

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 101 (1975)
Heft: 4: SIA spécial, no 1, 1975

Artikel: Le barrage-voûte d'Emosson
Autor: Schnitter, N.J.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-72544>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 26.01.2026

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

Le barrage-vôûte d'Emosson

par N. J. SCHNITTER, Baden

Introduction

Depuis de nombreuses années on avait remarqué que le haut vallon inhabité d'Emosson à la frontière franco-suisse entre Martigny et Chamonix se prêterait très bien à la création d'une retenue hydro-électrique. A cause de son bassin versant et de ses apports limités, ce vallon ne fut tout d'abord que partiellement exploité par la retenue de 39 millions de m³ créée en 1924 par les Chemins de fer fédéraux pour leur centrale de Barberine. La mise en valeur complète devait attendre jusqu'à ce que les adductions d'eaux par de longues galeries et le pompage à grande échelle soient rendus possibles. Des 225 millions de m³ accumulés dans la nouvelle retenue d'Emosson, 40 % sont conduits par gravité, tandis que 40 % y sont pompés.

La moitié des eaux provenant du territoire français, l'Électricité d'Emosson SA est une société formée par l'Électricité de France et deux entreprises suisses, Aar et Tessin SA, Olten, et Motor-Columbus SA, Baden. Chaque pays détient la moitié du capital-actions, tandis que le reste du capital nécessaire au financement du coût total de 650 millions de francs suisses était assuré par l'émission d'obligations à long terme sur le marché financier suisse. La construction de l'aménagement débutait en 1967 et en 1973 la plus grande partie des galeries ainsi que les deux centrales de Châtelard-Vallorcine (192 MW) et de la Bâtiaz (160 MW) près de Martigny, dans la vallée du Rhône, étaient achevées. Leur production est estimée à 634 GWh pour une année d'hydraulique moyenne. La plus grande partie consistera en énergie de pointe durant l'hiver, tandis que quelque 174 GWh

seront nécessaires pour assurer le pompage et les restitutions durant les mois d'été.

1. Données du site

1.1 Météorologie et hydrologie

Situé à environ 1900 m au-dessus du niveau de la mer, le site d'Emosson est soumis à des conditions climatiques typiquement alpines. La température de l'air moyenne avoisine +3°C et sa moyenne mensuelle oscille entre -4°C en février et +10°C en juillet. Les précipitations annuelles moyennes atteignent environ 1600 mm, tandis que la moyenne mensuelle varie entre 100 et 180 mm. Il y a, en moyenne, 12 jours de pluie par mois. D'octobre à mai la plus grande partie des précipitations se produit sous forme de neige, dont 660 cm tombent en moyenne chaque hiver. L'épaisseur maximale de la couverture neigeuse atteint en moyenne 130 cm.

A cause des chutes de neige et de la glaciation de 10 % du bassin versant, les écoulements durant les mois d'hiver n'atteignent que 11 % de l'apport annuel moyen de 60 millions de m³. De plus, 22 % du bassin versant et des

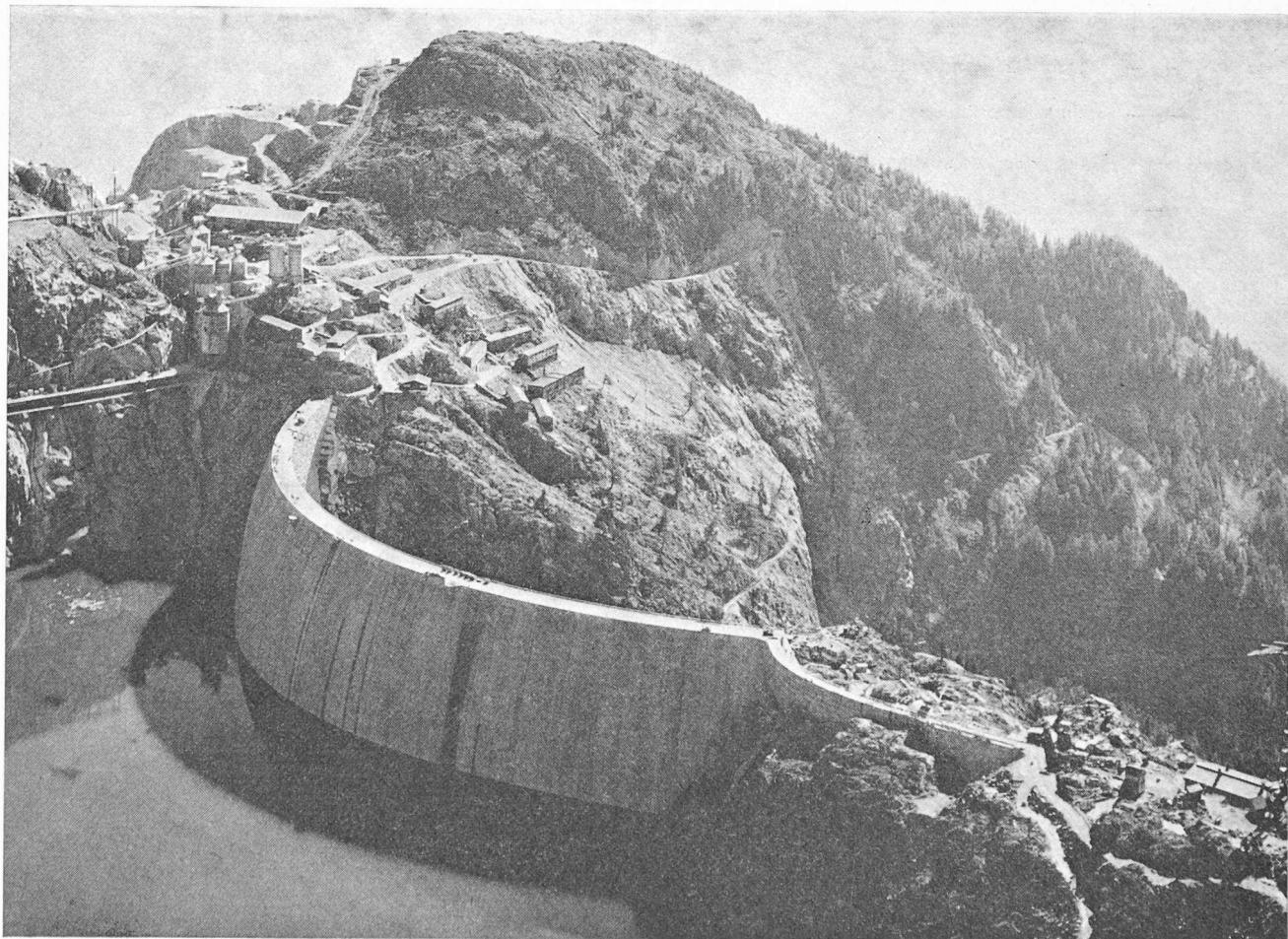
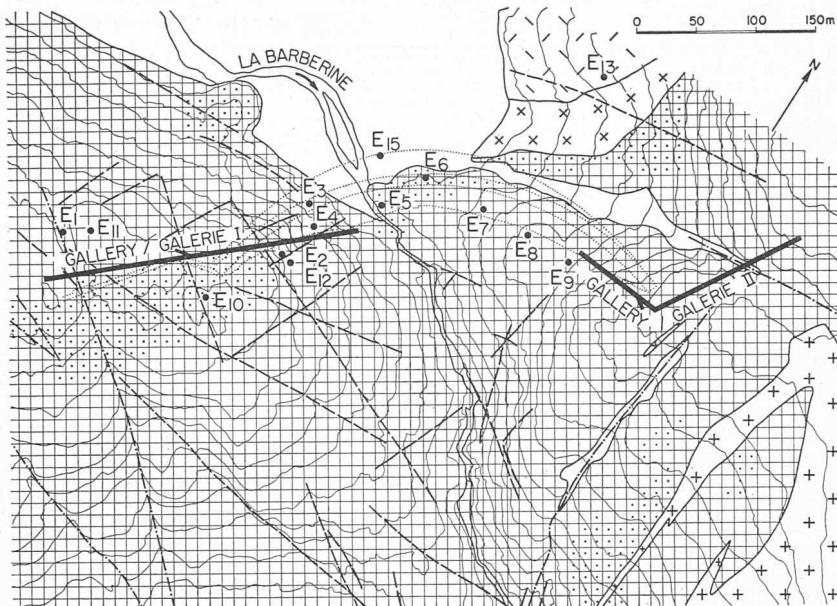


Fig. 1. — Vue aérienne du barrage achevé et de la retenue partiellement remplie. (Photo M. Darbellay.)



