Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 81 (1955)
Heft: 4

Artikel: Comportement du barrage de Bou-Hanifla durant la 1re décade d'exploitation
Autor: Ott, J.C.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-61327

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

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

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

Download PDF: 15.07.2025

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

81e année 19 février 1955 No 4

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 » No 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. Epitaux, 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. Grosgurin, architecte; E. Martin, architecte — Neuchâtel: MM. J. Béguin, architecte; R. Guye, ingénieur — Valais: MM. J. Dubuis, ingénieur; Burgener, D. 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. Epitaux, 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 : *Comportement du barrage de Bou-Hanifia durant la 1re décade d'exploitation*, par J. C. Ott, ingénieur principal à la Société générale pour l'industrie, Genève. — Société vaudoise des ingénieurs et des architectes : *Relations entre l'ingénieur et ses subordonnés.* — Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne : *Doctorat ès sciences techniques honoris causa. — Diplômes.* — Nécrologie : *Edmond Fulpius, ingénieur.* — Les Congrès : *Congrès international des matériaux pour l'aviation et les projectiles-fusées.* — Bibliographie. — Carnet des concours. — Service de placement. — Documentation générale. — Documentation du batiment. — Nouveautés, Information diverses.

COMPORTEMENT DU BARRAGE DE BOU-HANIFIA

durant la 1re décade d'exploitation

par J. C. OTT, ingénieur principal à la Société générale pour l'Industrie, Genève

Il est nécessaire de jeter parfois un regard en arrière sur les ouvrages que l'on a vus s'ériger au cours des années.

Nous nous proposons de résumer ici le résultat de quelque dix ans de mesures et d'observations sur le barrage de Bou-Hanifia dont nous avons décrit la construction dans le *Bulletin technique de la Suisse romande* des 5 et 19 février 1944 [1].

Nous nous référerons aux divers chapitres de notre premier article dans lequel le lecteur trouvera la description des organes faisant l'objet de nos commentaires.

Nous développerons enfin quelques considérations sur l'évolution des digues en enrochement.

Nous devons à la bienveillance de M. G. Drouhin, directeur du « Service de la colonisation et de l'hydraulique » de l'Algérie, de nous avoir à deux reprises, en 1947 et en 1952, donné l'occasion de procéder à une inspection détaillée des lieux et de prendre connaissance des mesures poursuivies par ses services depuis la première mise en eau en 1941.

I. Travaux d'étanchement

Un rappel succinct des travaux exécutés nous paraît nécessaire pour saisir la relation existant entre le débit des pertes, le chemin des infiltrations et la constitution des écrans.

Le mur de pied est formé de divers éléments en béton coulé « à pleine fouille ». Il est soudé de part et d'autre au terrain par des injections de ciment délimitées par les panneaux C, E, F, G, et H (fig. 44). Il se prolonge latéralement par les panneaux suivants :

	RG	RD	Surface
— Ecran principal	A, B, D, E	I, J, K, L	41 200 m²
— Ecran secondaire	I à VI	I à III	21 400 m²
		Total	62 600 m²

qui constituent les écrans d'injection proprement dits.

L'écartement des forages verticaux va en croissant à mesure qu'on s'écarte de la vallée ; il varie entre 1,50 m et 4 m. En outre, l'écartement est réduit en profondeur dans les zones essentiellement sableuses des panneaux B et D et V (RG). Il ne dépasse pas 2 m dans les zones traitées aux produits chimiques (fig. 44).

Rappelons que les écartements fixés au projet ont été maintenus sauf pour les panneaux I et J, où ils ont été réduits pour tenir compte de la nature très sableuse du terrain et de la disposition défavorable (perpendiculaire à l'écran principal RD) des diaclases virtuelles.

En cours d'exécution les travaux complémentaires suivants ont été décidés.

[1] Désigné ci-après par *B. T.* 1944.

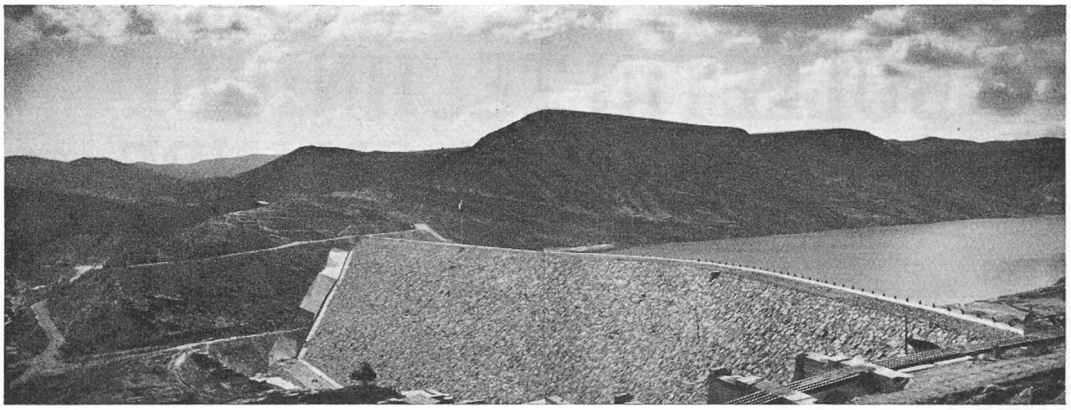

Fig. 43. — Le barrage de Bou-Hanifia terminé.

