

Le barrage coupole des Toules: sa conception et son comportement

Autor(en): **Gicot, Henri**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **83 (1965)**

Heft 42: **Prof. G. Schnitter zum 65. Geburtstag, 1. Heft**

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68291>

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.

Die Pendelanlage 22 besteht aus zwei Stufen: einem in einem Bohrloch freihängenden 23 m langen Pendel 22^S, von der Felsoberfläche im Hohlraum Nr. 22 bis in einen ehemaligen, zugänglich gebliebenen Umleitungsstollen hinunter reichend, und einem Umkehr- oder Schwimmpendel 22^U, dessen Draht im Fuss eines 32 m unter den Stollen reichenden Bohrloches befestigt ist. Während 22^S und 22^U übereinander, nahe der seeseitigen Mauerflucht angeordnet sind, befindet sich in einer Bohrung nahe dem talseitigen Mauerfuss das frei hängende Pendel 22^T, ebenfalls vom Fugenhohlraum bis in den 21 m tiefer gelegenen Stollen reichend. Der Vergleich der Messergebnisse von 22^S und 22^T zeigt den Unterschied zwischen den horizontalen Felsdeformationen unter dem seeseitigen bzw. dem talseitigen Mauerfuss.

In den Fugenhohlräumen Nrn. 11, 20, 25 und 29 sind nahe dem Mauerfundament Bolzen eingelassen, an denen mit dem Präzisions-Klinometer «Huggenberger» die Drehungen der Felsoberfläche unter wechselnder Stauhöhe gemessen werden. In Bild 4 sind die im Hohlraum Nr. 20 mit der Pendelanlage einerseits und dem Klinometer andererseits ermittelten Verformungen einander gegenübergestellt. Es fällt auf, dass das Mass der Drehungen der Felsoberfläche kleiner ist als die Neigung der Verformungslinien. Der Unterschied rührt davon her, dass mit dem Klinometer nur reine Drehungen, mit den Pendeleinrichtungen jedoch die Summe der aus Drehungen und Translationen im Fels resultierenden Horizontalverschiebungen gemessen werden.

Kommentar zu den Messergebnissen

In den Bildern 4 bis 7 sind die Messergebnisse der Aufstau- und Absenkerperiode 1964/65 dargestellt. Die Verschiebungen in der Felsunterlage der Messprofile 20 und 22 waren in diesem Zeitabschnitt vollständig elastisch. Die beiden Bohrungen in den Flanken, Nrn. 10 und 28 lassen hingegen noch eine leichte Tendenz zu bleibender Verformung vermuten, allerdings kaum stärker als die Grössenordnung der Messgenauigkeit. Auch der Vergleich der Ergebnisse der geodätischen Kontrollen von 1960 bis 1964 zeigt für die Felspunkte nahe dem talseitigen Mauerfuss an den Flanken bleibende Verschiebungen

von insgesamt 3 ± 1 mm für die Summe der vier Jahre, aber mit deutlichem Abklingen von Jahr zu Jahr.

Die «Schleifen» im Diagramm Nr. 6 lassen auf eine gewisse zeitliche Verzögerung zwischen Stauspiegeländerung und Felsverformung schliessen.

Die Tangenten der Verformungslinien stehen an den unteren Bohrloch-Enden nicht lotrecht. Das bedeutet, dass der Fels unter dem Einfluss der Stauspiegel-Schwankungen elastische Verformungen bis in grössere Tiefen als die erbohrten 60 bis 70 m erfährt, vermutlich bis weiter als 100 m. Dabei ist allerdings die eingangs erwähnte Besonderheit des schmalen Felssockels, auf den die Staumauer Albigna aufgesetzt ist, zu berücksichtigen.

Die dargestellten Diagramme zeigen die horizontalen Verschiebungen in der y -Richtung, also quer zur Mauer-Längsaxe. Viel kleiner und nicht gesetzmässig von der Stauhöhe abhängig sind die an den gleichen Messpunkten in der x -Richtung ermittelten Verschiebungen. Auf ihre Wiedergabe wird hier verzichtet.

Aus den bei leerem See und bei Vollstau durchgeführten Nivellements lassen sich die Höhenänderungen der Felsoberfläche unter der Mauer in Abhängigkeit von der Stauhöhe ermitteln. Mit steigendem Seespiegel erfährt das Mauerfundament in Talmitte auf der Seeseite eine Hebung von etwa 3 mm, auf der Talseite eine Senkung von etwa 2 mm. An beiden Flanken hebt sich bei Vollstau das ganze Mauerfundament um $0,5 \div 1$ mm. Diese Höhenänderungen waren in den vier Messperioden 1960–1964 vollständig elastisch.

Die Messanordnung mit den in mehreren Horizonten der Bohrlöcher befestigten und mit Federn gespannten Drähten böte die Möglichkeit, nicht nur waagrechte Verschiebungen, sondern grundsätzlich auch das Mass senkrechter Fels-Zusammendrückungen in verschiedenen Tiefen zu ermitteln. Bei der Staumauer Albigna wird erwogen, von dieser Möglichkeit Gebrauch zu machen, wobei die praktisch unveränderliche Temperatur des die Messdrähte umgebenden Wassers eine günstige Voraussetzung bildet.

Adresse des Verfassers: W. Zingg, Obergeringieur, Industrielle Betriebe der Stadt Zürich, Bahnhofquai 5, 8023 Zürich.

Le barrage couple des Toules

Sa conception et son comportement

Par Henri Gicot, Dr h. c., ing. conseil, Fribourg

DK 627.825.7

Avant-propos

Le barrage des Toules est le premier barrage couple construit en Suisse. La forte cambrure de sa partie centrale, les proportions et la forme de la vallée, qui présente sur chaque rive des dépressions épigénétiques, les épaisseurs relativement faibles de l'ouvrage, enfin l'obligation de le construire en deux étapes, en font un sujet d'observations particulièrement intéressant, d'autant plus qu'il a été possible ici d'effectuer les mesures initiales avant la première mise en eau de la seconde étape – c'est-à-dire pratiquement à lac vide – alors que trop souvent le début des observations se place après un remplissage partiel ou même total de la retenue, qui exclut ou du moins réduit la possibilité de constater les phénomènes élasto-plastiques du début.

La première étape a été réalisée en 1958. La seconde étape a été bétonnée durant les campagnes de 1961 et 1962, à l'exception du couronnement et de l'évacuateur de crues, achevés en 1963.

Conditions générales

Sur l'ancienne route du Grand-St-Bernard, au lieu dit «Pont des Toules», s'ouvre une large cuvette qui permettait de créer un bassin d'accumulation de 20 millions de m³, la retenue maximum étant à la cote 1810,0. Ce bassin fait partie de l'aménagement de la Dranse d'Entremont supérieure dont les eaux sont utilisées dans la centrale de Palla-

zuit, près de Liddes, pour être ensuite successivement à disposition des usines d'Orsières, de Sembrancher et de Martigny-Bourg.

La position du barrage était commandée par la présence d'un verrou rocheux dont la surface plonge rapidement tant à l'amont qu'à l'aval. La vallée est large, avec un fond qui s'étire sur les deux rives et présente, sur chacune d'elles, une dépression épigénétique. Il en résulte un profil en travers de la vallée assez sinueux, dont les irrégularités ont été partiellement corrigées, mais n'auraient pu être supprimées qu'à un prix incompatible avec l'économie du projet.

La roche de fondation fait partie des schistes de Casanna. Les fractures y sont assez nombreuses: failles et diaclases, ainsi que zones laminées. Une zone de ce genre, située sur la rive gauche, avait même fait supposer, lors des forages d'exploration, la présence d'un canyon rempli de débris rocheux. Ce n'était pas le cas, mais c'est dans cette région que se sont produites les déformations plastiques les plus importantes.

