Le barrage des Beni-Bahdel: ouvrage en béton armé à voûtes de 20 m de portée

Autor(en): **Stucky, A.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **63 (1937)**

Heft 12: **Quatrième centenaire de l'Université de Lausanne**

PDF erstellt am: **02.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-48452

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

63e année — 5 juin 1937 — N° 12

BULLETIN TECHNIQUE
DE LA SUISSE ROMANDE

ABONNEMENTS :
Suisse : 1 an, 12 francs
Etranger : 14 francs
Pour sociétaires :
Suisse : 1 an, 10 francs
Etranger : 12 francs
Prix du numéro :
75 centimes.
Pour les abonnements s'adresser à la librairie F. Rouge & Cie, à Lausanne.

Paraissant tous les 15 jours

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 d'ingénieurs de l'Université de Lausanne et des Groupes romands des anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale. — Organe de publication de la Commission centrale pour la navigation du Rhin.

COMITÉ DE RÉDACTION. — Président : R. Neeser, ingénieur, à Genève. — Membres : *Fribourg :* MM. L. Hertling, architecte ; A. Rossier, ingénieur ; *Vaud :* MM. C. Butticaz, ingénieur ; E. Elskes, ingénieur ; Epitaux, architecte ; E. Jost, architecte ; A. Paris, ingénieur ; Ch. Thévenaz, architecte ; *Genève :* MM. L. Archinard, ingénieur ; E. Odier, architecte ; Ch. Weibel, architecte ; *Neuchâtel :* MM. J. Béguin, architecte ; R. Guye, ingénieur ; A. Méan, ingénieur cantonal ; *Valais :* MM. J. Couchepin, ingénieur, à Martigny ; Haenny, ingénieur, à Sion.

Rédaction : H. Demierre, ingénieur, 11, Avenue des Mousquetaires, La Tour-de-Peilz.

ANNONCES
Le millimètre sur 1 colonne, largeur 47 mm :
20 centimes.
Rabais pour annonces répétées.
Tarif spécial pour fractions de pages.
Régie des annonces :
Annonces Suisses S. A.
8, Rue Centrale (Pl. Pépinet)
Lausanne

CONSEIL D'ADMINISTRATION DE LA SOCIÉTÉ ANONYME DU BULLETIN TECHNIQUE
A. Dommer, ingénieur, président ; G. Epitaux, architecte ; M. Imer.

SOMMAIRE : *Le barrage des Beni-Bahdel*, par M. A. Stucky, ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne. — *Influence du mode de mise en œuvre du béton sur sa résistance*, par J. Bolomey, professeur à l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne. — Divers : *Roue centrifuge à grande vitesse. — Journées internationales de chronométrie et de métrologie. — Congrès « Logis et Loisirs ».* — Sociétés : *Société suisse des ingénieurs et des architectes. — Association française des anciens élèves de l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne.* — Bibliographie. — Service de placement. — Nouveautés - Informations.

Le « Bulletin technique de la Suisse romande » s'honore d'apporter sa contribution au quatrième centenaire de l'UNIVERSITÉ DE LAUSANNE en publiant des travaux de deux professeurs à l'Ecole d'ingénieurs.

RÉDACTION.

(CE NUMÉRO CONTIENT 24 PAGES DE TEXTE RÉDACTIONNEL)

LE BARRAGE DES BENI-BAHDEL

Ouvrage en béton armé à voûtes de 20 m. de portée [1],

par M. A. STUCKY, ingénieur-conseil,
professeur à l'Ecole d'ingénieurs de l'Université de Lausanne.

Introduction.

Le gouvernement général de l'Algérie achève aujourd'hui la réalisation d'un vaste plan de travaux d'irrigation comportant, entre autres, la création de huit nouveaux barrages-réservoirs et la consolidation ou l'exhaussement de trois barrages anciens. Tous ces ouvrages présentent un très grand intérêt technique tant par les conditions difficiles de leurs fondations que par leur conception originale, et font grand honneur au corps des ingénieurs des Ponts et Chaussées de l'Algérie.

En 1929, la Direction des Travaux Publics de l'Algérie ouvrait un concours, auquel prirent part des ingénieurs de plusieurs pays d'Europe, en vue d'obtenir des projets pour l'exécution du barrage des Beni-Bahdel, situé sur l'Oued Tafna dans le Département d'Oran.

Le projet que nous avons alors présenté a été retenu et sa réalisation se trouve aujourd'hui en voie d'achèvement. Les travaux s'exécutent, sous le contrôle de MM. Vergnieaud, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, et Drouhin, ingénieur des Ponts et Chaussées, tous deux à Oran, par l'entreprise Campenon Bernard, à Paris.

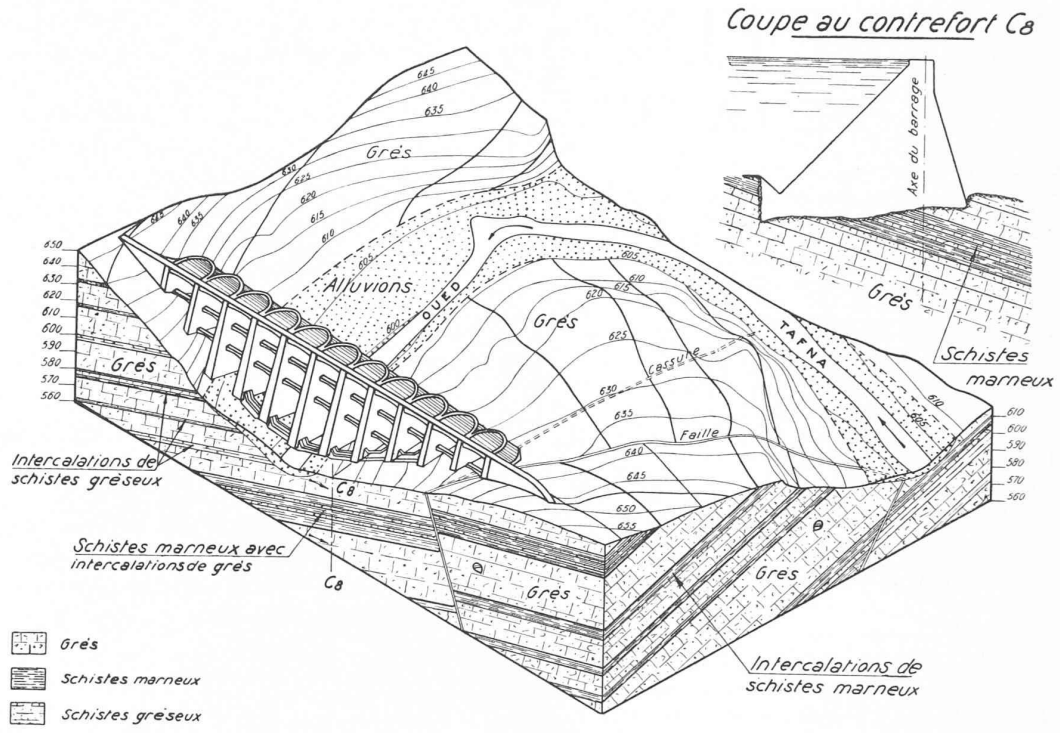
C'est un barrage en béton armé à voûtes multiples de grande portée. Nous nous proposons de donner ici non seulement une description de cet ouvrage, mais un exposé de la façon dont furent résolus quelques-uns des nombreux problèmes posés par sa construction dans un terrain difficile.

Choix du type de barrage.

Dans la construction d'un barrage, plus encore que pour tout autre ouvrage, le point capital qui doit orienter toutes les études ultérieures est le problème géologique : le choix du type de l'ouvrage ainsi que certaines dispositions d'exécution dépendent, en effet, de la nature du sol de fondation.

A l'endroit choisi pour le barrage des Beni-Bahdel, la

[1] *Note de la Rédaction :* Résumé d'une conférence faite par M. le professeur A. Stucky, à Lausanne, le 14 novembre 1936, devant les membres du Groupe professionnel des ingénieurs s'occupant de travaux en acier et en béton armé, de la Société suisse des ingénieurs et des architectes.



(Cliché de la Société SEC).

Fig. 1. — Maquette géologique et coupe au contrefort *C*.8. La fondation du contrefort *C*.8 chevauche la zone des schistes marneux. L'aval et l'amont du contrefort sont assis sur les grès. Les couches de grès et de schistes plongent vers l'aval et s'arrêtent en « sifflet » vers l'amont.