- [Empty box] Matériaux détritiques
- [Dotted box] Cornéennes
- [Crossed dots box] Cornéennes injectées
- [Plus sign box] Granite de Vallorcine
- [Cross box] Granite situé au nord
- [Diagonal lines box] Gneiss à biotite
- Larges failles mylonitisées
- Failles importantes
- Galerie de reconnaissance
- Niche d'essais
- Forage
- E1-E15 Forage

Fig. 2. — Carte géologique avec les travaux de reconnaissance.

écoulements sont contrôlés par la retenue du Vieux Emosson, un autre barrage construit par les Chemins de fer fédéraux à l'amont d'Emosson. Celui-ci, contrairement au barrage de Barberine, ne sera pas submergé par la nouvelle retenue. Il n'exerce qu'un léger effet de rétention sur les crues de manière que tout le bassin versant (27 km^2) du nouveau barrage est déterminant pour le calcul des débits de crue à Emosson. Pour une période de récurrence de 1000 ans, le maximum est estimé à $100 \text{ m}^3/\text{s}$, soit 53 fois le débit moyen ou $3,7 \text{ m}^3/\text{s}$ par km^2 de bassin versant. Le débit journalier correspondant est ainsi de l'ordre de 6,7 millions de m^3 , soit 11 % de l'apport annuel moyen. Cette quantité est à comparer avec la superficie de $3,3 \text{ km}^2$ de la retenue à son niveau maximal.

Compte tenu des faibles dimensions du bassin versant, qui est situé au-dessus de la limite des arbres, il ne devrait pas y avoir de difficultés avec les sédiments et autres débris ni même avec la glace se formant à la surface de la retenue.

1.2 Topographie

L'emplacement du barrage est caractérisé par un puissant verrou rocheux, qui ferme la dépression glaciaire

d'Emosson à 600 m au-dessus de la vallée principale et au travers duquel le ruisseau de Barberine a creusé une étroite et profonde gorge (fig. 2). De ce fait le barrage ne s'appuie pas directement contre les flancs du vallon mais plutôt contre les deux parties saillantes du verrou rocheux. Ceci est particulièrement marqué sur le flanc droit où le promontoire rocheux tombe à pic dans la dépression glaciaire située à l'amont, alors que la face aval est un peu moins inclinée. Ce promontoire sera appelé à subir directement une poussée hydrostatique non négligeable.

1.3 Géologie et géotechnique

Le site du barrage se trouve entièrement dans une série de cornéennes inaltérées, c'est-à-dire de roches métamorphiques d'origine préhercynienne de structure généralement gneisseuse, possédant d'excellentes caractéristiques mécaniques (fig. 2) [1 et 4].¹ Des essais sur des carottes de 30 mm choisies parmi les 13 forages de reconnaissance, qui totalisent 1170 m, ont donné les résultats suivants :

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

	Moyenne	Dispersion
Résistance à la compression	1 230 kg/cm ²	23 %
Modules d'élasticité statique	720 000 kg/cm ²	9 %
sonique	600 000 kg/cm ²	14 %

La bonne qualité du rocher fut confirmée par des essais de sismique *in situ* qui ont montré des modules d'élasticité dynamiques de 500 000 à 600 000 kg/cm². La faible compressibilité du rocher était aussi corroborée par huit essais au vérin sur des plaques de 80 cm de diamètre. A la pression maximale de 200 kg/cm², le module d'élasticité moyen était de 460 000 kg/cm² avec une dispersion de 35 %. Les déformations plastiques et l'effet de fluage étaient négligeables, de même que l'influence de la direction de la charge par rapport à la direction des diaclases. Une relation systématique apparut seulement en fonction de l'intensité de la fracturation et du pourcentage en mica du rocher, qui tous deux augmentent sa déformabilité comme prévu.

L'importance de la fracturation du rocher s'est également fait sentir dans les essais de perméabilité dans les forages, qui indiquèrent une valeur moyenne de 4 Lugeon (l/m min sous 10 at), alors que cette valeur fut deux fois plus élevée sur le flanc droit plus fracturé. Les différents systèmes de diaclases ont été étudiés avec un soin particulier à l'aide de deux galeries d'exploration de 479 m de longueur totale, creusées dans chacun des appuis du barrage. En plus de la position et de l'espacement des diaclases, on a également mesuré leur ouverture, leur contenu en argile et leur degré de séparation. Des essais de cisaillement *in situ* ont également été exécutés sur des surfaces de diaclases de 4200 cm² avec des pressions normales allant jusqu'à 160 kg/cm². Les résultats obtenus indiquent un angle de frottement de 27°, égal à celui du matériau de remplissage des diaclases, tandis que la cohésion apparente variait de 10 à 40 kg/cm² selon la rugosité de la surface des diaclases.

Outre le système de diaclases et la schistosité du rocher, qui coupe la vallée et plonge pratiquement à la verticale, le site du barrage est également traversé par quelques failles irrégulières et des zones mylonitisées (fig. 2). L'une des plus importantes traverse le vallon immédiatement à l'amont du verrou rocheux, tandis que deux autres recoupent sa moitié droite.

Bien que le barrage soit situé dans une des zones les plus sujettes aux tremblements de terre dans les Alpes, aucun séisme d'une intensité supérieure à 7 ou 8 sur l'échelle modifiée de Mercalli n'a été enregistré dans le voisinage ces cent dernières années.

1.4 Zones d'emprunt des agrégats

Alors que le site du barrage n'a pratiquement pas de couverture meuble, la dépression glaciaire située à l'amont est remplie jusqu'à 80 m de profondeur d'un limon sensible au remaniement, recouvert d'une couche superficielle de sable et gravier [1]. Cette dernière a été reconnue par 21 forages de 400 mm de diamètre. Les nombreuses analyses pétrographiques, ainsi que quelques essais sur béton, ont montré que ce matériau n'était pas de première qualité. On a aussi mis en évidence son absorption en eau relativement élevée (moyenne pondérée de 1,5 % dans la première heure). De plus, les analyses granulométriques ont montré un manque sérieux en agrégats des fractions grossières (seulement 15 % de refus sur la passoire de 30 mm). Pour cette raison et à cause des quantités limitées de sable et gravier, il s'est révélé que l'on devrait

recourir de toute manière, ne fût-ce que partiellement, à des matériaux de carrière.

Le massif de granit situé au-dessus du flanc gauche du barrage (fig. 2) se prêtait très bien comme carrière. Le rocher présente une haute résistance à la compression et une faible absorption en eau, ce qui permit de diminuer la quantité d'eau de gâchage, pour une maniabilité donnée, par rapport au sable et gravier du fond de la vallée. De plus, pour le même rapport eau/ciment, le matériau de carrière donna des résistances du béton plus élevées. Ce double avantage, lié à certaines considérations pratiques, fit pencher la balance en faveur d'une extraction intégrale des agrégats de la carrière, ce qui est mis en évidence par la comparaison économique suivante :

Coût relatif du barrage (moyenne des deux offres les plus basses)		
Proportion de matériaux de carrière	A dosage en ciment égal	A résistance du béton
1/3	98,8 %	101,3 %
3/3	100,0 %	100,0 %

2. Projet

2.1 Implantation du barrage

Les conditions topographiques aussi bien que géotechniques font du site d'Emosson un emplacement particulièrement bien adapté à un barrage-vôûte. Un barrage-poids de la même hauteur aurait nécessité 70 % de plus de béton, tandis qu'une digue en terre ou en enrochements n'entraient pas en ligne de compte pour des raisons topographiques et à cause du manque de matériaux de construction adéquats.