Etant donné la faible capacité de l'accumulation, l'économie du projet exigeait impérieusement un ouvrage de retenue de coût minimum dont le volume, dans le cas d'un barrage en béton, ne devait pas excéder 240 000 à 250 000 m³. A cette condition s'est ajoutée la nécessité de construire l'ouvrage en deux étapes. La première devait créer une

petite accumulation à la cote 1750,0 pour permettre l'exploitation au fil de l'eau de la centrale de Pallazuit, en attendant la construction de la nouvelle route du Gd-St-Bernard sans laquelle il n'était pas possible de créer l'accumulation définitive. Encore n'est-ce pas sans peine que l'exécution de la seconde étape du barrage a été synchronisée avec celle de la route, et il a fallu, au cours de la campagne 1962, ménager dans le barrage une vaste ouverture provisoire pour permettre au trafic d'emprunter l'ancienne route, en attendant que la nouvelle soit utilisable.

Bien que les conditions géologiques et géotechniques fussent satisfaisantes, la topographie du site ne favorisait guère, à première vue, la réalisation d'une voûte suffisamment mince. Le rapport entre la longueur de 450 m au couronnement et la hauteur maximum de 86 m appelait plutôt un ouvrage voûte-poids, solution qui avait d'ailleurs été examinée lors de premières études élaborées en 1948, mais dont le coût aurait été prohibitif. Les singularités du profil de la vallée provenant des dépressions épigénétiques chargeaient encore le problème de difficultés supplémentaires, auxquelles s'ajoutaient celles de l'exécution en deux étapes. Comme il n'était pas possible de poser au béton des exigences excessives, il fallait chercher des formes et une répartition des épaisseurs telles que, à volume égal, les contraintes de compression soient les moins élevées et les plus uniformes possibles.

Conception de l'ouvrage

Les problèmes posés par la topographie de la vallée et par la recherche de l'utilisation optimum du béton ont conduit à un barrage voûte-coupole. Fortement renversé dans sa partie centrale, il se redresse progressivement vers les appuis. Les arcs, relativement minces, ont une épaisseur constante jusqu'au voisinage des appuis, où ils s'épanouissent assez fortement pour satisfaire aux exigences statiques des conditions de bord. Ces élargissements réduisent aussi les pressions sur la fondation et corrigent, dans une certaine mesure, les effets des irrégularités du profil en long de la fondation grâce à l'augmentation de rigidité de la voûte.

Les axes des arcs ne sont pas circulaires en plan, mais elliptiques, à l'exception des arcs plus épais de la région inférieure, au-dessous de la cote 1750, qui sont paraboliques.

Mesurée horizontalement et abstraction faite des élargissements aux appuis, l'épaisseur du barrage est de 4,50 m au couronnement arasé à la cote 1811,0, et atteint 20,56 m à la base. A la clef, le rayon de courbure décroît progressivement de 181,50 m en crête à 99,76 m à la base. L'ouvrage a demandé 235 000 m³ de béton, dont 15 000 m³ pour la première étape.

La question de l'exécution du barrage en deux étapes a surgi au cours des études préliminaires de l'ouvrage définitif. Il s'agissait de réaliser tout d'abord un ouvrage créant une retenue à la cote 1750. Cet ouvrage ne devait pas être une construction séparée, mais faire ultérieurement partie intégrante du barrage définitif. Il devait en outre être maintenu en service durant toute l'exécution de la seconde étape.

Pour satisfaire à ces conditions, le profil du premier barrage a été découpé du côté amont dans l'ouvrage définitif, avec un parement aval profilé en escalier pour lui permettre de servir d'appui au béton de la seconde étape sans qu'il y ait risque d'une poussée indésirable exercée par cette dernière contre le petit barrage. Ce dernier, d'une hauteur maximum de 25 m, avait une épaisseur de 2,50 m en crête et de 7 m à la base. C'était une voûte très tendue de 180 m de développement, ayant un rapport tout à fait exceptionnel entre sa longueur et sa hauteur. A chaque extrémité, un bloc formant culée a été exécuté avec l'épaisseur prévue pour l'ouvrage définitif.

On se demandera peut-être s'il était indispensable de pousser aussi loin l'étude des formes. A ce sujet, rappelons tout d'abord que la recherche d'arcs ayant à chaque niveau la plus forte courbure possible conduit, dans une vallée large, à un profil de barrage qui, à la clef, est plus ou moins fortement incliné vers l'aval. Un tel profil est nécessaire pour éviter que les ailes du barrage ne présentent à l'amont des surplombs intolérables et pour obtenir dans les consoles des conditions de contraintes acceptables. Aux Toules, ces exigences ont abouti dans la région centrale à un profil fortement incurvé dont la stabilité ne peut être assurée que par une action de coupole.

D'autre part, le remplacement des arcs circulaires habituels par des arcs à courbure variable – en l'espèce des arcs elliptiques – résulte de la recherche de conditions de contraintes optima. En effet, dans un barrage voûte,