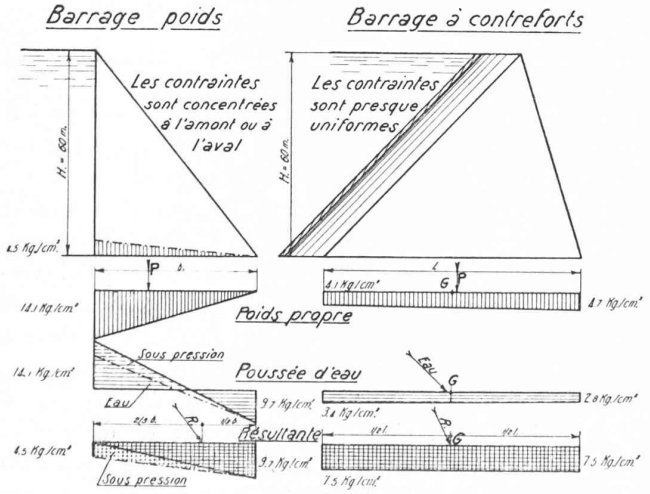


Fig. 2. — Comparaison entre un barrage-poids et un barrage à contreforts de même hauteur, au point de vue des contraintes sur le sol de fondation. On a représenté les 3 effets du poids propre, de la poussée de l'eau et de leur résultante. Pour le barrage à contreforts, les contraintes sont très approximativement uniformes pour le poids propre comme pour la poussée de l'eau. Au contraire, pour le barrage-poids, les contraintes sont maximum à l'amont lorsque le lac est vide, et maximum à l'aval lorsque le lac est plein.

rivière coule sur des formations gréso-schisteuses du Séquanien, c'est-à-dire du Jurassique supérieur. Les deux rives sont de nature assez différente ; tandis que sur la rive droite la structure gréseuse prédomine et se présente sous la forme de puissants bancs de grès quartzeux de belle tenue, sur la rive gauche, au contraire, on ne rencontre plus que des bancs de grès intercalés entre des bancs de schistes marneux relativement plus tendres ; en outre ces schistes ont une tendance au gonflement et au ramollissement lorsqu'ils sont exposés à l'air. Tout cet ensemble de couches de grès et de schistes a un pendage vers l'aval notablement plus fort que la pente de la rivière et, de ce fait, les différentes assises rocheuses se terminent en sifflet vers l'amont. Le fond du thalweg est rempli par une couche d'alluvions atteignant par places jusqu'à 10 m. d'épaisseur. La figure 1 représente la maquette géologique [1] de l'emplacement du barrage ; elle donne les positions relatives des diverses couches du terrain. On constate sur la rive gauche la présence d'une faille importante. Cet accident tectonique a nécessité des mesures de précaution au point de vue de la résistance de l'assise des fondations et de l'étanchement du bassin. Un vaste programme de travaux d'imperméabilisation est en cours d'exécution ; ce problème spécial n'est cependant pas traité ici car il sort du cadre de cette étude.

L'implantation du barrage a été choisie de façon que l'ouvrage soit le plus possible appuyé sur les grès, tout au moins sa partie aval ; sur la rive droite, cette condi-

[1] Cette maquette géologique est due à M. le *Dr Falconnier*, géologue de la Société « Sondages, Etanchements, Consolidations », procédés Rodio.

tion a été réalisée facilement ; au contraire, sur la rive gauche, l'épaisseur des grès diminuant rapidement vers l'amont, le parafouille de l'ouvrage plonge par endroits dans les schistes (voir fig. 1).

Ce qui caractérise donc les terrains de fondation de l'ouvrage, c'est la présence sur la rive gauche de schistes assez résistants au moment de l'exécution de la fouille, mais s'altérant rapidement au contact de l'air. On ne pouvait donc pas songer à ouvrir une large fouille comme cela se pratique pour les barrages-poids. La désagrégation de la surface de fondation aurait nécessité alors un décapage continuel conduisant à un approfondissement incessant et prohibitif de la fondation.

Le barrage-poids classique ne convenait pas pour d'autres raisons encore. Il ressort des calculs que les contraintes sur le sol de fondation sont notablement plus élevées pour un barrage-poids que pour un barrage à contreforts de même hauteur ; pour le premier la contrainte maximum atteindrait 14,1 kg/cm², tandis que dans notre cas cette contrainte ne s'élève qu'à 7,5 kg/cm² ; ceci s'explique d'une part par le fait que le barrage à contreforts provoque sur le sol de fondation des contraintes presque uniformément réparties, comme on le voit sur la figure 2, et d'autre part, parce que le poids de l'ouvrage dans le cas du lac vide est moindre. Le barrage à contreforts présente un autre avantage technique ; il n'est pas soumis à une sous-pression appréciable. En outre, dans notre cas particulier, le barrage à contreforts était indiqué car il permettait de s'adapter plus facilement aux différents terrains de fondation, en autorisant des approfondissements locaux. Enfin, un barrage élégi, c'est-à-dire à contreforts, permet toujours d'entreprendre ultérieurement des travaux confortatifs.

Ayant ainsi porté notre choix sur un barrage à voûtes multiples, deux solutions pouvaient encore être envisagées ; le barrage pouvait être formé par un grand nombre de petites voûtes, s'appuyant sur des contreforts très minces en béton armé, ou au contraire, être constitué par une série de grandes voûtes reposant sur des contreforts plus gros en béton non armé. Dans notre cas particulier, les arguments motivant le choix d'un barrage à voûtes multiples militent également en faveur de la seconde solution ; dans le cas d'un grand nombre de contreforts serrés, on aurait pu difficilement limiter l'excavation du sol à la fondation stricte des contreforts, comme cela a pu se faire facilement lors de l'exécution du projet adopté, les contreforts étant écartés de 20 m d'axe en axe.

Description du barrage.

Les éléments principaux du barrage sont les contreforts, le parafouille, les voûtes et les contreventements.

La longueur totale de l'ouvrage est de 320 m, dont 220 m constituent le barrage à voûtes multiples proprement dit ; les ailes gauche et droite sont réalisées par des barrages pleins.

Les contreforts du barrage à voûtes multiples sont en béton non armé et écartés de 20 m d'axe en axe ; leur forme est sensiblement triangulaire (voir fig. 4) ; leur parement amont est incliné à 1 : 0,95, tandis que leur parement aval a un fruit de 0,30. Leur épaisseur varie de 3 m au sommet à 4,80 m à la base et leur hauteur au-dessus du terrain de fondation atteint 57 m.

Les fondations des contreforts sont reliées entre elles, à l'amont, par un mur parafouille de 6 m d'épaisseur formant, en plan, une succession de voûtes verticales épaisses. Ce mur parafouille prolonge dans les fondations les onze voûtes du barrage constituées elles-mêmes par des cylindres circulaires de 17,20 m de diamètre intérieur, de même inclinaison que le parement amont des contreforts. La base des voûtes s'encastre fortement dans le parafouille. L'épaisseur des voûtes varie de 0,70 m au sommet à 1,30 à leur extrémité inférieure. Pour assurer une bonne répartition des efforts, on a interposé à la retombée des voûtes une poutre fortement armée formant semelle. Elle repose simplement sur la face inclinée du contrefort, tout glissement étant exclu par la présence d'une succession de redans. Entre eux, les contreforts

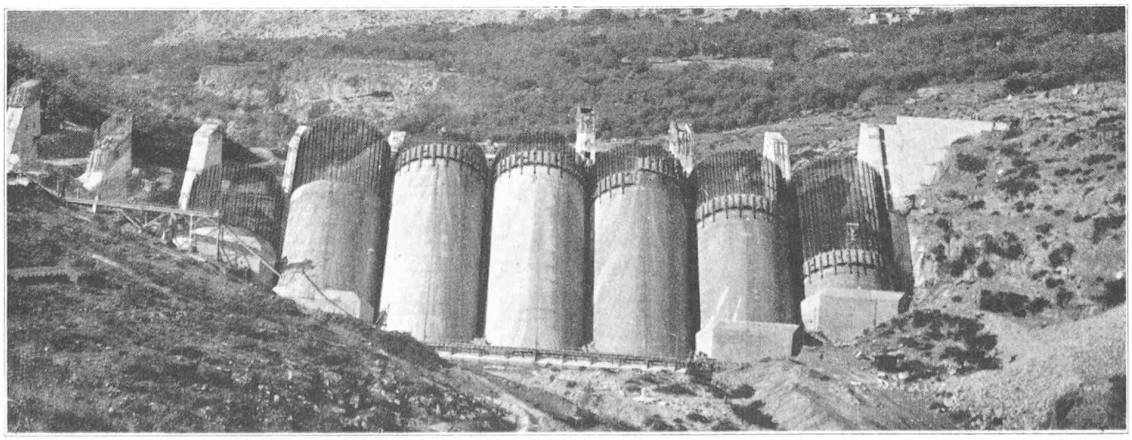


Fig. 3. — Elévation amont. Vue du barrage plein, à l'aile droite.

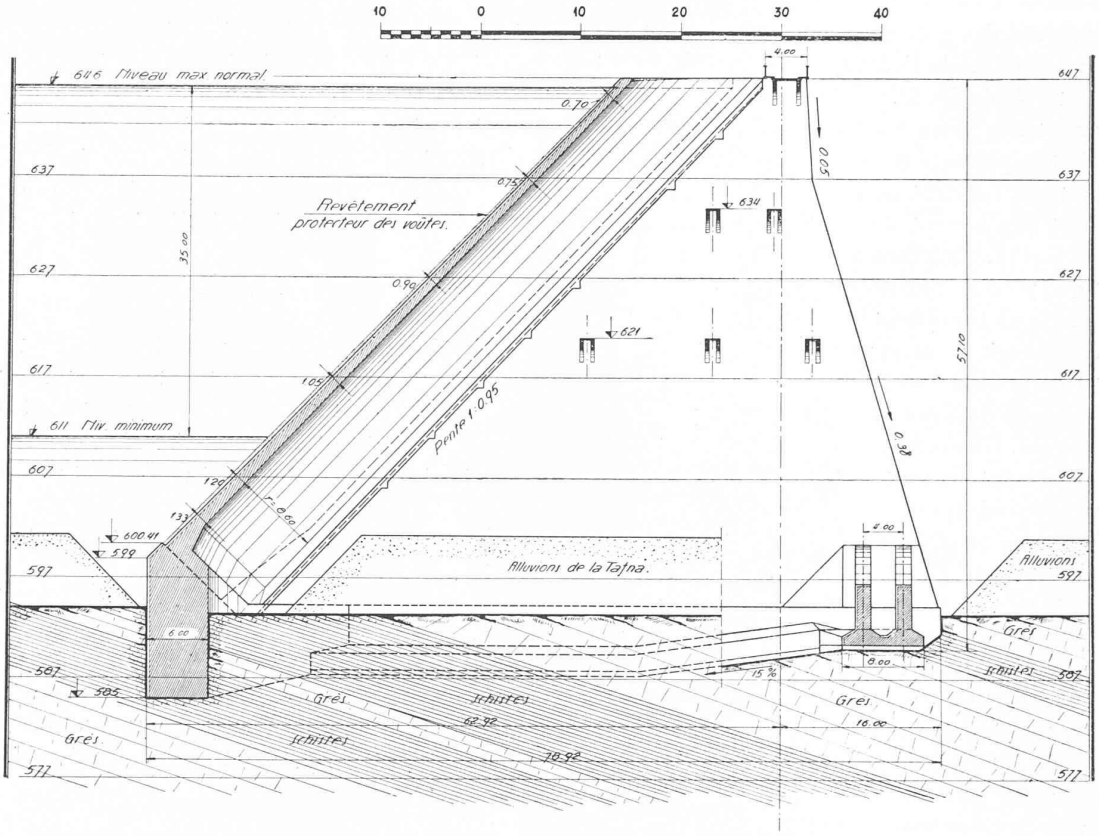


Fig. 4. — Coupe transversale du barrage suivant le plan axial d'une voûte.