La prédisposition générale du site mise à part, il n'y avait pourtant que fort peu de liberté dans l'implantation même du barrage-vôûte (fig. 3). En effet, d'une part la configuration des deux parties saillantes du verrou rocheux, qui est particulièrement accusée sur le flanc droit, suggérait de repousser le barrage le plus possible à l'amont. D'autre part, il fallait considérer le fait que, du côté amont, la surface du rocher tombe à pic dans la dépression glaciaire et qu'une importante mylonite coupe le vallon au pied du verrou.

L'optimisation de la position exacte du barrage eut aussi des répercussions sur la courbure marquée des sections verticales (fig. 4). Horizontalement, le tracé du barrage est basé sur des arcs elliptiques suivant les lignes de pression correspondant aux parts de la poussée hydrostatique qu'ils supportent. Ces lignes résultèrent d'un calcul d'ajustement des déformations radiales le long de cinq consoles, calcul pour lequel on partait d'un avant-projet à arcs circulaires d'épaisseur continuellement variable.

Sur le sommet du flanc droit, qui ne se trouve qu'à 10 m sous le niveau maximal de retenue, la voûte se termine brusquement sans culée, tandis qu'un mur d'aile courbe, du type barrage-poids, vient la prolonger et fermer la retenue. A son extrémité se trouve un déversoir libre ayant une capacité de 60 m³/s sous une charge de 1 m. Si celle-ci ne devait pas être suffisante en cas de crue, on ouvrirait la vidange intermédiaire aménagée dans le verrou rocheux droit environ 70 m sous le niveau maximal de retenue. Cette vidange est équipée de deux vannes glissantes à piston, montées en série, et peut évacuer jusqu'à 110 m³/s. La vidange complète de la retenue peut être effectuée par une vidange de fond d'une capacité de 95 m³/s équipée de manière semblable et traversant le pied du barrage.

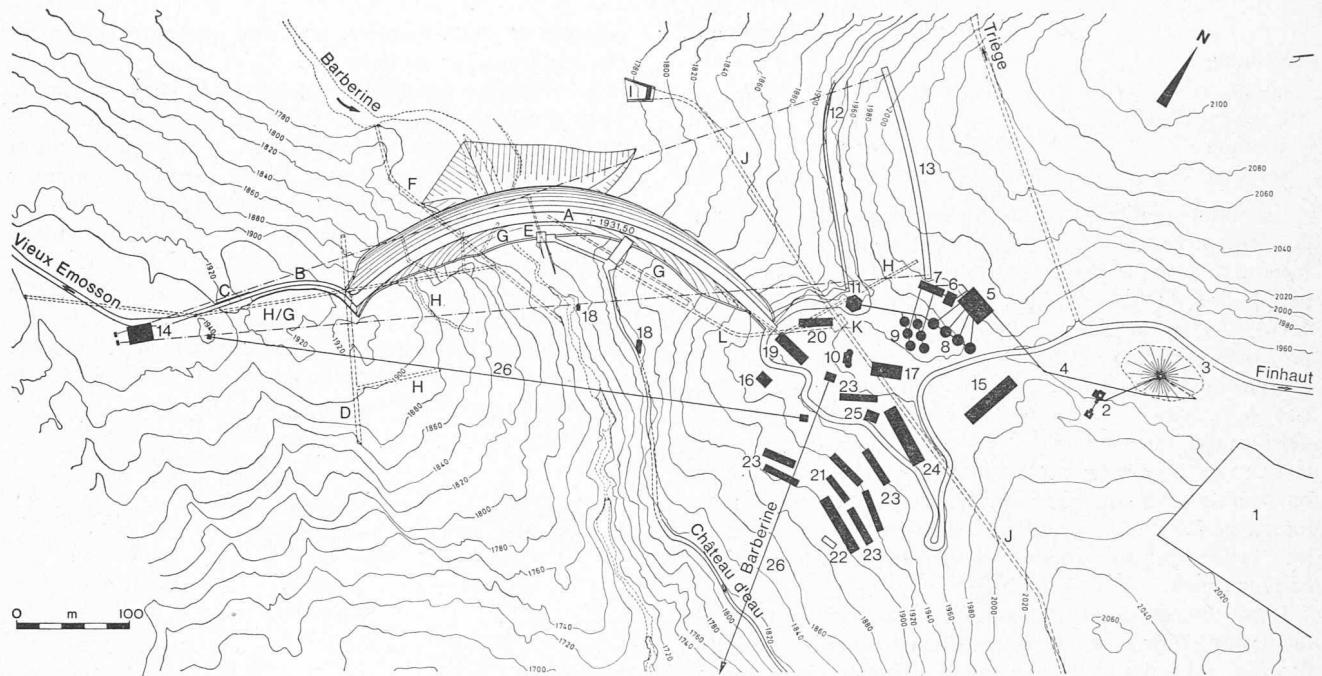


Fig. 3. — Plan du barrage et des installations de chantier.

A, barrage-vôture ; B, mur d'aile ; C, déversoir ; D, vidange intermédiaire ; E, vidange de fond ; F, galerie de dérivation ; G, galeries de drainage ; H, galeries de reconnaissance ; I, prise d'eau ; J, galerie d'aménée ; K, chambre des vannes ; L, galerie d'accès ; 1, carrière ; 2, concassage primaire ; 3, dépôt intermédiaire ; 4, tapis transporteur ; 5, fabrication du gravier ; 6, broyeurs de sable ; 7, préparation du sable ; 8, silos à gravier ; 9, silos à sable ; 10, silos à ciment, centrale d'injection ; 11, tour à béton ; 12, quai de chargement ; 13, circulaire des blondins ; 14, treuils des blondins ; 15, atelier et compresseurs ; 16, menuiserie ; 17, magasin ; 18, station de pompage ; 19, direction des travaux, laboratoire de béton ; 20, bureau de l'entreprise ; 21, infirmerie ; 22, station d'épuration ; 23, dortoirs ; 24, cantine ; 25, bar ; 26, téléphérique.

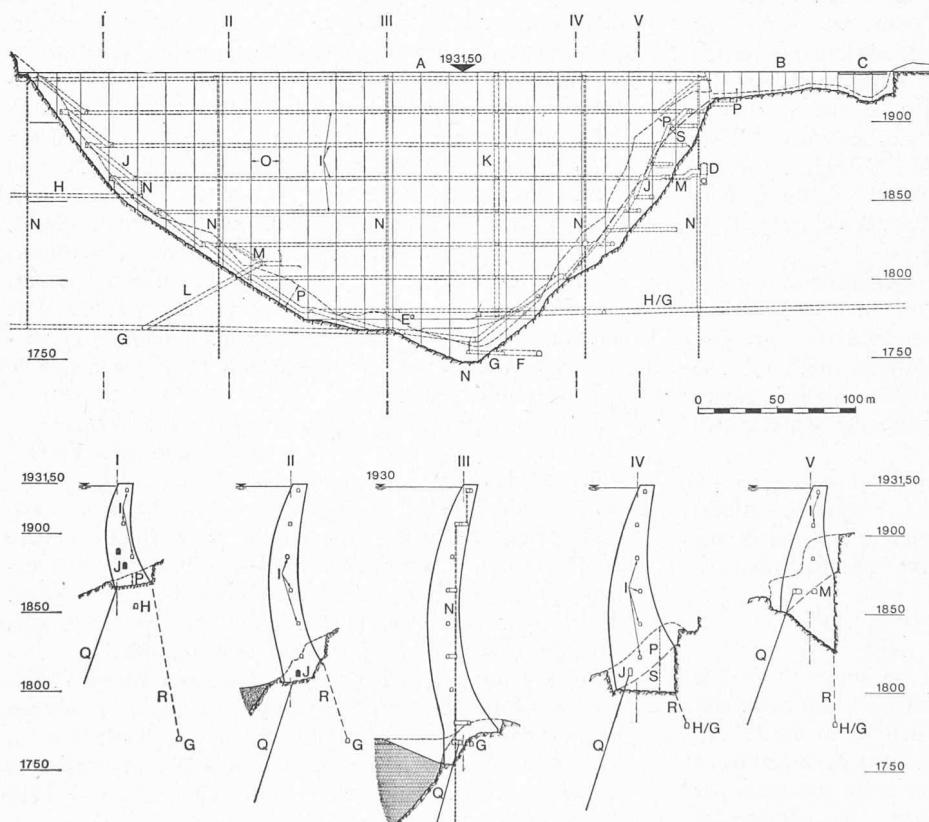


Fig. 4. — Coupes longitudinale et transversales du barrage.