1. L'ancrage rive droite, au droit des panneaux I et J, a été renforcé par des injections exécutées à partir de très nombreux forages rayonnants forés à partir d'un puits et de deux rameaux de galeries représentés sur la figure 2. On a constitué là, non plus un écran, mais un véritable bloc de terrain injecté.

2. Le panneau inférieur E de l'écran principal (RG) a été doublé en dessous de la cote 257, à l'endroit où le mur de pied n'est plus ancré dans la marne. Il restait une fenêtre de terrain dans une zone où la longueur de cheminement des filets d'eau était très courte.

Pour ces travaux-là, l'emploi de gel pur au silicate de soude a été abandonné au profit du gel de marne ternaire.

La surface totale des écrans d'injection, y compris les écrans de soudure, atteint environ 97 000 m².

Les produits injectés se répartissaient comme suit :

Absorption de ciment, moyenne générale :
Ciment
0,230 t/ml de forage 0,150 t/m² écran

Absorptions extrêmes par panneaux :
Minimum :
panneaux B et D (RG) 0,130 t/m²
Maximum :
panneau 1 (RD) 0,530 t/m²

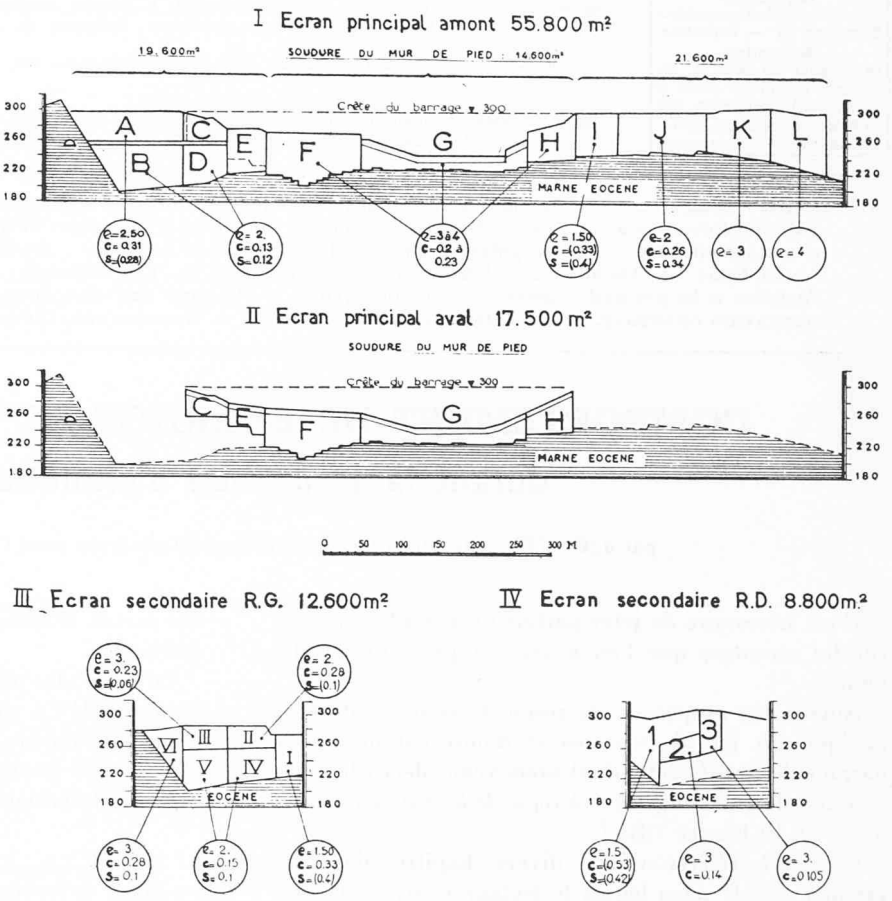

Fig. 44. — Disposition des écrans d'injection et répartition des produits injectés.
e) Ecartement des sondages en mètres.
c) Absorption moyenne de ciment en tonnes par mètre carré.
s) Absorption moyenne de silicate de soude en tonnes par mètre carré.
Les chiffres entre parenthèses ne concernent pas des panneaux entiers.
Les panneaux E, I et J ont été renforcés par des injections de gel de marne représentant 29 000 m³ (voir fig. 10). [1]

Le minimum avait été constaté dans des sables fins assez homogènes (couche I, II et III), avec fines intercalations argileuses, le maximum dans des sables et galets (couche P sur RD).