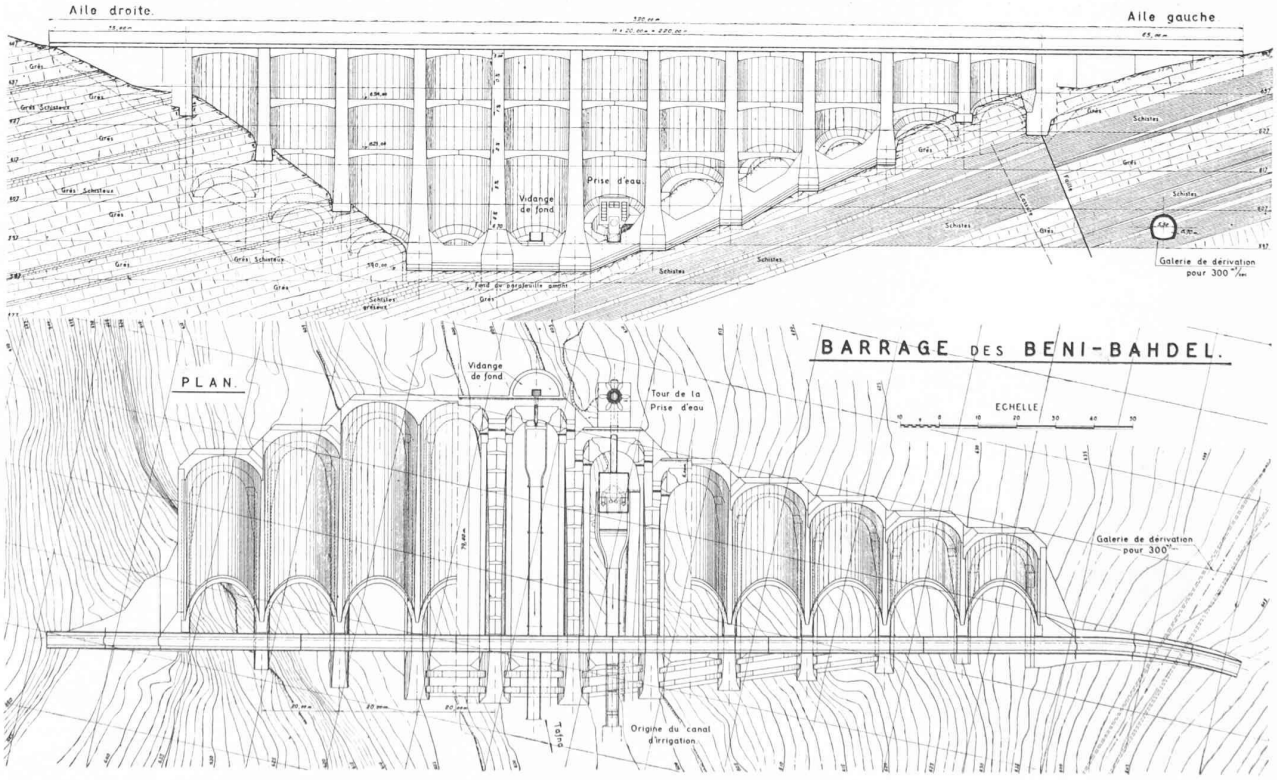


Fig. 5. — Elévation aval et plan du barrage des Beni-Bahdel.

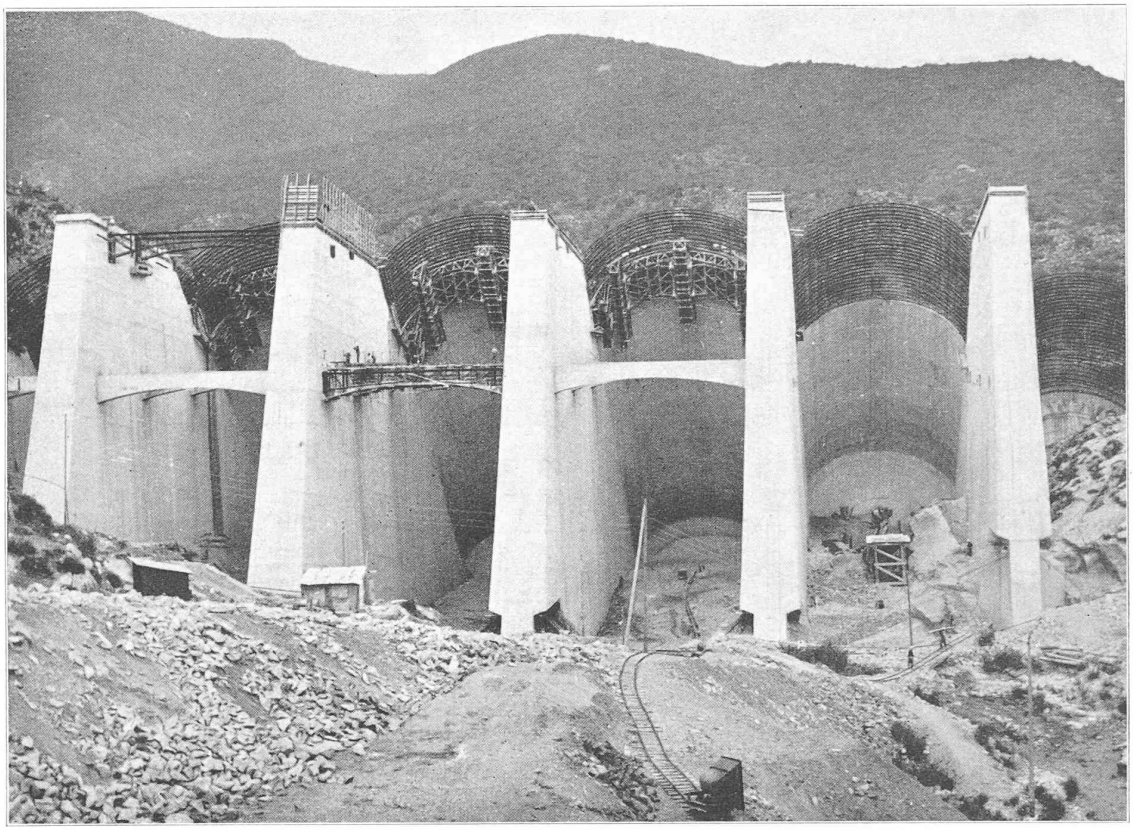


Fig. 6. — Elévation aval.
Les semelles de fondation aval ne sont pas encore bétonnées. On en distingue les armatures en attente.

sont reliés, par trois étages de contreventements horizontaux dont la rangée supérieure porte une chaussée. Pour atténuer les effets du retrait dans les contreventements, ces derniers sont articulés dans une travée sur deux.

Les figures 4 et 5 représentent la coupe transversale, le plan et l'élévation de l'ouvrage. On y distingue les ouvrages de vidange de fond et de prise d'eau. La figure 3 est une vue de l'amont. Au premier plan on voit les massifs des bases des voûtes ; sur la rive droite on distingue le petit barrage poids formant l'aile droite de l'ouvrage. La figure 6 est une vue de l'aval.

Fondations et essais géotechniques.

Les terrains de fondation de l'aile gauche ont nécessité une étude géotechnique particulière. Il s'agissait, en effet, de reconnaître exactement la tenue des schistes marneux sur lesquels repose une partie de l'ouvrage. Ces recherches ont été faites à la fois sur place et en laboratoire sur des échantillons prélevés avec le plus grand soin de façon à ne pas en altérer les qualités naturelles. Il était essentiel de connaître la nature des schistes non en surface, mais en profondeur ; c'est pourquoi les essais sur place ont été effectués dans des galeries de reconnaissance forées spécialement à cet effet.

Ces essais sur place comportaient des essais de cisaillement et des essais de poinçonnement ; ils ont été complétés en laboratoire par des essais d'écrasement. Pendant la perforation des galeries de reconnaissance, pour que les roches schisteuses rencontrées ne soient pas altérées par dessication, on a maintenu le degré d'humidité désirable par une pulvérisation d'eau [1].