A, barrage-vôûte ; B, mur d'aile ; C, déversoir ; D, vidange intermédiaire ; E, vidange de fond ; F, galerie de dérivation ; G, galeries de drainage ; H, galeries de reconnaissance ; I, galeries de contrôle ; J, galerie de pied ; K, puits de l'ascenseur ; L, galerie d'accès ; M, galeries de raccordement ; N, puits de pendule ; O, joints de contraction ; P, fouille de fondation ; Q, voile d'injections ; R, voile de drainage ; S, excavation supplémentaire.

Les dimensions principales du barrage se résument comme suit :

— Hauteur maximale	180 m
— Longueur au couronnement : voûte	424 m
	mur d'aile 131 m = 555 m
— Epaisseur minimale :	
voûte	9,0 m
mur d'aile	3,5 m
— Epaisseur maximale	48,5 m

— Volume de béton

1 090 000 m³

A 1 m³ de béton correspondent environ 200 m³ d'eau stockés ou 600 kWh, ce qui est une valeur de pointe pour la Suisse.

2.2 Analyse statique

La stabilité générale du barrage et des deux parties saillantes du verrou rocheux a été étudiée à l'aide d'un modèle

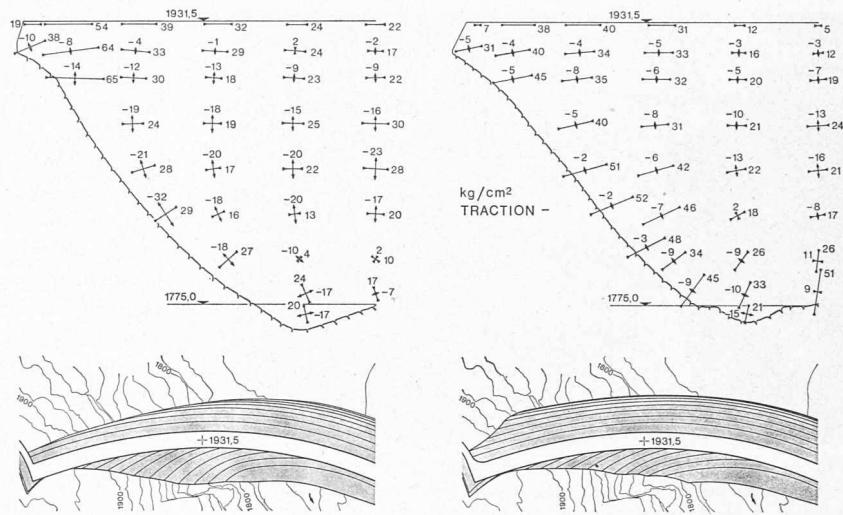


Fig. 5. — Flanc droit avant et après renforcement et contraintes principales correspondantes sur le parement aval dues à la charge hydrostatique seule (résultats des essais sur modèle).

géomécanique spécial à l'échelle de 1 : 100 [4]. Dans celui-ci, on a reproduit de manière schématique le système principal de diaclases et le système secondaire le plus dangereux du point de vue statique ainsi que, pour des raisons techniques, certains plans de schistosité. Toute la fondation du barrage a été ainsi construite d'une multitude de petits blocs, dont les surfaces de contact avaient des angles de frottement correspondant à ceux relevés sur le site. Les autres propriétés mécaniques ont dû être rapportées à l'échelle, car les forces de gravité ne pouvaient être exagérées comme dans un modèle statique conventionnel. La mise en charge était effectuée par de l'eau et ne pouvait être augmentée par l'addition de suspensions que jusqu'au quadruple environ de la pression hydrostatique normale.

La charge maximale a pu être atteinte sans aucune rupture dans la fondation, de telle sorte que son facteur de sécurité peut finalement être estimé à 4 au moins et d'autant plus si l'on tient compte que les forces de gravité n'ont pas pu être augmentées proportionnellement à la pression hydrostatique. C'est aussi pourquoi on ne peut pas prendre comme valeur absolue les déformations souvent importantes du modèle. Par contre, leurs valeurs relatives sont d'un grand intérêt et révèlent la déformabilité nettement plus accusée du flanc droit. Dans la mesure où les propriétés mécaniques du rocher en tant que telles sont uniformes, cela est la conséquence de la topographie du promontoire rocheux et de sa foliation par le système principal de diaclases, qui de plus est dirigé perpendiculairement aux réactions du barrage.

On a tenu compte de la plus grande déformabilité du flanc droit mise en évidence sur le modèle géomécanique pour l'analyse des contraintes dans le barrage, qui a été conduite, comme c'est l'usage pour des ouvrages de cette importance, à l'aide d'essais sur modèle et de calculs sur ordinateur. Dans ces derniers, le module d'élasticité du rocher a été admis égal à celui du béton sur le flanc gauche et seulement au quart de celui-ci sur le flanc droit. Les calculs ont été faits selon la méthode du « Trial Load », développée par le U.S. Bureau of Reclamation, en introduisant quelques améliorations. Dans le modèle statique, on a réalisé un appui droit seulement deux fois plus déformable que le gauche, car on pouvait reproduire sa configuration topographique.

Les résultats du calcul des contraintes ont été satisfaisants dans l'ensemble et l'essai sur modèle, en particulier, a mis en évidence le fait que l'on pouvait se passer d'une culée artificielle à l'extrémité droite du couronnement

(fig. 5). A peu près à mi-hauteur du même flanc, les calculs du projet original ont mis en évidence des contraintes de traction importantes sur le parement aval, parallèlement aux fondations, avec des concentrations de compression correspondantes dans l'autre sens. Si l'on en juge d'après les rares exemples analogues qui sont cités dans la littérature et d'après les calculs comparatifs effectués, cette anomalie est imputable d'une part à la plus grande déformabilité de l'appui de droite et d'autre part à l'asymétrie prononcée de la section de la vallée (fig. 4). Pour faire face à cette situation, il a fallu procéder, au lieu de l'élimination habituelle des parties de béton assujetties à la traction, à des épaissements localisés considérables (fig. 5 et profils en travers IV et V, fig. 4).

A la suite du renforcement du flanc droit, les contraintes principales maximales résultant du calcul s'établissent de la manière suivante :

Niveau de retenue à la cote	1931	1785
Etat de température correspondant	1 ^{er} octobre	1 ^{er} mai
Compression en kg/cm ²	+77,5	+55,8
Traction en kg/cm ²	-18,5	-22,0

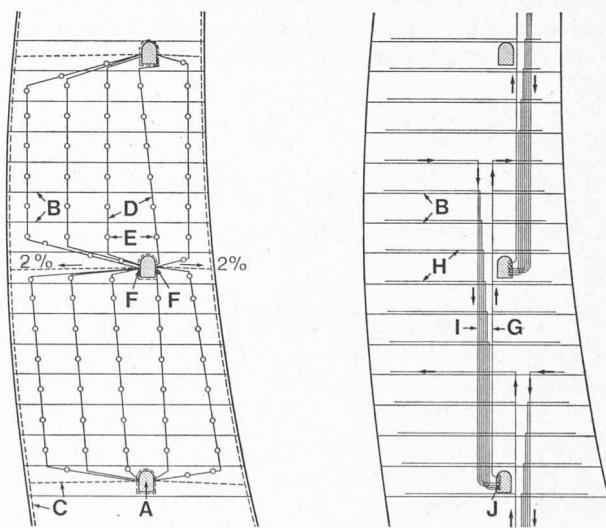


Fig. 6. — Section transversale à proximité d'un joint de contraction, montrant le système d'injection (à gauche) et la distribution de l'eau de refroidissement (à droite).