La méthode d'injection avait passablement varié en cours de travaux sous l'impulsion des recherches et observations faites entre temps.

Au début on se figurait qu'il était possible d'obtenir une répartition relativement homogène des injections de gel au silicate pur dans les terrains sableux. Les puits de contrôle forés dans les terrains traités démontrèrent que ce n'était pas le cas. Les produits se répandaient dans le sol grâce au réseau de fissurations préexistant : failles, diaclases, lit de stratifications et feuilletage avec fissures virtuelles. C'est pourquoi on chercha à exploiter de plus en plus ces réseaux de préfissuration et au besoin à les créer par un tranchage.

[1] Fig. 1 à 42 voir *B. T.* 1944.

Pour cela on commença par faire des injections couplées dans plusieurs forages à la fois, puis en perfectionnant la méthode on adopta l'usage généralisé de tubes à manchettes d'abord au panneau E sur RG, puis pour renforcer l'ancrage RD. Les tubes à manchettes permettent l'injection continue sans reperforation de toute la hauteur du forage.

Parallèlement on s'attacha moins à conserver un produit garantissant un maximum de pénétration dans la masse que de rechercher un gel économique contenant un maximum de matières solides et on admit l'adjonction d'une charge d'argile au gel pur (gel de marne).

II. Pertes d'eau par infiltration et efficacité des travaux d'étanchement

Des calculs et des essais très poussés avaient été faits lors de l'étude du projet et durant la construction pour établir des prévisions au sujet de l'importance des pertes par infiltration, des pentes de la nappe souterraine et de l'étendue des zones de résurgence de façon à assurer les garanties techniques données par l'Entreprise d'étanchement.

Le débit total des infiltrations recueillies et mesurées au pied du barrage est reporté pour la période 1940-1951 sur le diagramme 45, ainsi que les variations correspondantes du plan d'eau du lac.

Les pertes sont très faibles si l'on se rapporte à la surface d'infiltration (voir fig. 44) qui atteint, mur de pied non compris, 41 000 m² environ dont le tiers à peu près dans des sables perméables. Même pendant la période du début en 1941, ces pertes n'ont jamais atteint les valeurs maxima garanties.

Pour interpréter les variations saisonnières des débits d'infiltration, il est commode de former le quotient :