Les essais de poinçonnement ont été réalisés en faisant agir sur le sol, au moyen de vérins hydrauliques étalonnés, une charge verticale transmise par des disques métalliques circulaires, très épais, de 40 et 60 cm de diamètre. On mesura, au moyen de fleximètres, les tassements provoqués par les différentes charges.

Les tassements des schistes, comme les tassements des argiles, sont fonction du mode et principalement de la durée d'application des charges ; la stabilisation sous une charge donnée n'est atteinte qu'au bout d'un certain temps pour autant que l'on n'ait pas dépassé la charge critique dite « de coulement ». Il fut donc nécessaire d'effectuer les essais par palier en attendant pour chaque cas de charge, que la stabilisation soit obtenue. On détermina ainsi les tassements probables après stabilisation

[1] Voir la communication présentée par M. *Drouhin*, ingénieur des Pont et Chaussées, au Congrès des Grands Barrages, à Washington, en 1936.

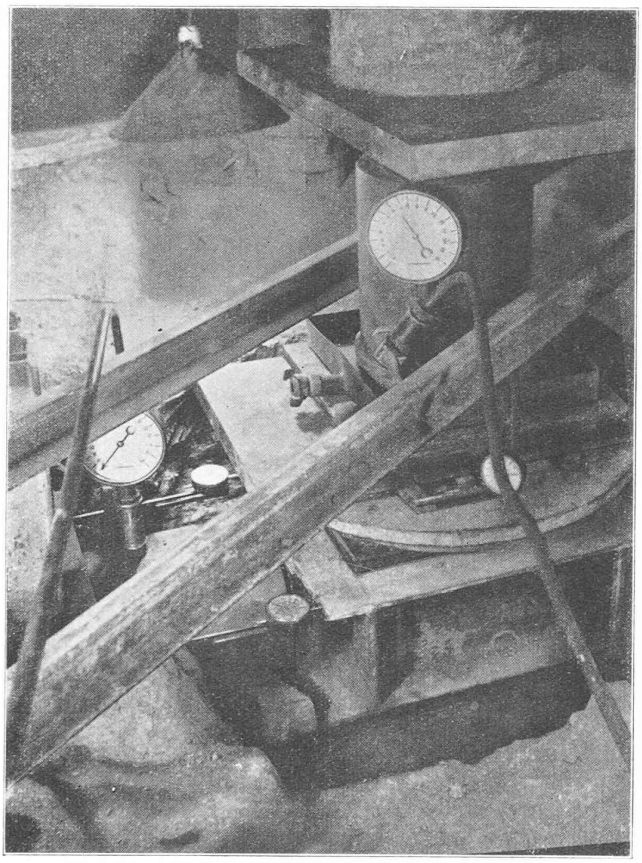


Fig. 7. — Dispositif permettant d'effectuer sur place des essais de cisaillement du sol de fondation.

Cadre métallique emprisonnant le prisme de terrain. — Vérins hydrauliques avec manomètre créant les forces de compression et de cisaillement. — Fleximètre mesurant les tassements.

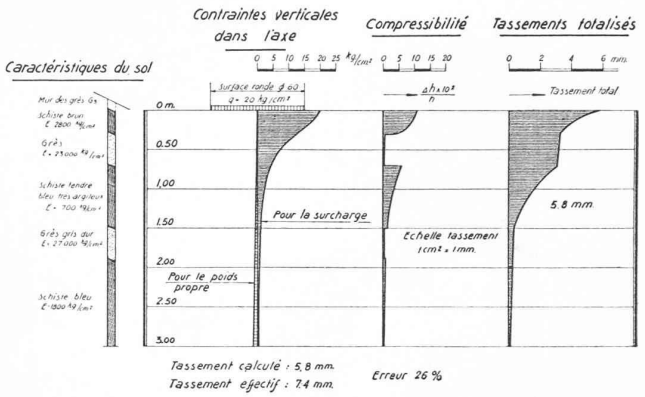


Fig. 8. — Schéma du calcul des tassements dans le cas d'une surcharge circulaire de 60 cm de diamètre et d'une pression de 20 kg/cm²

et cela pour différentes contraintes susceptibles d'être réalisées.

Les conclusions de ces études géotechniques ont conduit à adopter un ensemble de précautions particulières pour limiter les tassements de l'ouvrage à des valeurs compatibles avec la flexibilité et l'élasticité des voûtes. On a tout d'abord réduit le plus possible les contraintes sur le sol par l'exécution de semelles de fondation aval et par des empattements des contreforts partout où il y avait lieu de craindre des tassements irréguliers. Ces semelles de fondation aval sont formées de deux poutres verticales réunies sur le sol par une dalle formant radier (voir fig. 9). L'armature de ces semelles a été déterminée de manière que la pression transmise au sol puisse atteindre 50 t/m². Sur la rive gauche, pour assurer

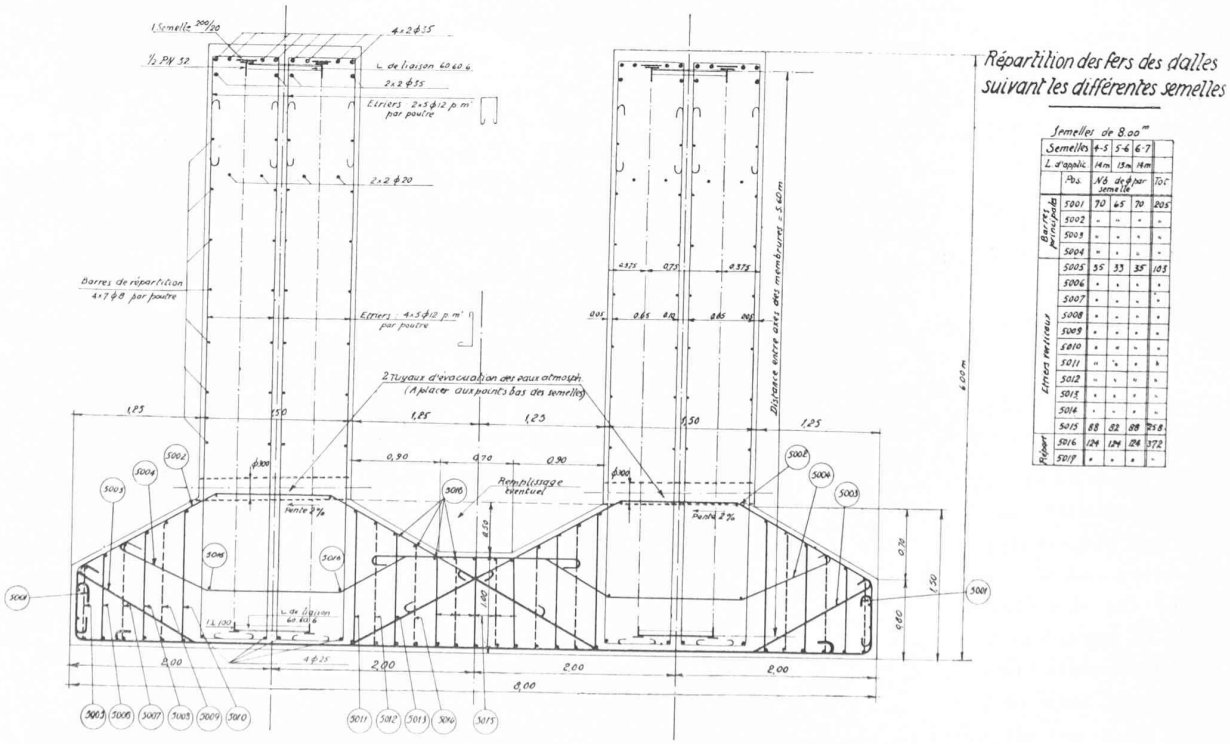


Fig. 9. — Coupe transversale d'une semelle de fondation aval. La pression transmise au sol est de 50 t/m².

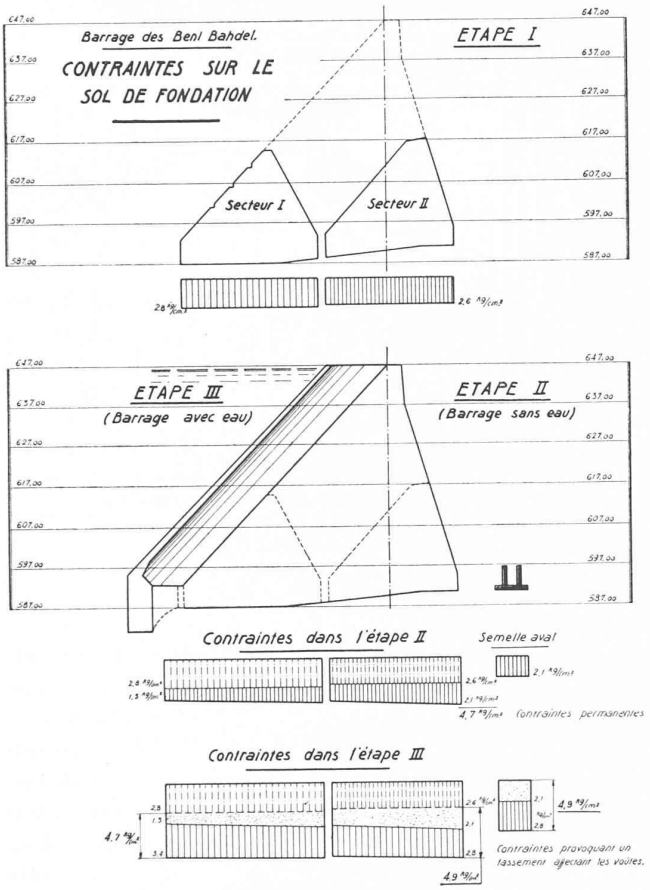


Fig. 10. — Contraintes sur le sol de fondation pendant les 3 étapes d'exécution.

une meilleure liaison des éléments de la fondation, dont l'aval repose sur les grès tandis que l'amont est dans les schistes, la base des contreforts fut armée de deux puissantes nappes d'acier ; on constitua ainsi une véritable poutre de répartition armée. Cette poutre de répartition a été prolongée dans le parafouille amont de façon à assurer plus complètement la continuité. Des précautions d'un autre ordre furent également prises pour atténuer les tassements pouvant affecter les voûtes. Il s'agissait, en effet, de permettre aux divers éléments de l'ouvrage de prendre leur assiette indépendamment les uns des autres, sous l'effet de leur poids propre. De cette manière on empêcha que, par la suite, des tassements inégaux ne provoquent dans l'ouvrage un état de tension supplémentaire. C'est ainsi que les contreforts furent exécutés en éléments indépendants qui ne furent clavés qu'au bout d'un certain temps. Grâce à cette manière de faire, qui par ailleurs offrait d'autres avantages, comme nous le verrons plus loin, une grande partie des tassements de la fondation put se produire sans influencer les voûtes. La figure 10 donne les contraintes sur le sol pour les différentes étapes de cette exécution.