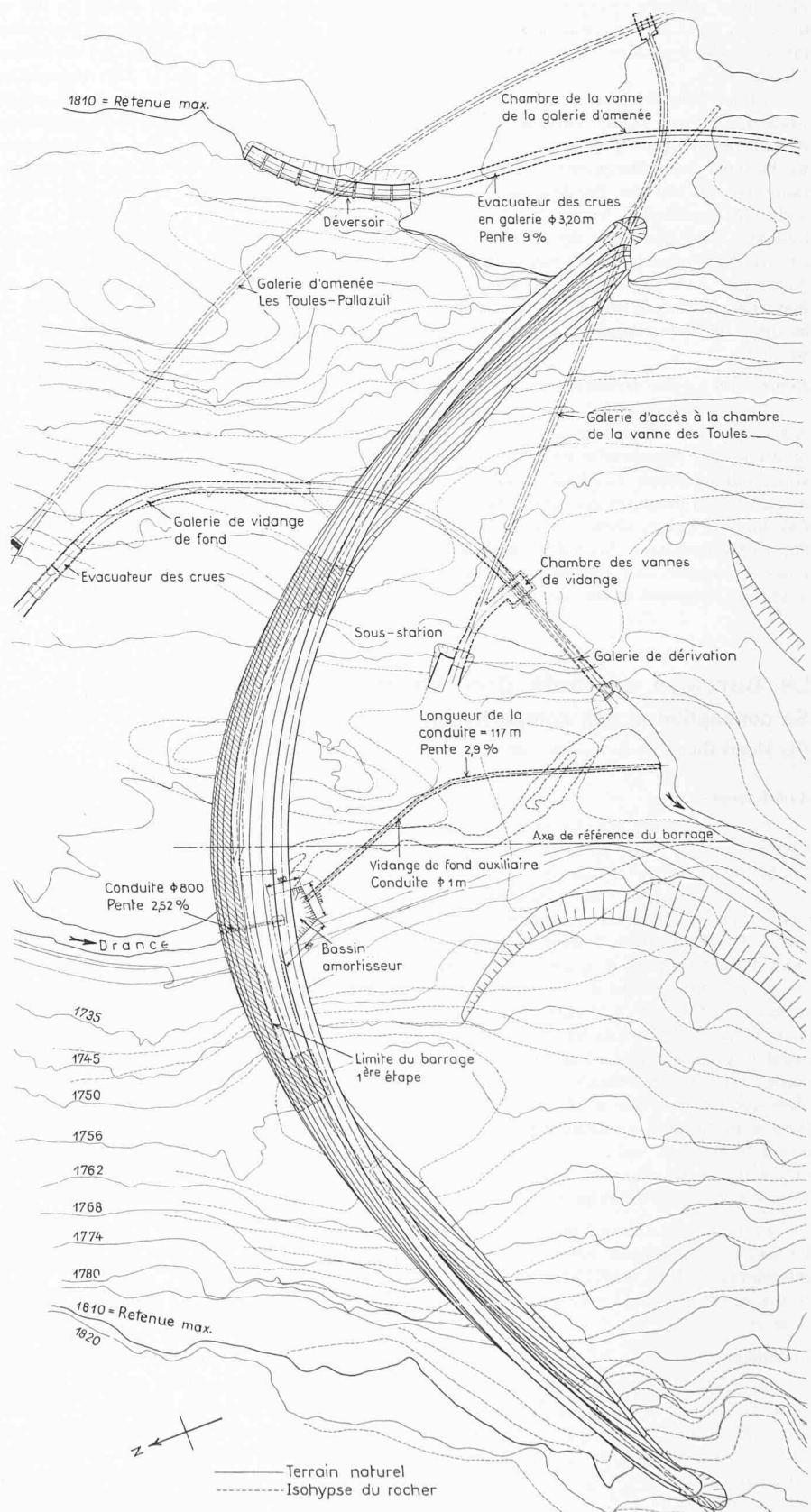


Fig. 1. Vue en plan du barrage des Toules. Echelle 1:2000

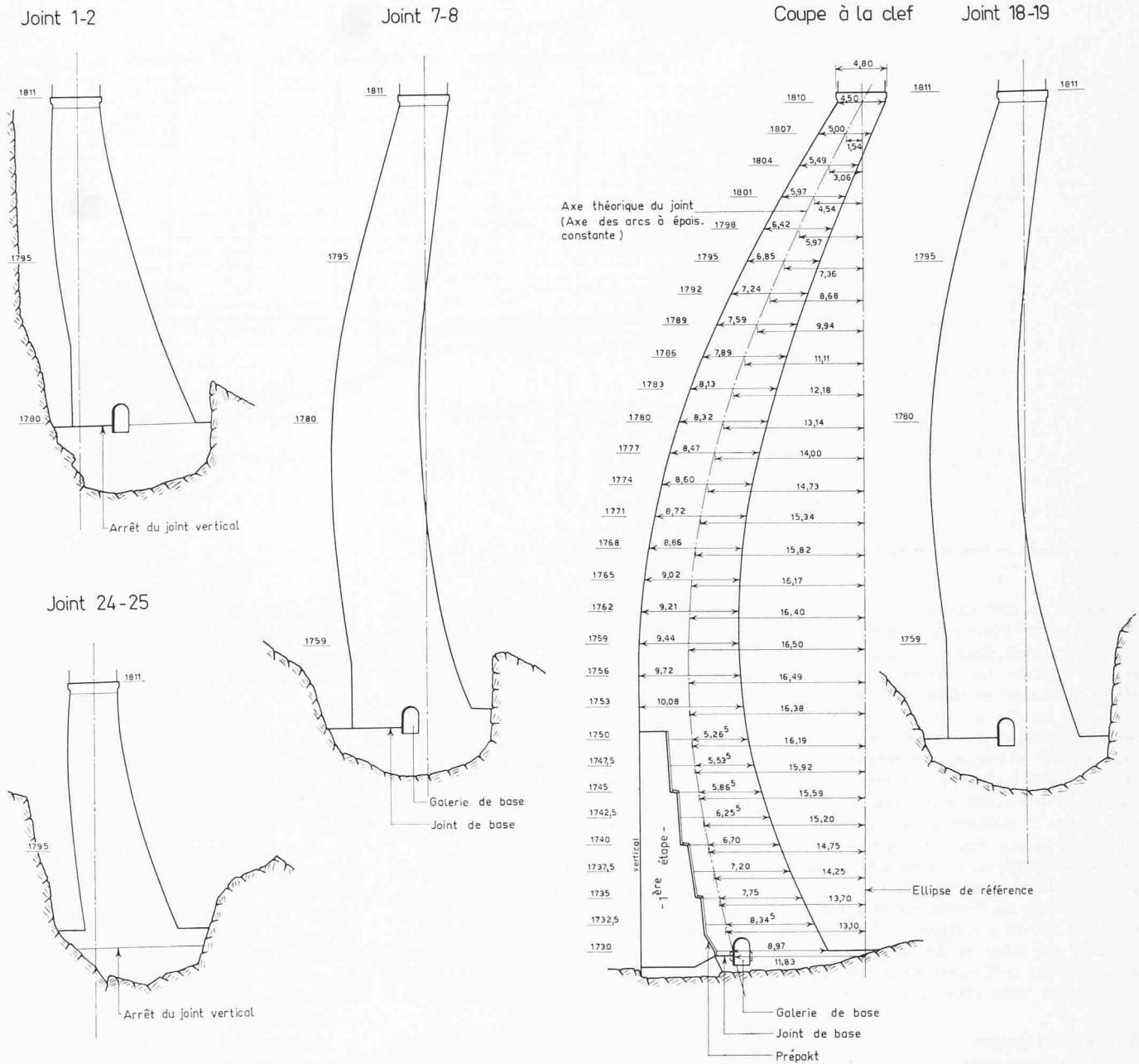


Fig. 2. Coupes en travers du barrage des Toules. Echelle 1:600. Pour l'emplacement des joints, voir coupes en long, fig. 3, pages 776-777

les poussées qui s'exercent le long d'un même arc ne sont pas constantes, car une partie de la charge hydrostatique est absorbée par d'autres résistances. La funiculaire des poussées n'est donc pas un arc de circonférence. L'écart entre cette funiculaire et une fibre moyenne circulaire engendre des conditions statiques qui peuvent être encore acceptables dans des arcs épais, grâce à la haute hyperstaticité de l'ouvrage, mais peuvent devenir d'autant plus défavorables que l'arc est mince. On est ainsi conduit, pour des arcs minces, à choisir pour fibre moyenne la funiculaire des poussées. Cette funiculaire n'est pas connue «a priori», car toute modification de la forme de l'arc entraîne un changement de sa déformabilité et, par voie de conséquence, des poussées qu'il reçoit. Ce n'est donc que par approximations successives que peut être obtenu le résultat cherché.

Dans le cas d'une vallée de forme et de proportions favorables, l'adoption des funiculaires des poussées comme fibres moyennes

donnera des résultats satisfaisants. Toutefois, dans de tels arcs, les moments fléchissants sont encore très inégalement répartis. Négatifs aux appuis, ils décroissent jusqu'aux reins pour devenir ensuite positifs et croître jusqu'à la clef. Aussi, dans le cas des Toules, a-t-on poussé encore plus loin l'étude des formes et cherché à équilibrer les moments fléchissants et à réduire leurs valeurs maxima. La méthode utilisée est connue des constructeurs de voûtes de ponts et consiste à choisir comme fibre moyenne de l'arc une courbe qui présente par rapport à la funiculaire des charges de légers écarts convenablement choisis.

Dans le cas des Toules, la forme parabolique donnait des résultats satisfaisants pour les arcs assez épais de la région inférieure, au-dessous de la cote 1750. Par contre la parabole ne convenait pas à la région moyenne et supérieure, car son rayon de courbure change trop rapidement. Il était nécessaire, pour des arcs minces, de choisir un type de courbe permettant de varier la forme entre la clef et les naissances, alors que par ces trois points

on ne peut faire passer qu'une seule parabole, comme d'ailleurs un seul cercle. Entre ces deux extrêmes, on choisit l'ellipse, courbe de même espèce et qui offrirait les possibilités d'adaptation voulues.

Il ne faut cependant pas en conclure que la forme elliptique est la seule possible. On peut en imaginer d'autres capables de s'adapter suffisamment bien à la forme déterminée tout d'abord par points. On pourrait même se borner à définir par points la forme des arcs sans se référer à une courbe mathématique, mais pour l'exécution, et en particulier pour les besoins du piquetage, il est avantageux de se servir d'une courbe mathématique simple.