A, galerie de contrôle horizontale ; B, levée journalière de bétonnage (hauteur 3 m) ; C, bande d'étanchéité en caoutchouc synthétique (en moyenne 15 cm par m² de joint) ; D, tuyaux d'injection (écart moyen 2,6 m) ; E, clapets à coulis réinjectedables (en moyenne un par 12 m² de joint) ; F, aération ; G, colonne montante d'alimentation ; H, serpentins de refroidissement (en moyenne 15 cm par m² de béton) ; I, tuyaux descendants d'évacuation ; et J, conduites principales dans la galerie.

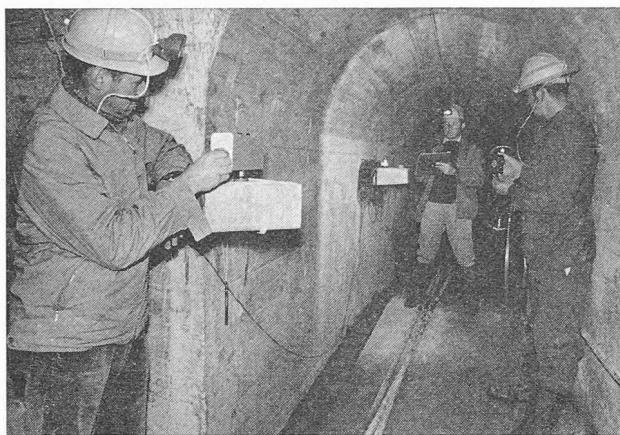


Fig. 7. — Détermination des déformations du barrage par des polygonaux de haute précision dans les galeries de contrôle, ici à l'aide d'un nouvel appareil de mesure des distances mis au point par le CERN, Genève. (Photo R. Hediger.)

Un calcul traditionnel pseudo-dynamique a montré que les contraintes à retenue maximale augmentent de 15 % lors d'un tremblement de terre avec une accélération horizontale de 0,1 g dirigée vers l'amont. Pour la charge hydrostatique seule, la comparaison avec les résultats du second modèle statique est satisfaisante et ce dernier a pu être surchargé 5,3 fois avant de se fissurer.

2.3 Détails constructifs

Afin de permettre la contraction du béton lors de la dissipation de la chaleur d'hydratation, le barrage et le mur d'aile ont été subdivisés en 38 blocs de 9 à 18 m de longueur. Ces joints de contraction sont orientés perpendiculairement aux axes des arcs à chaque niveau, de telle sorte que leurs surfaces sont hélicoïdales, mais lisses. Ils sont équipés de clapets à coulis réinjectables qui communiquent par des tubes avec les galeries de contrôle horizontales (fig. 6). Celles-ci sont placées dans chaque septième levée journalière de bétonnage, c'est-à-dire avec des intervalles de 21 m de l'une à l'autre. Elles servent aussi à la distribution de l'eau aux serpentins de réfrigération placés sur chaque levée de bétonnage pour accélérer la dissipation de la chaleur d'hydratation (fig. 6). Quelques-unes des

galeries de contrôle sont en plus utilisées pour la détermination des déformations du barrage à l'aide de polygonaux de haute précision (fig. 7). Celles-ci remplacent les observations, soumises aux intempéries, de repères placés sur le parement aval du barrage. Les galeries de contrôle permettent d'accéder aussi aux points de mesure des pendules intégrés dans le système de mesure des déformations et contiennent les câbles provenant des instruments noyés dans le béton. On remarquera que toute l'instrumentation du barrage (fig. 8) est conçue pour contrôler de manière continue le comportement de l'ouvrage et sa fondation avec un objectif scientifique limité.

Les galeries de contrôle horizontales sont reliées le long de la fondation par une galerie de pied plus grande avec 2 m de largeur et 3 m de hauteur. A celle-ci sont raccordés les tubes des injections de contact dont le forage est réalisé avant le bétonnage, mais qui ne sont injectés qu'au moment où l'on dispose d'une hauteur suffisante de béton. De plus, la galerie de pied permet d'exécuter en partie ou de compléter le voile d'étanchéité qui est réalisé en principe à partir de la surface de fondation avant qu'elle ne soit recouverte de béton. Descendant jusqu'à 80 m sous le pied du barrage, le voile d'étanchéité consiste en des plans successifs formés de deux systèmes de forages se recoupant et dont l'orientation a été optimisée pour former un angle de 30° au minimum avec les fracturations dominantes du rocher [5]. Le voile d'étanchéité est en outre incliné de 10° vers l'amont. A l'aval de ce voile, il y a un réseau de drainage formé de forages de 100 mm de diamètre, espacés de 3 à 8 m et aboutissant dans les galeries de drainage creusées à la base des deux appuis du barrage (lettre G, fig. 3 et 4). La longueur totale des drains atteint 12 200 m.

3. Construction

3.1 Travaux préparatoires

Avant le début des travaux, l'accès à Emosson se faisait au moyen d'un funiculaire le long de la conduite forcée de l'aménagement de Barberine et sur un chemin horizontal reliant sa chambre d'équilibre au pied de l'ancien barrage. Il a donc fallu construire une route de 12 km de long à partir du fond de la vallée principale.

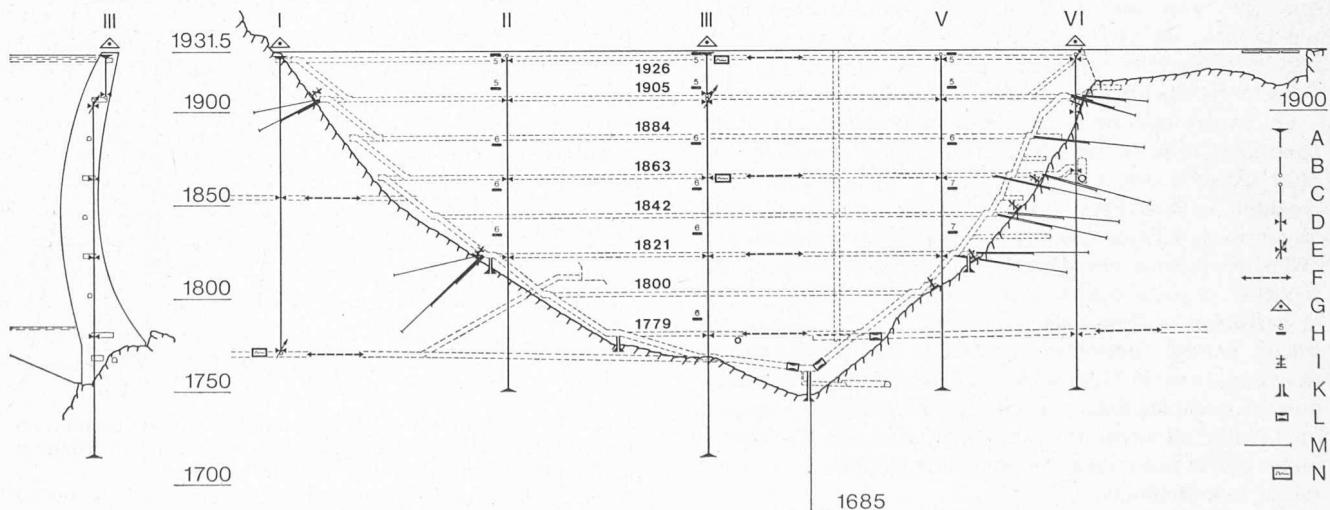


Fig. 8. — Dispositif d'auscultation installé dans le barrage.

A, fixation de pendule ; B, poids de pendule ; C, flotteur de pendule ; D, point de mesure optique au pendule ; E, point de télémesure au pendule ; F, polygone en galerie ; G, pilier d'observation géodésique ; H, groupe de cinq thermomètres à télémesure ; I, pressiomètre à télémesure ; K, points de mesure de la sous-pression ; L, cuvette pour mesure des infiltrations ; M, rocmètre ; N, accéléroraphie.

