

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 81 (1955)
Heft: 23

Artikel: Le barrage d'accumulation de Ben Métir en Tunisie
Autor: Stucky, Alfred
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-61400>

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: 01.04.2025

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. Epitoux, architecte, à Lausanne; Secrétaire: J. Calame, ingénieur, à Genève — Membres, Fribourg: MM. † P. Joye, professeur; † E. Lateltin, architecte — Vaud: MM. F. Chenaux, ingénieur; A. Chevalley, ingénieur; E. d'Okolski, architecte; Ch. Thévenaz, architecte — Genève: MM. † L. Archinard, ingénieur; Cl. Groscurin, 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. Epitoux, 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 : *Le barrage d'accumulation de Ben Métir en Tunisie* (suite et fin), par ALFRED STUCKY, ingénieur-conseil, professeur à l'Ecole polytechnique de Lausanne. — *Les fêtes du centenaire de l'Ecole polytechnique fédérale.* — Société suisse des ingénieurs et des architectes : *Groupe des Ingénieurs de l'Industrie.* — LES CONGRÈS : *Assemblées générales de l'Association suisse des électriciens (A.S.E.) et de l'Union des centrales suisses d'électricité (U.C.S.), à Lucerne; Séance plénière de l'EUSEC.* — CARNET DES CONCOURS. — AVIS A NOS ABONNÉS. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION GÉNÉRALE. — NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.

LE BARRAGE D'ACCUMULATION DE BEN MÉTIR EN TUNISIE

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

(Suite et fin)¹

5. Travaux de consolidation et d'imperméabilisation du sol

Etudes des caractéristiques du sol.

La courte description du sous-sol donnée au paragraphe 2 laisse entendre que le problème des fondations fut difficile à résoudre. Le site présentait cependant deux éléments favorables importants: le pendage vers l'amont et vers la rive gauche, où les marnes étaient les plus altérées et le passage très progressif de la qualité des marnes d'une rive à l'autre.

Le sous-sol fut exploré par de très nombreux forages, jusqu'à 100 mm de diamètre, ainsi que par des puits qui ont permis d'extraire des échantillons des divers bancs de marne et de grès, qui furent soumis aux essais classiques des laboratoires de géotechnique.

La décision ayant été prise de fonder les contreforts sur les marnes et non pas sur les grès, dont la résistance est très variable, ce sont celles-ci qui ont été étudiées avec le plus de soin.

Si l'on fait abstraction des marnes altérées, la teneur en eau variait de 5 à 11 %, la limite de plasticité de

14 à 22 %, l'indice de plasticité de 11 à 21 %. Les essais d'écrasement sur cubes, auxquels on ne peut d'ailleurs pas attacher une trop grande importance, ont accusé des résistances atteignant 70 kg/cm², exceptionnellement jusqu'à 150 kg/cm².

L'essentiel était de connaître la résistance au glissement non seulement du béton sur la marne, mais surtout des marnes sur elles-mêmes. Les sondages avaient par ailleurs décelé la présence de lentilles plus plastiques, mais de dimensions relativement réduites. Il fallait tenir compte du risque de rencontrer à certaines profondeurs des lentilles plus ou moins rapprochées pouvant constituer un niveau glissant général.

L'angle de frottement interne des marnes proprement dites variait comme il fallait s'y attendre dans de grandes limites (40° jusqu'à 25° avec une cohésion correspondante de 8 kg/cm² à 0,3 kg/cm²).

Pour dimensionner les contreforts en fonction de leur stabilité au glissement, on a admis, sur l'assise de fondation, un angle de frottement de 25° et une cohésion de 0,3 kg/cm². On a contrôlé également que, même si en profondeur les lentilles plastiques devaient constituer un niveau plus ou moins continu (ce qui

¹ Voir *Bulletin technique* du 20 octobre 1955, page 353.

ne s'est d'ailleurs présenté nulle part), la stabilité au glissement à ce niveau serait encore assurée pour un angle de frottement interne de 11° sans aucune cohésion.

Considérant que les essais de cisaillement exécutés sur échantillons en laboratoire sont sujets à caution du fait de l'hétérogénéité du terrain et des dimensions réduites des échantillons, il fut décidé de contrôler ceux-ci par un essai à grande échelle sur le terrain en place. On a choisi pour cela le contrefort n° 13, dont la fondation paraissait la moins bonne. Une cavité importante a été ménagée dans ce contrefort au centre de laquelle on a bétonné un bloc de 5 m de longueur, 3 m de largeur et 2,50 m de hauteur, reposant directement sur le sol de fondation. Une fois l'essai achevé, la cavité a été remplie de béton.

Un effort N , normal à la surface de fondation, variant de 0 à 1250 tonnes, a été exercé sur ce bloc d'essai par quatre vérins plats Freyssinet, prenant appui sur le béton du contrefort. On a exercé ensuite de l'amont vers l'aval une poussée P parallèle à la fondation et pouvant atteindre 1695 tonnes, en s'appuyant sur l'amont du contrefort au moyen de deux vérins. Enfin, deux autres vérins plats, disposés à l'aval entre le bloc d'essai et un massif de répartition, ont permis de mesurer la butée B tout en empêchant le cisaillement du bloc sur son assise.

Des déplacements parallèles aux efforts normaux et tangentiels à la fondation ont été mesurés par douze comparateurs gradués au centième de millimètre.

Les essais ont consisté à exercer d'abord une contrainte normale au sol de fondation, correspondant approximativement à la charge à lac vide, puis à laisser le sol se consolider partiellement pendant un ou deux jours. Ensuite, après avoir encore augmenté la contrainte normale jusqu'à la valeur de la charge correspondant au lac plein, on a exécuté l'essai de résistance au cisaillement proprement dit, en exerçant sur le bloc une poussée P au moyen des deux vérins de poussée disposés à l'amont. Les vérins de butée, préalablement mis en pression et reliés à un manomètre, ont indiqué pour chaque valeur de la poussée P , la valeur correspondante de la butée B , dont on peut déduire la réaction tangentielle du sol $T = P - B$. Chaque essai a été interrompu lorsque la valeur de T cessait de croître en fonction de P . Pour éviter de disloquer le sol de fondation sous le pied aval du contrefort n° 13, on a renoncé à pousser l'essai jusqu'à la rupture, de sorte que la valeur de la force de cisaillement mesurée est en réalité inférieure à celle à laquelle le sol aurait pu résister. Quatre essais ont été exécutés successivement avec des valeurs différentes des poussées et de la durée de consolidation.

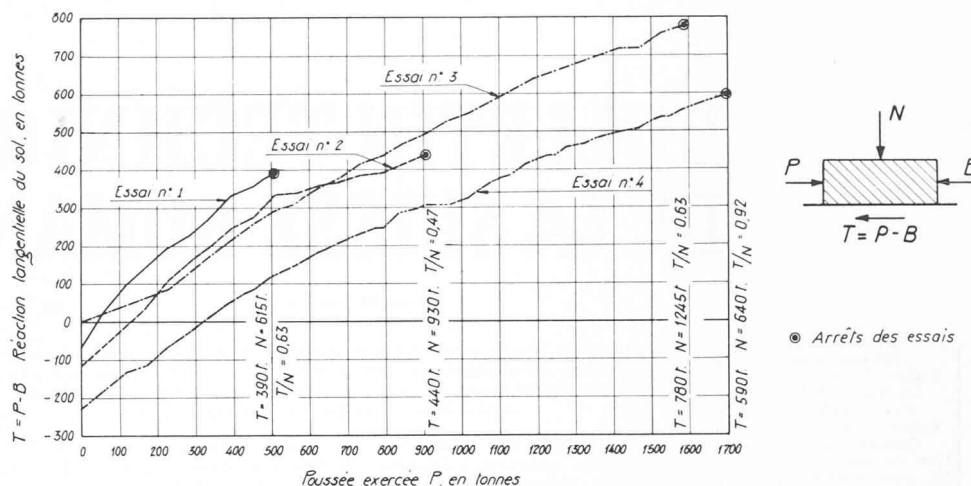


Fig. 8. — Essai de cisaillement à grande échelle. Variation de l'effort de cisaillement T en fonction de la poussée P .