Valeurs des contraintes

Grâce à l'étude très poussée des formes, aucune traction n'apparaît dans les arcs, à l'exception des naissances de la partie basse. Les compressions sont bien réparties. Dans la partie centrale et dans les ailes, elles diffèrent assez peu entre l'amont et l'aval. Les

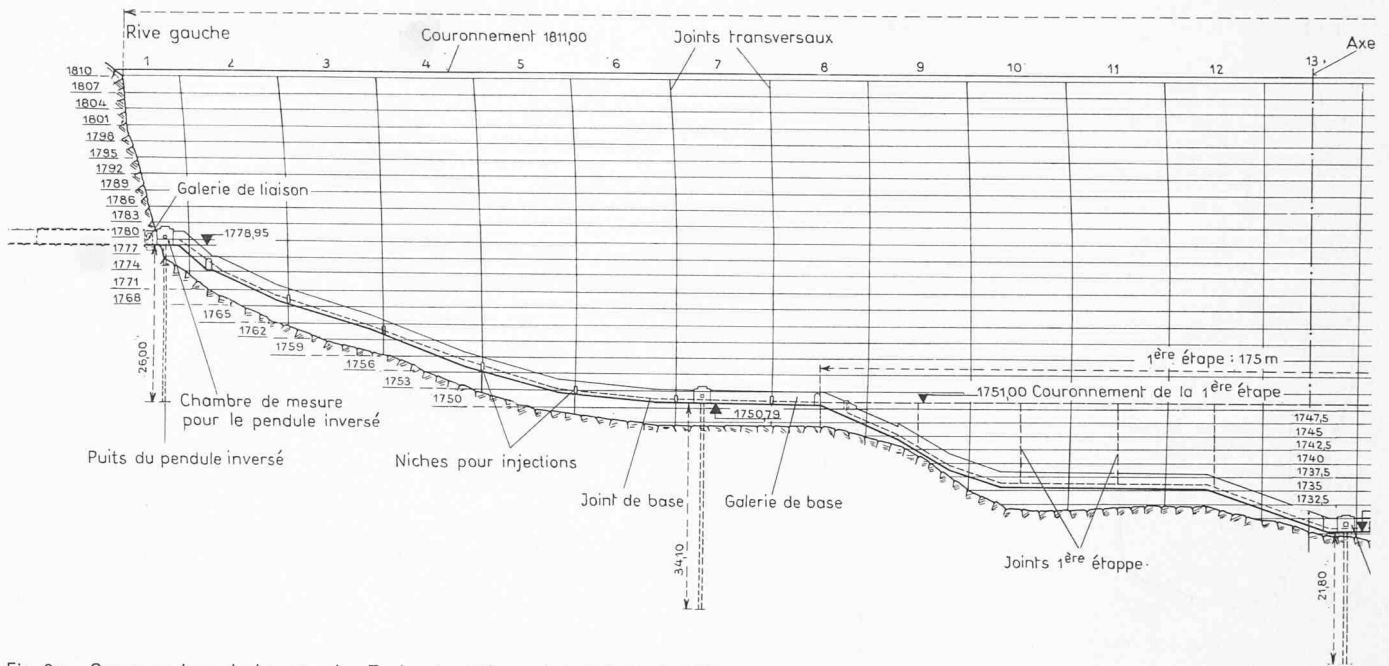


Fig. 3a. Coupe en long du barrage des Toules (moitié gauche). Echelle 1:1300

compressions calculées sont de l'ordre de 30 à 50 kg/cm² environ pour le poids propre et la charge hydrostatique, avec un maximum de 57,5 kg/cm². Ce maximum est porté à 60,8 kg/cm² avec les effets de la température, et à 75,2 kg/cm² en y ajoutant ceux d'une secousse sismique. Dans les consoles, il n'a pas été possible d'éliminer complètement les tractions dans la région aval supérieure. C'est au pied aval des consoles qu'apparaissent les plus fortes compressions qui atteignent en charge 56 kg/cm², respectivement 64 kg/cm² avec effet thermique, et 82 kg/cm² en y ajoutant celui d'une secousse sismique.

Les essais sur modèle exécutés à grande échelle (1:80) au laboratoire de l'ISMES ont confirmé les résultats des calculs, tout en indiquant des contraintes en général moins importantes, mais quelquefois un peu plus élevées.

Rôle du joint de base

A part le cas assez rare où les proportions de la vallée sont particulièrement favorables, ou à moins qu'il ne s'agisse d'un barrage voûte-poids relativement massif, le calcul d'un barrage voûte décèle toujours au pied amont des contraintes de traction. Ces contraintes sont d'autant plus élevées que l'ouvrage est mince par rapport à sa hauteur, et que croît le rapport entre son développement et sa hauteur. Dans un cas extrême comme celui des Toules, ces contraintes seraient – théoriquement du moins – excessives et pourraient faire craindre des déchirures ou des décollements entre rocher et béton.

La réalisation d'une véritable articulation au pied d'un barrage n'étant pas praticable, certains constructeurs italiens ont recouru à un joint dit «périmétral» qui constitue une sorte de semi-articulation. Profilé en courbe concave, il sépare le barrage proprement dit d'un socle encastré dans la fondation et appelé «pulvino». La technique utilisée aux Toules est différente. Elle consiste à ménager du côté amont, au voisinage de la fondation, entre le parement et la galerie de contrôle qui suit cette fondation, un joint dit «de base». Ce joint ne constitue toutefois pas une

discontinuité. Il est traité comme les joints ordinaires de reprise de bétonnage, mais il est protégé à l'amont, comme les joints verticaux, par une garniture d'étanchéité et il est équipé de rampes d'injection. Des précautions sont prises sous forme de nappes d'armatures disposées au-dessus et au-dessous du joint et complétées par des ancrages en rocher, de telle sorte que s'il y avait traction excessive, il se produise, non pas une fissure, mais une ouverture du joint là où les mesures adéquates ont été prévues.

Il est difficile de dire jusqu'à quel point les tractions calculées se produisent réellement, mais il apparaît bien que les facultés d'adaptation de l'ouvrage les réduisent à une valeur tolérable, comme le montrent les observations faites antérieurement déjà à certains barrages étrangers et comme cela s'est confirmé aux Toules.

Quoi qu'il en soit, les calculs devaient admettre l'éventualité de l'ouverture du joint de base. Ici se pose alors, pour la première étape déjà, la question de la validité de la loi de Navier. En effet, pour ce barrage formant une voûte très tendue, longue et de faible hauteur, le calcul, effectué tout d'abord dans l'hypothèse d'un encastrement élastique de la base sur toute sa largeur, conduisait dans les sections verticales à une résultante qui sortait largement du profil du barrage. Il en résultait que l'équilibre de l'ouvrage n'était possible que moyennant fissuration ou décollement de la base – respectivement de l'ouverture d'un joint. Or, si les faces de ce joint restaient planes, cela signifiait que le barrage tournerait autour de l'arête aval formant charnière, se qui entraînerait l'écrasement du béton.

Une étude théorique approchée montra toutefois que la loi de Navier n'était plus valable au voisinage de la fondation, même dans le domaine élastique, et que les contraintes de compression resteraient acceptables par suite d'un déplacement suffisant de la résultante vers l'intérieur de la base. Dans la suite, et pour l'étude d'un autre barrage où cette question jouait un rôle particulièrement important, le problème fit l'objet au labora-

toire de l'EMPA, sur modèles à deux dimensions, d'essais photoélastiques et de déformations qui apportèrent d'intéressantes et utiles précisions.

Problèmes d'exécution

La construction s'est exécutée suivant les techniques habituelles. Le barrage de première étape était subdivisé en plots de 10 m de longueur seulement, en raison de sa faible hauteur. Cette longueur fut doublée en deuxième étape, dépassant ainsi quelque peu les 15 à 16 m généralement adoptés. Les levées étaient de 3 m. Le béton, uniformément dosé à 250 kg de ciment Portland normal par mètre cube, était refroidi artificiellement, en deuxième étape, et l'injection des joints s'opérait par rampes verticales munies de clapets BS. Ces techniques sont connues et nous n'y insisterons pas.

