

# Méthode pratique d'analyse des effets de la pression d'eau, de la température, du fluage et du retrait sur un barrage - application au barrage à voûtes multiples de Calacuccia

Autor(en): **May, Y. Le**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen**

Band (Jahr): **5 (1970)**

PDF erstellt am: **01.06.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-6936>

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

**Méthode pratique d'analyse des effets de la pression d'eau, de la température, du fluage et du retrait sur un barrage — Application au barrage à voûtes multiples de Calacuccia**

Praktische Berechnung der Wasserdruck-, Temperatur-, Kriech- und Schwindwirkung auf eine Staumauer — Anwendung auf die mehrböigige Staumauer von Calacuccia

Practical Calculation of the Effects of Water Pressure, Temperature, Creep and Shrinkage on a Dam Wall-Application to the Multiple Arch Dam of Calacuccia

**Y. LE MAY**

Ingénieur à la Direction de l'Équipement  
d'Électricité de France  
Paris

1. Caractéristiques principales du barrage

Le barrage de Calacuccia, réalisé en Corse par Electricité de France, est du type "à contreforts et voûtes multiples" (fig. 16). Sa hauteur maximale au-dessus du terrain naturel est de 72 m, sa longueur en crête de 240 m. L'ouvrage comprend 4 voûtes, de 50 m de portée, dont les sections horizontales sont circulaires (rayon du cercle amont = 26,75 m); l'épaisseur des voûtes varie de 1,62 m en crête à 4,30 m au pied. Ces voûtes s'appuient sur des contreforts de 5,50 m d'épaisseur, dont le fruit amont est de 0,7 et le fruit aval de 0,6. Ces contreforts sont découpés en plots dont les joints, parallèles au parement aval et munis de crémaillères, ont été injectés.

Le rocher de fondation est constitué d'un granite, quelque peu altéré en surface, mais de très bonne qualité en profondeur. Les contreforts sont fondés sur ce granite sain. Les fouilles des voûtes ont été moins profondes afin que ces dernières puissent s'adapter plus facilement au rocher plus souple et un peu plus fissuré que l'on trouve au-dessus du rocher de fondation des contreforts.

Les bétons de l'ouvrage ont été dosés à 275 kg de ciment Sixel 325 (ciment CPA 400 : 30% - cendres : 31,5% - laitier : 38,5%); les granulats sont constitués de granite concassé.

Le barrage a été mis en eau début Mars 1968.

2. Dispositif d'auscultation

Le dispositif d'auscultation du barrage comprend :

- des mesures topographiques d'intersection sur des repères scellés sur le parement aval des contreforts et en crête, en vue de la détermination des déplacements planimétriques.
- des mesures de nivellement topographique au pied des trois contreforts (contrôle des tassements de la fondation).

- des fils de fondation, sous la base des contreforts (contrôle des déplacements de la fondation).
- un pendule sur le contrefort central  $C_3$ , donnant le déplacement de la crête par rapport à la base.
- des extensomètres "à corde vibrante" dans les contreforts et deux voûtes, cette auscultation portant principalement sur le contrefort central  $C_3$  et la voûte 3-4 s'y appuyant.
- des sondes thermiques donnant les températures du béton à proximité de chaque groupe d'extensomètres.

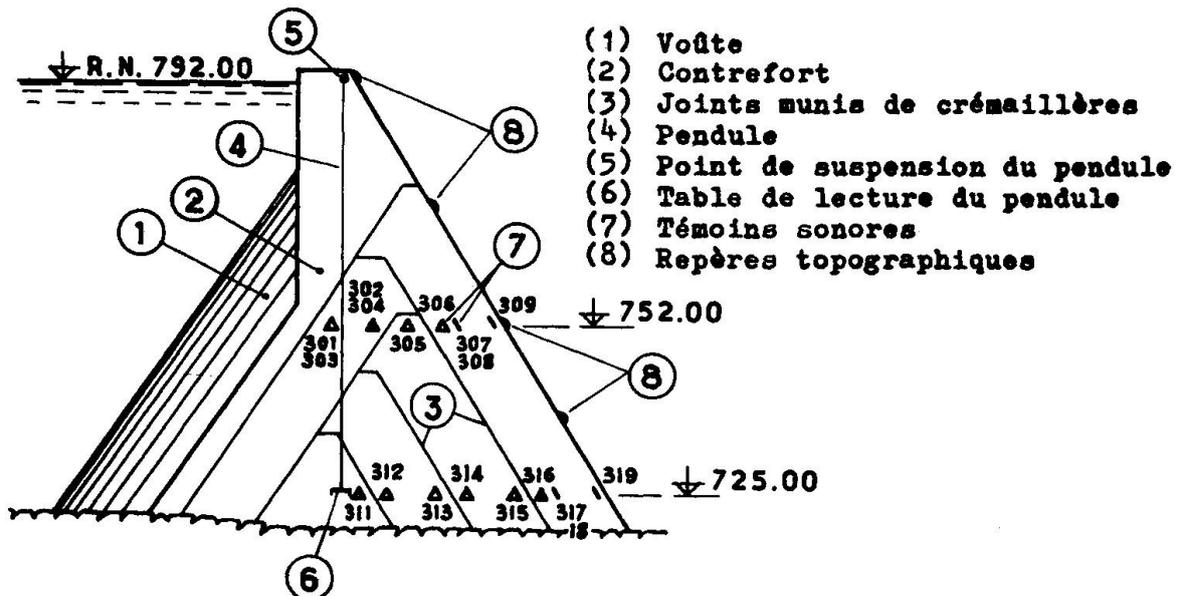


Fig. 1

La fig. 1 représente les appareils d'auscultation du contrefort central  $C_3$ .