Lors du premier essai, la contrainte normale de consolidation de 30 t/m^2 a été maintenue pendant 40 heures environ. Les tassements ont alors augmenté assez rapidement pendant les premières heures, puis très peu pendant les deux dernières heures. Au cours des trois autres essais, les durées de consolidation ont encore été réduites, les tassements n'augmentant que très peu avec le temps. Malgré les dimensions relativement restreintes du bloc d'essai, les durées admises pour la consolidation sont donc extrêmement courtes ; le degré de consolidation atteint pendant l'essai est ainsi sensiblement inférieur à celui qui sera atteint sous les contreforts au moment de la mise en eau du barrage, ce qui est un facteur de sécurité.

La figure 8 indique la variation de l'effort de cisaillement $T = P - B$ en fonction de la poussée P . Les valeurs maximums de T inscrites dans ce diagramme sont inférieures à la résistance réelle, puisque les essais ont été interrompus prématurément. On a indiqué, en regard de l'effort tangentiel maximum, la valeur à cet instant de la compression normale N .

Le résultat des quatre essais effectués est reporté également dans la figure 9 qui représente les valeurs maximums atteintes par les contraintes de cisaillement en fonction des contraintes normales. On constate que pour trois des essais (nos 1, 3 et 4) la valeur du rapport $T/N = \frac{\tau}{\sigma}$ est largement supérieure à ce qui avait été admis, sur la base des essais de laboratoire. En revanche, l'essai n° 2 a donné une valeur du rapport T/N légèrement plus faible. Ceci nous a amenés à corriger la droite caractéristique de la résistance au cisaillement : l'angle de frottement interne a été conservé à 25° , cependant que la cohésion a été ramenée à $0,1 \text{ t/m}^2$.

Sur le même graphique, on a reporté, pour les quatre contreforts caractéristiques nos 6, 8, 10 et 12, la valeur des contraintes normales et tangentielles moyennes sur l'assise de fondation, compte tenu du poids de remblayage. L'augmentation de la consolidation provenant de la surcharge des fondations lors de la mise en eau du barrage n'étant pas immédiate, on a représenté, en noir, les points correspondant à chaque

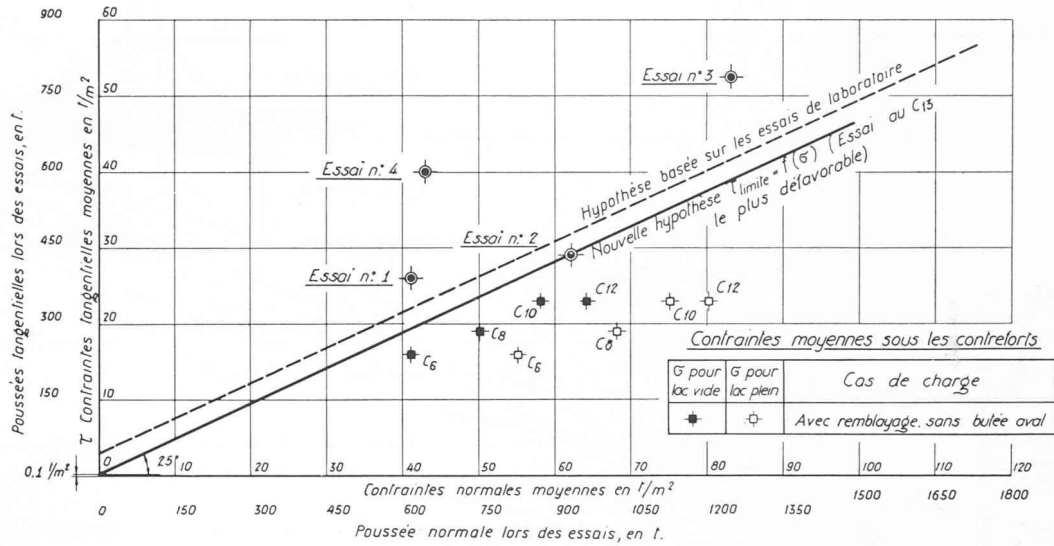
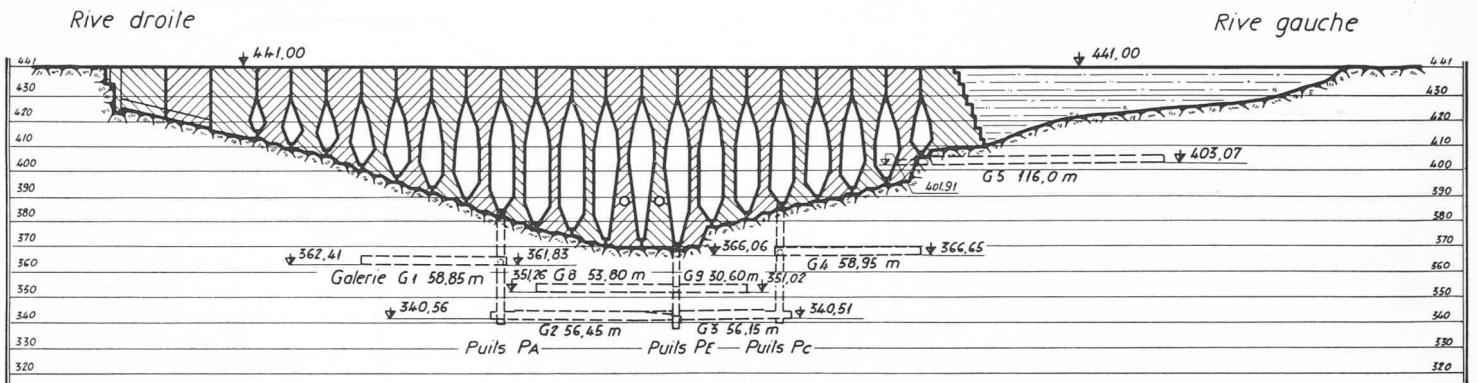
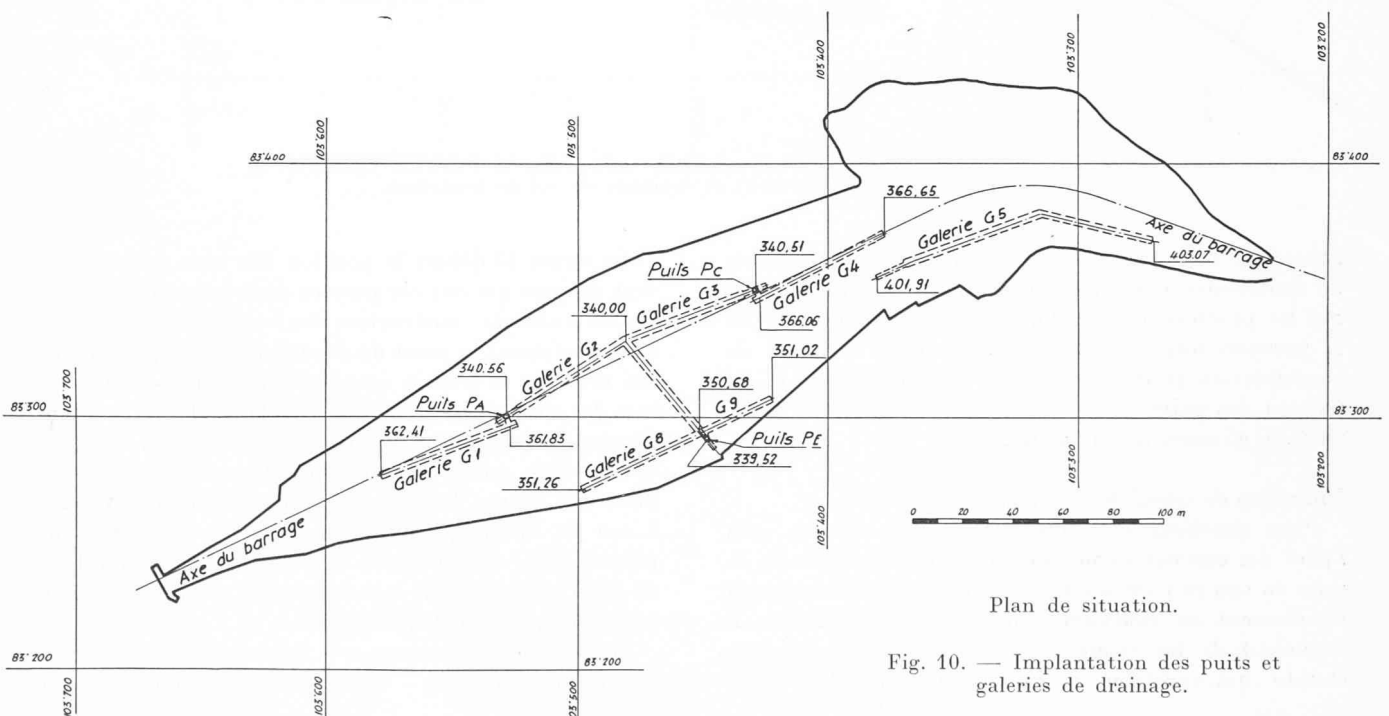


Fig. 9. — Essai de cisaillement à grande échelle. Valeurs maximums atteintes par les contraintes de cisaillement en fonction des contraintes normales.