Le problème délicat était celui de la soudure entre les deux étapes. On s'était assuré au préalable, par calculs et par essais sur modèle réduit, que même en cas de déficience de cette soudure, les conditions de contraintes et de stabilité du barrage resteraient encore admissibles. Mais il était préférable de chercher à réaliser un monolithe dans lequel l'ouvrage de première étape jouerait encore un rôle actif. A cet effet, on ménagea entre les deux étapes une brèche provisoire de 15 cm de largeur, qui fut remplie de gravier à béton. Après une période de plusieurs mois durant lesquels le nouveau béton put effectuer librement sa contraction, on injecta dans le squelette de gravier, à l'aide d'un réseau de tubulures préalablement mis en place, un mortier de ciment spécial préparé suivant le procédé dit Prepakt. On obtint ainsi un béton adhérent bien aux surfaces des deux étapes et qui, sans avoir les qualités du béton du barrage, était néanmoins suffisant pour les conditions de contraintes régnant à l'emplacement de la brèche. La préférence donnée à l'emploi du Prepakt sur l'injection d'un coulis de ciment dans un joint de contact ordinaire fut dictée par la préoccupation de mieux contrôler l'exécution et surtout de

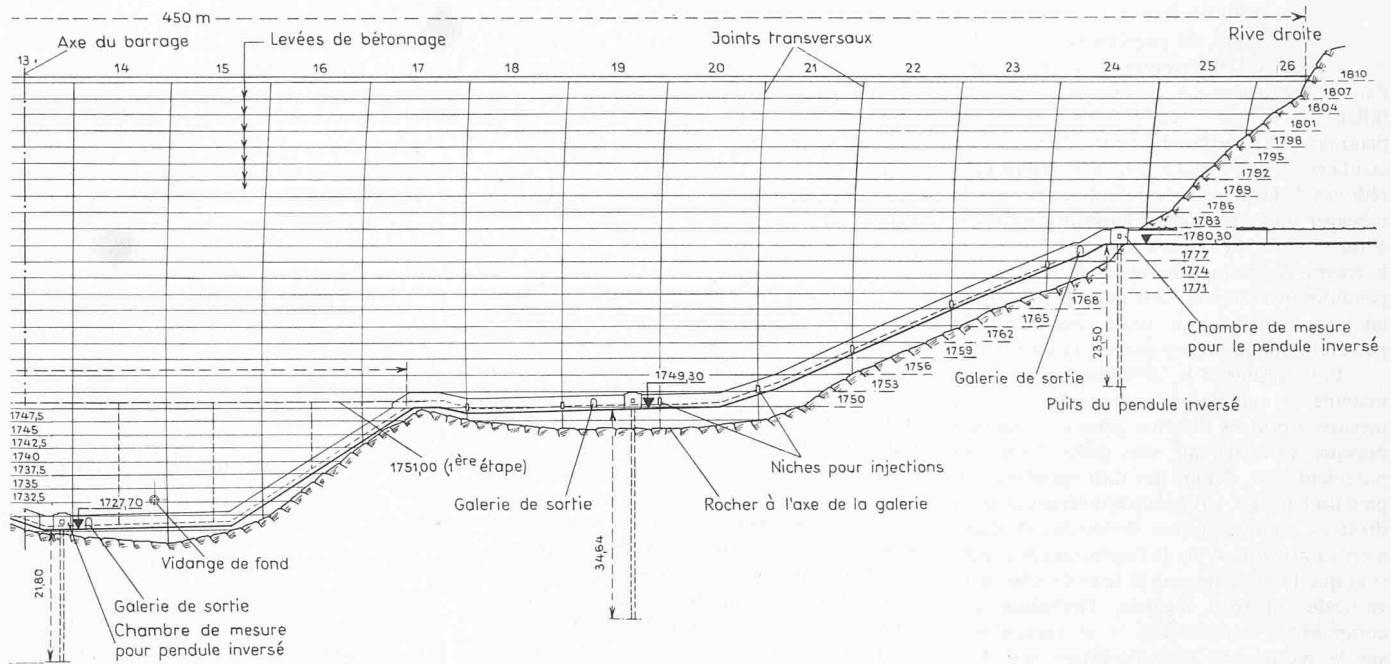


Fig. 3b. Coupe en long du barrage des Toules (moitié droite). Echelle 1:1300

prévenir tout risque de poussée excessive contre le barrage de première étape.

Mentionnons encore le problème posé par l'obligation de ménager dans le barrage sur la rive droite, pendant la campagne de bétonnage 1962, une ouverture de forme et de dimensions suffisantes pour laisser passer même de gros véhicules sur l'ancienne route du Gd-St-Bernard, en attendant l'achèvement de la nouvelle route qui passe un peu au-dessus du couronnement. La perturbation apportée au jeu des contraintes par cette ouverture, par son obturation ultérieure avec un béton plus jeune que le reste du barrage, et par l'injection des surfaces de contact, était d'une évaluation difficile et a demandé des mesures de prudence spéciales sous forme d'armatures et de dispositifs d'injection.

Les graviers et sables étaient extraits des alluvions garnissant le fond de la vallée à l'amont du barrage. L'installation de concassage, triage et lavage avait cette particularité d'être établie à l'air libre. Elle comprenait un dispositif spécial d'essorage des sables. Les bétonnières étaient à axe vertical, avec malaxage forcé. C'est probablement au bon essorage des sables et peut-être aussi au type de bétonnières utilisées que l'on doit, malgré la qualité assez moyenne des alluvions, la régularité et les bonnes résistances du béton. Ces résistances, mesurées à 90 jours sur cubes de 30 cm, ont atteint durant la première campagne de la seconde étape une valeur moyenne de 322 kg/cm² avec une dispersion de 8,2 % et durant la seconde campagne une résistance moyenne de 338 kg/cm² et une dispersion de 3,9 % seulement. Presque toutes les éprouvettes ont dépassé la résistance demandée de 300 kg/cm². Les carottes de 22 cm de diamètre extraites du barrage après la première campagne et essayées avec une longueur de 33 cm ont accusé une résistance moyenne de 361 kg/cm² à l'âge moyen de 166 jours. Après la seconde campagne, les carottes furent extraites avec un diamètre de 13 cm et écrasées avec une hauteur de 19,5 cm. Leur résistance moyenne fut de 379 kg/cm².

Ces valeurs des carottes correspondent, compte tenu des dimensions et des formes, à des résistances de l'ordre de 450 à 500 kg/cm² mesurées sur cubes de 30 cm.

Bien que de très bonne résistance mécanique, ce béton présente cette particularité assez curieuse, mais qui n'est pas unique, d'avoir un faible module de déformation et d'élasticité. D'après les essais effectués au laboratoire de l'EPUL sur carottes extraites du barrage (voir fig. 4), les déformations totales initiales subies sous des contraintes de 50 et 100 kg/cm² correspondent à des modules de 185 et 139 t/cm². Le graphique traduit aussi les résultats d'essais de fluage sur échantillons secs et saturés d'eau.

Equipement d'auscultation

L'observation du comportement d'un barrage demande la connaissance de ses déformations. Ces dernières peuvent être

mesurées au moyen d'une triangulation de précision dont le réseau établi à l'aval est rattaché à des repères suffisamment éloignés pour pouvoir être considérés comme fixes. Ces mesures et les calculs de leurs résultats, qui doivent être exécutés par des opérateurs particulièrement qualifiés, sont toutefois assez longs et coûteux. Ils ne peuvent donc pas être répétés trop fréquemment, et les résultats n'en sont connus qu'un certain temps après la mesure. Un moyen plus rapide réside dans l'emploi de pendules installés à l'intérieur de l'ouvrage. Tous les barrages suisses quelque peu importants sont, depuis la construction du barrage de Rossens, équipés d'un ou plusieurs pendules, en général du type normal à poids, et plus récemment du type inversé, à flotteur.

Toutefois, aux Toules, l'emploi de pendules se heurtait à une grave difficulté, en raison

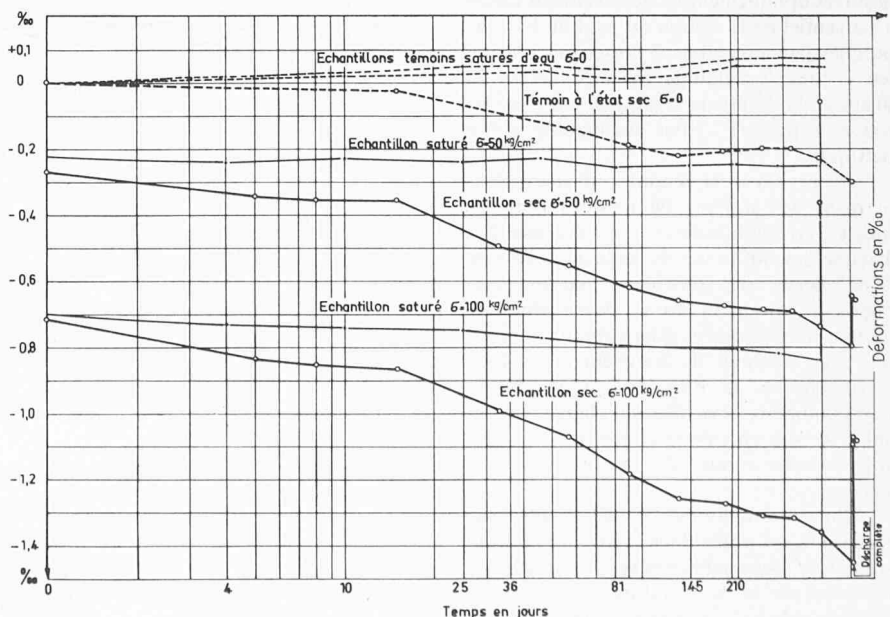


Fig. 4. Essais de fluage sur carottes de béton, effectués au laboratoire de l'EPUL