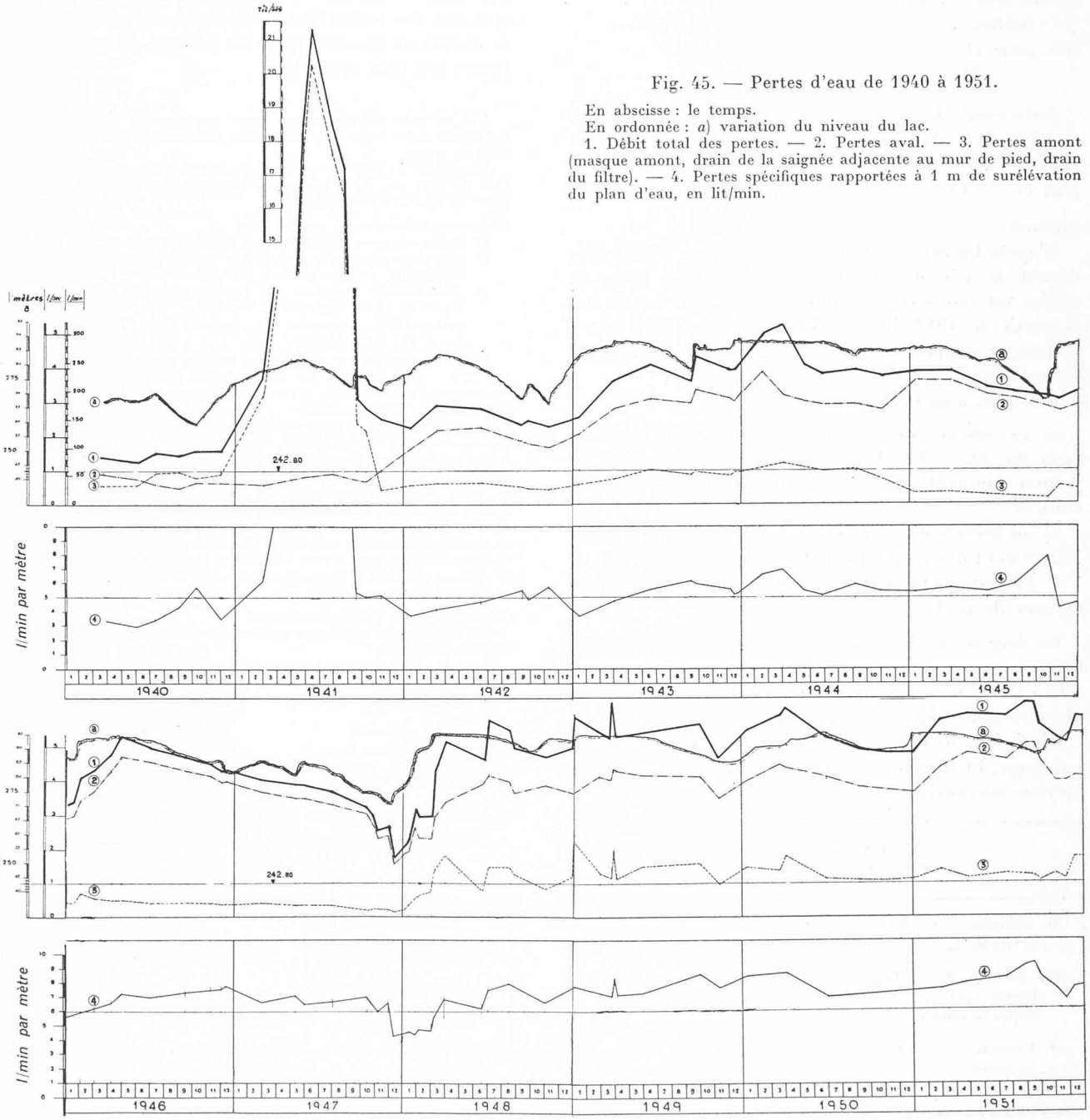

Fig. 45. — Pertes d'eau de 1940 à 1951.

En abscisse : le temps.
En ordonnée : *a*) variation du niveau du lac.
1. Débit total des pertes. — 2. Pertes aval. — 3. Pertes amont (masque amont, drain de la saignée adjacente au mur de pied, drain du filtre). — 4. Pertes spécifiques rapportées à 1 m de surélévation du plan d'eau, en lit/min.

$$\frac{Q}{H} = \frac{\text{débit des infiltrations}}{\text{cote du lac en dessus du talweg (242,80)}}.$$

Ce coefficient qui caractérise la perméabilité de l'ensemble des organes du barrage n'est pas absolument constant. Il oscille au cours de l'année autour d'une valeur moyenne (voir fig. 45, courbe 4). Il augmente lorsque le lac monte, et diminue lorsque le lac s'abaisse. Si l'on fait abstraction de la période de la première mise en charge, au cours de laquelle on a constaté une forte augmentation passagère des débits dont nous expliquerons la cause plus loin, on constate que le coefficient Q/H se maintient entre des limites assez bien définies.

On peut établir les comparaisons suivantes entre les prévisions et les pertes mesurées :

Prévisions

Pertes maximum garanties contractuellement par l'Entreprise d'étanchement.
Q = infiltration à lac vide + 1,5 l/sec × Hmètres
soit pour H = 295 m — 242,8 m = 52,2 m
Q = 76 l/sec.

Autrement dit, pour chaque mètre de surélévation du plan d'eau, les pertes d'eau au travers des écrans à l'exclusion du masque ne devaient pas s'accroître de plus de 1,5 lit/sec soit 90 litres par minute.

Mesures

D'après les mesures faites, ce coefficient Q/H même durant la période délicate de la première mise en charge est toujours resté inférieur à 35 litres/minute. A partir de 1942, il se maintient entre 3 et 8 litres/minute, y compris les pertes du masque décrit au chapitre IV-5. (*B. T.* 1944).

Les eaux d'infiltration peuvent s'écouler :

a) au travers du terrain perméable sablo-gréseux (voir fig. 10, *B. T.* 1944) et au travers des écrans d'injection coupant ces formations jusqu'au plancher étanche.

b) au travers du mur de pied en béton et plus particulièrement des joints qui le fractionnent (chap. IV-4).

c) au travers du masque amont incliné se raccordant au mur de pied.

La disposition des drains recueillant les eaux d'infiltration qui se concentrent soit dans le mur de pied soit à l'aval permet de repérer les débits provenant de diverses zones (fig. 15, *B. T.* 1944).

Ainsi nous avons établi en avril 1946 avec le lac au voisinage du maximum (cote 293 à 294 m) les débits moyens suivants :

	Ecrans d'injection RG	Mur de pied et source ancienne	Ecran d'injection RD	Total en lit/min
Lit./minute	88	204	28	320
Répartition %	27 %	64 %	9 %	100 %
La surface de passage au droit des écrans et les débits correspondants par unité de surface sont respectivement :				
m² d'écran	19 600	17 500	21 600	
Lit./minute par m² d'écran	$4{,}5\times10^{-3}$	$11{,}5\times10^{-3}$	$1{,}3\times10^{-3}$	

On notera que le mur de pied en béton avec ses joints laisse passer des débits d'une certaine importance, alors que lors du calcul préalable des pertes on avait admis que ce mur serait parfaitement étanche. Tel n'est pas le cas. (Voir à ce sujet les difficultés d'exécution mentionnées au chap. IV-4, *B. T.* 1944), [1]

Pertes de charge et perméabilités mesurées

L'intérêt des mesures piézométriques réside dans la possibilité de déterminer les pertes de charge le long d'un filet d'eau dont nous avons pu estimer approximativement la trajectoire par l'étude du système d'écoulement et par l'analyse chimique des eaux d'infiltration dans les divers drains et piézomètres. Toutefois les mesures piézométriques *in situ* sont particulièrement délicates pour diverses raisons : les niveaux sont sujets à des variations dans le temps qu'il faut attribuer à des modifications internes du sol ; l'hétérogénéité du sol masque souvent des phénomènes simples. Ce n'est que sur des ensembles comportant un grand nombre de points de mesures qu'il est possible de dégager certaines lois plus générales.

