

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 81 (1955)  
**Heft:** 21-22: École polytechnique fédérale Zurich: centenaire 1855-1955, fasc. no 2

**Artikel:** Le barrage d'accumulation de Ben Métir en Tunisie  
**Autor:** Stucky, Alfred  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-61371>

### **Nutzungsbedingungen**

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

### **Conditions d'utilisation**

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

### **Terms of use**

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

**Download PDF:** 16.02.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

Paraissant tous les quinze jours

**Abonnements:**  
Suisse: 1 an, 24 francs  
Etranger: 28 francs  
Pour sociétaires:  
Suisse: 1 an, 20 francs  
Etranger: 25 francs  
Prix du numéro: Fr. 1.40  
Ch. post. « Bulletin technique de la Suisse romande »  
N° II. 57 75, à Lausanne.

**Expédition**  
Imprimerie « La Concorde »  
Terreaux 31 — Lausanne.

**Rédaction**  
et éditions de la S. A. du  
Bulletin technique (tirés à  
part), Case Chauderon 475

**Administration générale**  
Ch. de Roseneck 6 Lausanne

Organe de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, des Sociétés vaudoise et genevoise des ingénieurs et des architectes, de l'Association des Anciens élèves de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale.

Comité de patronage — Président: R. Neeser, ingénieur, à Genève; Vice-président: G. Epitiaux, architecte, à Lausanne; Secrétaire: J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg: MM. † P. Joye, professeur; † E. Latelín, architecte — Vaud: MM. F. Chenaux, ingénieur; A. Chevalley, ingénieur; E. d'Okolski, architecte; Ch. Thévenaz, architecte — Genève: MM. † L. Archinard, ingénieur; Cl. Grosurin, architecte; E. Martin, architecte — Neuchâtel: MM. J. Béguin, architecte; R. Guye, ingénieur — Valais: MM. † J. Dubuis, ingénieur; D. Burgener, architecte.

Rédaction: D. Bonnard, ingénieur. Case postale Chauderon 475, Lausanne.

Conseil d'administration

de la Société anonyme du Bulletin technique: A. Stucky, ingénieur, président;  
M. Bridel; G. Epitiaux, architecte; R. Neeser, ingénieur.

## Tarif des annonces

1/1 page	Fr. 264.—
1/2 »	» 134.40
1/4 »	» 67.20
1/8 »	» 33.60

Annonces Suisses S. A.  
(ASSA)



Place Bel-Air 2. Tél. 22 33 26  
Lausanne et succursales

SOMMAIRE: *Travaux d'anciens élèves de l'E.P.F.*: Le barrage d'accumulation de Ben Métir, en Tunisie, par ALFRED STUCKY, ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne. — *Le rôle des accumulations dans le développement des aménagements hydro-électriques en Suisse*, par JULES-FRANÇOIS BRUTIN, ingénieur E.P.F. — *La nouvelle correction des eaux du pied du Jura*, par FERNAND CHAVAZ, vice-directeur, et MAURICE BAER, ingénieur du Service fédéral des eaux à Berne, ingénieurs E.P.F. — *Boues d'égouts et ordures ménagères*, par LÉON JÉQUIER, ingénieur E.P.F. — *La turbo-pompe réversible axio-centrifuge à pas variable*, par PAUL DÉRIAZ, ingénieur mécanicien E.P.F., ex-assistant du professeur Meissner, chef de bureau de construction de turbines hydrauliques à l'English Electric Company. — *De la machine à pointer à l'aléuse-fraiseuse de précision*, par JACQUES TURRETTINI, ingénieur E.P.F., Société genevoise d'instruments de physique. — *L'isolation des machines électriques modernes*, par R. SAUVIN, ingénieur E.P.F., Wettingen. — *Le convertisseur à contacts et ses applications dans l'industrie*, par M. ROSSÉ, ingénieur E.P.F., Baden. — *Quelques progrès récents dans la construction des transformateurs*, par CL. ROSSIER, ingénieur E.P.F., Genève. — *Nouveaux dispositifs d'entraînement de l'essieu pour véhicules moteurs électriques sur rails*, par H. WERZ, ingénieur E.P.F., Genève. — *Mesure de la température d'un fluide en mouvement*, par R. ECABERT, ingénieur E.P.F. — *Application du calcul à l'aide de suites à la théorie des réglages automatiques*, par MICHEL CUENOD, ingénieur à la Société Générale pour l'Industrie, Genève. — *La machine à coudre*, par L. ALAMARTINE, ingénieur E.P.F., Genève. — *Fibres de verre + Plastic = Vetroplastic*, par E. GRAND D'HAUTEVILLE, ingénieur E.P.F., Lausanne. — *Les textiles synthétiques face à la laine et au coton*, par HUBERT RIGOT, ingénieur E.P.F., S.I.A. — *Problèmes relatifs à l'étude d'une chambre forte en béton armé*, par G. DE KALBERMATTEN et F. BURRI, ingénieurs E.P.F., S.I.A. — *La distribution régulière de l'air sortant latéralement d'un canal de ventilation*, par CHARLES CAILLE, ingénieur mécanicien E.P.F. — *Le conditionnement d'air dans les grands bâtiments commerciaux et administratifs*, par HERBERT VOEGELI, ingénieur mécanicien E.P.F., Genève, à la LUWA S. A., Zurich. — *Lumière et architecture*, par F. KIMMERLE, ingénieur E.P.F., Genève. — *Les ingénieurs en face de leurs responsabilités sociales*, par P. HUGUENIN, ingénieur E.P.F., Le Locle. — *La formation de l'architecte*, par J. STENGELIN, architecte E.P.F., Genève. — *Collège de La Sallaz, à Lausanne*, par R. LOUP, architecte E.P.F., et L. ROUX, architecte E.P.M., Lausanne. — *L'Ecole cantonale d'agriculture de Grange-Verney*, par ED. VIRIEUX, architecte de l'Etat, Lausanne. — *Temple de La Chiesaz sur Vevey*, par F. BRUGGER, architecte E.P.F., Lausanne. — *Projet d'un temple à Roche*, par F. BRUGGER, architecte E.P.F., Lausanne. — *La Clinique ophtalmologique de Genève*, par CLAUDE GROSGURIN, architecte E.P.F., Genève. — *Agrandissement et transformation de l'Hôpital ophtalmique de Lausanne*, par RENÉ GONIN, architecte E.P.F. — *Une auberge au Clos de Serrières (Neuchâtel)*, par ED. CALAME, architecte E.P.F., Neuchâtel. — *Agrandissements de la S. A. des Ateliers de Sécheron*, par LOUIS PAYOT, architecte E.P.F., Genève. — BIBLIOGRAPHIE. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION GÉNÉRALE. — DOCUMENTATION DU BATIMENT. — NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.