La première étape consista à exécuter les secteurs *I* et *II* du contrefort. Les contraintes du sol sont alors de 2,8 kg/cm² et 2,6 kg/cm². L'étape II prévoit l'exécution du troisième bloc du contrefort, de la voûte et de la semelle de fondation aval. De ce fait, la contrainte maximum a passé à 4,7 kg/cm². C'est la contrainte maximum permanente. Le tassement provoquant des efforts additionnels dans les voûtes sera celui correspondant à la

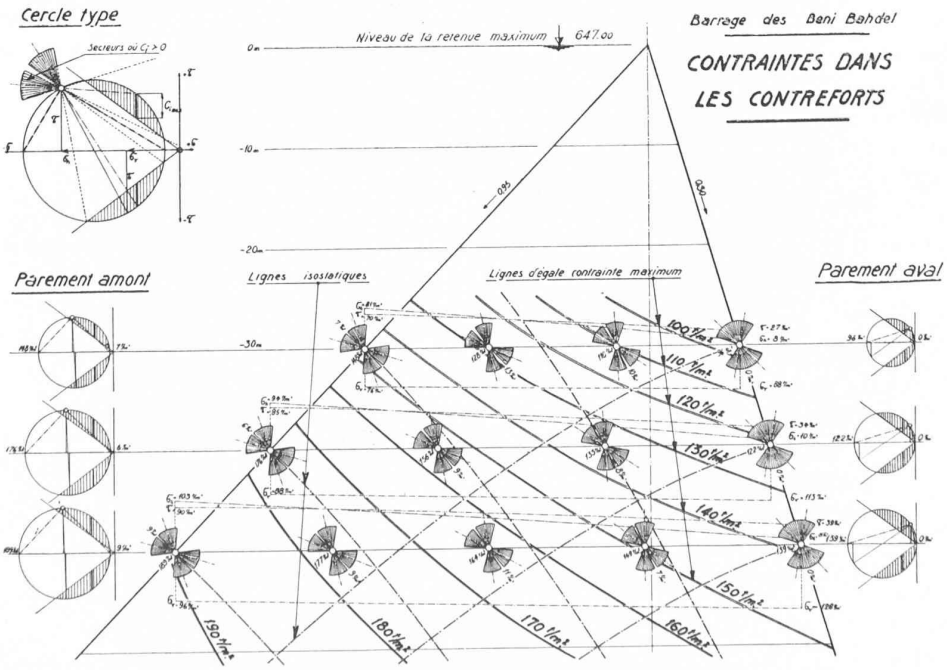


Fig. 11. — Contraintes dans le contrefort. Les secteurs hachurés indiquent les directions suivant lesquelles le cisaillement effectif n'est pas nul.

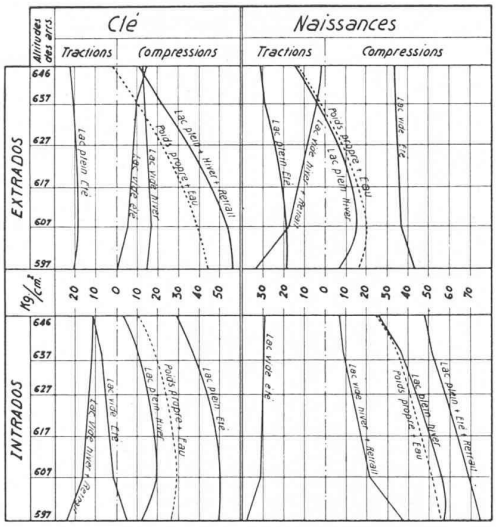


Fig. 12. — Contraintes dans le béton des voûtes. Les contraintes dues au poids propre et à la poussée de l'eau sont essentiellement des compressions. Les tractions sont principalement dues aux effets thermiques et au retrait.

contrainte sur le sol de 2,1 kg/cm², puisque les tassements de la première étape se seront produits au préalable sans influencer l'ouvrage dans son ensemble. Sous l'effet de la mise en eau, la contrainte sous la fondation augmente de 2,8 kg/cm², la pression totale maximum atteint ainsi 7,5 kg/cm² dont 4,9 kg/cm² seulement sont susceptibles de provoquer des tassements agissant sur les voûtes.

Contreforts.

L'état de contrainte du contrefort est précisé à la figure 11 donnant les lignes isostatiques et les lignes d'égale compression maximum, ainsi que les directions suivant lesquelles le cisaillement effectif n'est pas nul, c'est-à-dire les directions suivant lesquelles un arrêt de bétonnage ne peut pas être toléré. L'effort de compression maximum atteint 19 kg/cm² au droit du parement amont et 15 kg/cm² au droit du parement aval. Les sollicitations du béton sont donc relativement faibles.

La construction de contreforts en béton de grande dimension (75 m de longueur à la base) pose un problème ; on peut craindre, en effet, qu'une pareille masse de béton ne se fissure et ne se subdivise en blocs sous l'effet du retrait et du refroidissement. Pour éviter des fissurations suivant des directions susceptibles d'affaiblir le contrefort, dans son ensemble, on peut envisager diverses mesures. On pourrait par exemple subdiviser le massif en colonnes obliques indépendantes les unes des autres et dont les surfaces de séparation coïncideraient avec les lignes suivant lesquelles les contraintes de cisaillement sont nulles ou à peu près (isostatiques). Les différents éléments pourraient alors jouer les uns sur les autres, sans préjudice pour la stabilité du contrefort.

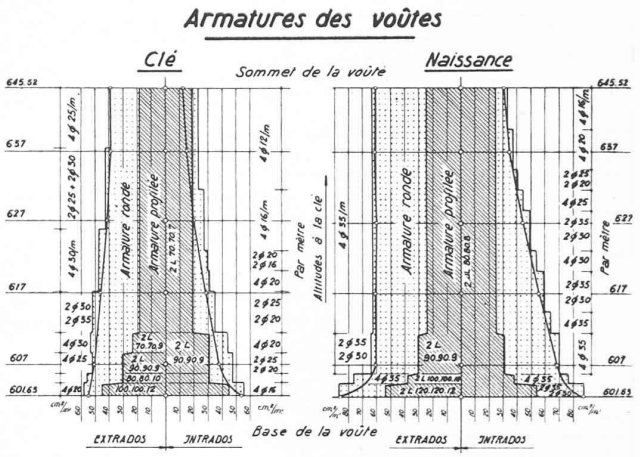


Fig. 13. — Répartition des armatures dans les voûtes. Les armatures profilées représentent environ les 50 % des armatures totales.

Cette solution, qui pourrait être retenue dans le cas d'un excellent terrain de fondation, dont les tassements seraient sensiblement égaux sur l'ensemble de l'assise, ne pouvait pas convenir dans notre cas particulier. Il nous a paru préférable, au contraire, de rendre solidaires les différents éléments du contrefort, de manière qu'en cas de tassements inégaux leur interdépendance puisse alors intervenir. Pour éviter, dans une grande mesure, la fissuration due au retrait et pour faire en sorte que cette fissuration éventuelle se présente suivant des directions ne compromettant pas la résistance de l'ouvrage, on a subdivisé le contrefort en 3 voussoirs ou secteurs comme cela a été indiqué plus haut. Cette subdivision a donc

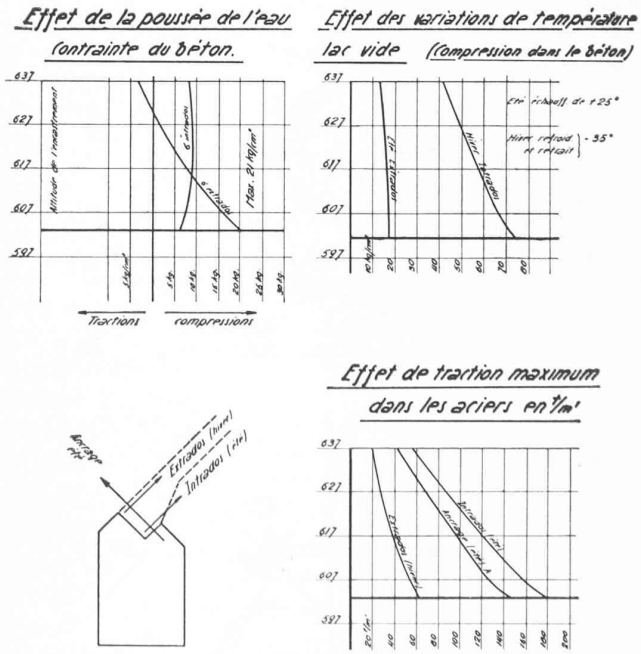


Fig. 14. — Contraintes à la clé dans la section d'encastrement de la base des voûtes, en fonction de la position de cet encastrement.

