation des barrages sont inférieurs à ceux du béton. Les essais au vérin donnent en général des valeurs plus basses encore et il n'apparaît pas de corrélation satisfaisante. En fait, plutôt que les valeurs absolues, ce sont surtout les variations relatives des déformabilités le long de la fondation qui intéressent le projeteur de barrages.

SUMMARY.

The method of measurement most widely used in France during the last few years is that of loading rock faces by means of jacks. Contrarily to what occurs in soil, the only information obtained thereby concerns the mechanical deformability of rock masses. No information is generally obtained on their failure or their stability.

Since rock masses are essentially discontinuous (they are pseudo-solid) the extent of permanent deformation due to compression of the voids is readily understood (it may resemble the plastic strain of a continuous medium). It is also noted, at the time scale of the duration of the tests, that deferred strain which is largely reversible is superimposed on the instantaneous strain. This deferred strain may be attributed to the flow of fluids or to the creep of soil in the interstices of the solid skeleton.

Dynamic measurements, which are much more flexible in use, give less punctual results which are consequently less scattered. The moduli

calculated in this way apply to a purely elastic phenomenon and it is preferable to interpret the range of velocities, in a given framework, as a corresponding range of mechanical properties.

The observation of dams in operation gives the stress-strain curves, similar to those of all mechanical tests. They are hence moduli of strain which might be compared to the moduli obtained from the tests. Uncertainty on the selection of design assumptions for dams and the scarcity of direct observations of the rock mass which constitutes the foundation prevent the observer from obtaining accurate figures.

Comparison of the findings of these three chapters does not suggest any general correlation. The moduli of rock masses as deduced from the observation of dams are lower than those of concrete. Jack tests generally give yet lower values and no satisfactory correlation appears. Actually, dam designers are more particularly interested in the relative variations of deformability along the foundation, than in absolute values.