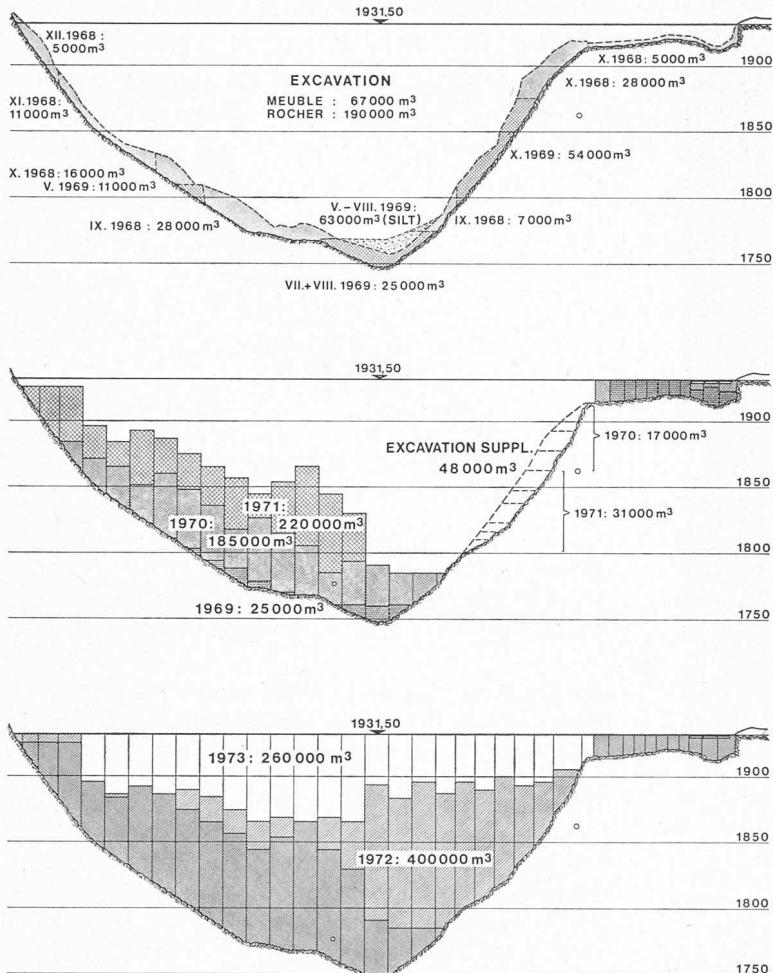


Fig. 9. — Coupes longitudinales du barrage avec les trois étapes principales de la construction : excavation normale des fondations (haut) ; excavation supplémentaire et trois premières saisons de bétonnage (centre) et deux dernières saisons de bétonnage (bas).

Elle mesure le plus souvent 4,1 m de largeur avec de nombreuses places d'évitement et se termine au-dessus de la culée gauche du barrage d'Emosson. Cet emplacement, à proximité immédiate de la carrière d'agrégats, a été choisi pour la construction du camp et des installations de chantier (fig. 3). On est ici à l'abri des avalanches, ce qui n'est pas le cas pour la route d'accès. C'est pourquoi on a installé un téléphérique d'une capacité de 2 t reliant la vallée principale au chantier afin d'assurer l'entretien et la révision des installations pendant les mois d'hiver autrement inactifs.

Les travaux de la route d'accès, qui font l'objet d'un contrat séparé, ont déjà débuté en octobre 1965, tandis que la commande principale pour le barrage et les ouvrages annexes a été passée en juillet 1967 à un consortium d'entreprises suisses et françaises pour un montant total de 71 millions de francs suisses. Les travaux ont démarré immédiatement par l'édition des baraquements pour 400 personnes, ainsi que par les fondations et le montage des éléments principaux de l'installation de chantier. Deux lignes de transmission de 16 kV ont été tendues de la vallée principale afin d'assurer l'approvisionnement en électricité, représentant les deux-tiers de la capacité totale installée de 13 000 ch. En été 1968, une route de chantier a été construite de l'emplacement du camp jusqu'au fond de la future retenue et de là jusqu'au sommet de la barre rocheuse sur le flanc droit. Pendant ce temps on perçait de l'aval vers l'amont la galerie de dérivation, longue de 250 m et d'une capacité de 30 m³/s.

3.2 Préparation de la fondation

Les travaux d'excavation ont débuté en automne 1968 sur le flanc gauche [6]. Contrairement à la pratique habituelle, on n'a pas procédé du haut vers le bas, mais on a

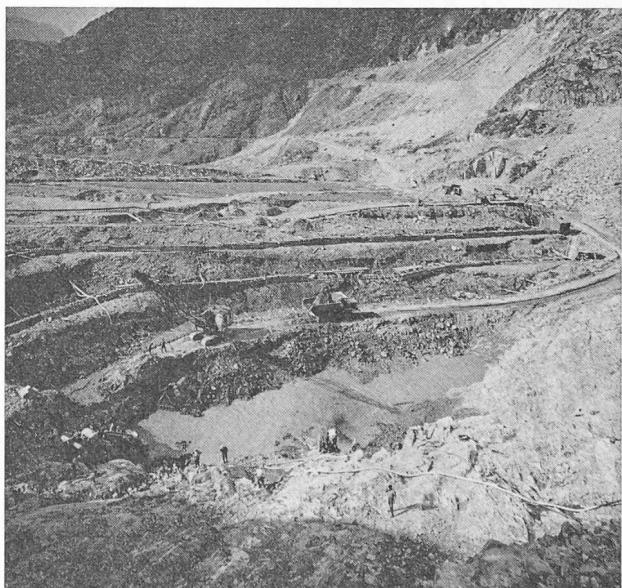


Fig. 10. — Excavation des fondations en fond de vallée avec les trois étages de « Wellpoints » installés dans les limons ; les deux étages supérieurs sont recouverts d'une protection contre les débris rocheux provenant des minages. (Photo M. Darbellay.)

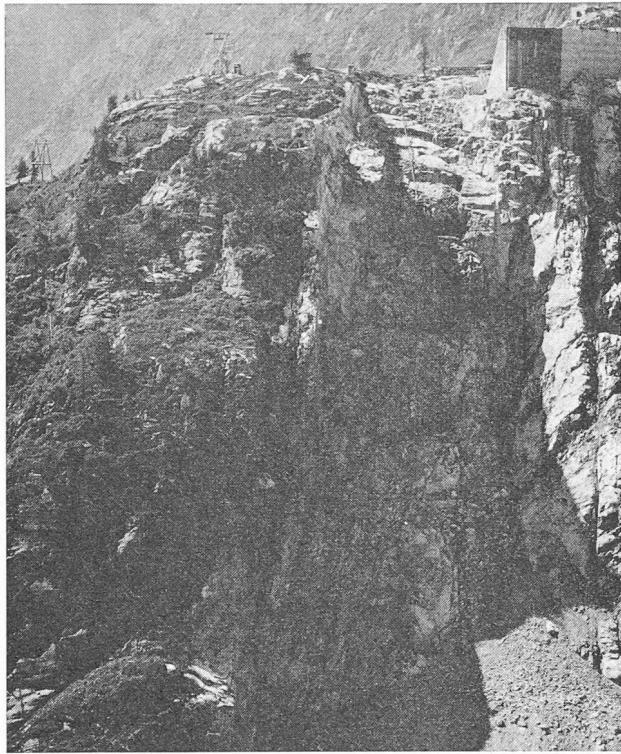


Fig. 11. — Le flanc droit après achèvement de l'excavation prévue initialement et l'apparition de la zone de broyage le long de son bord amont, à droite, dans le soleil. (Photo M. Darbellay.)



Fig. 12. — Le flanc droit après achèvement de l'excavation supplémentaire jusqu'à la zone de broyage découverte en octobre 1969. (Photo R. Hediger.)

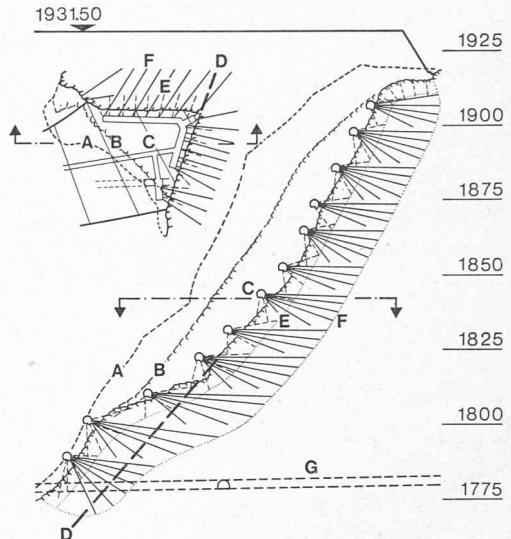


Fig. 13. — Coupe longitudinale du flanc droit avec les injections spéciales de consolidation.