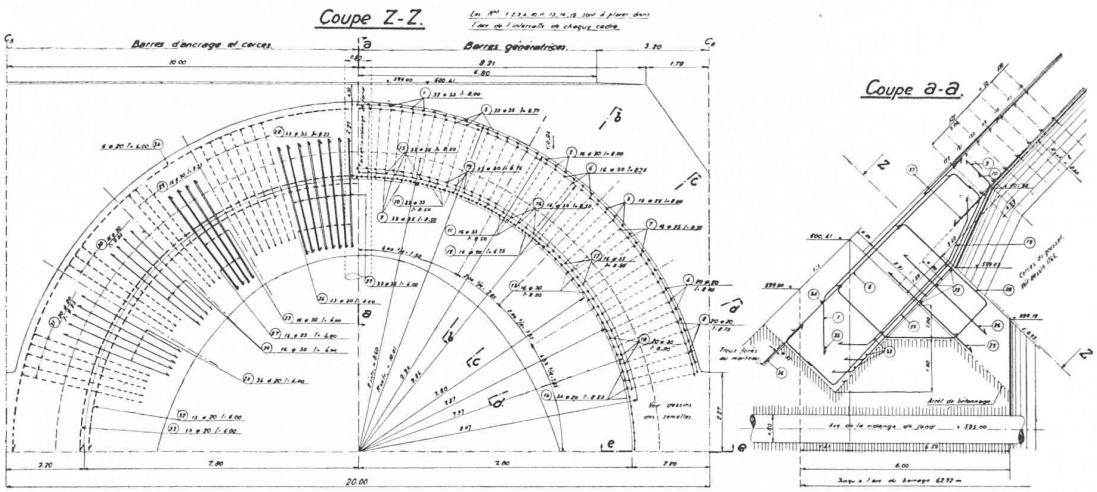


Fig. 15. — Plan d'armature de la base de la voûte (encastrement dans le parafouille). La coupe *a-a* est une coupe à la clé.

un double but, d'une part, limiter les tassements susceptibles d'affecter les voûtes et, d'autre part, donner une orientation choisie d'avance aux fissures éventuelles de retrait dans les contreforts.

Voûtes et bases des voûtes.

Les contraintes dans le béton des voûtes sont données à la figure 12. Elles sont dues au poids propre, à la poussée de l'eau, aux effets thermiques d'été et d'hiver et au retrait. On constate que les tractions résultant de l'effet du poids propre et de la poussée de l'eau restent très limitées, la compression maximum atteignant 55 kg/cm². Ce sont principalement les effets thermiques et le retrait (assimilé à l'effet d'une chute uniforme de température de 15°), qui ont nécessité les armatures importantes. Dans les cas les plus défavorables, l'effort de compression maximum dans le béton des voûtes atteint 73 kg/cm².

La répartition des armatures du bas au haut de la voûte est donnée à la figure 13. Comme nous le verrons plus loin, pour des raisons d'exécution, ces armatures sont mixtes, constituées à la fois par des barres rondes et des charpentes métalliques. Les contraintes maximum dans l'acier ont été limitées à 1000 kg/cm² pour éviter toute distension exagérée des zones tendues du béton.

Les voûtes ont été calculées en supposant que les divers anneaux de section droite étaient indépendants les uns des autres. Un calcul détaillé montre que cette hypothèse se justifie sur presque toute la hauteur du barrage. On a prévu néanmoins, dans le sens des génératrices, une armature de répartition assez importante pour assurer une certaine résistance longitudinale en cas de tassements inégaux.

A sa base, au contraire, du fait de son encastrement dans le parafouille, on ne pouvait plus admettre que la voûte travaillât uniquement comme un anneau. Ce problème de l'encastrement des voûtes à leur base est de toute importance pour des voûtes de grandes dimensions. Les formes que l'on serait tenté de donner à l'ouvrage pour réaliser un passage progressif des efforts de la voûte mince à la fondation épaisse ne sont pas très faciles à réaliser dans le cas particulier du barrage des Beni-Bahdel, par suite des dimensions mêmes de l'ouvrage. On a donc dû adopter un compromis.

La base des voûtes s'encastre fortement dans le parafouille et la détermination des efforts dans cet encastrement a été effectuée en tenant compte de la continuité des déformations du parafouille et de l'anneau inférieur qui lui est attaché. Sous l'influence de la poussée de l'eau seule, les contraintes d'encastrement ne sont que des compressions, comme on peut le voir dans la figure 14. L'effet des variations de température produit, au contraire, d'importants efforts de traction et nécessite même, en cas d'élévation de la température, un ancrage important de la voûte dans le parafouille (fig. 15).

Exécution des voûtes et des bases des voûtes.

La construction de voûtes inclinées de l'importance de celles du barrage des Beni-Bahdel a posé un problème technique et économique délicat, à savoir celui du coffrage. L'emploi de cintres roulants de grandes dimensions capables de porter le poids du béton des voûtes aurait été malcommode, d'une manutention difficile et coûteuse. Cette difficulté fut contournée en suspendant le coffrage à l'armature de la voûte. C'est la raison pour laquelle fut prévue une armature mixte, formée de fermes en aciers profilés et de barres rondes. Les fermes jouent un double rôle : pendant la construction, elles portent le coffrage et les poussées du

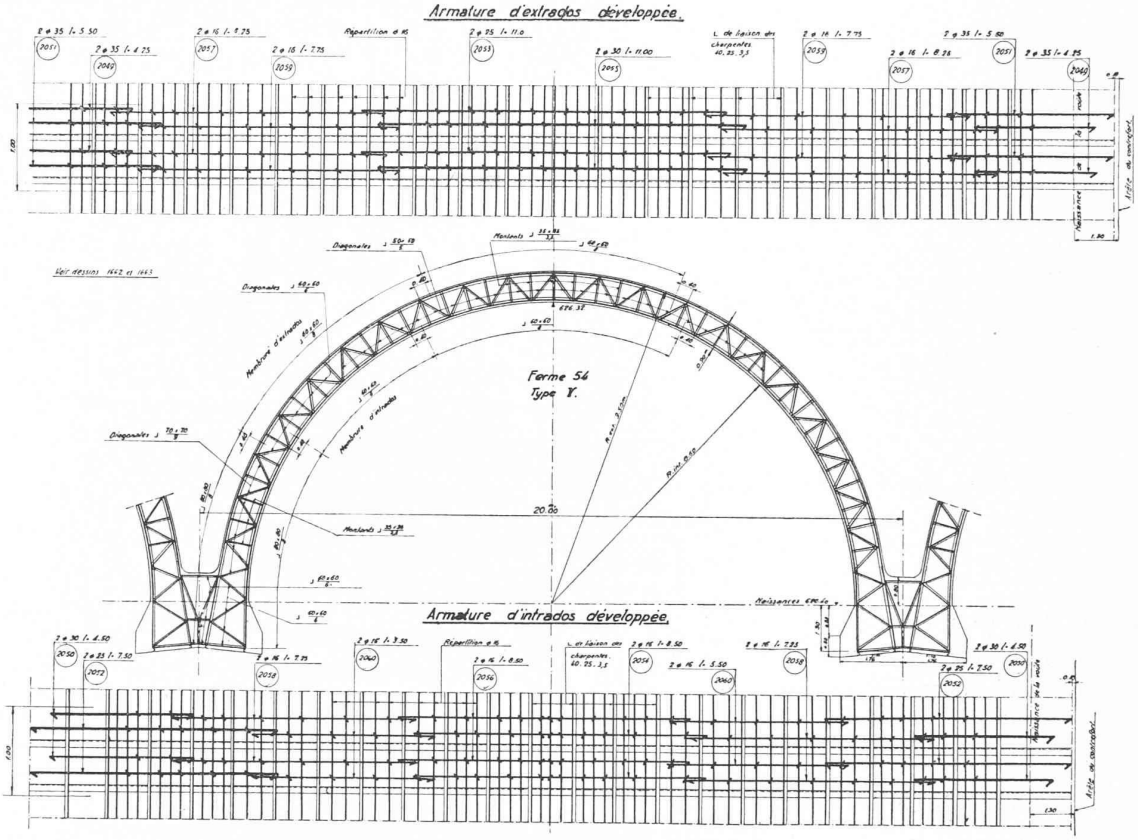


Fig. 16. — Plan d'armature d'une voûte. Entre deux fermes métalliques consécutives il y a deux rangées de barres rondes.