de sa forme coupole. Il aurait été possible de ménager des puits de pendule dans les ailes où le profil est suffisamment redressé, mais dans la région centrale, c'était exclu, car il ne fallait pas songer à établir une cascade de pendules de faible hauteur disposés en escaliers. D'autre part, comme les épaisseurs réduites de l'ouvrage n'auraient pas permis de ménager un système de galeries horizontales, comme cela s'est fait à Zeuzier et à d'autres barrages, l'accès aux chambres de mesures des pendules du centre comme aussi des pendules latéraux aurait exigé toute une série de passerelles et de petites galeries radiales.

Pour résoudre la difficulté, nous avons imaginé de remplacer les pendules par des mesures optiques directes faites en direction presque verticale sur des cibles fixées au parement aval, depuis des stations situées au pied du barrage. Un pendule inversé établi au droit de chaque station donne les déplacements horizontaux de la fondation. A condition que la visée ne soit ni trop proche de la verticale, ni trop inclinée, l'influence des composantes tangentielles s et verticales v sur la mesure de la déformation radiale r est en général négligeable, et la valeur de r peut être calculée en multipliant simplement par un facteur constant la variation $\Delta\gamma$ de l'angle γ fait par la visée avec l'horizontale. Si l'on veut affiner la mesure de r et calculer en même temps les déformations s et v , on peut établir à l'aval, à une distance suffisamment éloignée (aux Toules, cette station se trouve à 200 m) et en direction autant que possible normale au barrage, une station complémentaire d'où sont mesurés les angles horizontal β et vertical δ , respectivement leurs variations $\Delta\beta$ et $\Delta\delta$. Chaque déformation r , s et v s'exprime alors exactement par une relation simple de la forme:

$$B \Delta\beta + C \Delta\gamma + D \Delta\delta$$

où B, C et D sont des facteurs constants calculés une fois pour toutes pour chaque cible. On peut aussi obtenir, si la position de la station complémentaire est favorable, des valeurs satisfaisantes de v respectivement de s par simple multiplication de $\Delta\delta$ respectivement de $\Delta\beta$ par un facteur constant. Il faut naturellement ajouter aux valeurs de r et s mesurées optiquement les déplacements radial et tangentiel de la station du pied du barrage indiqués par le pendule à flotteur et, s'il y a lieu - comme c'était le cas aux Toules en raison de la différence d'altitude entre la station et le pendule -, par des mesures clinométriques.

A part les trois pendules inversés situés au droit des stations de mesures optiques directes, un pendule de ce type a été installé à chacune des extrémités du barrage, à l'entrée d'une galerie de contrôle et de drainage longue de 50 m environ. Des chaînes de boulons fixées dans ces galeries permettent d'y faire des mesures de longueur à la latte micrométrique, et d'inclinaison au moyen d'un clinomètre. Des visées d'alignement sur cibles scellées en calotte constituent un contrôle complémentaire du comportement du rocher.

Un certain nombre d'instruments électriques ont été noyés dans le barrage: ce sont avant tout des thermomètres - car la connaissance de la température du béton est indispensable à l'interprétation des mesures - puis des dilatomètres pour contrôler les

mouvements du joint de base et des joints verticaux, surtout pendant la construction et la première mise en eau, enfin des tensomètres placés aux points exposés aux contraintes les plus élevées en compression ou en traction, comme par exemple le pied aval ou encore la région voisine de la cote 1785, exposée à des tractions à l'amont en cas de lac vide et à l'aval en cas de lac plein.

Comportement du barrage

Nous ne parlerons ici que des observations faites après la construction de la seconde étape, durant laquelle le petit barrage de première étape est resté en charge jusqu'au niveau 1750. La première mise en eau de cette seconde étape débuta en juin 1963. A fin septembre, le niveau atteignit la cote 1809,5, limite qui ne devait pas être dépassée à ce moment en raison des travaux encore en cours à l'évacuateur de crues. Le lac fut ensuite vidé durant l'automne et l'hiver, jusqu'à la cote minimum 1747,1, atteinte au milieu de mars 1964. Le second remplissage commença en avril et le niveau maximum 1810 fut atteint à fin août 1964. Enfin, la seconde vidange s'effectua de fin septembre 1964 à fin mars 1965, date à laquelle le niveau du lac était descendu à la cote 1752,9. Les observations commentées ici s'étendent donc sur deux

remplissages et deux vidanges complets, les mesures initiales ayant été faites avant toute mise en charge de la seconde étape. Durant cette période, quatre mesures trigonométriques ont été faites par les soins du Service Topographique Fédéral. Quant aux autres observations, en particulier les mesures optiques directes, elles furent exécutées deux fois par semaine jusqu'en octobre 1963, puis une fois par semaine jusqu'à la fin de 1964, et depuis lors une fois par mois.

Les graphiques des déformations radiales reproduits ici sont basés sur les mesures optiques directes complétées par celles des pendules à flotteurs. Il faut noter toutefois que jusqu'à fin octobre 1964 ces dernières ont été perturbées par des travaux complémentaires de forages et d'injection dont la nécessité s'était révélée lors du premier remplissage, mais l'importance des mouvements de la fondation est mineure par rapport aux déformations du reste du barrage.

Une première image du comportement du barrage nous est donnée par la fig. 5, dans laquelle ont été reportées, pour trois arcs situés aux cotes d'altitude 1810,10, 1783,50 et 1746,0 les déformations radiales mesurées sous les retenues maxima et minima. Il s'agit des déformations «brutes»