### 3. Analyse des effets de la pression d'eau, de la température, du fluage et du retrait

#### 3.1. Méthode d'analyse

On peut estimer que de l'ensemble de l'information fournie par les mesures d'auscultation il y a lieu de tirer deux catégories de renseignements :

- l'une relative au comportement normal de l'ouvrage : en ce qui concerne les barrages en béton, il s'agit de connaître les phénomènes réversibles, de caractère élastique, renseignements intéressants en particulier les bureaux d'études qui chercheront par ce moyen à contrôler la validité de leurs méthodes et hypothèses de calculs.
- l'autre relative aux phénomènes accidentels ou évolutifs, dont la connaissance permet aux responsables de la surveillance du barrage de juger de la "santé" de la construction.

Une telle analyse nécessite la possession d'un grand nombre de mesures, l'expérience ayant montré que seule une exploitation statis-

tique des lectures des appareils conduit à des résultats d'analyse satisfaisants.

Les déformations d'un barrage en béton sont dues à de nombreuses causes, en particulier :

- . la charge d'eau
- . les variations de la température extérieure
- . le retrait (sur les ouvrages neufs), le gonflement du béton par imbibition sous l'effet de l'eau de la retenue
- . le fluage du béton sous charge
- . les phénomènes dits d'adaptation.

Les incidences de certains paramètres sont souvent du même ordre de grandeur et on peut déjà entrevoir les difficultés d'analyse qui se présentent lorsqu'ils interviennent simultanément : c'est ce qui se produit au cours d'un premier remplissage.

En fait, il est possible de ne considérer, pour l'analyse des déformations, que trois facteurs : la charge d'eau, la température du béton et le temps.

La considération du temps facilite certes l'analyse puisqu'il englobe les trois dernières causes énumérées ci-dessus, conduisant à des déformations permanentes.

A ces déformations permanentes s'ajoutent celles, de caractère réversible, dues à la charge d'eau et à la température.

Il y a lieu d'attirer l'attention sur le fait que le comportement d'un barrage au cours de sa première mise en charge sera le plus souvent mieux connu en associant aux mesures effectuées lors du premier remplissage celles concernant les vidanges et remplissages ultérieurs, au cours desquels les déformations irréversibles sont en général très faibles.

### 3.2. Résultats de l'analyse

On peut distinguer dans les variations du plan d'eau de Calacuc-cia les périodes suivantes :

- premier remplissage : 4 Mars 1968 au 16 Août 1968
- vidange : 16 Août 1968 au 7 Novembre 1968
- retenue vide : 7 Novembre 1968 au 10 Février 1969
- deuxième remplissage : 10 Février 1969 au 25 Mars 1969
- retenue pleine : 25 Mars 1969 au 30 Juin 1969
- deuxième vidange : 30 Juin 1969 au 10 Octobre 1969
- retenue vide : depuis le 10 Octobre 1969 (jusqu'à fin 1969)

L'analyse a porté sur les mesures d'auscultation effectuées au cours de ces diverses périodes.

#### 3.2.1. Témoins sonores (mesures des déformations unitaires)

Nous présenterons ici les principaux résultats tirés de l'auscultation sonore du contrefort C<sub>3</sub> et de la voûte 3-4 qui s'y appuie. Avant analyse, les lectures des témoins sonores ont été corrigés de l'effet thermo-différentiel témoin-béton (2  $\mu$ /m par degré).

## 3.2.1.1. Voûte 3-4

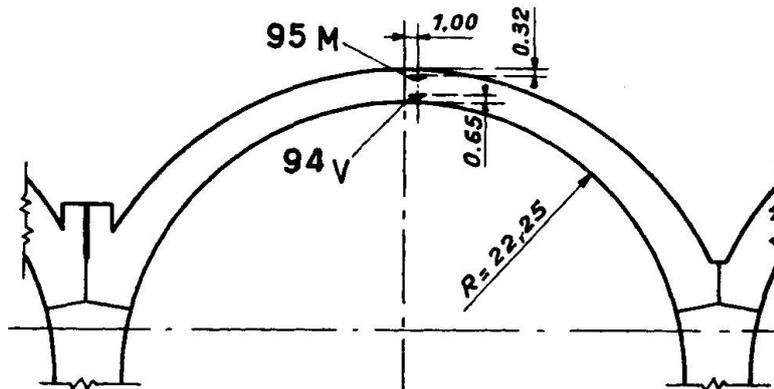


Fig. 2

Au cours du premier remplissage sont apparus sur certains témoins sonores des allongements très importants, sans fissuration du béton. Une étude a été entreprise afin d'en trouver une explication. Nous donnons ici les résultats de l'analyse faite sur les triangles d'extensomètres 95 M (amont) et 94 V (aval), situés en clé de la voûte 3-4, au niveau 760. (fig. 2)