[1] Il ne nous est malheureusement pas possible d'entrer ici dans les détails des calculs de perméabilité complexes à la base des prévisions de perte.

Rappelons les hypothèses et le résultat des calculs qui avaient été faits en 1932 par M. le professeur Terzaghi, lors du concours ouvert pour les travaux d'étanchement.

Pertes avant étanchement par injection

1° grosses fissures préalablement bouchées ;
2° mur de pied encastré sur 270 m dans le plancher étanche (à la réalisation, chiffre porté à 400 m) ;
3° perméabilité moyenne du terrain dans le sens horizontal $K_h = 60\times10^{-4}$ cm/sec ;
perméabilité moyenne du terrain dans le sens vertical $K_v = 12\times10^{-4}$ cm/sec.

Pertes probables au travers du terrain avant étanchement par injection : 1770 lit/min. Le calcul tenait compte de l'anisotropie du terrain, c'est-à-dire de la stratification avec des lits plus étanches enserrant des lits perméables.

Les coefficients de perméabilité avaient été déterminés sur les carottes retirées des sondages. Le terrain avait été préalablement subdivisé en zones d'après le levé géologique, zones à chacune desquelles un coefficient de perméabilité propre avait été attribué. Puis on avait établi un coefficient de perméabilité général moyen dans le sens horizontal et vertical. Le second était estimé à 1/5 du premier. Bien que l'ensemble des couches perméables plongeassent vers l'amont, on avait par raison de simplification admis un système stratifié horizontal pour avoir un schéma calculable. On verra plus loin que cette hypothèse est trop défavorable et conduit à sous-estimer les pertes avant étanchement.

Calcul des pertes après étanchement

Les hypothèses suivantes avaient été formulées pour obtenir un schéma calculable.

Mur de pied : encastré sur 270 m dans la marne — étanche.

Ecrans d'injection :

a) zones marne et grès — Etanches après traitement au ciment.

b) zones sableuses (les panneaux B et D sur RG et une partie de I et J sur RD) — Réduction de la perméabilité à 1/100 de sa valeur initiale sur 2 mètres de large, après traitement au ciment et au gel de silicate,

on obtenait les pertes d'eau suivantes (en lit/min) :

	Ecran injection RG	Mur de pied	Ecran injection RD	Total
a) Après injection des grosses fissures pas d'injection des sables	2580	0	6000	8580
b) Après injection des fissures et étanchement des sables . .	1980	0	2580	4560

On avait aussi tenu compte de l'anisotropie des couches en admettant par simplification une stratification horizontale avec des rapports de perméabilité des 1/5 comme précédemment.