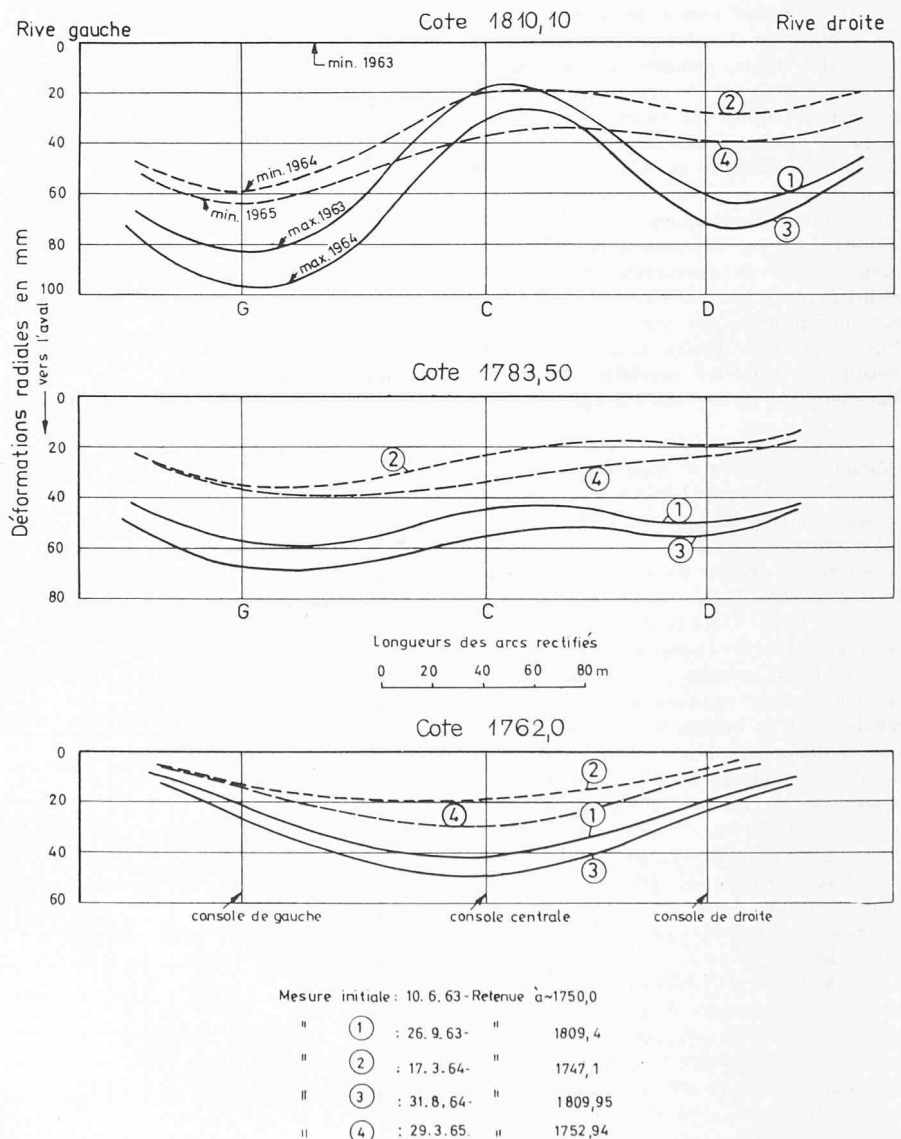


Fig. 5. Déformations radiales mesurées sous les retenues maxima et minima

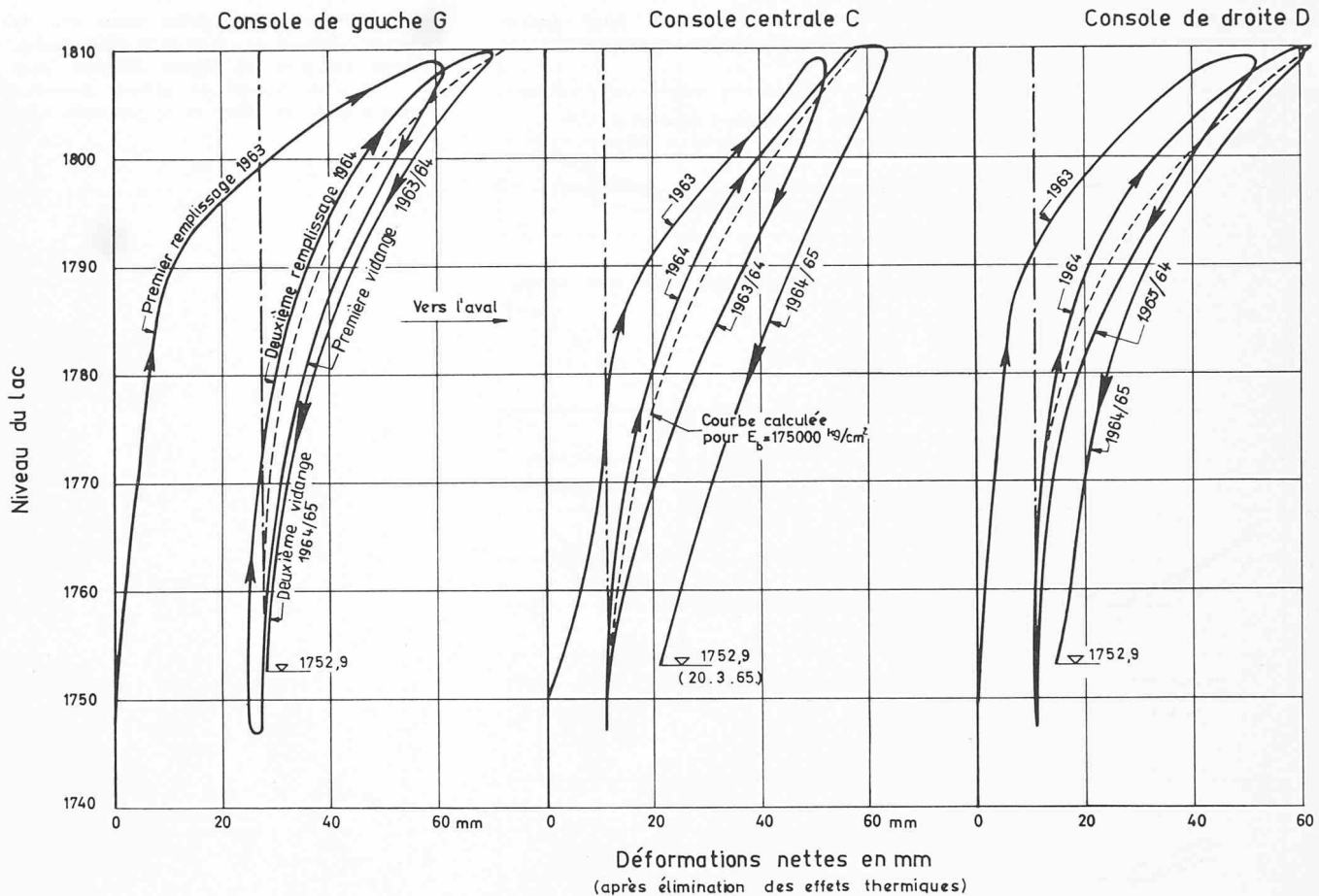


Fig. 6. Déformations radiales nettes à la cote 1783,50 en fonction du niveau du lac

dues à la poussée hydrostatique et aux variations de température, mais sans l'effet du poids propre.

Le graphique montre tout d'abord que les courbes de déformation des arcs ont une allure inusitée, en ce sens que, dans la région moyenne et supérieure, les déplacements de la clef C sont plus petits que ceux des reins G et D, alors que le contraire se produit généralement dans un barrage voûte. Cette anomalie apparente est voulue. Il fallait en effet compenser les déformations dues au poids propre – et qui ne sont pas comprises dans la mesure, étant préexistantes à l'observation initiale – de telle façon que les déformations résultantes soient aussi uniformes que possible – autrement dit pour que les moments fléchissants soient aussi petits que possible.

Nous voyons ensuite qu'après la première mise en charge (courbe 1), suivie de la première vidange, subsiste une déformation importante (courbe 2). Après le second remplissage, les déformations (3) ont augmenté par rapport à (1). Il en est de même des déformations résiduelles mesurées après la seconde vidange (4), mais tandis que les courbes (1) et (3) sont plus ou moins parallèles, les courbes (2) et (4) ne le sont pas. Les déformations de la clef sous charge maximum (1) respectivement (3) sont même moins grandes qu'après vidange (2) respectivement (4). Ce paradoxe apparent provient de l'effet de la température, cette dernière étant maximum en septembre et minimum en mars.

Nous pouvons déjà tirer de ce qui précède certaines conclusions. Au cours du premier remplissage et de la première vidange, le régime de déformation est typiquement

élasto-plastique. Outre les déformations élastiques se sont produites des déformations plastiques de caractère irréversible, du moins en grande partie. Ces déformations résiduelles et leur proportion par rapport aux déformations sous charge maximum sont surtout importantes à l'aile gauche (console G). Elles le sont moins à l'aile droite (G) et moins encore à la clef C (compte tenu de la température).