Les deux périodes "barrage vide" ont permis d'établir les lois de corrections thermiques des divers témoins constituant les 2 groupes, le paramètre thermique adopté étant la température du béton à proximité du groupe (exemple fig. 3). On trouve, pour une augmentation de température de  $1^\circ$ , des raccourcissements variant de  $-4$  à  $-7,5 \cdot 10^{-6}$  (soit pour une augmentation maximale annuelle de température de  $16^\circ$ , une variation de  $-64 \cdot 10^{-6}$  à  $-120 \cdot 10^{-6}$ ). Les déformations unitaires d'origine thermique sont donc loin d'être négligeables : à titre de comparaison, le remplissage total maximal donne une déformation de  $-170 \cdot 10^{-6}$  sur le témoin horizontal amont de clé (déformation maximale due à l'effet d'arc). Cet effet thermique comprend pour une grande part "l'effet de peau" ou "effet de gradient".

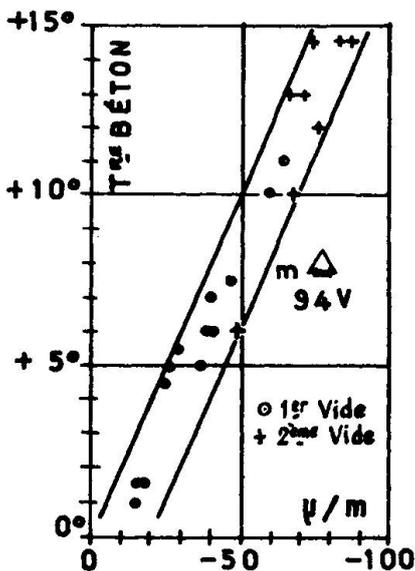


Fig. 3

À partir de ces lois, les déformations unitaires enregistrées par chaque témoin ont été corrigées de l'effet thermique et reportées sur des graphiques en fonction de la charge d'eau. Les figures 4 et 5 représentent, à titre d'exemple, deux de ces graphiques : l'un - fig. 4 - concerne le témoin p, incliné sur l'horizontale, du groupe amont 95 M, l'autre - fig. 5 - le témoin p du groupe aval 94 V.

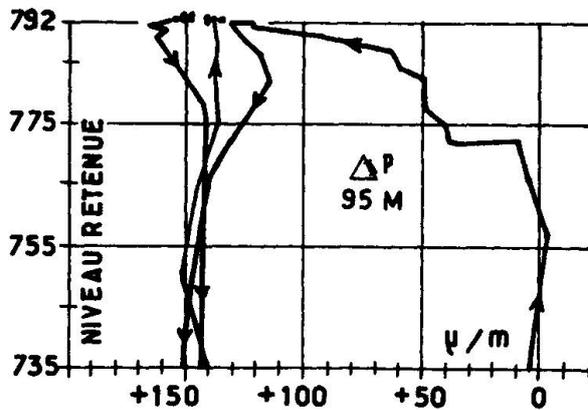


Fig. 4

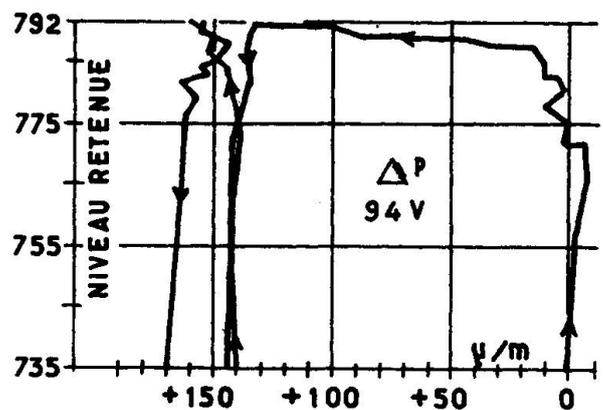


Fig. 5

On constate que dès que le plan d'eau atteint la cote du groupe - soit 760 - le témoin côté amont s'allonge. Cet effet apparaît également sur le témoin aval, mais un peu après celui décelé à l'amont.

Les déformations correspondant au deuxième remplissage et à la deuxième vidange sont à peu près réversibles - et d'ailleurs très faibles sur les témoins inclinés.

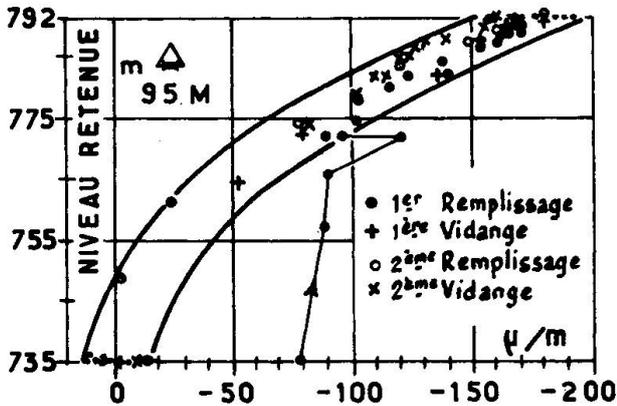


Fig. 6

A partir des lois hydrostatiques et thermiques, les déformations des témoins ont été corrigées des effets "charge d'eau" et "température". On obtient ainsi les déformations permanentes enregistrées par les T.S. (fig. 7).