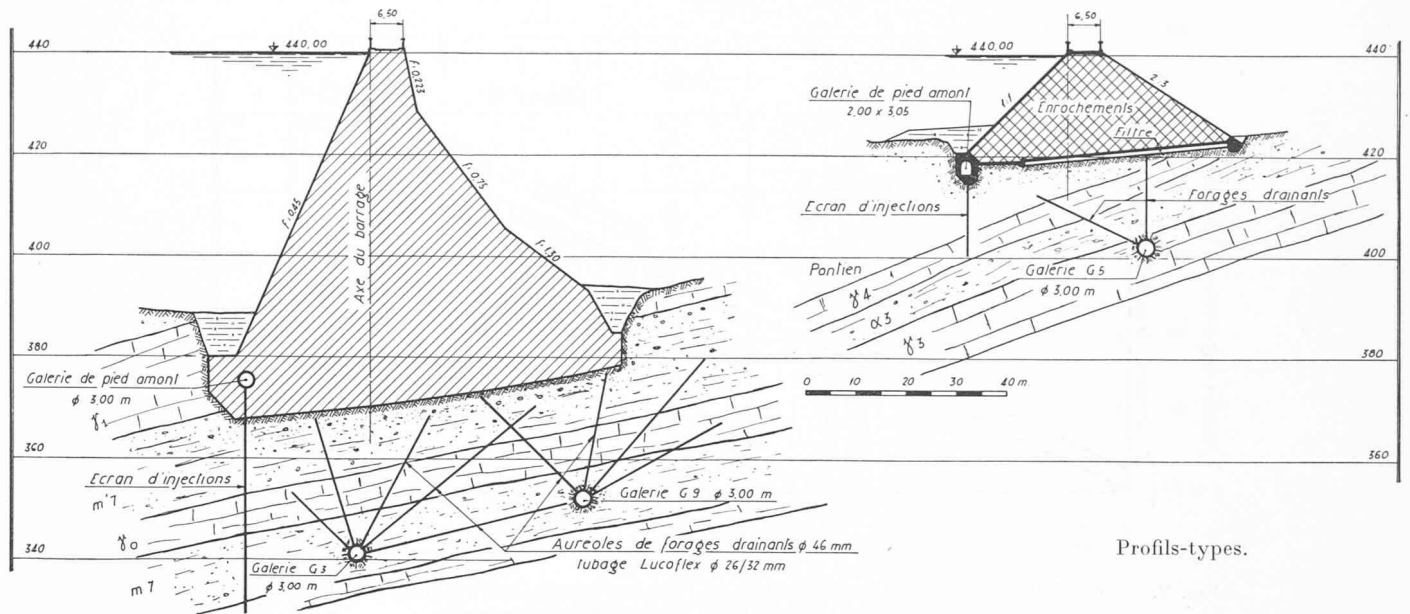


Coupe longitudinale.



Plan de situation.

Fig. 10. — Implantation des puits et galeries de drainage.



Profils-typés.

Plan de situation.

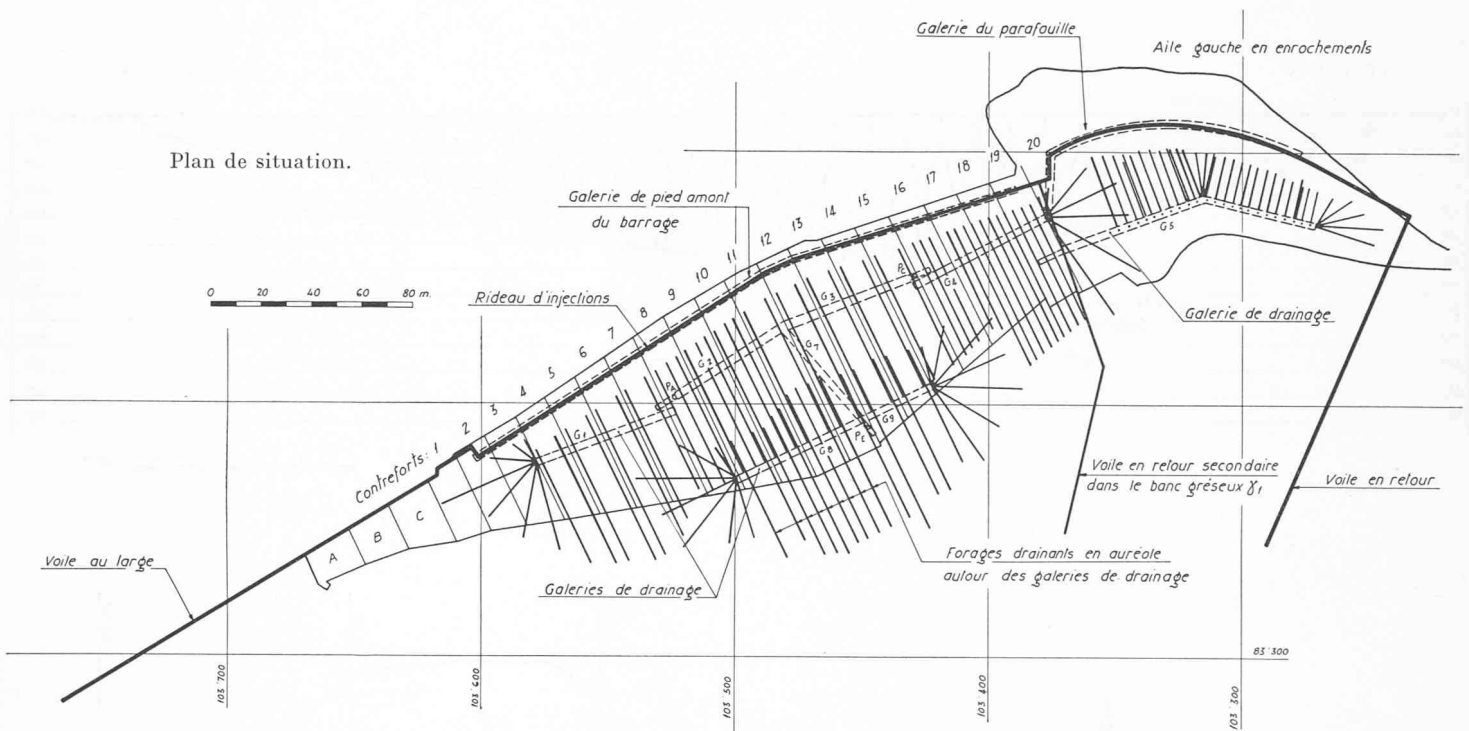


Fig. 11. — Etanchement et drainage du sol de fondation.

contrefort lorsqu'on fait abstraction des suppléments de contraintes normales consécutifs à la mise en eau, qui ne produisent au début qu'une augmentation de la pression interstitielle. Avec le temps, le degré de consolidation croît, les états de contraintes sur le sol passent des points noirs aux points blancs, et la sécurité au glissement augmente.

Drainages de consolidation (fig. 10, 11 et 12).

Pour accélérer la consolidation des marnes sous l'effet des surcharges provenant du barrage puis de sa mise en eau et pour augmenter ainsi leur résistance au cisaillement en évacuant leurs eaux interstitielles, il convenait de les assainir par un réseau de drainage étendu, qui constitue un élément essentiel du projet.

La figure 10 définit la position des trois puits et des sept galeries qui ont été percées dans le terrain de fondation avant la construction des contreforts. Ces galeries constituent le point de départ d'auréoles de forages qui drainent le terrain sous toute la surface de fondation des contreforts, ainsi que sous la fondation de l'aile gauche, jusqu'à une profondeur de 20 à 40 m (fig. 11 et 12). Ces forages, gainés de tubes Lucoflex perforés, ne sont jamais en charge. Leur longueur totale atteint 14 700 m. L'eau de drainage est amenée par les galeries à un puisard situé dans l'axe de la vallée, à une profondeur de 35 m au-dessous de la fondation, d'où elle est reprise par deux pompes d'épuisement.