## TRAVAUX D'ANCIENS ÉLÈVES DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE

PUBLIÉS A L'OCCASION DES FÊTES DU CENTENAIRE DE L'E. P. F. <sup>1</sup>

### LE BARRAGE D'ACCUMULATION DE BEN MÉTIR EN TUNISIE

par ALFRED STUCKY, ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne

#### 1. Introduction

Le bassin versant de l'oued El Lil, à 150 km à l'ouest de Tunis, est un cirque de montagnes peu élevées, de 108 km<sup>2</sup> de superficie, constitué par des formations sédimentaires oligocènes, où alternent des bancs de grès et des couches de marne. Le centre de ce cirque était occupé, à l'époque pontienne, par un petit lac naturel dont les dépôts accumulés au cours des siècles recouvrent maintenant le fond de la cuvette de Ben Métir.

Le barrage, situé immédiatement à l'aval du confluent de l'oued El Lil et de l'oued Lebga, rétablit artificiellement ce lac en reconstituant un verrou ancien détruit par l'érosion.

Le niveau maximum de la retenue a été fixé à la cote 440, soit 65 m au-dessus du lit de l'oued. La superficie du lac atteint ainsi 350 hectares pour un volume d'eau emmagasiné de 73 millions de m<sup>3</sup>; l'apport annuel moyen de l'oued, de 60 millions de m<sup>3</sup>, correspond à un débit moyen d'environ 2 m<sup>3</sup>/s.

Une galerie de 3500 m, percée dans le flanc droit de la vallée, débouche à l'aval à 200 m environ au-dessus du lit de la rivière. Cette chute est utilisée dans deux usines hydro-électriques en cascade, qui restituent les eaux dans un bassin de compensation, point de départ de l'adduction d'eau potable destinée à la ville de Tunis.

<sup>1</sup> Voir en outre *Bulletin technique* du 24 septembre 1955 (fascicule n° 1).

**2. Nature des terrains de fondation**

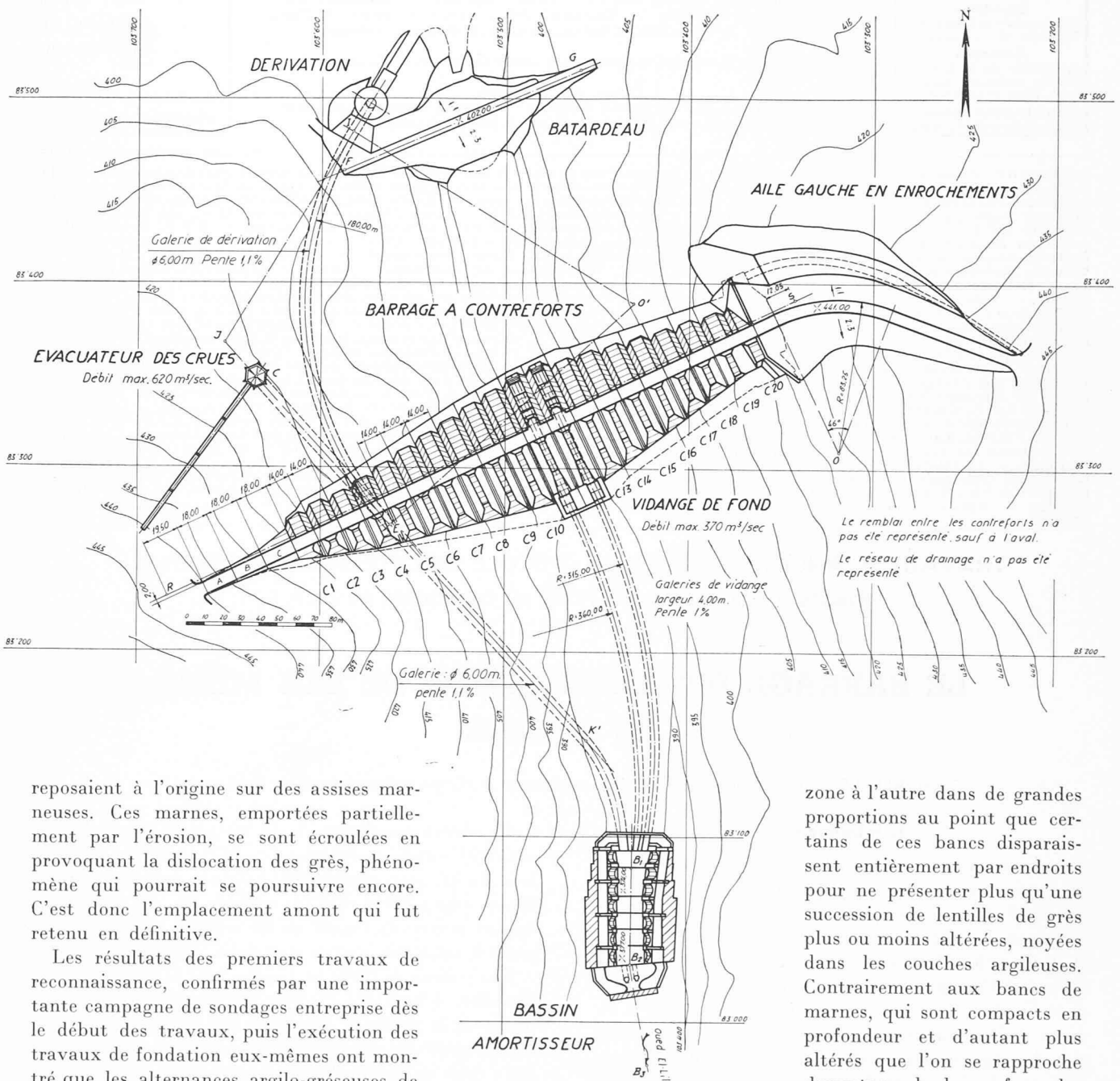
L'emplacement du barrage a été déterminé par la présence d'un resserrement de la vallée, à l'aval d'une cuvette évasée que prolongent les vallées des oueds El Lil et Lebga. Si les conditions topographiques étaient particulièrement favorables, puisqu'elles permettaient de créer l'accumulation désirée par un barrage de quelque 480 m de longueur au couronnement, la nature du sol de fondation l'était en revanche beaucoup moins.

Un second emplacement avait été envisagé, 400 m plus à l'aval, dans les gorges de l'oued El Lil, au droit de l'affleurement de bancs gréseux relativement importants. L'examen des conditions géologiques montra toutefois que ces couches de grès fortement redressées,

marne sensiblement plans, dont le pendage moyen atteint 23° vers le nord-nord-ouest, soit vers l'amont et la rive droite du barrage. Ces bancs relativement minces forment un ensemble complexe, qui affleure sur les trois quarts environ de la longueur du barrage. Au droit de l'aile gauche, ils disparaissent, du fait de leur pendage, sous une épaisse couverture de dépôts lacustres non consolidés de l'époque pontienne.

Il n'était pas possible, dans ces conditions, de trouver un banc continu et particulièrement résistant sur lequel on pût asseoir l'ensemble de l'ouvrage.

Les bancs de grès, formés d'éléments quartzeux, sont tendres et fracturés. Aucun d'eux n'a une épaisseur supérieure à 4 m. Cette épaisseur varie d'ailleurs d'une



reposaient à l'origine sur des assises marneuses. Ces marnes, emportées partiellement par l'érosion, se sont écroulées en provoquant la dislocation des grès, phénomène qui pourrait se poursuivre encore. C'est donc l'emplacement amont qui fut retenu en définitive.