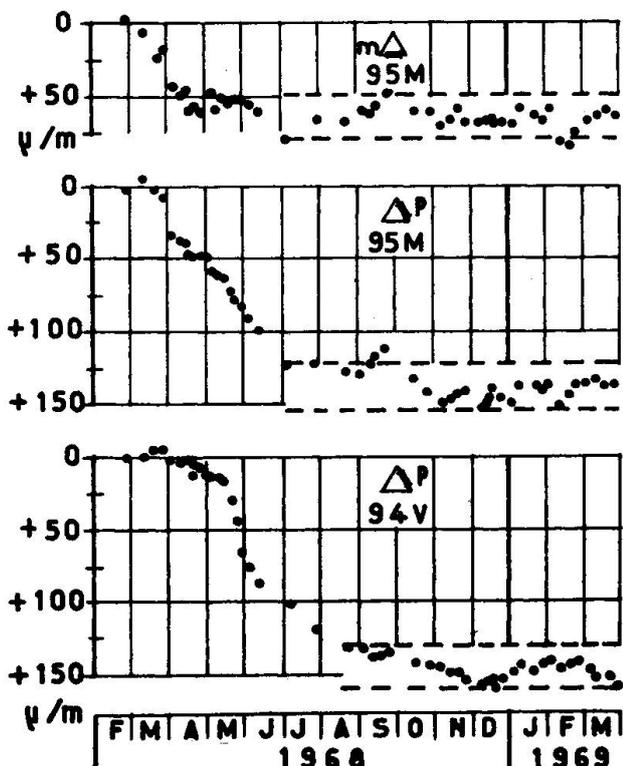


Fig. 7

Les nombreuses traces humides observées sur le parement aval des voûtes incitent à penser que ces allongements sont dûs au gonflement du

Par contre, les témoins horizontaux m qui enregistrent essentiellement l'effet d'arc ont des déformations plus importantes et leurs lois hydrostatiques apparaissent nettement (exemple fig. 6).

Sur le groupe amont, les allongements prennent naissance dès que le plan d'eau atteint la cote de situation du triangle de T,S. A partir de début Juillet 68 - cote du plan d'eau voisine de la cote de retenue normale - l'évolution est terminée. Les allongements ont atteint + 70  $\mu$ /m sur le témoin horizontal m et + 140  $\mu$ /m sur le témoin p. L'allongement moins important enregistré par le témoin horizontal peut s'expliquer par un "fluage" du béton à la compression lors de la mise en charge.

Sur le groupe aval, l'allongement commence à se manifester un mois environ après celui mis en évidence à l'amont et est du même ordre de grandeur (+ 140  $\mu$ /m sur le témoin p).

Ces allongements restent acquis après le premier remplissage.

béton par imbibition. A noter que les mesures de retrait et de gonflement effectuées en laboratoire, sur le béton de l'ouvrage, ont donné pour l'éprouvette conservée en atmosphère conditionnée ( $20^{\circ}\text{C}$  - 50% d'humidité relative) : un retrait de  $-150\ \mu/\text{m}$  à 12 mois et un gonflement de  $+290\ \mu/\text{m}$ , par rapport à la valeur du retrait, après une immersion de 5 mois (dont  $+240\ \mu/\text{m}$  4 jours après l'immersion). Ce gonflement très notable peut être attribué au ciment et aux cendres calcaïques qu'il contient.

Bien entendu, ces allongements n'équivalent pas à des contraintes mécaniques d'extension (qui seraient alors de l'ordre de  $140 \cdot 10^{-6} \times 300.000$  bars = 42 bars et auraient entraîné des fissurations). Lorsque l'allongement dû au gonflement a pu se faire librement (direction verticale), il n'y a pas eu pour ainsi dire de contrainte mécanique. Là où il n'a pu se faire en toute liberté (comme dans les arcs) des contraintes mécaniques de compression ont dû prendre naissance.

### 3.2.1.2. Contreforts $C_3$

Deux niveaux du contrefort central  $C_3$  sont auscultés par des témoins sonores (fig. 1) : les niveaux 752 et 725.

#### 3.2.1.2.1. Niveau 752

Certains groupes de T.S. ont été placés à mi-épaisseur du contrefort, d'autres à 50 cm du parement.

#### . effet thermique

Les périodes "barrage vide" et "barrage plein" (après deuxième remplissage) ont permis d'analyser l'effet thermique sur chaque témoin.

Connaissant les températures du béton dans l'axe et côté parement, il a été possible de séparer l'effet "moyen" (résultant d'une variation identique de la température dans toute l'épaisseur du contrefort) et l'effet de "gradient" (résultant d'une variation différente de la température entre "coeur" et parement).