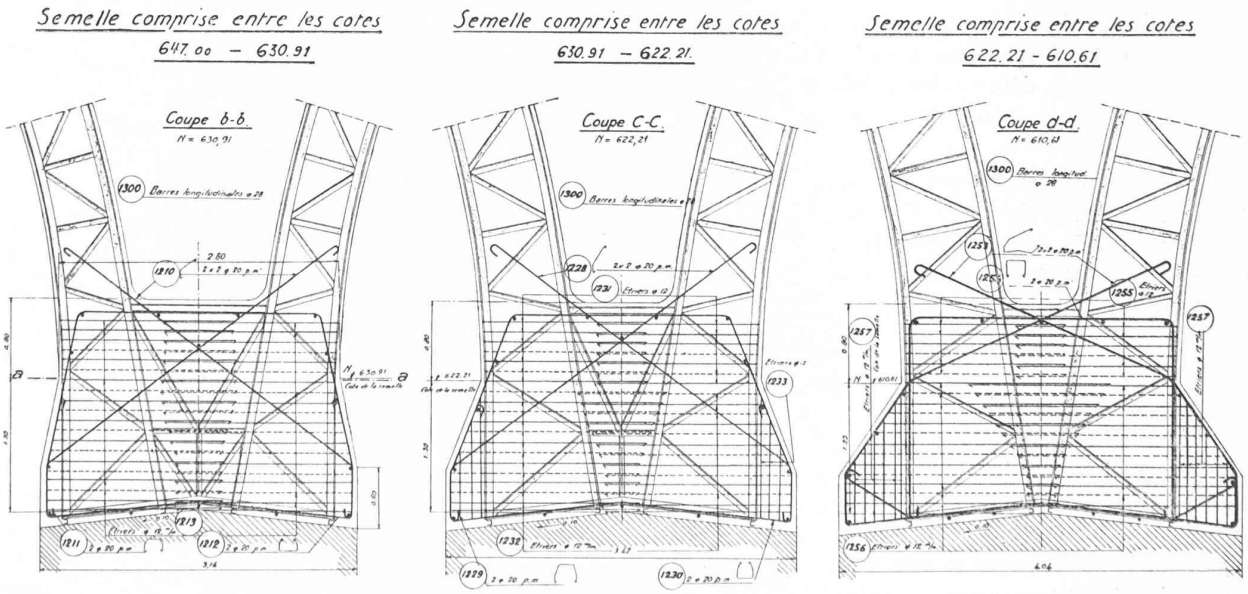


Fig. 17. — Coupe des semelles des voûtes. La semelle repose sur le contrefort sans armature de liaison.

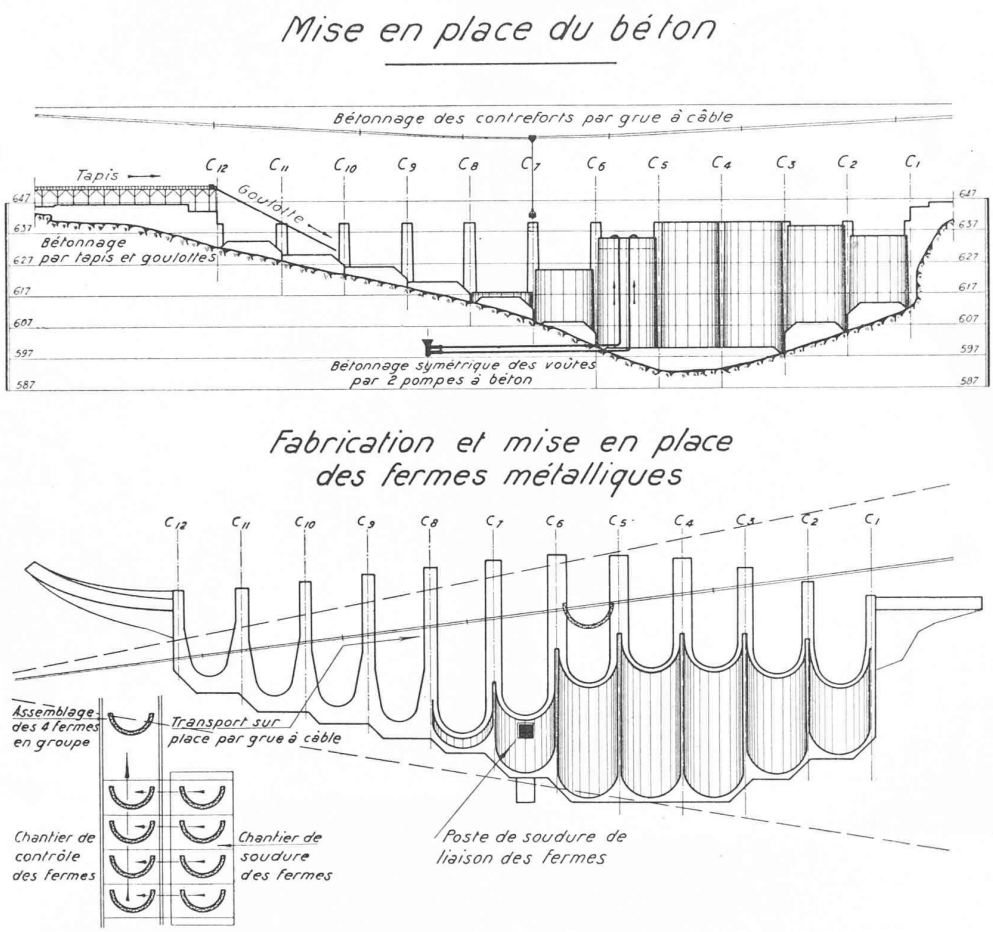


Fig. 18. — Mise en place du béton. Fabrication des fermes métalliques.

béton frais ; lorsque l'ouvrage sera en service, elles collaboreront avec les armatures rondes à la manière d'armatures ordinaires de béton armé ; il a été possible de faire jouer ce double rôle aux armatures profilées, car les contraintes apparaissant pendant la phase de bétonnage sont principalement des compressions tandis qu'au contraire, une fois le barrage en service, ces armatures seront appelées à résister à des efforts d'extension. Pour de nombreuses barres des charpentes, les contraintes définitives sont diminuées par cette compression préalable.

Les fermes métalliques sont écartées de 0,50 m ; avec intercalation de deux barres rondes tant à l'extrados qu'à l'intrados. Le plan d'armature est donné à la figure 16. Les fermes métalliques correspondant à deux voûtes consécutives sont reliées entre elles au droit des semelles d'appui dont nous donnons à la figure 17 quelques coupes types.

Les armatures profilées ne purent être admises qu'à la condition que les assemblages soient réalisés par soudure électrique. En effet, on ne pouvait pas envisager une construction rivée nécessitant des goussets relativement grands, et par conséquent difficiles à enrober d'une façon parfaite dans le béton, sans s'exposer à la formation de nids de gravier, préjudiciables à l'étanchéité des voûtes.

Par ailleurs, l'emploi de la soudure électrique nécessite, pour donner toute la garantie désirable, un contrôle sévère du travail des ouvriers soudeurs. Ce contrôle est effectué sous deux formes ; d'une part les ouvriers sont soumis à un examen périodique, après un examen d'admission ; d'autre part, chaque soudure est radioscopée, de sorte que toute malfaçon peut être corrigée. Moyennant ce double contrôle, on a la certitude quasi absolue d'un travail correctement exécuté.

Les fermes sont fabriquées à la cadence de quatre par jour. Ces quatre fermes sont contrôlées, puis assemblées en un groupe, pour être transportées à leur emplacement définitif au moyen d'une grue à câble (fig. 19). Le schéma de ces opérations est représenté sur la figure 18. Les soudures sur le barrage sont limitées au minimum, c'est-à-dire à la liaison d'un groupe de fermes à l'autre.

Lorsque les fermes sont en place, on procède à la pose des armatures rondes et l'on place le coffrage. Ce dernier est constitué par une série de panneaux glissants télescopiques.

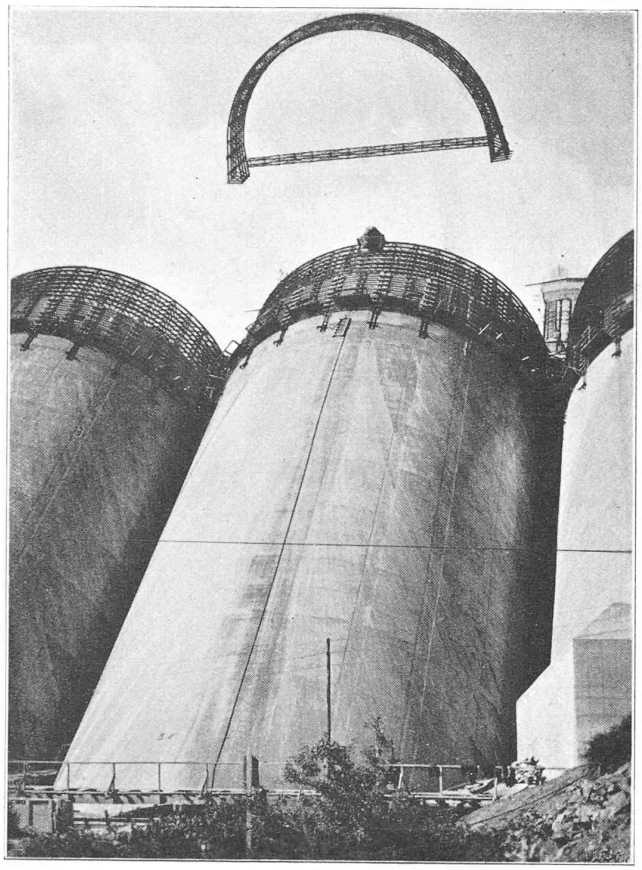


Fig. 19. — Transport par la grue à câble d'un groupe de 4 fermes. Pour rendre rigide ce groupe pendant le transport, on a relié les naissances par une poutrelle de raidissement amovible.