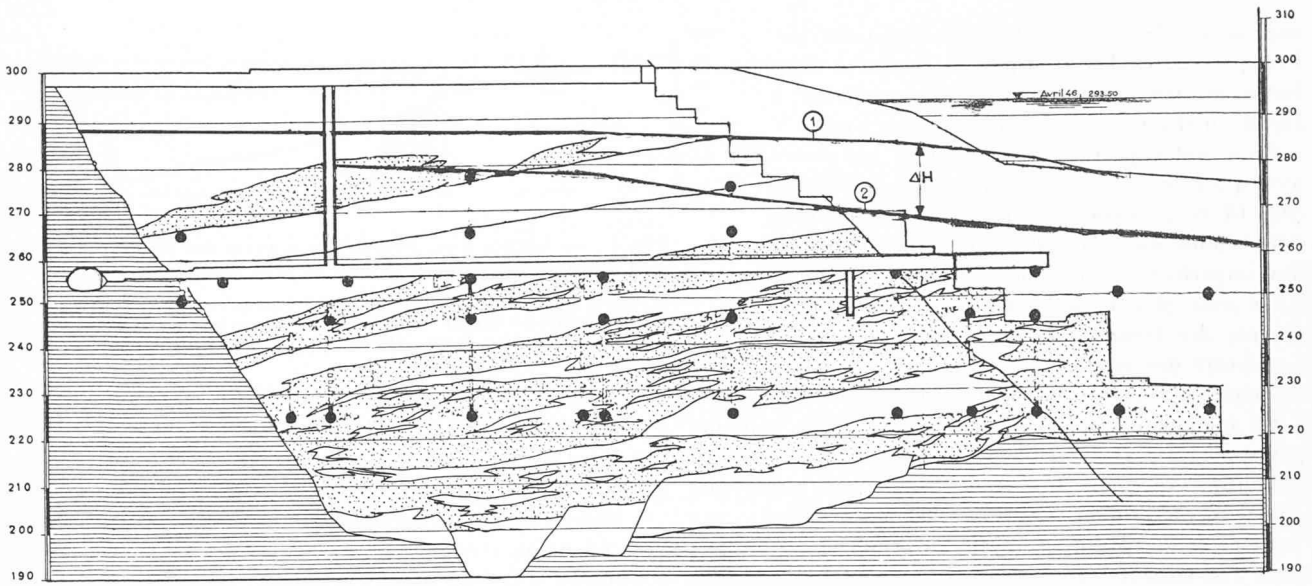

Fig. 46. — Pertes de charge au travers de l'écran principal rive gauche.

Les pertes de charge résultent des mesures de pression faites dans les piézomètres situés en dessous de la cote 255. Ces piézomètres sont situés à environ 15 m de part et d'autre des écrans.

1. Niveau piézométrique amont. — 2. Niveau piézométrique aval. — ΔH = pertes de charge au travers des écrans (voir fig. 47). • Points de mesure.

Sur la figure 46 on voit apparaître la perte de charge ΔH provoquée par la partie inférieure des deux écrans d'injection RG (voir fig. 10, panneaux B, D, E) dans une zone difficile à traiter dans des couches de sable particulièrement fin. Elle résulte des mesures dans les prises de pression situées en dessous de la cote 250.

A mesure que l'on se rapproche du barrage la perte de charge apparente augmente.

Il est facile de démontrer par le calcul qu'un écran d'injection provoque une perte de charge et une réduction corrélative des fuites d'autant plus marquées que le trajet du filet d'eau au travers du terrain est plus court.

L'expérience le confirme ici. Il convient d'ajouter que la qualité des écrans s'améliore également en s'approchant du barrage.

Traçons par exemple la ligne d'écoulement d'un filet d'eau très court pénétrant dans le sol devant la fouille 16, traversant les deux écrans, longeant l'axe du barrage et ressortant dans le drain (fig. 47). Sur ce filet, la perte de charge due aux deux écrans est de 14,50 m.

Sur rive gauche les niveaux piézométriques mesurés de part et d'autre des écrans dans les zones I, II et III sableuses de la RG, en dessous de la cote 256, nous révèlent que l'effet de l'écran principal correspond, sur 35 m, à une réduction moyenne de la perméabilité à 17 % de sa valeur initiale ; autrement dit, l'écran provoque une perte de charge équivalente à 200 m de terrain.

Par ailleurs, lorsque les deux écrans sont accolés, la perméabilité est réduite à 26 % de sa valeur initiale sur 50 m, soit une perte de charge équivalente à 190 m de terrain.

La perméabilité moyenne des couches de sable traitées est de 1×10^{-4} cm/sec à 2×10^{-4} cm/sec. Cela confirme les hypothèses à la base du calcul de 1933 pour l'évaluation des pertes après étanchement.

La réduction de perméabilité en valeur absolue n'est pas aussi importante qu'on l'attendait, par contre l'épaisseur effective des écrans est beaucoup plus grande.

Par contre, les pertes réelles comparées aux pertes calculées sont dans le rapport de 1 à 22.

Sur rive droite, l'étanchement est beaucoup plus parfait que sur la rive gauche ; on le voit d'après les débits indiqués au tableau de la page 60. La perte de charge due aux écrans d'injection est ici beaucoup plus importante que sur rive gauche. Elle est supérieure à la moitié de la dénivellation totale entre l'amont et l'aval. Les causes en sont multiples : les couches sont redressées vers l'aval et le feuilletage joue un rôle accru. Les travaux d'injection ont été plus poussés près de l'ancrage RD que partout ailleurs et exécutés avec une technique améliorée (tube à manchette, gel de marne) ; la faille sud a favorisé la création d'un écran continu.

Dans l'ensemble et pour les écrans, les pertes réelles comparées aux pertes calculées sont dans le rapport 1 à 75.

Ces comparaisons montrent l'excellente réussite des travaux d'étanchement.

Une telle réduction ne tient pas seulement à la qualité des travaux d'étanchement. Il convient de faire intervenir également les circonstances favorables suivantes :

1° Les écrans de sécurité ont été traités sur toute leur hauteur (ce dont on n'a pas tenu compte dans les calculs).

2° La perméabilité initiale a été surestimée parce qu'on a négligé l'effet de feutrage des couches.

3° L'effet favorable du plongement des couches vers l'amont n'a pas été pris en considération dans le calcul des pertes.

Répartition des résurgences dans le filtre

L'étendue des résurgences a fort peu varié depuis la première mise en eau de 1941.