L'effet "moyen" (fig. 8) est en général très faible : de l'ordre de  $-2$  à  $-4\ \mu/\text{m}$  pour une augmentation de  $1^{\circ}\text{C}$  de la température. Par contre, l'effet de "gradient" (fig. 9) est plus important : de l'ordre de  $-7$  à  $-8\ \mu/\text{m}$  pour une élévation de la température de  $1^{\circ}\text{C}$  du "coeur" par rapport au parement.

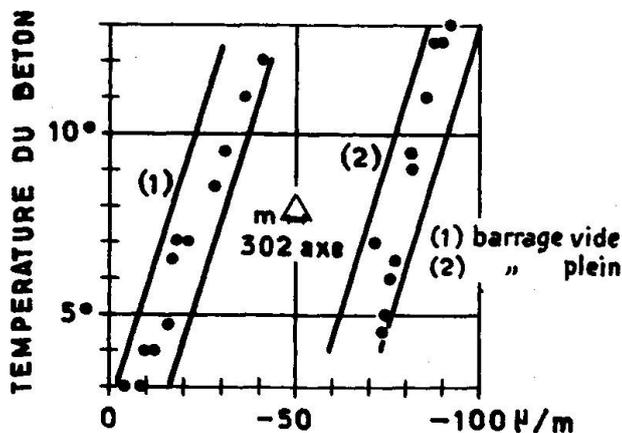


Fig. 8

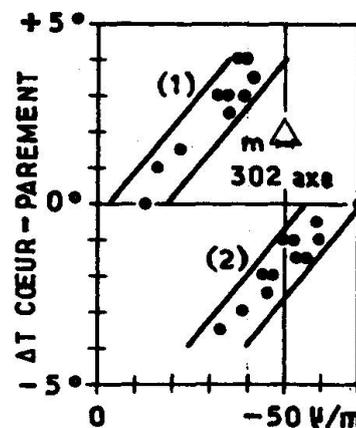
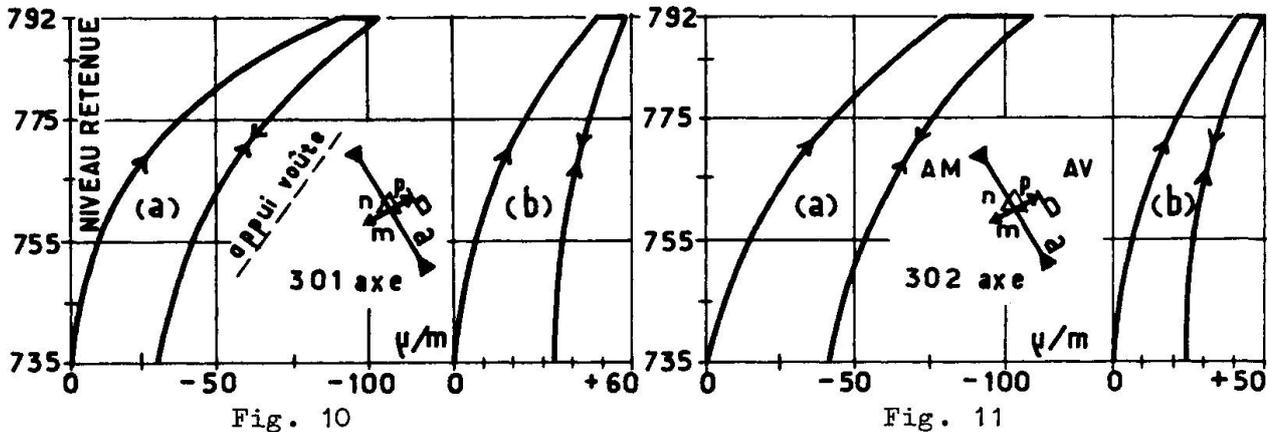


Fig. 9

. effet hydrostatique

Les lectures des témoins sonores ont été corrigées de l'effet thermique à partir des lois précitées et les déformations principales résultant de la charge d'eau ont été calculées pour chaque groupe. Les figures 10 et 11 représentent les graphiques tracés dans les "nuages de points", pour les groupes 301 et 302 situés à mi-épaisseur du contrefort.



Pour le groupe 301, situé près des appuis de la voûte, on constate une irréversibilité dans les déformations principales (a) et (b), lors du premier remplissage :

- allongement irréversible de  $+ 33 \mu/m$  sur (b), la déformation réversible lors des vidanges et remplissage ultérieurs étant de  $+ 25 \mu/m$ . Cette déformation irréversible, parallèle à la génératrice des voûtes, doit résulter de l'allongement des voûtes dont il a été question en 3.2.1.1.

- raccourcissement irréversible de  $- 30 \mu/m$  sur (a), la déformation réversible étant de l'ordre de  $- 75 \mu/m$ . La direction de la déformation (a) est celle des forces transmises par la voûte 3-4 au contrefort  $C_3$ . Un certain "fluage" à la compression se manifeste donc dans le béton du contrefort. La contrainte élastique de compression peut être estimée à  $-24$  bars environ, avec  $E = 330.000$  bars et  $\nu$  (coefficient de Poisson) =  $0,20$ .