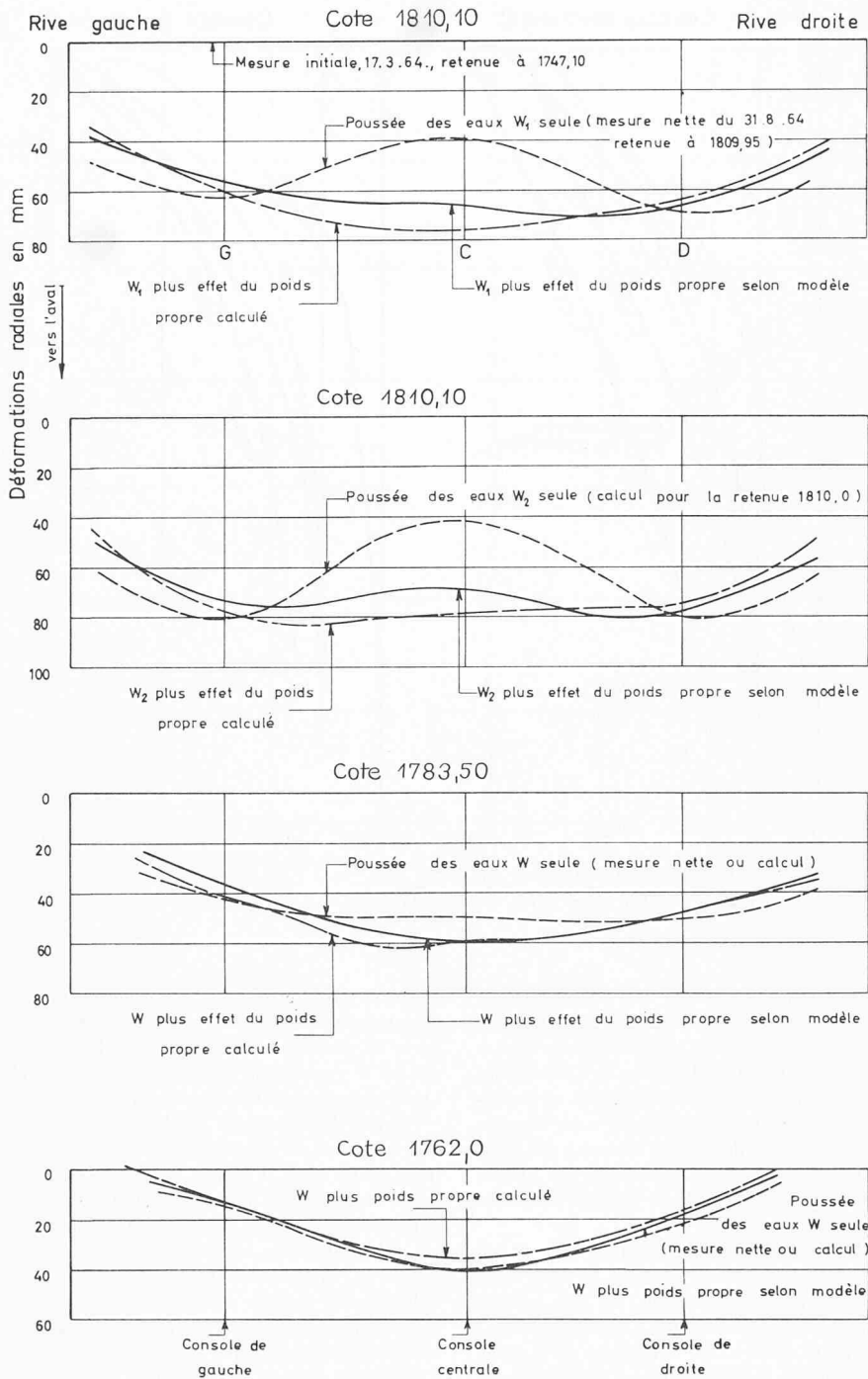
Durant le second remplissage et la seconde vidange, le régime est encore, dans l'ensemble, élasto-plastique, et les phénomènes précédents se répètent, mais en s'amortissant et avec cette différence qu'à l'aile gauche, il n'y a presque plus d'accroissement des déformations résiduelles après vidange. Le comportement est ici presque élastique. A l'aile droite, les déformations plastiques se sont accrues quelque peu, surtout en crête. C'est la clef qui accuse la plus forte augmentation des déformations résiduelles, comme pour rattraper en quelque sorte le retard sur celles des ailes. En d'autres termes, les déformations plastiques, tout en restant plus fortes à l'aile gauche, ont tendance à s'égaliser.

Si nous voulons pousser plus loin l'analyse des déformations, il est nécessaire d'en défalquer – algébriquement – la part due aux variations de température, ce qui nous donne les déformations «nettes». La fig. 6 représente, pour les trois consoles G, C et D, l'évolution de ces déformations nettes en fonction du niveau du lac à la cote 1783,50. Cette cote a été choisie de préférence à celle du couronnement, trop exposé à une répartition capricieuse des températures dont il serait difficile de tenir compte dans le calcul des

déformations thermiques. Le graphique met en évidence la déformation résiduelle constatée après la première vidange et dont la valeur, qui est à peu près la même dans les sections D et C, est de plus du double dans la section G.

Lors du deuxième remplissage, on fait une constatation intéressante. Les déformations nettes sont, à niveau égal, inférieures à celles constatées à la première vidange. Une déformation donnée n'est atteinte, durant le second remplissage, que sous un niveau plus élevé – de l'ordre de 8 à 10 m – qu'à la première vidange. Il y a donc eu dans l'intervalle une récupération partielle de la déformation apparemment plastique, par suite d'un phénomène d'élasticité différée qui produit un certain déphasage dans le temps entre les variations du niveau et celles des déformations.

Le barrage ne se trouvant pas encore complètement en régime élastique, il est difficile de dissocier avec exactitude la part élastique et non élastique des déformations et de calculer la valeur précise du module d'élasticité proprement dit E_b du béton. Nous avons cependant cherché à obtenir sa valeur au moins approximative en supposant qu'après la première vidange, le deuxième remplissage n'avait pas engendré d'augmentation notable des déformations plastiques. En prenant pour base les déformations nettes mesurées sous le niveau maximum 1810 à fin août 1964 et pour situation initiale celle qui se présentait à la fin de la première vidange, nous avons trouvé par la méthode des moindres carrés le module $E_b = 175\ 000$ kg/cm². Ce chiffre ne représente toutefois pas le module d'élasticité proprement dit, car il englobe encore une part de déformation



Les valeurs nettes sont obtenues en défalquant des mesures brutes l'effet des différences de température

plastique, mais il ne doit pas être très éloigné de la vérité¹⁾.

Nous avons dit plus haut, à propos de la fig. 5, que l'allure inhabituelle des déformations des arcs dans la partie centrale – allure qui traduit même des moments négatifs en crête – est voulue pour compenser l'effet du poids propre dû à la coupole. Nous pouvons à présent vérifier que le résultat escompté a été atteint en ajoutant aux déformations nettes dues à la poussée des eaux

¹⁾ Depuis la rédaction de cet article, le module de déformation respectivement d'élasticité sous charges de brève durée a été mesuré au laboratoire de l'EPUL, après les essais de fluage et sur les témoins. Les valeurs trouvées se situent entre 180 et 240 t/cm².

celles dues au poids propre. Celles-ci n'ont pas pu être mesurées, mais on peut les déterminer soit par calcul, soit d'après l'essai sur modèle réduit, pour la valeur $E_b = 175\,000 \text{ kg/cm}^2$. Le résultat est donné par la fig. 7. Suivant que l'on met en compte des valeurs calculées ou des valeurs mesurées – sur l'ouvrage ou sur le modèle réduit – le résultat diffère quelque peu. – Il serait aussi un peu différent pour une valeur plus élevée du module E_b . – Mais dans un cas comme dans l'autre, la constatation essentielle est que l'allure des déformations résultantes témoigne, à la clef et dans toute la partie centrale, de très faibles changements de courbure des arcs – c'est-à-dire de faibles moments fléchissants.

Il faudra vraisemblablement encore un ou deux cycles de remplissage et de vidange

Fig. 7. Déformations radiales nettes pour la poussée maximum des eaux et le poids propre. Valeurs calculées en régime élastique pour $E_b = 175\,000 \text{ kg/cm}^2$ et valeurs mesurées nettes à partir du début de la deuxième mise en eau

pour que le régime des déformations devienne tout à fait élastique.

En ce qui concerne les mesures électriques et mécaniques (dilatomètres, tensomètres, micromètres, clinomètres), un résultat intéressant est que les dilatromètres placés à cheval sur le joint de base, près du parement amont, et les observations à la latte micrométrique de ce joint dans la galerie de base n'ont indiqué à pleine charge qu'un allongement de 0,2 à 0,3 mm. Cette valeur, tout en traduisant une certaine extension, est trop faible pour constituer la preuve de l'ouverture du joint.

Adresse de l'auteur: Henri Gicot, ing. conseil, Dr. h. c., 1700 Fribourg, 25, route Fort St. Jaques.