Les résultats des premiers travaux de reconnaissance, confirmés par une importante campagne de sondages entreprise dès le début des travaux, puis l'exécution des travaux de fondation eux-mêmes ont montré que les alternances argilo-gréseuses de l'oligocène se présentent, au droit du barrage, sous la forme de bancs de grès et de

zone à l'autre dans de grandes proportions au point que certains de ces bancs disparaissent entièrement par endroits pour ne présenter plus qu'une succession de lentilles de grès plus ou moins altérées, noyées dans les couches argileuses. Contrairement aux bancs de marnes, qui sont compacts en profondeur et d'autant plus altérés que l'on se rapproche davantage de la surface, les bancs de grès profonds sont très disloqués, alors que les

Fig. 1. — Barrage de Ben Météir. Plan général des ouvrages.

bancs supérieurs le sont moins. Très perméables, les bancs de grès sont le siège de circulations d'eau. Aucun d'eux, si ce n'est celui qui supporte le contrefort n° 20, ne pouvait constituer l'assise de fondation des contreforts.

*Les couches marneuses* sont fortement consolidées en profondeur. Ce fait, reconnu déjà par les forages de reconnaissance, a été confirmé par l'exécution de la galerie de dérivation. La marne se présente alors sous l'aspect d'une roche tendre de couleur gris foncé qui possède une bonne résistance mécanique. Ces formations, qui affleurent à l'aval du barrage, ont en général une grande épaisseur allant de 8 m à plusieurs dizaines de mètres. Elles sont en principe imperméables, mais très sensibles à toutes modifications de leur état de contrainte ou de leur état physico-chimique, qui entraînent l'apparition de nombreuses diaclases. En surface, elles ont subi une décompression qui les a fait gonfler ; cette altération nécessite un profond nettoyage pour atteindre les argiles saines.

Des couches argileuses moins dures et moins homogènes, sont intercalées entre les bancs de grès. Elles contiennent de nombreuses lentilles de grès et affleurent sur le versant gauche de la vallée.

*Les dépôts lacustres du pontien*, qui reposent en transgression sur les autres formations, n'ont pas été consolidés par d'autres surcharges que leur propre poids ; ils n'ont pas subi d'efforts tectoniques. Ce sont donc des terrains tendres, relativement aux formations de l'oligocène ; ils se présentent sous l'aspect d'argiles plus ou moins sableuses, de couleur rougeâtre.

### 3. Choix du type de barrage

Dans la partie la plus resserrée de la zone prévue pour l'implantation du barrage, les marnes et les grès affleurent sur une grande partie du profil. Mais à l'amont, du fait du pendage de 23°, les couches plongent profondément sous une couche épaisse de matériaux détritiques non consolidés et sujets à des glissements. A l'aval du profil, le fond du lit et les deux flancs de la vallée sont recouverts de matériaux instables en perpétuel mouvement de glissement, au point que pendant les travaux il a fallu constamment assécher et consolider ces terrains pour limiter les glissements compromettant les installations. Dans ces conditions on ne pouvait envisager la construction d'une digue en terre, cela d'autant moins qu'on ne trouvait pas en quantité suffisante et à distance raisonnable les matériaux de qualité satisfaisante.

Un barrage-poids ne pouvait également pas être envisagé à cause de sa trop grande rigidité et surtout parce que les contraintes au pied aval auraient été trop élevées.

Seul un barrage à contreforts assez longs permettant de limiter les pressions sur le sol pouvait convenir. Le calcul des tassements probables des contreforts conduisait à des valeurs telles que des voûtes, même très minces et fortement armées, n'auraient pas pu les subir sans risques de graves désordres.

La nature du complexe argilo-gréseux nécessitait le choix d'un ouvrage relativement souple, capable de subir sans dommage des tassements importants et irréguliers pouvant atteindre le décimètre. Pour limiter

ces tassements et éviter une dislocation des couches supérieures, il convenait de réduire le plus possible les contraintes maximums transmises au sol par les ouvrages et de solliciter le terrain de manière aussi uniforme que possible. Enfin, le frottement interne des argiles et le frottement béton sur argiles étant faibles, il convenait de se prémunir contre un risque de glissement des contreforts vers l'aval sous l'effet de la poussée de l'eau. Sur rive gauche, la forte compressibilité des sédiments du pontien excluait d'emblée la fondation d'ouvrages en béton.

Dans ces conditions on s'arrêta à un barrage à contreforts et à têtes polygonales jointives. Le pendage vers l'amont était par ailleurs très favorable au point de vue du danger de glissement. A l'aile gauche, les bancs de marnes et de grès sont recouverts d'un épais dépôt lacustre qui excluait la construction de contreforts, de sorte qu'il fallut prolonger le barrage par une digue en enrochements.

### 4. Description du barrage

Le barrage de Ben Métir se compose ainsi de trois zones de conceptions différentes, adaptées chacune à la qualité du terrain sous-jacent. Le corps principal du barrage, fondé sur les couches hétérogènes du complexe argilo-gréseux, est un barrage-poids évidé, divisé, par des joints verticaux, en vingt contreforts indépendants, en béton non armé. L'aile droite, qu'il a été possible d'asseoir entièrement sur un banc de grès continu, est un simple barrage-poids non évidé en béton non armé, divisé toutefois également en trois blocs indépendants, A, B, C, par deux joints verticaux pour lui permettre de s'adapter aux tassements probables du sol. L'aile gauche enfin a dû être fondée sur les terrains non consolidés du pontien ; c'est une digue en enrochements de profil classique, avec un masque d'étanchéité en béton armé sur le parement amont (fig. 1).

*Le contrefort-type* (fig. 2).

Les contreforts sont séparés par des joints plans verticaux espacés de 14 m qui les rendent complètement indépendants ; ils peuvent ainsi subir sans dommage des tassements inégaux relativement importants. Le barrage à contreforts à large base présente d'autre part les avantages suivants sur un barrage-poids :

- Les contraintes normales sur l'assise de fondation ont une répartition à peu près uniforme au lieu de la répartition triangulaire caractéristique des barrages-poids.
- Les variations de contraintes, lors des variations extrêmes du niveau de la retenue, sont très modérées.
- La dissipation de la chaleur de prise du béton se fait naturellement sans qu'il soit nécessaire de prévoir des mesures spéciales pendant la construction.
- Enfin, il est relativement aisé de prévoir des travaux confortatifs dans la région de la fondation qui reste accessible.