Ce système de drainage très important, tel qu'il ressort des dessins, figures 10, 11 et 12, avait pour but aussi

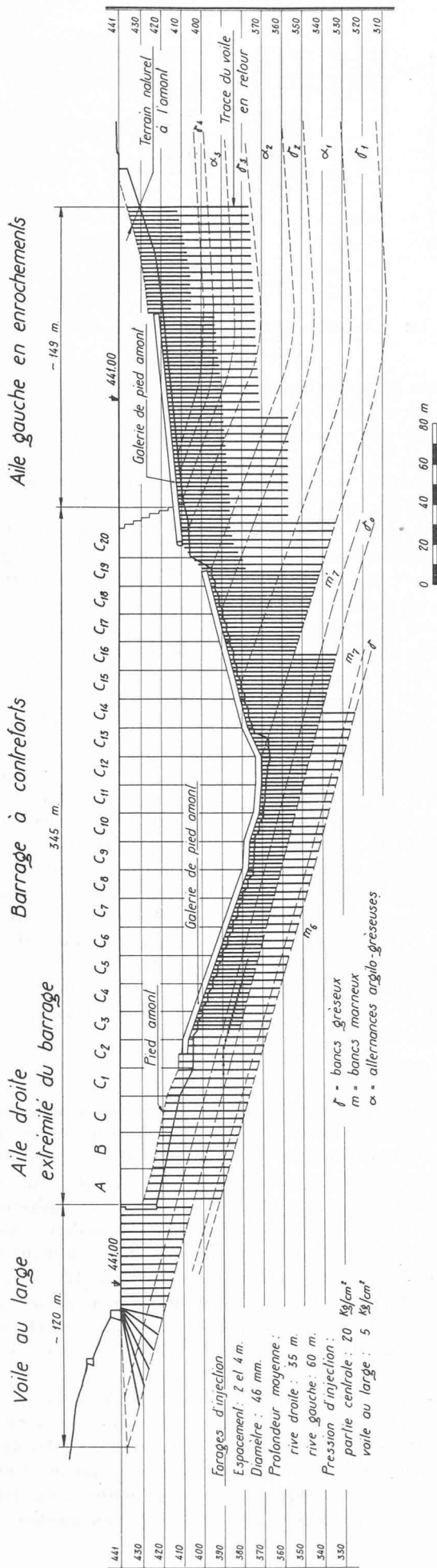


Fig. 12. — Etanchement et drainage du sol de fondation. — Elevation développée.

de provoquer une consolidation préalable des marnes. Ainsi des tassements appréciables ont été constatés avant et au cours du bétonnage des contreforts.

Imperméabilisation du sol de fondation.

Les marnes étant presque étanches, c'est avant tout les bancs de grès, très perméables, qu'il convenait de barrer au moyen d'un voile d'injection. Celui-ci a été exécuté en majeure partie depuis les galeries de pied amont des contreforts et de la digue en enrochements. Sur les ailes du barrage, les forages ont été exécutés de l'extérieur. A l'aile droite, le barrage est prolongé dans le terrain par un voile au large de 120 m de longueur. A l'aile gauche, le pendage des bancs de grès vers l'amont et vers la rive, et leur affleurement à l'aval de la digue, ont nécessité l'injection de deux voiles en retour pour éviter toute communication directe entre l'amont et l'aval du barrage à travers le grès.

Pour éviter des infiltrations au contact du béton et du terrain, à l'amont des contreforts, des auréoles de forages et d'injections de collage ont été exécutées depuis la galerie de pied, en plus du voile d'injection proprement dit.

6. Evacuation des crues et vidange du lac

Du fait de la nature argileuse des terrains de fondation, les ouvrages de vidange et d'évacuation des crues revêtent une importance particulière pour la sécurité du barrage de Ben Météir.

Toute submersion du barrage pourrait avoir de graves conséquences. Les ouvrages d'évacuation doivent donc être dimensionnés très largement, de manière à pouvoir absorber la crue maximum prévisible lorsque le lac est plein.

D'autre part, il convenait de pouvoir contrôler, dans la plus large mesure possible, la montée du plan d'eau lors du premier remplissage de la retenue, même si une crue importante devait se produire pendant ce temps. Cette condition exigeait que les organes d'évacuation puissent absorber un débit important pour des niveaux intermédiaires de la retenue déjà. On ne pouvait donc se contenter d'un simple déversoir de superficie même très largement dimensionné et complété par une vidange de fond ordinaire.

Enfin, l'eau ne peut être restituée au lit de l'oued qu'à une certaine distance à l'aval du barrage, et après qu'une grande partie de son énergie cinétique ait été dissipée, afin d'éviter des affouillements régressifs au pied des contreforts.

Le barrage de Ben Météir est équipé de deux vidanges de fond, absorbant chacune 185 m³/s à pleine charge, et d'un évacuateur de crues en forme de puits, surmonté d'une vanne cylindrique de 15 m de hauteur et capable de débiter un maximum de 620 m³/s à pleine charge.

Le graphique 13 représente, en fonction du niveau de la retenue, le débit maximum qui peut être évacué par ces trois ouvrages de manière permanente, sans surélévation du plan d'eau. De l'ordre de 850 m³/s déjà lorsque le lac est 10 m en dessous de sa cote maximum, ce débit atteint 990 m³/s à pleine charge, alors que la crue « millénaire » correspond à un débit moyen journalier

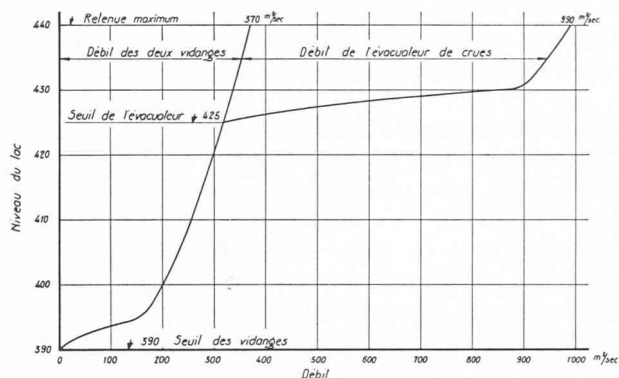


Fig. 13. — Débit maximum des vidanges et de l'évacuateur de crues en fonction du niveau de la retenue (toutes vannes ouvertes).

de l'ordre de 260 m³/s avec une pointe instantanée de 1150 m³/s au maximum. Le calcul montre que, si l'on tient compte des 4 millions de m³ d'eau qui peuvent être emmagasinés entre le niveau de retenue normal 440 et le niveau 441 de la crête du barrage, il est possible d'absorber sans déversement des débits instantanés de la rivière allant jusqu'à 1400 m³/s. On est donc largement couvert même au cas, très improbable, où une crue millénaire se produirait alors que le lac atteint déjà son niveau de retenue maximum.

Les deux galeries de vidange et la galerie de l'évacuateur de crues débouchent 200 m à l'aval du barrage dans un bassin amortisseur qui tranquillise l'eau avant sa restitution dans le lit de l'oued.

Vidanges de fond (fig. 5 et 14).

Les deux vidanges de fond, identiques, sont entièrement indépendantes. Disposées dans les plans axiaux des contreforts centraux, elles comportent chacune, de l'amont vers l'aval, une grille grossière en béton armé, suivie d'une trompe d'entrée qui assure la mise en vitesse progressive de l'eau; une vanne de garde, disposée au droit du parement amont du barrage précède une conduite blindée de 3 m de diamètre et 65 m de long; le réglage du débit s'effectue par une vanne-secteur, au pied aval du contrefort; l'eau s'écoule ensuite librement dans une galerie au tracé incurvé qui débouche dans le bassin amortisseur.

Le seuil amont des vidanges est à la cote 390, soit 50 m au-dessous du niveau normal de la retenue et 10 m environ au-dessus du fond de l'oued, de manière à éviter un envasement précoce. Les grilles en béton armé (fig. 14) empêchent que des troncs d'arbres, par exemple, s'introduisent dans les conduites, au risque de les obstruer partiellement.