A, surface originale du rocher ; B, ligne d'excavation originale ; C, excavation supplémentaire ; D, zone de broyage ; E, injections de contact ; F, injections de consolidation et G, galerie de drainage.

commencé au fond de la vallée afin de créer une plate-forme latérale susceptible de recevoir les déblais des excavations de la partie supérieure (fig. 9, en haut). Un procédé semblable fut adopté sur le flanc droit, de telle manière qu'au début de la saison 1969 on a pu entreprendre la délicate excavation dans le fond de la vallée. Il fallait pénétrer de 15 m dans des limons sensibles au remaniement, situés sous le niveau de la nappe phréatique (fig. 4, coupe III). Cette excavation a été menée à bien grâce à quelques 260 « Wellpoints » disposés selon trois niveaux successifs. En quatre mois, on est ainsi parvenu à retirer 63 000 m³ de limon et 25 000 m³ de rocher (fig. 10). De plus, les trois blocs les plus hauts du barrage ont été bétonnés jusqu'à un niveau suffisant pour que l'installation « Wellpoint » puisse être démontée et la fouille abandonnée avant l'hiver.

La qualité du rocher sur le flanc gauche et dans le thalweg s'est révélée au moins aussi bonne que prévu. Sur le côté droit, ce fut le contraire, spécialement parce que la surface de fondation était orientée parallèlement au système principal de diaclases. Après avoir fait sauter les deux quarts médians de l'excavation en octobre 1969 (fig. 9, en haut), on a aussitôt remarqué sur le bord amont de l'excavation, sur environ 80 m de hauteur, une zone de broyage qui plonge dans le rocher avec un angle horizontal d'environ 60° par rapport à la surface de fondation (fig. 11). Les reconnaissances géologiques, galeries de sondage supplémentaires et calculs géomécaniques entrepris immédiatement ont montré que [6] :

- la zone de broyage n'appartient à aucun système de diaclases. Elle est remplie de fragments de rocher à arêtes vives et d'une farine rocheuse partiellement argileuse. Son épaisseur varie beaucoup pour atteindre un maximum de 20 cm ;
- la zone de broyage se termine, respectivement s'incurve vers la surface du rocher, immédiatement à l'aval de la fondation du barrage ;
- la stabilité de la zone d'appui serait assurée même si la zone de broyage traversait tout le verrou rocheux ; et
- les parties de rocher situées devant la zone de broyage se sont tassées avant ou pendant les travaux, ce qui s'est manifesté par l'ouverture de quelques diaclases principales jusqu'à 5 cm.

Ce dernier point surtout a motivé la décision d'excaver le rocher jusqu'à la zone de broyage et de le remplacer par du béton (fig. 4, lettre S). L'excavation supplémentaire n'a pu se dérouler que par étapes et a requis d'importantes mesures de sécurité, qui avaient également pour but d'éviter un décollement du rocher sur la paroi aval de l'excavation, haute de presque 100 m et parallèle aux plans de schistosité. Ce sont au total 6500 ancrages, principalement d'un type amovible, qui ont été mis en place, ainsi que 20 ancrages précontraints rassemblés en quatre poutres. Ces travaux ont déterminé dans une large mesure l'avance de l'excavation supplémentaire, qui s'est étendue sur toute l'année 1971, ainsi que les deux hivers précédents et suivants (fig. 9, centre). Heureusement ceux-ci ont été marqués par une très faible quantité de neige.

Le rocher situé derrière l'excavation supplémentaire en flanc droit a été consolidé par des injections d'une profondeur de 20 m, réalisées après un lavage intensif des diaclases, entre les forages adjacents. On a réalisé cette opération après la mise en place du béton, à partir de galeries spéciales parallèles à la surface de fondation tous les 9 à 12 m en hauteur (fig. 13). La quantité de ciment injecté avoisine 10 kg par m^3 de rocher traité. On a testé l'efficacité de cette opération par des forages de contrôle ainsi que par des essais sismiques *in situ*, qui ont montré une augmentation des modules d'élasticité dynamiques du rocher de 30 à 110 %. Tous les autres travaux d'injection se sont déroulés comme prévu et ont prouvé la disparité prévisible des absorptions de coulis sur les deux flancs :

		Flanc gauche et thalweg	Flanc droit y. c. mur d'aile
Injections de contact	Surface traitée m^2	12 600	7 800
	Forages $m^2/pcs.$	21	14
	Absorption de ciment kg/m^2	44	41
Voile d'injection	Surface du voile m^2	35 700	58 000
	Forages m/m^2	0,3	0,3
	Absorption de ciment kg/m^2	23	150

3.3 Bétonnage

A cause des travaux d'excavation supplémentaires, il n'a pas été possible de conduire les opérations de bétonnage selon les méthodes usuelles. C'est ainsi que, ayant démarré à fin 1969 au fond de la vallée et sur le mur d'aile, on a dû se concentrer en 1970 et 1971 sur le flanc gauche, qui bien que relativement escarpé, ne put recevoir qu'un nombre limité de blocs (fig. 10, centre). De plus, il n'était pas possible de monter ces blocs aussi haut qu'on l'aurait voulu, cela à cause de leur stabilité. Au début de la saison 1972, on put enfin démarrer le bétonnage sur le flanc droit et fermer la brèche subsistant à cet endroit, avant de mettre en place le béton du quart supérieur de barrage en 1973 d'une manière ordonnée (fig. 9, en bas).

C'est seulement dans cette phase finale que la capacité des installations de bétonnage a pu être pleinement utilisée. Conçues pour une production de 4000 m^3 de béton par journée de deux postes ou 100 000 m^3 par mois, les installations se composaient des éléments principaux suivants (fig. 3) :

- à la carrière, un concasseur giratoire avec une production de 230 m^3/h ;

- une installation de concassage, tamisage et lavage des agrégats, comportant trois trains de production indépendants et quatre moulins à barres pour la fabrication du sable ;
- une installation automatique de composition du béton, avec quatre malaxeuses d'une contenance de 3 m^3 chacune ;
- deux blondins radiaux d'une envergure de 730 m et d'une force portante de 20 t (bennes de 6 m^3) chacun.

Le ciment était fourni en vrac par différentes cimenteries françaises et suisses à la gare de Martigny-Bourg, d'où il était acheminé par des camions-citernes de 10 t sur le chantier du barrage et déchargé pneumatiquement.

Les agrégats extraits exclusivement de la carrière ont donné au début un béton peu maniable, mais ces conditions ont pu être corrigées en renonçant à la séparation de sable installée primitivement et augmentant ainsi le pourcentage de poussière inférieure à 20 μ à plus de 1 % du poids total des agrégats. Ceci mis à part, on a produit quatre fractions supplémentaires d'agrégats grossiers avec un diamètre maximal des grains de 120 mm (passoire à trous ronds). Tous les mélanges de béton contiennent un agent entraîneur d'air et requièrent en moyenne 130 l/ m^3 d'eau (rapporté à des agrégats complètement secs). Tandis que le dosage en ciment des 2,5 m extérieurs de béton a été fixé à 250 kg/ m^3 sur le parement amont et 230 kg/ m^3 sur le parement aval, ceci afin d'assurer l'imperméabilité et la résistance au gel nécessaires, le dosage en ciment du béton de masse varie selon les résistances requises. Celles-ci dépendent à tour de rôle de [7] :

- la paire de contraintes principales la plus défavorable apparaissant dans une section donnée du barrage ;
- la contrainte de compression uniaxiale correspondante, telle qu'elle est donnée par le diagramme adopté pour la rupture biaxiale de cubes ;
- le facteur de sécurité corrigé, tenant compte de la dispersion des résistances à la compression, de manière à maintenir une probabilité constante de rupture (pour une dispersion de 12 % le facteur de sécurité a été fixé à 4,0).