A l'exception des contreforts centraux qui abritent les conduites de vidange ainsi que du contrefort n° 20 qui assure la transition avec l'aile gauche en enrochements, tous les contreforts sont du même type. Leur

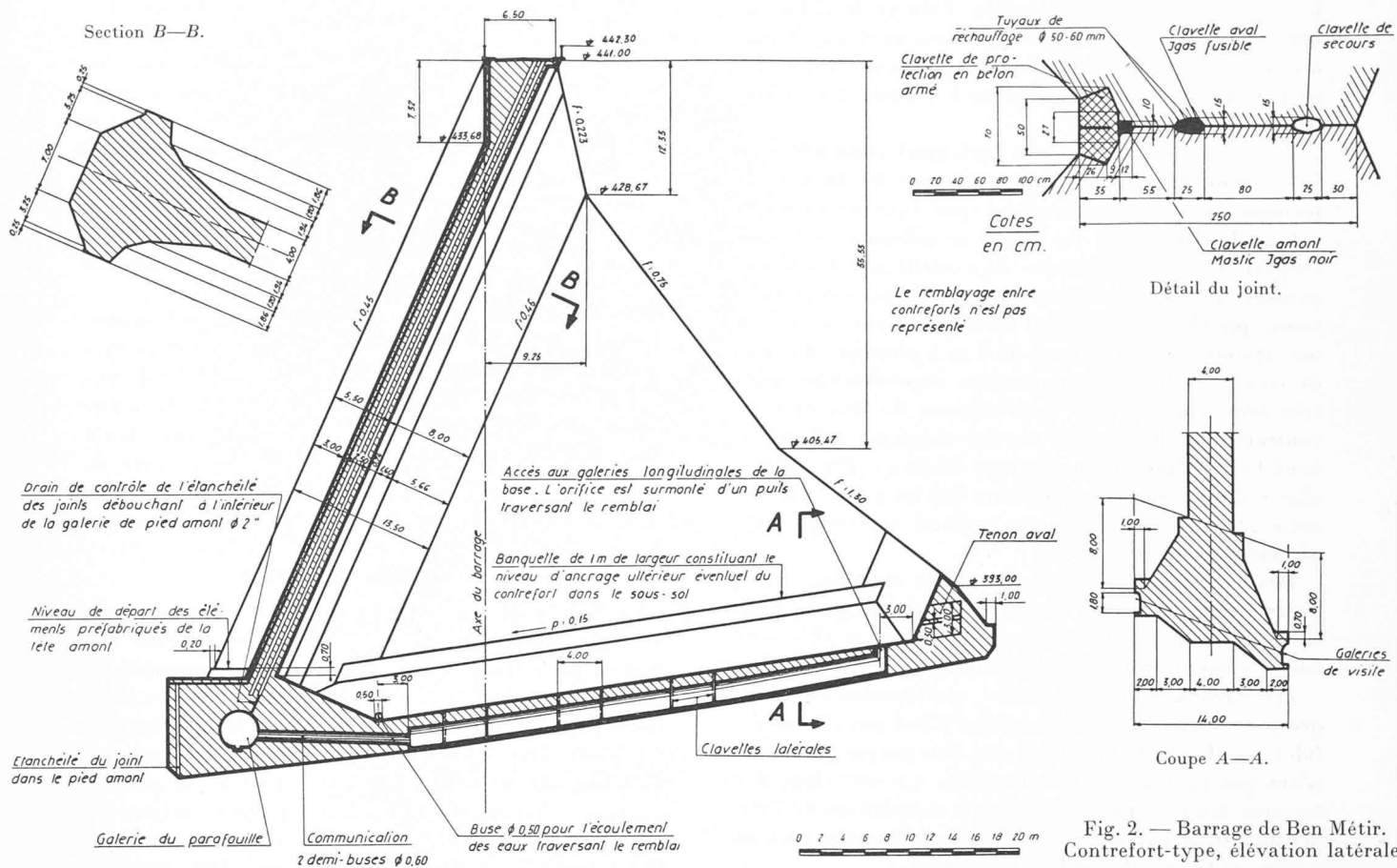


Fig. 2. — Barrage de Ben Météir. Contrefort-type, élévation latérale

profil est sensiblement triangulaire ; les fruits des parements amont et aval ainsi que la pente de l'assise des fondations ont été déterminés de manière à assurer aux contreforts une stabilité au glissement suffisante, à réaliser une répartition des contraintes sur le sol aussi uniforme que possible, tout en limitant le plus possible le volume total du béton.

Le contrefort-type, en béton non armé, se compose d'une tête amont de 14 m de largeur, inclinée avec un fruit de 0,45, qui réalise la continuité du parement amont ; elle s'appuie sur une âme de 4 m d'épaisseur qui transmet elle-même les efforts à la semelle de fondation (fig. 2).

Le profil de la tête amont a été choisi de manière à éviter l'apparition de tractions sous l'effet de la poussée de l'eau. C'est ainsi que l'on a donné à son parement amont une forme polyédrique et non plane, de manière que les poussées de l'eau sur les différentes faces convergent vers le plan axial du contrefort. A l'aval, un gousset de raccordement assure une transmission progressive des efforts vers l'âme du contrefort.

La semelle de fondation est également raccordée à l'âme par un gousset important. Les semelles des différents contreforts sont jointives, de manière à limiter le plus possible les contraintes sur l'assise de fondation, qui ne dépassent pas 9 kg/cm<sup>2</sup> sous le contrefort le plus élevé. Les marnes sont ainsi également protégées des effets de dessiccation et de désagrégation qui les menaceraient si elles étaient exposées à l'air. Enfin, ces larges semelles de fondation permettent d'améliorer la

stabilité au glissement des contreforts en les chargeant par un remblai relativement important. La pente moyenne de l'assise de fondation est de 15 % vers l'amont, sauf pour les contreforts centraux, plus massifs, où elle est réduite à 10 %. Pour éviter une forte concentration des réactions du sol aux extrémités amont et aval, on a donné à l'assise un profil en long polygonal, avec une pente un peu plus faible à l'amont qu'à l'aval ; les deux extrémités amont et aval de la fondation ont été coupées par un chanfrein de 1 m sur 1 m.

Les dimensions et la forme des contreforts ont été choisies non seulement pour limiter les pressions sur le sol à 9 kg/cm<sup>2</sup> mais aussi pour limiter l'écart de pression entre le moment du lac vide et celui du lac plein. Ainsi, pour les contreforts les plus hauts, la pression sur le sol varie : à l'amont de 8,3 à 8,5 kg/cm<sup>2</sup> et à l'aval de 4,5 à 7,6 kg/cm<sup>2</sup> lorsque le niveau du lac passe de la cote inférieure à la cote supérieure.

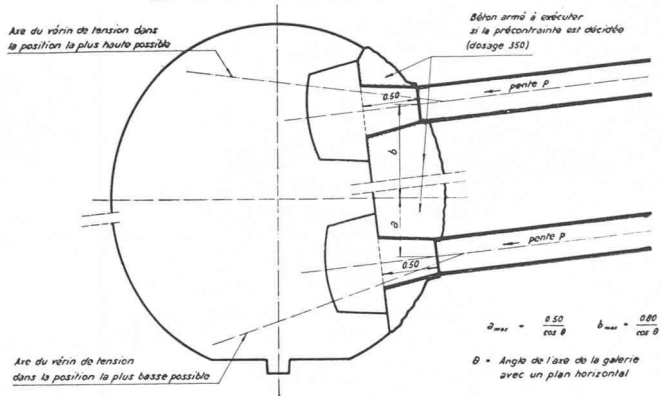
Une galerie longitudinale de section minimum a été ménagée sur l'assise le long de chaque joint, afin de limiter les sous-pressions et d'en permettre le contrôle. D'ailleurs, les sous-pressions sont encore considérablement réduites par le système de drainage décrit au paragraphe 5.