Les vannes de garde, du type wagon, de 3 m sur 5 m, sont manœuvrables par servo-moteurs depuis des cabines étanches en béton armé disposées sur le parement amont au-dessous du niveau du couronnement. Destinées à permettre la révision des conduites blindées et des vannes de réglage, elles peuvent être elles-mêmes révisées sur une plate-forme prévue à cet effet à la cote 428, après démontage successif des brimbales qui leur transmettent les efforts des servo-moteurs.

Un reniflard de 80 cm de diamètre, qui débouche au

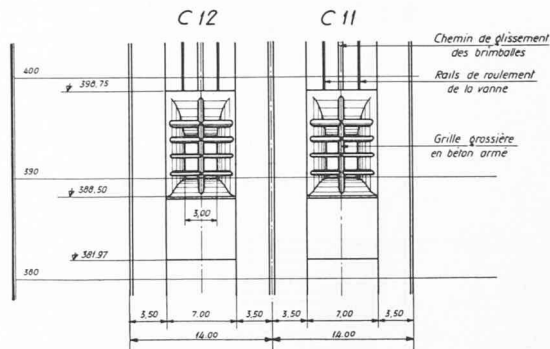


Fig. 14. — Vidanges de fond. Grilles amont en béton armé.

niveau du couronnement, permet à l'air de s'échapper de chacune des conduites blindées au moment de l'ouverture des vannes de garde, qui ne s'effectue que lorsque les vannes-secteurs sont fermées. Il empêche l'apparition de dépression lors de la fermeture des vannes de garde en vives eaux.

Les vannes-secteurs de réglage sont disposées dans des cabines de commande, dans le pied aval des contreforts n^{os} 11 et 12. D'une section de 2,40 m sur 2,60 m, elles sont manœuvrables en vives eaux quel que soit le niveau de la retenue. Une conduite de 60 cm de diamètre, munie à l'aval d'un robinet à jet creux, est montée en dérivation de la vidange, à l'aval du contrefort n^o 11, pour permettre de restituer de petits débits à la rivière sans qu'il soit nécessaire de manœuvrer les grandes vannes-secteurs.

Les galeries de fuite des vidanges suivent le tracé incurvé de l'ancien lit de l'oued. Conçues en béton non armé, elles sont noyées dans le remblai provenant des excavations du barrage, qui bute le pied aval des contreforts centraux. Le profil de ces galeries a fait l'objet d'essais hydrauliques sur modèle réduit pour déterminer l'influence de leur courbure en plan sur l'écoulement dont la vitesse peut atteindre un maximum de 30 m/s à pleine charge. Il s'est révélé avantageux de donner un dévers au radier, de manière à éviter un déversement de la lame d'eau qui aurait risqué de provoquer la mise en charge des galeries.

L'évacuateur de crues (fig. 15 et 16).

Conçu pour permettre de régler le niveau de la retenue pour des cotes intermédiaires déjà, l'évacuateur se présente sous la forme d'un puits de 6,40 m de diamètre surmonté d'un déversoir circulaire dont le seuil est arasé à la cote 425, soit 15 m sous le niveau maximum du lac. Il est complété par une vanne métallique cylindrique de 8,50 m de diamètre et de 15 m de hauteur, équilibrée par un contrepoids central de 120 tonnes, qui lui donne une prépondérance à l'ouverture. La vanne est reliée au contrepoids en béton par six chaînes Galle commandée par un treuil disposé dans une cabine au niveau 450.

Lorsque le lac est plein, l'ouverture de la vanne est réglée automatiquement en fonction du niveau de la retenue par un flotteur disposé dans une des piles de la passerelle d'accès à la tour de l'évacuateur. Cette ouverture automatique est toutefois limitée à un débit de 300 m³/s environ, pour permettre au gardien du

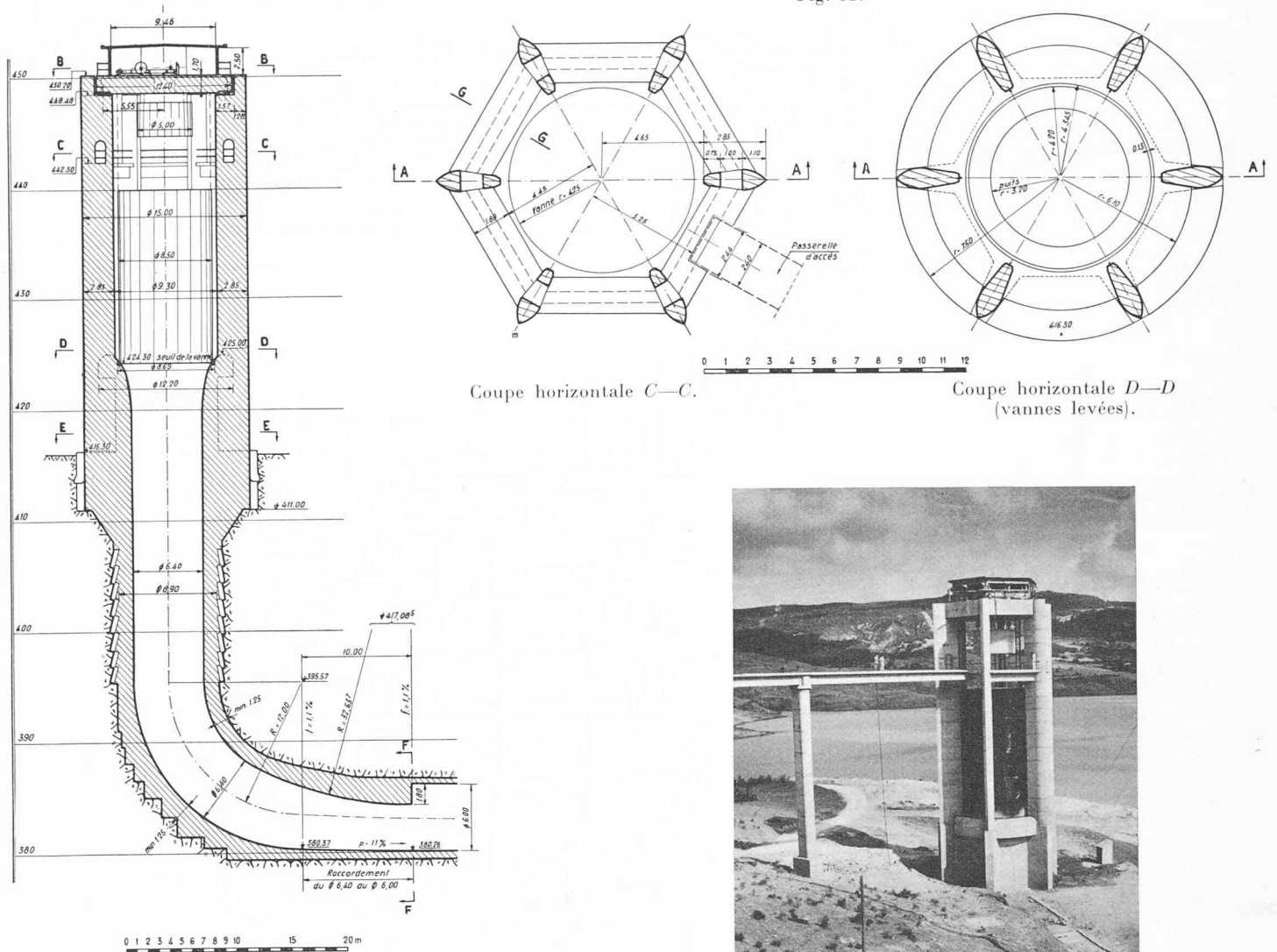


Fig. 15.

Coupe horizontale C—C.

Coupe horizontale D—D (vannes levées).

Coupe verticale A—A.

Fig. 15. — Evacuateur de crues.



Photo Studios Africa, Tunis

Fig. 16. — Evacuateur de crues. Vue du déversoir circulaire et de la vanne cylindrique.

barrage de répartir les forts débits de crues entre les organes de vidange et l'évacuateur, de manière à éviter une alimentation par trop asymétrique du bassin amortisseur. Le puits de l'évacuateur est en charge lorsque le débit dépasse 550 m³/s ; il est suivi d'un coude et d'une galerie de fuite de 6 m de diamètre. Immédiatement à l'aval du coude, un étranglement du plafond de la galerie provoque le passage de l'écoulement en charge en écoulement libre. Il est prudent, en effet, d'éviter de mettre en charge une galerie exécutée dans les terrains marneux de Ben Métir. Le puits de l'évacuateur rejoint l'ancienne galerie de dérivation qui débouche dans le bassin amortisseur après un court tronçon fortement incurvé. Sur ce tronçon, elle est cloisonnée dans le sens vertical par un guideau destiné à empêcher le déversement de la lame d'eau du fait de la force centrifuge.