Pour le groupe 302, on constate également une déformation permanente de  $- 40 \mu/m$ , acquise sur (a) lors du premier remplissage, la déformation réversible étant de  $- 70 \mu/m$  (valeurs qui se rapprochent de celles enregistrées sur le groupe 301).

Détermination du module d'élasticité moyen du béton

Les contraintes principales, à  $E$  près, ont été calculées en considérant les déformations hydrostatiques réversibles des témoins sonores. La figure 12 représente celles données par les témoins situés à mi-épaisseur du contrefort. Sur la section horizontale au niveau 752, la poussée hydrostatique au-dessus de ce niveau exerce une composante horizontale qui est la somme des efforts de cisaillement et une composante verticale qui est la somme des efforts normaux le long de cette section.

Connaissant ces composantes par le calcul et les contraintes nor-

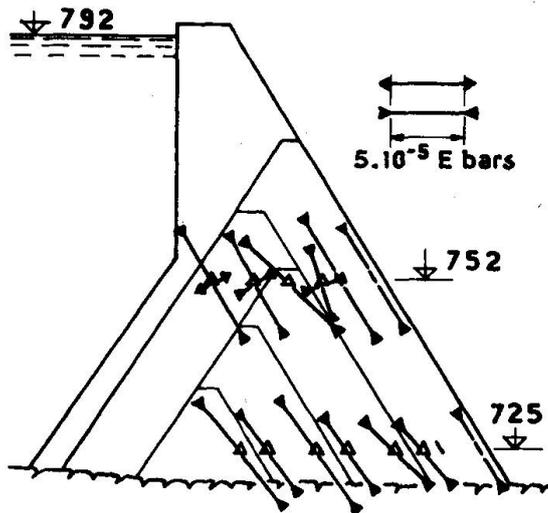


Fig. 12

males et de cisaillement mesurées à E près, on peut en déduire la valeur du module moyen d'élasticité E du béton du contrefort. On obtient :

- . à partir des contraintes normales, la valeur de 340.000 bars,
- . à partir des contraintes de cisaillement, la valeur de 330.000 bars.

Ce module d'élasticité, après la période du premier remplissage, apparaît donc élevé.

### 3.2.1.2.2. Niveau 725 (base du contrefort C<sub>3</sub>)

Les groupes de témoins sonores de ce niveau sont situés à mi-épaisseur du contrefort.

#### . effet thermique

La même méthode que celle mentionnée en 3.2.1.2.1. a été utilisée pour l'analyse de l'effet thermique. Il a été admis que la température du parement au niveau 725 était égale à celle mesurée au niveau 752.

On trouve un effet de "gradient" de l'ordre de 7 à 8  $\mu/m$  pour une variation de température de 1° C du "coeur" par rapport au parement.

En ce qui concerne l'effet "moyen", il est en général faible pour les témoins inclinés (de - 2 à - 4  $\mu/m$  pour une augmentation de 1° C). Par contre, il atteint - 8  $\mu/m/$ degré pour les témoins horizontaux ; on peut penser que, dans la direction horizontale, la base du contrefort ne peut se dilater librement par suite de son encastrement dans le rocher, ce qui entraîne des compressions.

#### . effet hydrostatique

Les lois thermiques ont permis de corriger les déformations des témoins sonores de l'effet thermique et d'établir les graphiques des déformations en fonction de la charge d'eau.

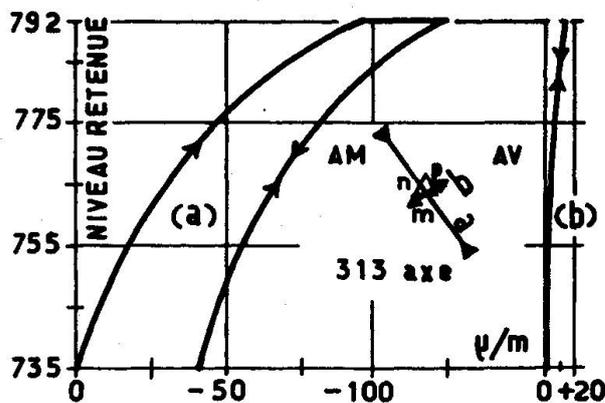


Fig. 13

La figure 13 qui représente les déformations principales moyennes obtenues sur le groupe 313 laisse apparaître, comme au niveau 752, un "fluage" du béton à la compression lors du premier remplissage : la déformation permanente est de - 40  $\mu/m$  pour une déformation réversible de l'ordre de - 85  $\mu/m$  (déformation principale (a)). Ce fluage apparaît sur toute la base du contrefort.

La déformation principale (b) est très faible (cela est vrai pour tous les groupes).

Les contraintes principales à mi-épaisseur du contrefort, au niveau 725, ont été déterminées à partir des déformations réversibles résultant d'un remplissage total (fig. 12). On note essentiellement des contraintes principales de première espèce de compression, les contraintes de deuxième espèce étant très faibles et pouvant être négligées. Avec  $E = 330.000$  bars et  $\nu = 0,20$ , la compression maximale sur la base est de  $-28$  bars.