L'extrémité aval de la semelle est renforcée de manière à obtenir un talon qui vient buter le terrain.

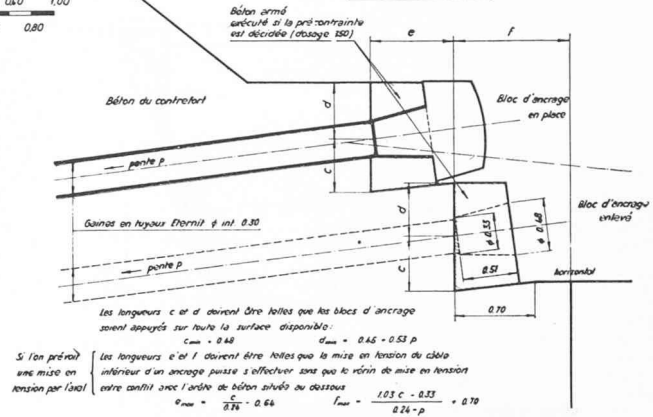
Le pied amont, également renforcé, abrite une galerie de 3 m de diamètre, depuis laquelle ont été exécutés le rideau d'injection et une auréole d'injections de collage. Prolongé de quelques mètres vers l'amont, de manière à augmenter le poids de l'eau agissant sur le contrefort,



*1/2 Coupes de la galerie de pied amont parallèles au plan médian du contrefort*



*Coupe du talon aval parallèle au plan médian du contrefort*



**Ancre de 600<sup>t</sup>**

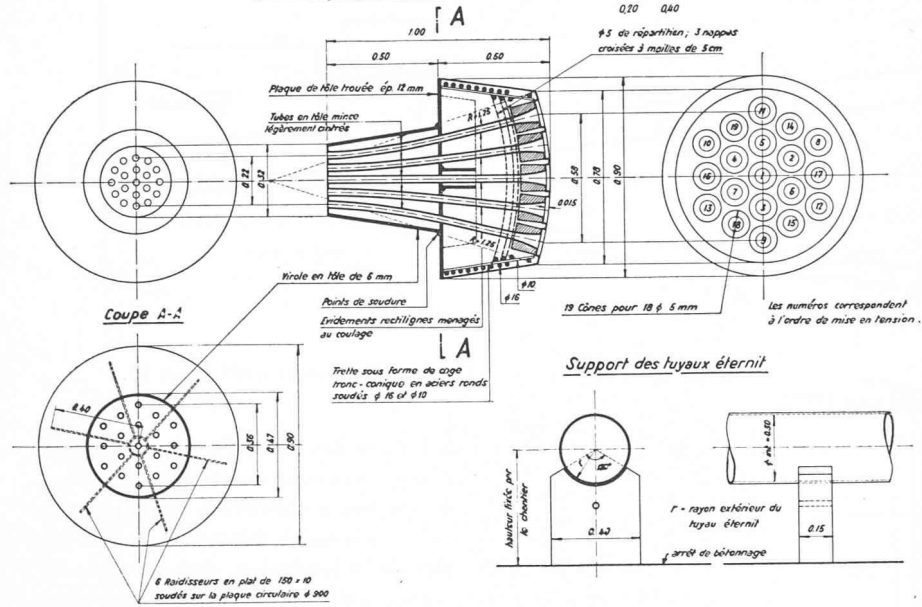


Fig. 3. — Précontrainte longitudinale de la base des contreforts. Détails constructifs.

Le dispositif d'étanchéité prévu dans les joints du parement amont doit assurer une étanchéité parfaite tout en permettant des déplacements relatifs de plusieurs centimètres entre deux contreforts adjacents. Le dispositif classique en feuilles de cuivre, utilisé dans les barrages-poids, qui ne pouvait satisfaire à ces conditions, a été remplacé par le dispositif suivant:

L'étanchéité proprement dite est assurée par une clavette de mastic Igas noir de 10 cm sur 12 cm, remplie à chaud, à la spatule. Cette clavette suit l'extrémité amont du joint et se prolonge sur le contour amont du parafouille; elle est protégée à l'amont par une clavette en mortier légèrement armé. Les essais qui ont été effectués ont montré qu'une telle clavette de mastic restait étanche pour un déplacement relatif des deux faces du joint, dans le sens tangentiel, atteignant jusqu'à 8 cm. Par sécurité, une seconde clavette de 25 cm sur 15 cm a été cependant prévue à l'aval de la première. Elle est remplie d'Igas fusible coulé par le haut après ramollissement à 60 °C. Cette clavette est parcourue par deux tuyaux métalliques qui permettront de la réchauffer en y faisant circuler de la vapeur, de manière à ramollir de nouveau le produit et à remplir tous les vides au cas où des mouvements exagérés se seraient produits. Enfin, un troisième évidement a été ménagé à l'aval, à cheval sur le joint entre les têtes amont. Servant normalement de drainage des infiltrations éventuelles, cet évidement, qui communique avec la galerie du parafouille, pourrait également être utilisé pour réaliser une clavette d'étanchéité de secours.

Pour réaliser l'indépendance des contreforts, la surface des joints entre les têtes amont et entre les semelles de fondation, de part et d'autre d'un contrefort, a été

le pied amont peut subir des efforts de cisaillement et un moment fléchissant relativement importants. On en a tenu compte en prévoyant une forte armature autour de la galerie de pied.

Dans l'ensemble, la résistance d'un contrefort est assurée sans armatures, ni précontrainte. Toutefois, pour tenir compte d'une concentration d'efforts qui pourrait se produire dans une zone déterminée de la fondation du fait de l'hétérogénéité du terrain, on a réservé la possibilité d'exercer ultérieurement une précontrainte longitudinale de la semelle des contreforts, de manière à éliminer les tractions qui pourraient y apparaître. Des évidements de 40 cm de diamètre<sup>1</sup>, réalisés au moyen de tuyaux de ciment noyés dans le béton, ont été ménagés à cet effet le long de la semelle de fondation, de la galerie du parafouille jusqu'au talon aval. Chacun de ces évidements, dont le nombre varie avec la hauteur des contreforts pour atteindre un maximum de 11 au contrefort n° 10, pourrait contenir un câble de 600 t, dont les détails constructifs font l'objet de la figure 3.

<sup>1</sup> Le diamètre de 30 cm prévu au projet (fig. 3) a été porté à 40 cm lors de l'exécution.