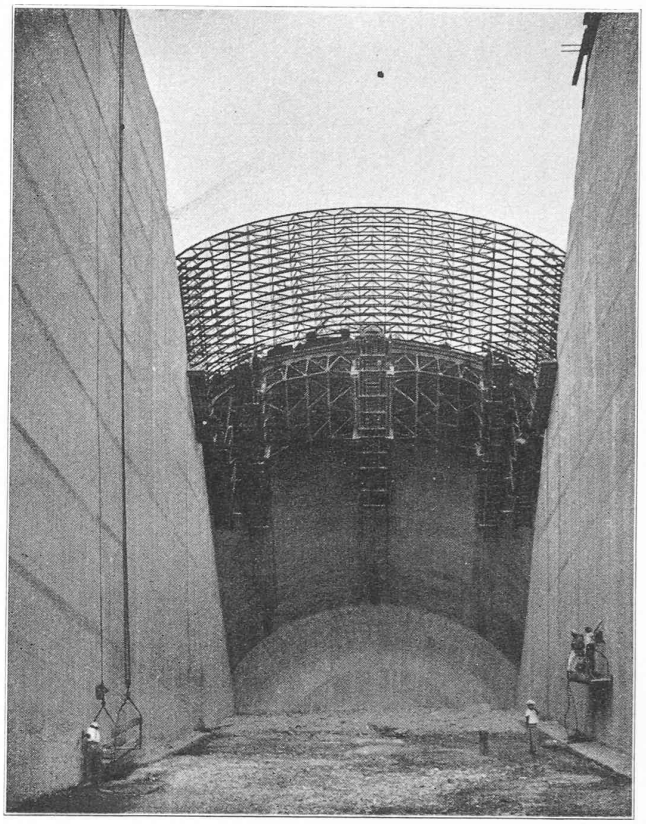


Fig. 20. — Vue du coffrage glissant suspendu aux fermes métalliques des voûtes.

L'encastrement de base des voûtes dans le parafouille est assuré par une armature de barres rondes occupant, dans l'espace, des positions et des inclinaisons très variables. Pour en faciliter la pose, en assurer la rigidité pendant le bétonnage, une partie de cette armature est constituée par une succession de cadres soudés prenant appui sur les surfaces d'arrêt de bétonnage des parafouilles et sur une murette de béton construite au préalable à cet effet et destinée à être noyée dans le béton du parafouille ultérieurement. La figure 22 montre quelques-uns de ces cadres mis en place ; leur écartement est réglé par des barres profilées cintrées munies de taquets visibles sur la photographie. Ces cadres constituent les éléments porteurs du reste de l'armature d'encastrement qui peut être alors attachée suivant le procédé habituel. Pour parachever la rigidité du système, on place avant le commencement du bétonnage la ferme inférieure de la voûte en l'appuyant sur les sommets des cadres.

Mise en place du béton.

La figure 18 donne schématiquement le processus de mise en place du béton. Ce problème ne présente pas de grandes difficultés, les cubes à transporter journellement

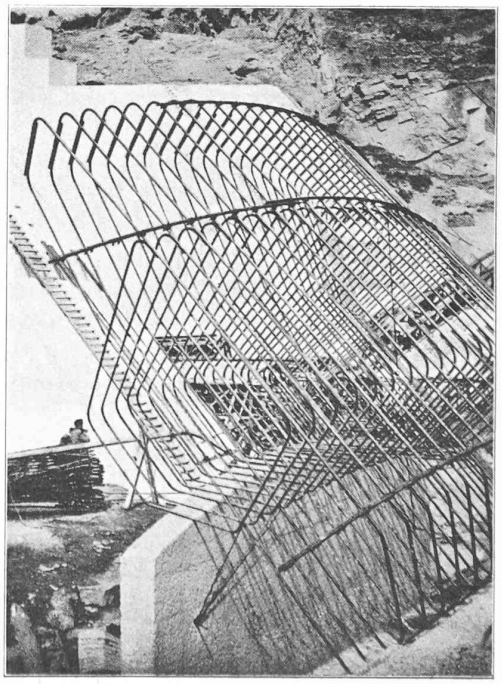


Fig. 22. — Base des voûtes. Cadres porteurs soudés et murette d'appui. L'écartement des cadres est maintenu par des cerces en fers profilés munies de taquets (visibles sur la photographie).

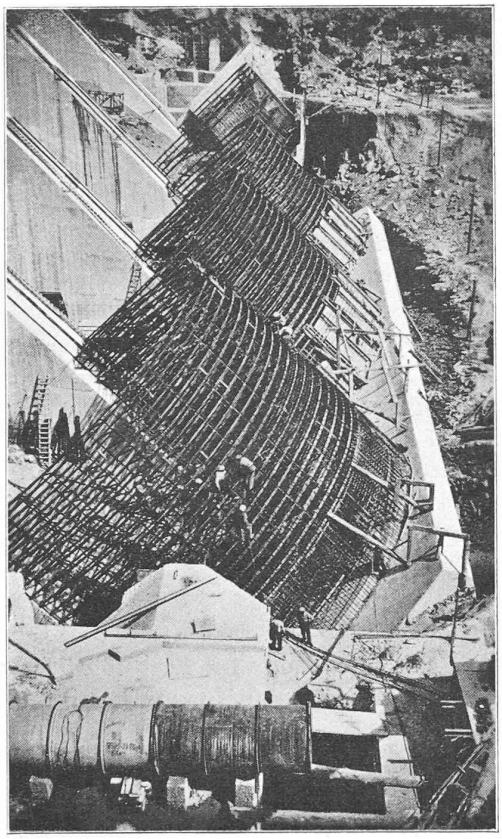


Fig. 21. — Armature de la voûte. On distingue la zone des bases des voûtes constituées par des armatures rondes seulement.

étant relativement faibles. Le transport du béton se fait de trois manières différentes :

Pour les parties inférieures du barrage, les fondations des contreforts et le parafouille, on amène le béton par tapis et goulottes de distribution. Le bétonnage des parties en élévation du contrefort se fait au moyen d'une grue à câble. Enfin le béton des voûtes est transporté par deux pompes à béton. Les voûtes sont exécutées par anneau de section droite de 3,50 m de longueur. Pour augmenter la plasticité du béton des voûtes, tout en limitant son dosage en ciment, on a incorporé à ce béton du *Plastiment* au dosage de 1 % du poids du ciment. L'emploi de ce produit relativement nouveau sur une aussi grande échelle n'a été accepté qu'après une étude très détaillée de toutes ses qualités. Le Plastiment a permis de réaliser un béton facile à mettre en place, donnant une résistance élevée avec un dosage en ciment relativement modéré.

* * *

L'exposé ci-dessus résume dans leurs grandes lignes les idées principales qui ont présidé à la conception du projet. On se rendra compte que la construction d'un tel barrage en béton armé a posé une foule de problèmes théoriques et pratiques des plus intéressants qui ne peuvent être qu'esquissés très superficiellement ici, chacun d'eux exigeant, à lui seul, des études de détail longues et ardues.

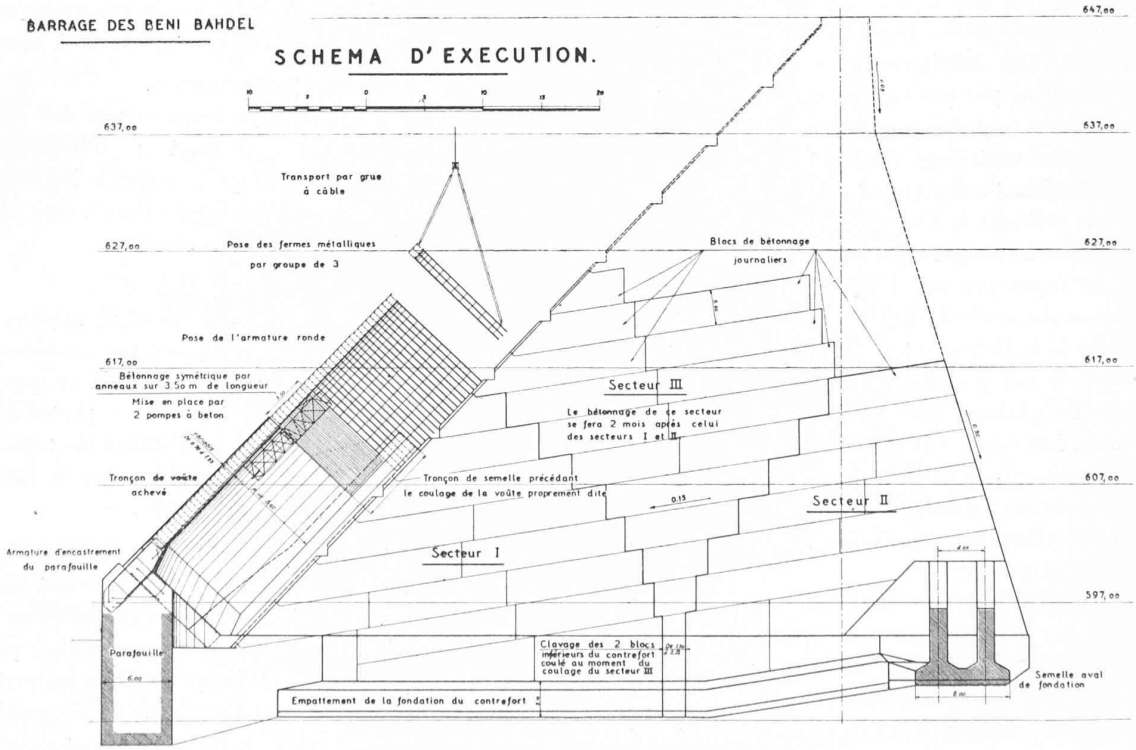


Fig. 23. — Schéma montrant les diverses phases d'exécution du barrage.