Le bassin amortisseur (fig. 17, 18 et 19).

Cet ouvrage doit assurer, par la formation d'un resaut hydraulique bien localisé, la dissipation de l'énergie

cinétique de l'eau avant sa restitution au lit naturel de l'oued. Cette condition devrait être satisfaite a priori, sans risque d'érosion des berges, quel que soit le débit de chacune des galeries de fuite des vidanges et de l'évacuateur de crues. Pour réduire le plus possible les dimensions et le coût du bassin amortisseur, il a été toutefois demandé que celui-ci soit dimensionné pour une crue maximum de 600 m³/s seulement, répartie à raison de 300 m³/s par l'évacuateur et 300 m³/s par les vidanges de fond. Pour un débit de 990 m³/s par les trois galeries ou de 620 m³/s par la seule galerie de l'évacuateur, un amortissement partiel seulement est toléré.

Creusé dans le lit même de l'oued, dans des terrains argileux, le bassin amortisseur ne pouvait être très profond, sous peine de compromettre la stabilité des berges, déjà sujettes à glissements avant le début des travaux. Il convient cependant que le niveau de l'eau reste assez

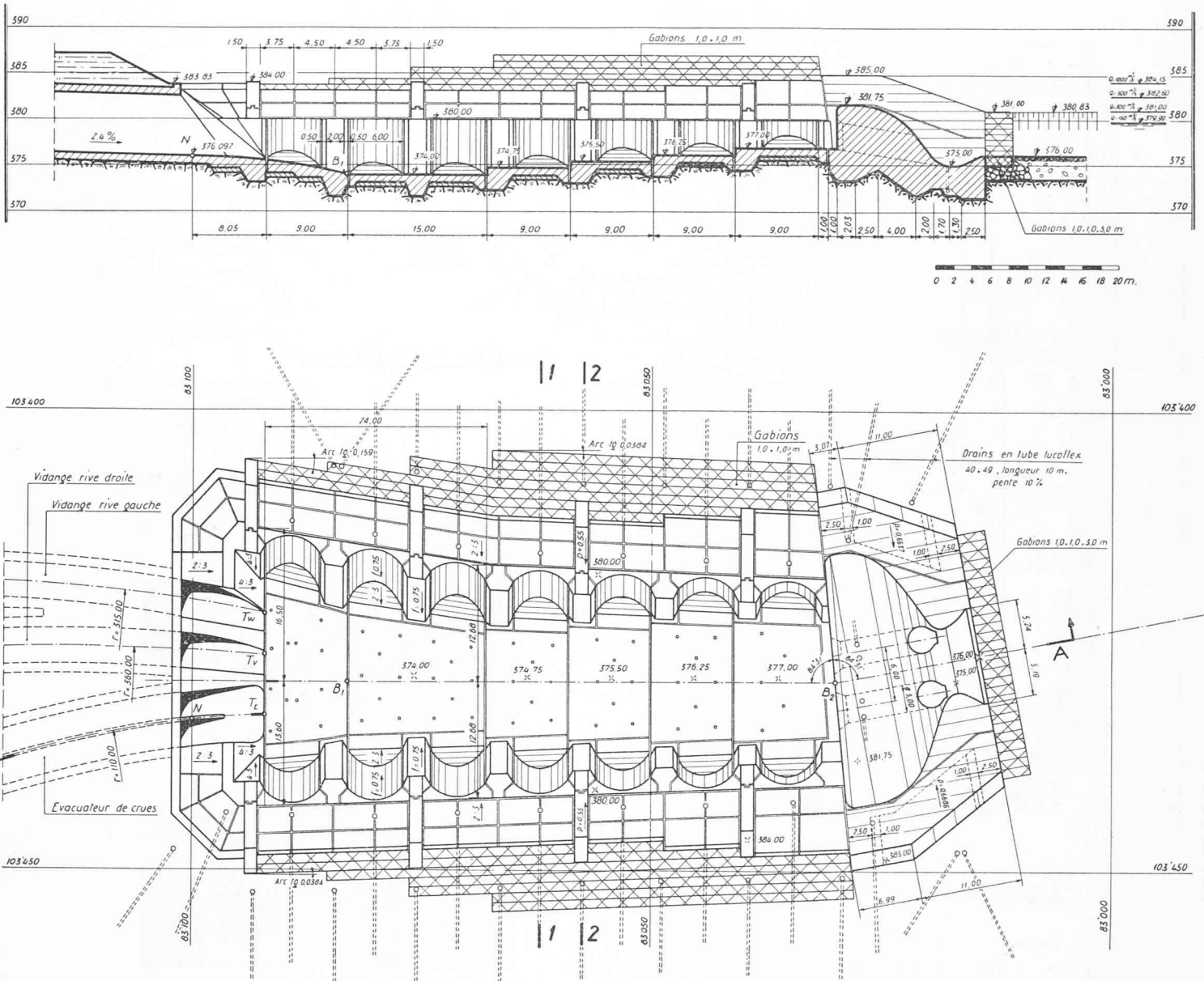


Fig. 17. — Bassin amortisseur. — Profil en long (coupe A—A) et plan de situation.

bas à son extrémité amont pour éviter une mise en charge des galeries, qui inonderait les remblais butant le pied aval du barrage.

Ces problèmes ont fait l'objet d'une série d'essais sur modèle réduit, à l'échelle 1 : 50, exécutés au Laboratoire d'hydraulique de l'École polytechnique de l'Université de Lausanne. Le projet ainsi mis au point comprend deux bassins successifs, séparés par un seuil-déversoir destiné à provoquer la formation du ressaut hydraulique dans le bassin amont.

Le bassin amont est un ouvrage en béton non armé de 65 m de longueur, et de 20 à 25 m de largeur, subdivisé par de nombreux joints, qui lui assurent une souplesse suffisante pour s'adapter aux mouvements éventuels du terrain. Le radier s'élève en gradins de l'amont vers l'aval de manière à favoriser la formation du ressaut.

Les bajoyers sont subdivisés par des nervures dont le rôle est double ; elles contribuent à la stabilité de l'ou-

vrage contre la poussée des terres et favorisent la formation de tourbillons latéraux dissipateurs d'énergie qui freinent les courants en retour qui apparaissent lorsque le bassin est alimenté asymétriquement par l'une ou l'autre des galeries. Entre ces nervures, les bajoyers sont constitués par de petites voûtes en béton non armé qui s'opposent à la poussée du terrain. Des rangées de gabions, disposés en escaliers sur les deux rives et recouverts dans leur partie inférieure par des dalles en béton non armé, complètent la protection des rives. Celles-ci sont encore assainies par des drains forés horizontalement depuis la hauteur de ces gabions. Pour éliminer les sous-pressions, des orifices circulaires remplis de gravier, ont été ménagés au travers du radier du bassin, qui repose sur une couche de béton poreux.

Le seuil du bassin amortisseur provoque la formation du ressaut hydraulique quel que soit le niveau de l'eau dans l'oued. C'est un petit barrage-déversoir dans lequel