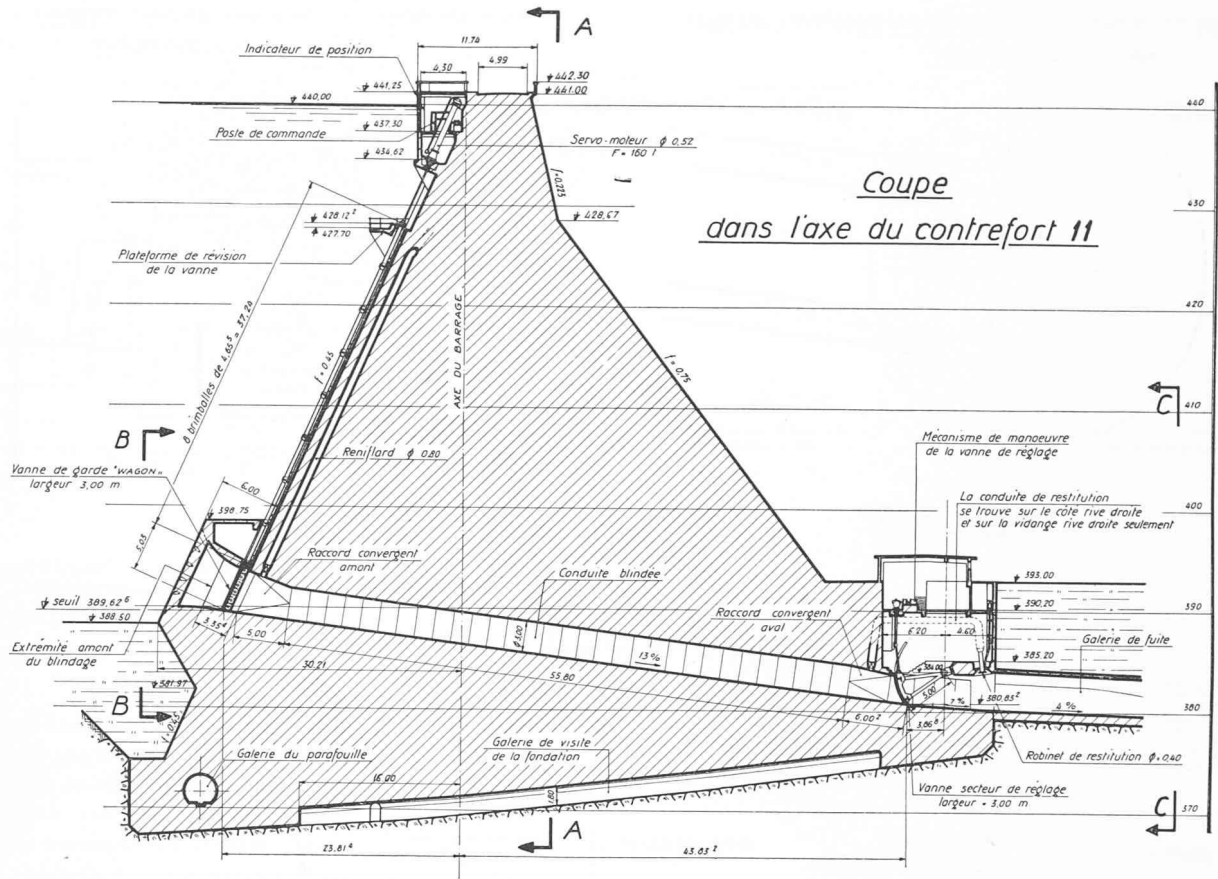
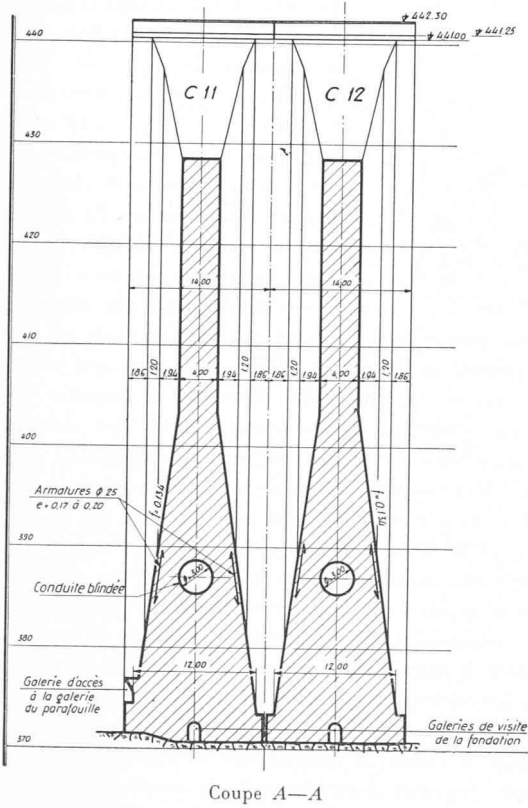


Fig. 5. — Contreforts centraux nos 11 et 12.



Coupe A—A

badigeonnée au Flintkote avant le bétonnage des contreforts adjacents. Du fait de l'hétérogénéité du sol de fondation et de la présence éventuelle de couches plastiques localisées, il n'est pas exclu qu'il se produise, sous l'effet de la poussée de l'eau, un déplacement plus

grand de l'un ou de l'autre des contreforts par rapport à ses voisins. Pour y parer, des évidements ont été prévus dans la semelle de fondation, à cheval sur les joints. On pourrait ainsi, en cas de nécessité, bétonner, depuis les galeries longitudinales de la fondation, des clavettes de blocage en béton armé qui rendraient ce contrefort solidaire de ses voisins. Un évidement similaire a été également prévu dans le pied aval, dans lequel on pourrait bétonner, au besoin, une clavette de blocage pour éviter de trop grandes différences de tassement dans le sens vertical.

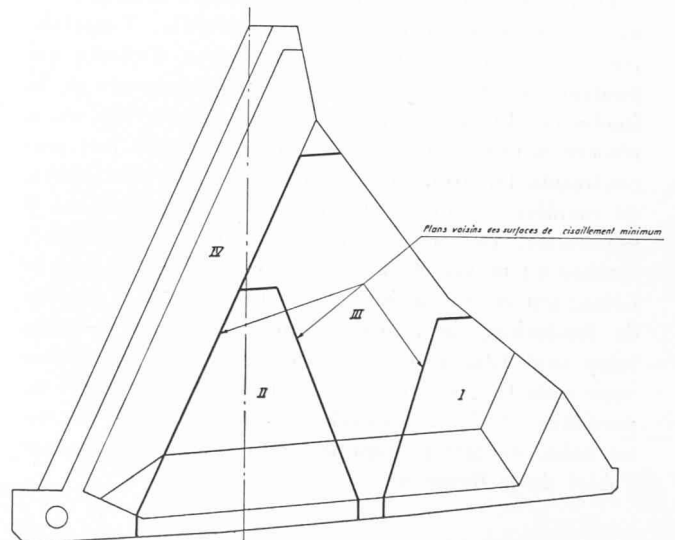


Fig. 4. — Découpage des contreforts pour l'exécution.

On s'est réservé enfin la possibilité d'ancrer, au besoin, les contreforts dans le sol au moyen de câbles obliques tendus dans des forages, depuis une banquette de 1 m de largeur ménagée à cet effet à la naissance des goussets de raccordement de l'âme avec la semelle de fondation.

Pour l'exécution, les contreforts ont été découpés en blocs de bétonnage journaliers et saisonniers. Les blocs journaliers ont été arasés suivant des assises inclinées de 10 % vers l'amont dans la région de l'âme du contrefort et suivant des assises horizontales dans la zone de la tête amont.