CUBES DE 30 cm APRES 90 JOURS

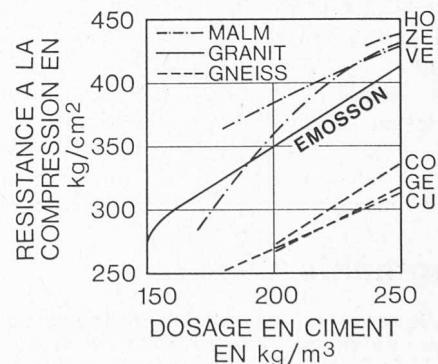


Fig. 14. — Résistances à la compression sur cubes de 30 cm d'arête des bétons de barrages suisses pour différents dosages en ciment et agrégats concassés.

On a contrôlé la résistance à la compression pour, en moyenne, chaque 2000 m^3 de béton mis en place sur des séries de trois cubes de 30 cm d'arête conservés dans une chambre humide. Les deux principaux mélanges utilisés ont donné les valeurs suivantes :

Dosage en ciment kg/m ³	Facteur eau/ciment	Résistance à 90 jours kg/cm ²	Dispersion %
160	0,80	300	13,6
250	0,52	412	11,9

Les résultats obtenus confirment les essais préliminaires entrepris avant la construction et peuvent être avantageusement comparés à ceux obtenus sur d'autres barrages de Suisse où l'on a utilisé des agrégats concassés (fig. 14). Le béton d'Emosson est nettement plus résistant que ceux fabriqués avec des agrégats gneissiques, apparentés au granit, et se rapproche de ceux contenant des calcaires. Plus de 100 carottes d'un diamètre de 30 cm forés dans le barrage ont montré une résistance moyenne à la compression égale aux 88 % de celle obtenue sur des cylindres moulés de même dimension. De plus, des essais de perméabilité et durabilité — comportant au moins 500 cycles de gel et dégel — ont permis de s'assurer de la bonne qualité des bétons de parement.

4. Conclusions

Parallèlement à l'achèvement du bétonnage en 1973, on a rempli la retenue pour la première fois jusqu'aux 70 % de la hauteur du barrage. Les déformations de celui-ci, ainsi que les tassements de la fondation, ont jusqu'à présent suivi les pronostics émis. L'eau emmagasinée a été utilisée durant l'hiver 1973/74. Après avoir injecté les joints de contraction dans la partie du barrage bétonnée en 1973, on a pu remplir la retenue dans le courant de l'été 1974 à 90 %.

Sept ans après le début de la construction, le barrage d'Emosson a ainsi été achevé avec une année de retard sur les délais, malgré les sérieuses complications géologiques qui sont apparues sur le flanc droit. Celles-ci ont eu des répercussions plus importantes sur le coût de l'ouvrage, qui, mis à part le renchérissement général des prix, aurait autrement pu être maintenu dans les limites du contrat :

Postes principaux	Projet initial	Avec excavation suppl.
Installations de chantier	21 %	27 %
Excavations	7 %	16 %
Injections (y compris ciment)	5 %	14 %
Bétons (sans ciment)	40 %	51 %
Ciment (dosage moyen 198 kg/m ³)	27 %	28 %
Total intermédiaire	100 %	136 %
Renchérissement depuis 1967	15 %	17 %
Total	115 %	153 %

Bibliographie

Guide pratique des voyages d'affaires. Voyages d'affaires et affaires de voyage, par Gérard Le Pan de Ligny. — Un volume 15,5×24 cm, 248 pages, broché. Prix : 33 FF. Les Editions d'organisation, Paris.

Ce livre est le premier à traiter de l'organisation des voyages d'affaires, souvent soumis jusqu'ici aux aléas de l'empirisme et de l'improvisation. Et pourtant les voyages d'affaires doivent s'inscrire dans le cadre d'une action logique, contrôlable et rentable.

L'auteur, conseil en commerce international et professeur à l'INSEAD, allie une parfaite connaissance du marketing à une grande expérience des voyages d'affaires. Il donne des suggestions, indique les écueils à éviter au cours des différentes phases d'un déplacement.

Le projet et la direction des travaux ont été confiés à Motor-Columbus, Ingénieurs-Conseils à Baden, qui a fait appel en qualité de conseillers à M. H. Gicot, Dr h.c., et au professeur G. Schnitter. M. G. Lombardi était l'expert désigné par les autorités fédérales. Les études géologiques ont été effectuées par M. R. U. Winterhalter et M. T. R. Schneider. Les essais géomécaniques *in situ* ont été confiés à l'Institut de mécanique des sols et de travaux de fondation de l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich, tandis que les essais sur modèle ont été exécutés par l'Istituto Sperimentale Modelli e Strutture à Bergamo. Tous les essais préliminaires ainsi que certains essais spéciaux sur béton ont été effectués par le Laboratoire fédéral d'essais des matériaux à Dübendorf. Les instruments de mesure ont été fournis par la maison A. U. Huggenberger à Zurich, tandis que l'ensemble des mesures géodésiques du barrage était confié au bureau R. Kägi à Lucerne. Les travaux de construction ont été réalisés par un consortium des entreprises Costruzioni Stradali e Civili SA, Lugano, Losinger & Co. SA, Berne, LGV Entreprise de Construction SA, Zurich, Société Générale d'Entreprises SA, Paris et Société des Grands Travaux de Marseille SA, Paris. Stump Sondages SA, Lausanne, a exécuté l'ensemble des travaux d'injection en sous-traitance.

RÉFÉRENCES

- [1] *L'aménagement hydro-électrique franco-suisse d'Emosson*. « Wasser- und Energiewirtschaft » 1967, p. 109-123 et « Construction » 1969, p. 111-121.
- [2] J. L. MOTTIER : *L'aménagement hydro-électrique franco-suisse d'Emosson*. « Bulletin technique de la Suisse romande » 1970, p. 249-266.
- [3] N. J. SCHNITTER : *Interesting Features of the Emosson Power Scheme*. « Water Power » 1971, p. 156-163.
- [4] N. J. SCHNITTER and T. R. SCHNEIDER : *Abutment Stability Investigations for Emosson Arch Dam*. « Proc. 10th Int. Congress on Large Dams » 1970, vol. II, p. 69-87 and « Schweizerische Bauzeitung » 1969, p. 465-472.
- [5] H. L. KREUZER and T. R. SCHNEIDER : *The Orientation of Grout Curtains According to the Systems of Discontinuities in the Bedrock*. « Proc. 2nd Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics » 1970, vol. III, Report 6/1.
- [6] N. J. SCHNITTER : *Die Aushubarbeiten für die Staumauer Emosson*. « Wasser- und Energiewirtschaft » 1971, p. 127-134.
- [7] H. L. KREUZER : *A Probability-Based Safety Factor Approach for Arch Dams*. « Water Power » 1973, p. 458-463.
- [8] N. J. SCHNITTER : *Emosson Arch. Dam*. « Water Power » 1974, p. 77-87.

Adresse de l'auteur :

N. J. Schnitter, Ing. dipl. EPFZ, F. ASCE
Directeur-adjoint Motor-Columbus
Ingénieurs-Conseils SA, CH - 5400 Baden

Der Unternehmer im Werkvertrag und seine Haftung für Mangel des Werkes, par Peter Gauch, Dr en droit, professeur à l'Université de Fribourg. — Un volume 21×12,5 cm de 132 pages, édition 1974, Schulthess Polygraphischer Verlag AG Zürich. Prix broché : Fr. 24.—.

Cette étude sur la responsabilité de l'entrepreneur a été élaborée à l'origine pour la révision des normes SIA n° 118 (« Conditions générales pour l'exécution des travaux de construction ») et a été publiée dans les bulletins n° 8 et 9 de la *Schweizerische Bauzeitung* 1974.

L'ouvrage qui vient de paraître regroupe avec quelques modifications et compléments les deux articles déjà publiés et traite dans un langage clair pour les entrepreneurs, les ingénieurs et les architectes ainsi que les maîtres d'œuvre, les principaux domaines du droit relatif au contrat d'entreprise.