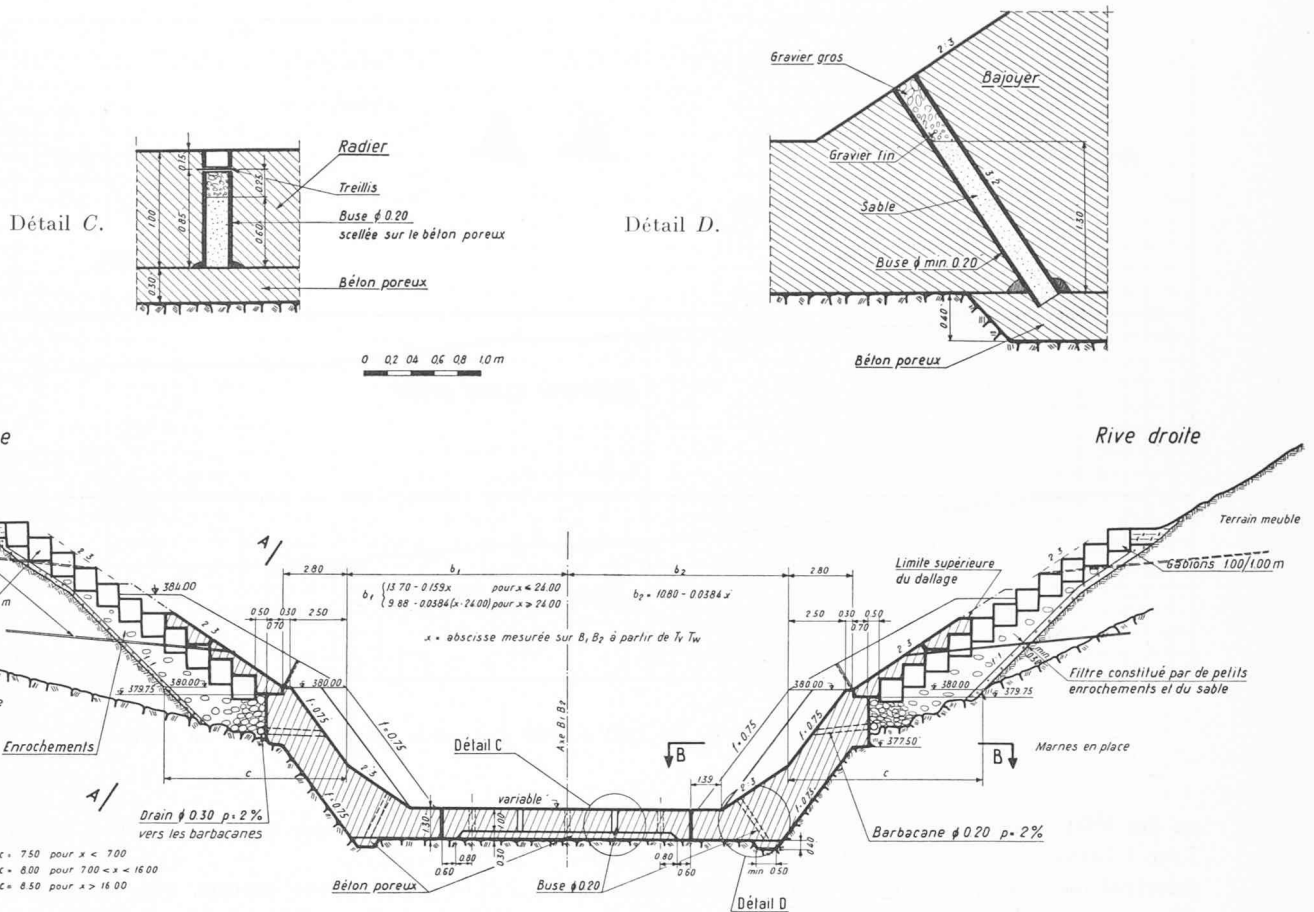


Fig. 18. — Bassin amortisseur. — Profil en travers type.

on a ménagé deux orifices de 3 m de diamètre, pour éviter qu'il s'établisse à l'amont un niveau d'eau trop élevé lorsque les débits sont faibles, ce qui aurait risqué de noyer les galeries. Sa stabilité a été déterminée en tenant compte de la pression dynamique de l'eau sur le parement amont.

7. Observation du comportement du barrage et du terrain de fondation

Le bétonnage des contreforts a commencé en août 1950 pour s'achever en décembre 1953, tandis que les travaux de construction des ouvrages annexes et de l'aile gauche se poursuivaient jusqu'en hiver 1954-55. Au cours de l'hiver 1953-54, on procéda à une première mise en eau partielle jusqu'à la cote 416. La mise en eau définitive eut lieu pendant l'hiver 1954-55, sans toutefois que le plan d'eau dépasse encore le niveau 426, l'état des travaux n'ayant pas permis d'emmagasiner les premières crues de la saison.

Les tassements des contreforts ainsi que ceux de l'aile gauche en enrochements sont mesurés périodiquement par des nivellements de précision. Des repères ont été scellés à cet effet sur le couronnement, ainsi que le long de la semelle de fondation de chacun des contreforts, dans la galerie de pied amont et sur le pied aval de la digue en enrochements. On a pu mesurer ainsi les

tassements dès le début de la construction des contreforts, sans que les résultats des mesures soient fortement influencés par les variations de température, comme ce serait le cas si l'on n'avait des repères que sur le couronnement du barrage.

Les tassements maximums observés au pied des contreforts les plus élevés, depuis l'origine des mesures

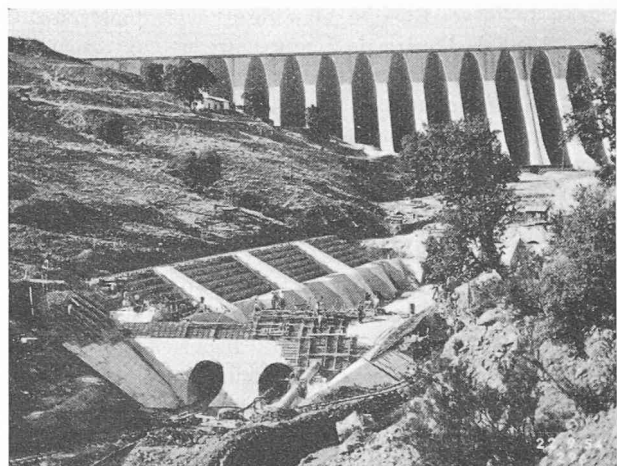


Photo Studios Africa, Tunis

Fig. 19. — Bassin amortisseur en construction.

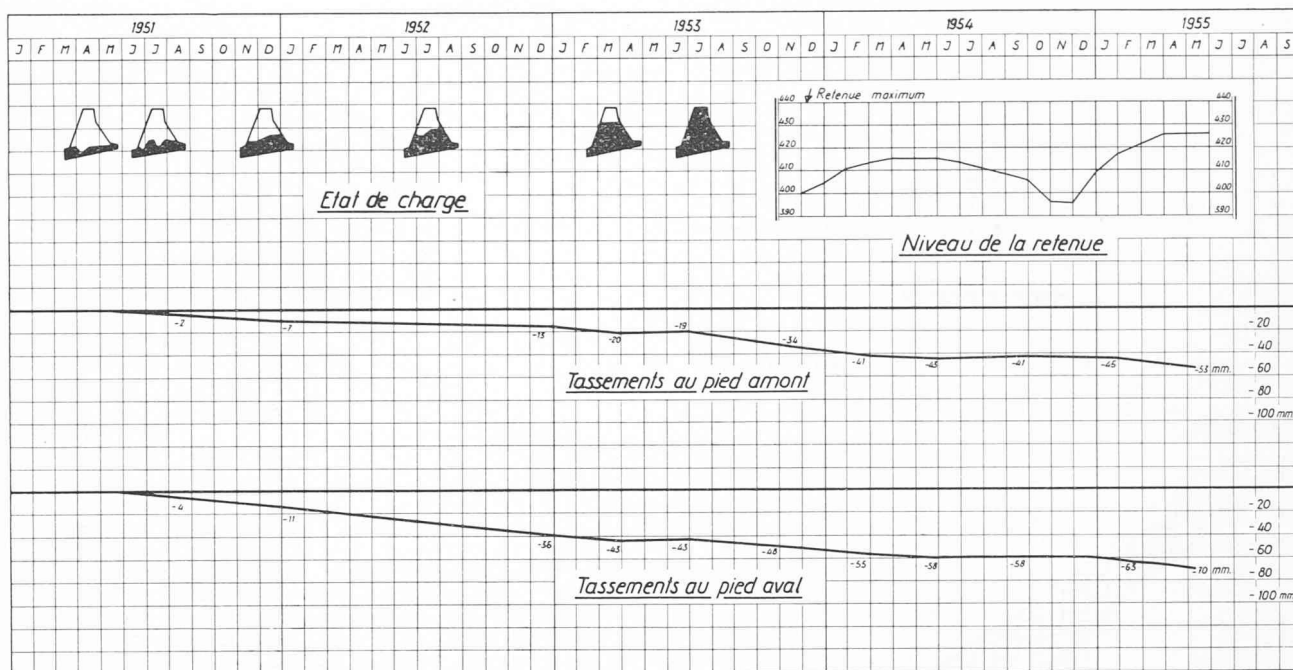


Fig. 20. — Tassements observés de 1951 à 1955 aux pieds amont et aval d'un contrefort.

en été 1951, atteignaient quelque 5 cm à l'amont et 7 cm à l'aval au printemps 1955 (fig. 20). Augmentant principalement au printemps, à chacune des mises en eau successives du barrage pour se ralentir en été lorsque l'on vide le lac, ces tassements ne sont pas encore stabilisés, ce qui est normal car la charge maximum n'a pas encore été atteinte et la consolidation ne se produit que progressivement. Les tassements sont systématiquement plus importants au pied aval qu'au pied amont du barrage, bien que la charge y soit plus faible ; cela provient de ce que le réseau de drainage de consolidation est plus dense à l'aval, tandis que le terrain de fondation sous le pied amont est renforcé par les injections.