Pour limiter la fissuration consécutive au retrait du béton ainsi qu'au tassement de la base des contreforts pendant le bétonnage, on a prescrit un découpage de la base des contreforts en plusieurs blocs indépendants, de profil sensiblement triangulaire, limités par des plans se rapprochant le plus possible des surfaces de cisaillement minimum (fig. 4). Des coupures verticales continues devaient être évitées à l'intérieur d'un contrefort, puisqu'elles correspondent au contraire aux surfaces de cisaillement maximum. Chacun de ces blocs saison-

niers pouvait effectuer une partie de son tassement indépendamment, avant le clavage qui devait intervenir le plus tard possible.<sup>1</sup>

Contreforts centraux n<sup>os</sup> 11 et 12 (fig. 5).

Ces deux contreforts, dont la hauteur atteint 71 m au droit de l'axe du barrage pour une longueur sur la fondation de 86 m, abritent chacun une des conduites de vidange du lac. Pour enrober ces conduites, de 3 m de diamètre, il a été nécessaire d'épaissir fortement la base de ces deux contreforts. Un feutre compressible, réalisé au moyen de plusieurs couches de carton ondulé, a été disposé entre les viroles métalliques et le béton qui les enrobe, pour leur permettre de gonfler librement sous l'effet de la pression de l'eau à l'intérieur. En plus de cette précaution, une légère armature verticale a été prévue sur chacune des faces des contreforts, à la hauteur des conduites.

Contrefort n<sup>o</sup> 20 (fig. 1).

Situé à l'aile gauche du barrage, le contrefort n<sup>o</sup> 20 constitue l'élément de transition entre le barrage en

<sup>1</sup> Voir à ce sujet *Bulletin technique* du 5 juin 1937 : « Le barrage des Beni Bahdel », A. STUCKY.

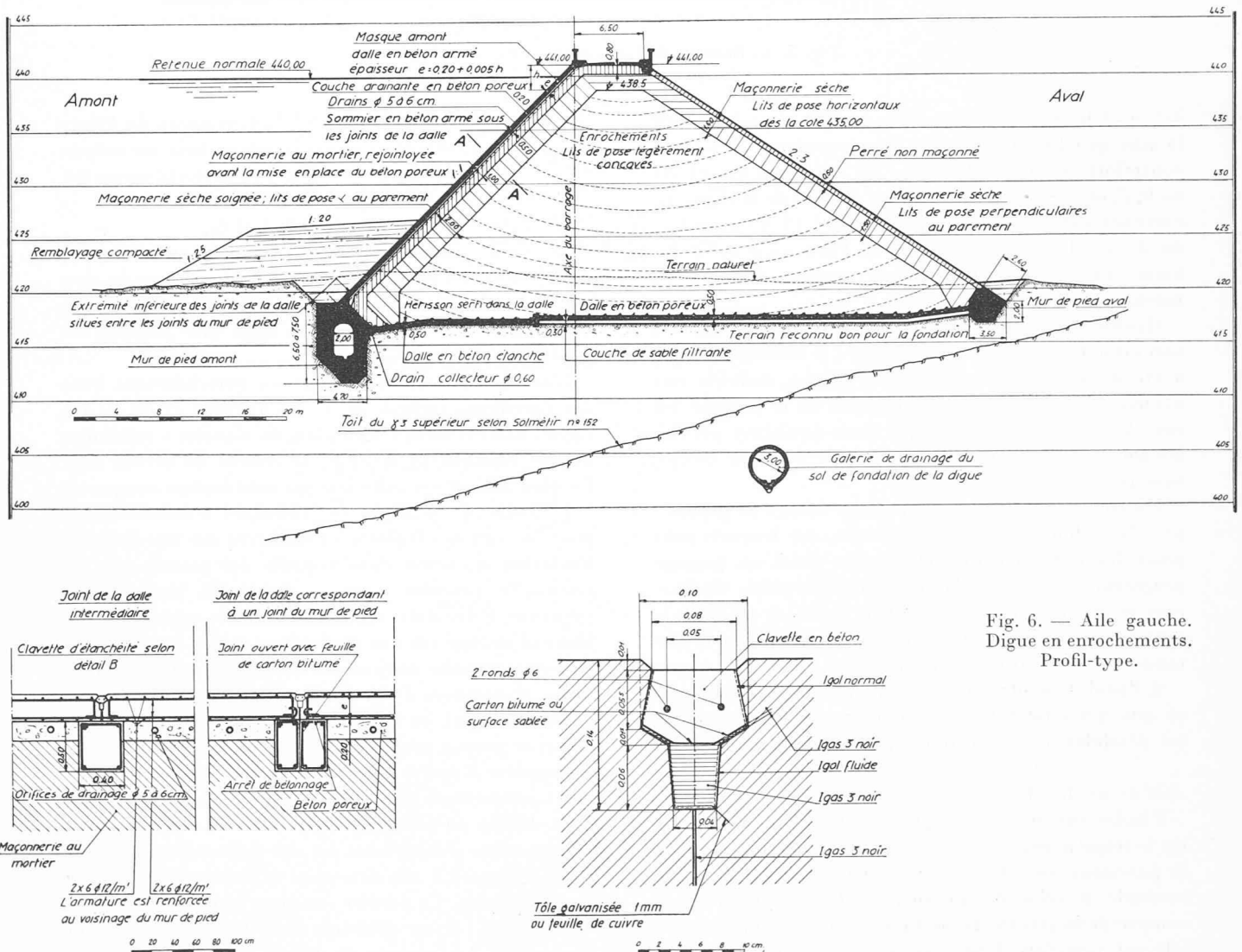


Fig. 6. — Aile gauche. Digue en enrochements. Profil-type.

Détail du masque (coupe A—A).

Joint du masque (détail B).





Photo Bossoutrot, Tunis

Fig. 7. — Barrage de Ben Métir en construction.

béton et la digue en enrochements qui le prolonge sur la rive gauche. Il doit donc se raccorder à la fois au contrefort voisin, dont le fruit du parement amont est de 0,45 et aux parements amont et aval de la digue en enrochements, dont les fruits sont de 1 : 1 à l'amont et de 2 : 3 à l'aval. La poussée de l'eau qu'il subit est ainsi orientée obliquement par rapport à l'axe du barrage.

Réalisé sous forme d'un massif monolithique en béton non armé fondé sur un banc de grès, le contrefort n° 20 a été dimensionné de telle sorte que sa stabilité soit assurée même si l'on fait abstraction de la poussée des enrochements de la digue, qui vient équilibrer partiellement la composante de la poussée de l'eau dirigée vers la rive.

Du côté de la digue, le contrefort s'étage en gradins, aux faces horizontales et verticales, sur lesquels sont posés les enrochements. On réalise ainsi un passage progressif entre le béton très peu déformable du barrage et la digue en enrochements dont les tassements sont plus grands, ce qui concourt à assurer la bonne tenue des dispositifs d'étanchéité.

A l'aval, le contrefort n° 20 est prolongé par un mur en aile qui retient les matériaux de la digue. Ce mur est désolidarisé du contrefort par un joint vertical.

#### *Aile droite (fig. 1).*

Fondée sur un banc de grès continu, l'aile droite est un barrage massif de 25 m de hauteur maximum, dont le parement amont, incliné avec un fruit de 0,45, se raccorde à celui du premier contrefort. Pour tenir compte de la possibilité de tassements irréguliers, cette aile est toutefois divisée en trois blocs indépendants de 18 m de largeur par deux joints plans verticaux non

injectés, dont les faces ont été badigeonnées de Flintkote. L'étanchéité de ces joints est réalisée au moyen d'un dispositif analogue à celui des contreforts normaux.