La direction des contraintes de compression est très satisfaisante. Les joints semblent introduire une certaine discontinuité, la contrainte étant systématiquement plus forte à l'amont du joint qu'à l'aval.

### 3.2.2. Pendule

Le pendule étant accroché au sommet du contrefort  $C_3$  (table de lecture au pied), on peut penser que les déplacements d'origine thermique de ce contrefort (déplacement de sa crête par rapport à sa base) sont liés aux températures de l'aval et de l'amont du contrefort.

Les périodes "barrage vide" et "barrage plein" (après le deuxième remplissage) ont permis d'établir la loi thermique des déplacements réversibles du pendule (Fig. 14).

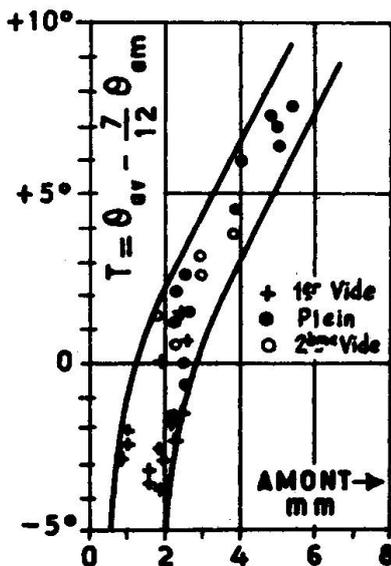


Fig. 14

microfissures qui affectent toujours les parements aval des barrages : l'effet de dilatation se fait plus sentir aux températures élevées (joints et fissures fermés) qu'aux basses températures (où ils sont ouverts).

A partir de cette loi, les lectures du pendule ont été corrigées de l'effet thermique; le graphique de la fig. 15 donne les déplacements, après correction, en fonction de la cote du plan d'eau.

Les déplacements lors des deux vidanges représentent la loi des déplacements réversibles du pendule sous l'effet de la charge d'eau : l'amplitude de ces déplacements est de  $4$  m/m environ.

On note une irréversibilité très nette des déplacements lors de la première mise en eau et de la première vidange.

Le paramètre thermique qui convient le mieux est :

$$T = \theta_{av} - \frac{7}{12} \theta_{am}$$

$\theta_{av}$  : température de la partie aval du contrefort.

$\theta_{am}$  : température de la partie amont du contrefort.

Le coefficient  $\frac{7}{12}$  tient compte du fait que le parement amont intervient moins que le parement aval, en raison même de la forme du contrefort.

Les déplacements sont d'autant plus grands que la température du parement aval est plus élevée, ce qui peut être dû à la présence de joints et de quelques

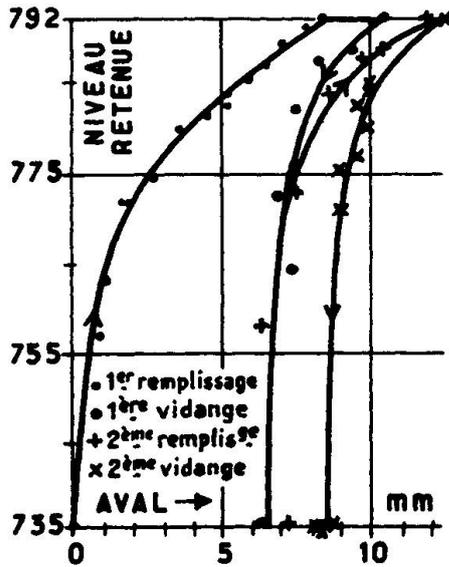


Fig. 15

### 3.2.3. Mesures topographiques

Les mesures topographiques n'ont pas été suffisamment nombreuses pour permettre l'établissement des lois hydrostatiques et thermiques des déplacements réversibles de l'ouvrage. Elles constituent néanmoins un excellent moyen de contrôle et donnent des renseignements intéressants sur le comportement de l'ouvrage.

#### 3.2.3.1. Planimétrie

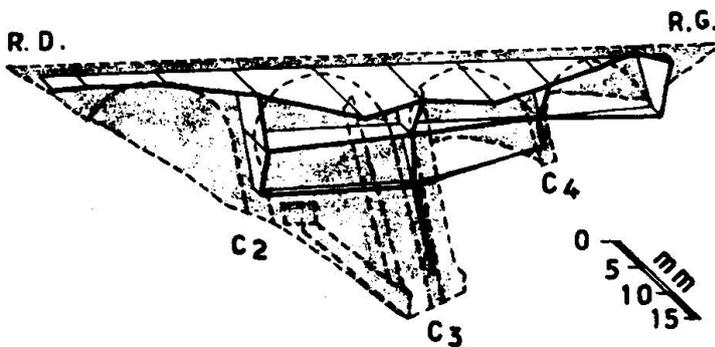


Fig. 16

plissage doivent résulter essentiellement de l'effet du gonflement des voûtes et du parement amont du contrefort ainsi qu'il a été dit à propos du pendule. En crête du contrefort  $C_3$ , on a mesuré un déplacement permanent de 6 m/m vers l'aval, qui est à rapprocher des 6,5 m/m donnés par le pendule.