Les déplacements des contreforts sont également déterminés en plan, par des mesures de triangulation et par deux pendules repérés par rapport au fond des puits d'accès aux galeries de drainage. Lors de la mise en eau de l'hiver 1954-55, on a observé des déplacements vers l'aval de l'ordre de 7 mm pour les contreforts les plus élevés.

Les nivellements de précision et les mesures de triangulation sont des opérations longues et délicates que l'on ne peut effectuer pratiquement qu'à des intervalles de plusieurs mois. Pour observer le comportement du barrage de manière continue, spécialement au cours de la mise en eau, et pour déceler en particulier des mouvements relatifs de deux contreforts adjacents, mouvements qui mobiliseraient la déformabilité dans le sens tangentiel du dispositif d'étanchéité des joints, on a disposé entre chaque contrefort, au pied amont, au pied aval et au couronnement, un ensemble de trois repères formant un triangle équilatéral à cheval sur le joint. La mesure par dilatomètre des variations de longueur des côtés de ces triangles permet de déterminer les variations d'ouverture

des joints ainsi que tout déplacement relatif des deux lèvres.

Ces mesures ont montré que les mouvements de glissement des joints restent très faibles, puisqu'ils n'ont pas dépassé 1 à 2 mm, tant dans le sens horizontal que vertical. Les différences entre les tassements mesurés d'un contrefort à l'autre ne proviennent donc pas essentiellement d'un décalage brusque au droit de chaque joint, mais plutôt d'une déformation interne de la semelle de fondation du barrage, qui se comporte à peu près comme une semelle continue. Comme les joints sont incontestablement des sections de moindre résistance, ce fait indique que la répartition des contraintes sur le sol de fondation doit être assez progressive pour ne pas donner lieu à de brusques différences de tassements.

Pour observer le degré de consolidation du sol et l'efficacité des drainages, on dispose, en plus des mesures de tassements des fondations, de la mesure du débit des drains et de celle des pressions interstitielles dans le sol au moyen de capsules piézométriques. La mesure du débit des drains est effectuée régulièrement depuis le début de leur fonctionnement. A l'heure actuelle, le débit total de tous les drains varie peu, entre 2 et 3 l/sec environ, alors qu'on avait des débits totaux de 4 à 6 l/sec au moment de l'exécution des puits et galeries en 1950. Cette diminution du débit en dépit de la mise en eau partielle intervenue entre temps indique qu'un état d'équilibre est en voie d'être atteint après un premier essorage des marnes.

De nombreuses capsules piézométriques ont été disposées dans des forages, à des profondeurs de 1 à 20 m sous l'assise de fondation, afin d'y mesurer les pressions de l'eau interstitielle. D'une manière générale, les pressions interstitielles mesurées varient peu ; elles augmentent légèrement au début de chacune des

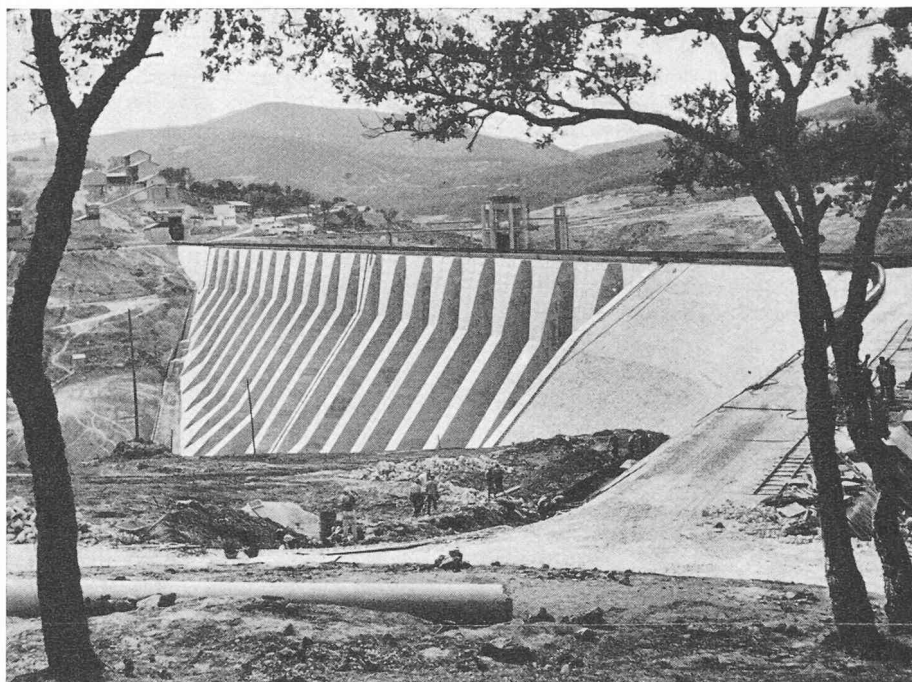


Photo Studios Africa, Tunis

Fig. 21. — Barrage de Ben Mêtir achevé, vu de l'aval.

prises en eau successives, pour diminuer à nouveau ensuite.

En conclusion, les dispositifs de mesure du barrage de Ben Mêtir ont montré que l'ouvrage se comporte de manière satisfaisante. Les tassements des contreforts, bien qu'importants et pas encore entièrement stabilisés, sont de l'ordre de grandeur de ceux qu'on attendait. Les premières mises en eau partielles n'ont pas provoqué de déplacements anormaux dans le sens horizontal.

* * *

Le maître de l'œuvre est la *Direction des Travaux publics de Tunisie*, dont les directeurs successifs ont été M. *Bonenfant* d'abord, puis M. *Mathieu*; les ingénieurs en chef ont été successivement M. *Marty* et M. *de Montmarin*. Les travaux ont été confiés aux *Entreprises Campenon Bernard* de Paris, en qualité d'entreprise générale.

Lausanne, le 31 août 1955.

LES FÊTES DU CENTENAIRE DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE

Durant plus d'une semaine, du 17 au 25 octobre 1955, se déroulèrent à Zurich les diverses manifestations organisées par l'École polytechnique fédérale à l'occasion de son centenaire. D'un caractère tantôt académique, tantôt récréatif, ces fêtes furent d'une tenue parfaite et leur ampleur à l'échelle de la grande École fédérale.

Elles débutent lundi 17 octobre par une série de cours de perfectionnement à l'intention des anciens élèves et par l'ouverture de l'exposition rétrospective « 100 ans d'E.P.F. ». Mercredi, un relief érigé à la mémoire du conseiller fédéral Stefano Franscini est offert à l'E.P.F. par la section de Lugano de la G.E.P. (Association des anciens élèves de l'E.P.F.); cette inauguration est suivie d'un imposant cortège aux flambeaux des étudiants, puis de la fête intime de la G.E.P. au Kongresshaus.

La fin des cours de perfectionnement, jeudi 20 octobre, coïncide avec les premières manifestations officielles : inauguration d'une peinture offerte à l'E.P.F. par

les Hautes Ecoles suisses précédant une magnifique réception réservée aux invités et aux hôtes d'honneur dans le grand hall de l'École, entièrement éclairé aux chandelles.

Le vendredi 21 octobre est consacré à un culte protestant et un office catholique, puis à la *cérémonie officielle* du Centenaire, qui se déroule dans la grande salle du Kongresshaus en présence d'une assistance nombreuse et à laquelle le remarquable orchestre de la Tonhalle prête son concours.

Il appartient au recteur de l'E.P.F., M. le professeur Dr K. *Schmid*, de saluer dans nos quatre langues nationales les invités au nombre desquels on remarque le Conseil fédéral *in corpore* et plusieurs anciens conseillers fédéraux, les représentants des grandes administrations fédérales et des autorités cantonales, les représentants du corps diplomatique, les délégués de plus de cent Hautes Ecoles appartenant à soixante nations différentes, ainsi que de nombreuses personnalités.