Les résurgences apparaissent dans le talweg comme deux taches distinctes qui s'étendent et se contractent

sans se joindre, suivant le plan d'eau du lac. Presque toutes les résurgences provenant des fuites au travers des écrans se concentrent à l'aval au drain α et β et au caniveau aval.

Pour notre part, nous attribuons les pertes aval qui ressortent dans les drains de la saignée (fig. 14 *B. T.* 1944) et dans les drains du filtre débouchant dans la galerie du mur de pied à des imperfections des joints du mur de pied. Elles sont plus importantes que les pertes au travers des écrans dont on a parlé plus haut. La nature des eaux indique qu'il ne s'agit pas de pertes à travers le masque amont.

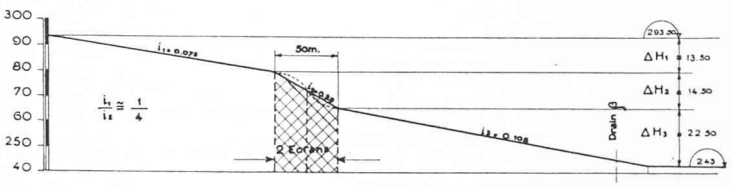

Fig. 47. — Lignes d'écoulement au travers des panneaux E de l'écran principal rive gauche et I de l'écran secondaire.

Cette figure fait ressortir la perte de charge provoquée par 2 écrans d'injection traités au silicate. Cette perte de charge est moins importante que sur la rive droite. Mesures effectuées en avril 1946.

Le plongement des couches vers l'amont explique pourquoi les pertes sont concentrées vers l'aval. L'eau remonte entre deux lits étanches mais ne passe que difficilement d'un lit de stratification à l'autre.

Même à lac plein, les résurgences ne couvrent pas toute l'étendue du filtre et en tout cas elles ne débordent pas à l'aval du barrage. Tout danger d'érosion régressive est ainsi écarté. L'état des caniveaux et des chambres de collature des drains montre qu'il ne se produit pas d'entraînement de matériaux solides.

III. Déformation des ouvrages

a) *Déformation du terrain* (voir fig. 9, 23 *B. T.* 1944 et 48).

Pendant la période de construction, le terrain a subi des tassements en forme de cuvette elliptique axée sur l'ouvrage. Dans le talweg, au centre de la cuvette, la surface du terrain au niveau du filtre avait tassé de 9 cm environ une fois terminés les enrochements. Après cinq remplissages du lac en 1946, le même repère indique un tassement d'environ 12 cm. L'allure des courbes *D* et *D'* montre que les couches profondes de l'éocène ne sont pas stabilisées et que le tassement se poursuit. Il atteindra vraisemblablement 15 cm en 1957 (situation des repères, voir fig. 51).

Ces mouvements profonds intéressent une surface qui déborde le barrage à la naissance de la crête. Sur RD des repères de surface indiquent depuis 1941 un tassement de 1 à 2 cm.

Par contre, suivant la coupe maîtresse, les tassements s'atténuent de part et d'autre de la crête du barrage et le pied du parement aval n'accuse presque aucun mouvement vertical depuis 1941. Cependant on note encore des indices d'une translation horizontale analogue à celle des années de construction : fermeture du caniveau aval, murettes fissurées,
allongement du drain α : 11 cm en 1938, 49 cm en 1947
allongement du drain β : 8 cm en 1938, 31 cm en 1947.

Dans le talweg le joint horizontal entre le mur de pied et le barrage ne bouge plus depuis 1941. Aux extrémités de la saignée, la surcharge du couronnement posé au début de 1947 a amorcé un nouveau mouvement de fermeture de la saignée de quelques millimètres.

Tous ces mouvements de repère ne sont pas affectés d'oscillations en relation avec le plan d'eau.

b) *Déformation des enrochements*

Les enrochements dont le tassement cumulé dans la coupe maîtresse était 154 cm (voir fig. 22 *B. T.* 1944) à la fin de la période de construction ont encore tassé sur eux-mêmes de 9 cm durant la période 1941-1947. Ce mouvement est sans relation avec la variation de plan d'eau. Il est vraisemblable que ce phénomène est en relation avec le tassement du terrain en forme de cuvette. Celle-ci cédant au centre de plus en plus, l'effet voûte dans le massif d'enrochement s'accentue ; les poussées obliques se concentrent au voisinage des parements ; le pied des parements tend à s'écarter ; comme le pied amont est maintenu par la poussée de l'eau la translation se reporte à l'aval. Les contraintes principales dans le massif changent d'orientation. D'autres saillies de rocher entrent en contact et s'écrasent à leur tour. Ce phénomène est analogue, mais à plus petite échelle, à ce qui s'est passé durant la construction où l'on a constaté des déformations importantes du massif se traduisant par des translations horizontales (voir fig. 24 et 49).