Le déplacement réversible de la crête du barrage, évalué à partir des mesures topographiques, est de l'ordre de 5 m/m environ sous l'effet d'un remplissage total (le pendule donne 4 m/m).

#### 3.2.3.2. Nivellement

Les déplacements irréversibles des barrages ayant souvent pour origine les déformations de leur fondation, il était intéressant de complé-

La déformation permanente de 6,5 m/m environ vers l'aval doit résulter essentiellement du gonflement des voûtes et du parement amont du contrefort lors du premier remplissage, dont l'effet est identique à celui d'un réchauffement de la partie amont du contrefort. Une légère part de cette déformation peut être également attribuée à un "fluage" du béton à la compression (voir chapitre 3.2.1) et à une légère rotation irréversible de la fondation du contrefort (voir chapitre 3.2.3.).

La comparaison des deux mesures topographiques effectuées, retenue vide, avant le premier remplissage (le 29/2/1968) et après le premier remplissage (le 5/2/1969), dans des conditions de température identiques, met en évidence des déformations irréversibles, vers l'aval, relativement importante en crête de l'ouvrage - fig. 16 -. Ces déformations irréversibles acquises lors du premier rem-

ter les mesures planimétriques sur le barrage proprement dit par des mesures de nivellement au pied des contreforts.

La figure 17 donne les tassements de la base du contrefort C<sub>3</sub> (cote 732) mesurés entre le 29/2/1968 et le 5/2/1969, le barrage étant vide, et représente la rotation irréversible de la fondation lors du premier remplissage. Cette rotation est très faible (1 m/m environ de tassement au pied aval sur une base de 60 m). Il est vrai que le contrefort C<sub>3</sub> est fondé sur un granite de très bonne qualité, peu déformable. Les tassements réversibles de la fondation, pour un remplissage total, sont également de l'ordre du m/m.

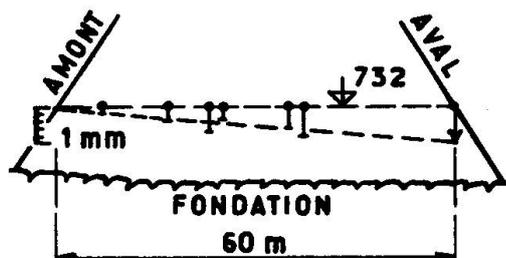


Fig. 17

La rotation irréversible de la fondation ne donne qu'un millimètre de déplacement vers l'aval en crête du contrefort C<sub>3</sub>, ce qui laisse subsister 5 m/m de déformation irréversible, en ce point, résultant de la déformation propre du contrefort.

#### 4. Conclusions

Ainsi que le montre la présente communication, un barrage en béton est le siège de déformations continues, complexes et, le plus souvent, de faible amplitude. Les déformations sont dues à de nombreuses causes (charge d'eau; température; retrait, gonflement et fluage du béton; phénomènes dits d'adaptation). Seule une analyse fine, portant sur un assez grand nombre de mesures, permettra de connaître, de façon aussi complète que possible, le comportement de l'ouvrage pris dans son ensemble - barrage et fondation - ou dans ses parties.

C'est un fait bien connu que les théories applicables aux barrages et à leurs massifs de fondation reposent sur des hypothèses et simplifications destinées notamment à rendre possible leur étude mathématique. Aussi apparaît-il souhaitable de réserver à l'expérience, à l'observation, le droit de vérifier la théorie, afin d'en tirer des enseignements pour les études futures. C'est l'un des objectifs de l'auscultation des barrages, à côté de celui concernant le contrôle de leur sécurité.

#### RESUME

L'analyse des déformations d'un barrage en béton, mesurées pendant les premières années d'exploitation, permet, par une méthode pratique, de faire la part des effets réversibles (charge d'eau, température) et des effets irréversibles (retrait, gonflement, fluage du béton). La communication expose cette méthode d'analyse et présente les principaux résultats tirés de l'auscultation du barrage, à contreforts et voûtes multiples, de Calacuccia (hauteur maximale au-dessus du lit : 72 m - longueur en crête : 240 m - entr'axe des contreforts : 50 m).

ZUSAMMENFASSUNG

Die während der ersten Betriebsjahre unternommenen Messungen erlauben, mittels einer praktischen Methode die umkehrbaren Wirkungen (Wasserdruck, Temperatur) sowie die nichtumkehrbaren (Schwinden, Blähen, Kriechen des Betons) zu bestimmen. Dieser Beitrag legt dieses Verfahren dar und zeigt die wichtigsten durch Abhorchen gewonnenen Ergebnisse der mehrbölgigen und mit Strebepfeilern versehenen Staumauer von Calacuccia (maximale Höhe vom Lager: 72 m, Kronenlänge: 240 m, Abstand der Strebepfeiler: 50 m).

SUMMARY

The paper presents a practical method of calculation and also the most important experimental results obtained on the multiple arch, buttress dam of Calacuccia. (Maximum height: 72 m., crest length: 240 m., buttress spacing: 50 m.) The measurements made during the first years of use, together with the proposed calculation method, allow the reversible effects (water pressure, temperature) and also the non-reversible effects (shrinkage, swelling, creep) to be calculated.