#### *Aile gauche en enrochements (fig. 1 et 6).*

Les bancs marno-gréseux, sur lesquels est fondé l'ensemble du barrage en béton, disparaissent sur la rive gauche sous une grande épaisseur d'alluvions non consolidées sur lesquelles il n'était pas possible de fonder un ouvrage rigide.

L'aile gauche est une digue en enrochements avec des parements inclinés de 1 : 1 à l'amont et de 2 : 3 à l'aval. Elle est incurvée en plan, de manière à rejoindre, le plus rapidement possible, la courbe de niveau 441. Le pied amont est buté par un remblayage compacté.

Le corps de la digue est constitué d'enrochements posés en couches légèrement concaves sur une dalle de fondation en béton dans laquelle des pierres ont été serties en hérisson pour en rendre la surface plus rugueuse. Cette dalle a été coulée sur le terrain préalablement décapé sur une profondeur de 3 à 6 m. Elle est en béton étanche dans sa partie amont, pour éviter de fortes résurgences d'eau d'infiltration dans les enrochements. A l'aval, en revanche, la dalle de fondation est en béton poreux coulé sur une couche de sable filtrante, de manière à éviter les sous-pressions, qui sont également combattues par ailleurs, par les réseaux de drainage décrits au paragraphe 5.

Le masque d'étanchéité est une dalle mince en béton armé encastrée à son extrémité inférieure dans le mur de pied amont. Ce dernier constitue le début du rideau d'étanchéité ; il est prolongé dans le sol par un voile d'injection. Le masque en béton ne comporte aucun joint horizontal, mais en revanche une série de joints

transversaux suivant la ligne de plus grande pente du parement et distants de 5 m à leur intersection avec le mur de pied. Tous les 20 m, le mur de pied est lui-même articulé grâce à un joint à emboîtements. Le masque repose sur des sommiers, armés également, disposés sous les joints. Ces sommiers sont noyés dans une couche de maçonnerie au mortier d'un mètre d'épaisseur qui repose elle-même sur une épaisseur de 2 m de maçonnerie sèche. Entre la dalle en béton armé et la maçonnerie au mortier, une couche de béton poreux de 20 cm recueillera les infiltrations éventuelles. Elle est par-

courue par des drains de 6 cm de diamètre qui aboutissent dans la galerie de pied amont.

Le parement aval est constitué par un perré non maçonné de 50 cm d'épaisseur posé sur une épaisseur de 1,60 m de maçonnerie sèche. Il est buté à l'aval par un petit mur de pied en béton.

L'étanchéité des joints du masque est réalisée par une clavette de mastic Igas protégée par une clavette en mortier armé, dispositif analogue à celui des joints entre les contreforts du barrage.

(A suivre.)

## LE RÔLE DES ACCUMULATIONS DANS LE DÉVELOPPEMENT DES AMÉNAGEMENTS HYDRO-ÉLECTRIQUES EN SUISSE

par JULES-FRANÇOIS BRUTTIN, ingénieur E.P.F.

### I. Historique

L'utilisation pratique de l'électricité n'a, de loin, pas encore un siècle, à peine quelque soixante-cinq ans, car c'est en 1890 qu'on réussit la première fois à transporter l'énergie électrique à quelque distance. Jusqu'à cette date, les nombreux aménagements qui existaient sur nos torrents et nos rivières, utilisaient la force hydraulique pour la transformer en effort mécanique. La roue du moulin avait déjà fait place à la turbine.

Il devait exister en Suisse, avant 1890, suivant des statistiques à vrai dire peu sûres et peu concordantes, quelque 60 000 chevaux hydrauliques installés dans un très grand nombre d'usines, dont une dizaine à peine atteignait 1000 CV, et dont la plus forte était sans doute l'usine de la Coulouvrenière construite en 1886, pour le service d'alimentation en eau de la ville de Genève; elle contenait à cette date, sauf erreur, dix-huit groupes turbo-pompes de 250 CV chacun, soit 4500 CV.

De ces aménagements, il ne doit plus y en avoir beaucoup en service aujourd'hui; nous les mentionnons cependant pour relever le fait que la technique des travaux en rivière, ainsi que la construction des turbines avaient déjà dépassé le stade de la plus tendre enfance lorsque l'électricité fit son apparition; elles étaient prêtes, dès lors, au développement rapide qu'allait leur imposer l'électricité.

Toute classification a quelque chose d'arbitraire lorsqu'il s'agit d'un développement continu. Celle que nous choisissons pour définir trois périodes dans le développement des aménagements hydro-électriques n'échappe pas à la règle.

La première période dont l'étendue peut se classer de 1890 à la guerre 1914-1918, est caractérisée par la recherche des types de turbines appropriées aux diverses chutes, par la puissance très faible des groupes hydro-électriques et par l'absence complète de toute idée d'utilisation rationnelle d'une rivière et de plan d'ensemble dans le choix des sites.

La deuxième période depuis la guerre de 1914-1918 jusqu'à 1930-1935 est caractérisée par l'augmentation

rapide de la puissance des groupes qui a conduit à la mise au point d'un type d'usine à rendement optimum pour un tronçon de rivière ou de cours d'eau étudié pour lui seul.

La troisième période enfin est celle des aménagements complets régionaux, influencés avant tout par la préoccupation de l'utilisation intégrale de nos forces hydrauliques.

### Nos premières usines

À la fin du siècle dernier, le génie civil avait une avance très marquée sur le développement mécanique.

Des usines construites en plein fleuve comme celle de Chèvres sur le Rhône genevois en 1896, des tunnels de plus de 8 km comme l'amenée d'eau de Hauterive en 1902, l'ancien barrage du Bois-Noir sur le Rhône en 1902 également, sont déjà des ouvrages de génie civil importants. S'ils ont relativement vite disparu, ils le doivent à leur équipement vieilli trop vite, et surtout trop faible.

En effet, dans la période de 1890 à 1914, l'équipement était conditionné par les besoins limités de la région que desservait l'usine, et limité en même temps, par l'encombrement et la faible puissance des groupes.

On installait un peu partout des usines destinées avant tout au courant d'éclairage qui devait rapidement supplanter le gaz. Les puissances demandées étaient faibles, et les possibilités de construction des alternateurs et de l'équipement électrique extrêmement limitées par les tâtonnements inévitables du début de l'électrotechnique.

On utilisait donc un tronçon de torrent ou de rivière favorable, on l'équipait pour le débit d'étiage, toutes les crues déversaient. Le bilan économique était simple. Pour une puissance installée à l'usine de  $x$  chevaux, il fallait installer dans le réseau la même puissance diminuée des pertes. On vendait cette puissance à forfait, sous forme de bougies, de lampes ou de chevaux. Le degré d'utilisation n'intervenait pas dans le calcul économique; on ne parlait que kW et jamais kWh. C'est sans doute à ces débuts qu'il faut faire remonter