Il résulte des tassements indiqués sous *a*) et *b*) une déformation progressive et continue du masque amont, surtout au voisinage de la saignée, déformation qui provoque la fissuration de l'avant-masque en béton armé ou son soulèvement, que nous avons observé au pied du parement amont.

c) *Tenue du masque en béton bitumineux*

Malgré les déformations progressives auxquelles il a été soumis, le masque en béton bitumineux s'est remarquablement comporté. Il a conservé toute son étanchéité qui est pratiquement parfaite. La tenue du tapis bitumineux dépend essentiellement du choix de ses composants, notamment de la qualité et du dosage du bitume en fonction des températures extrêmes auxquelles il est exposé. Les matériaux entrant dans la composition du béton bitumineux ont été définis au chapitre IV-5, *B. T.* 1944. Nous pensons qu'il est utile de préciser les conditions de température en été et en hiver qui règnent sur le parement amont. Elles ont été relevées sur un parement d'essai orienté comme le barrage mais sous une couche de protection en maçonnerie (voir fig. 51). La protection qui réduit les écarts de température auxquels le béton bitumineux est soumis joue un rôle important.

d) *Mouvements et sollicitations du mur de pied*

Le resserrement du joint, au pied du parement amont, qui s'est poursuivi encore jusqu'au début de la mise en eau, donne une idée de l'ampleur de la poussée horizontale. Il est représenté par F dans la figure 49. L'amplitude du mouvement relatif est de 30 cm environ.

Dès le début de la mise en eau, le pied *amont* du barrage a été bloqué par la poussée de l'eau s'exerçant sur le masque. On constate un mouvement inverse. Le

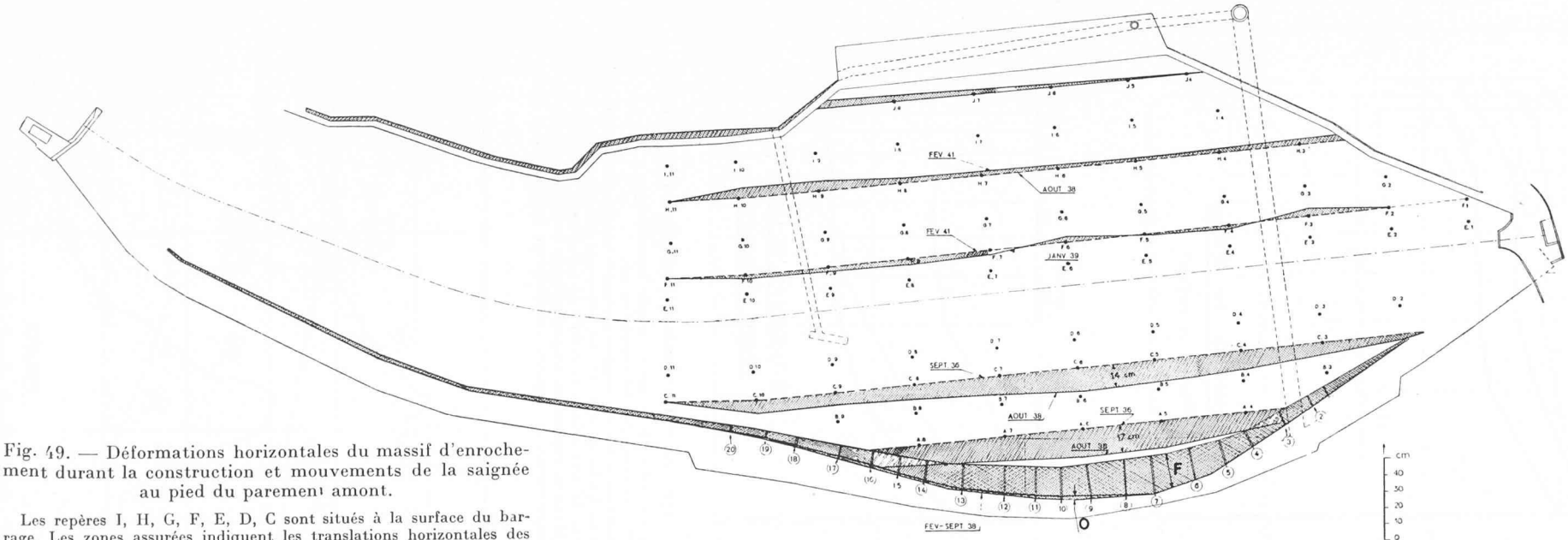

Fig. 49. — Déformations horizontales du massif d'enrochement durant la construction et mouvements de la saignée au pied du parement amont.

Les repères I, H, G, F, E, D, C sont situés à la surface du barrage. Les zones assurées indiquent les translations horizontales des repères. F représente la fermeture de la saignée pratiquée entre le mur de pied et le pied du parement amont. O représente l'ouverture de la même saignée au moment de la première mise en eau. Durant la construction, le pied amont du barrage s'est déplacé vers l'amont de 24 cm au maximum ; durant la mise en eau, le même pied amont a reculé de 3 cm.

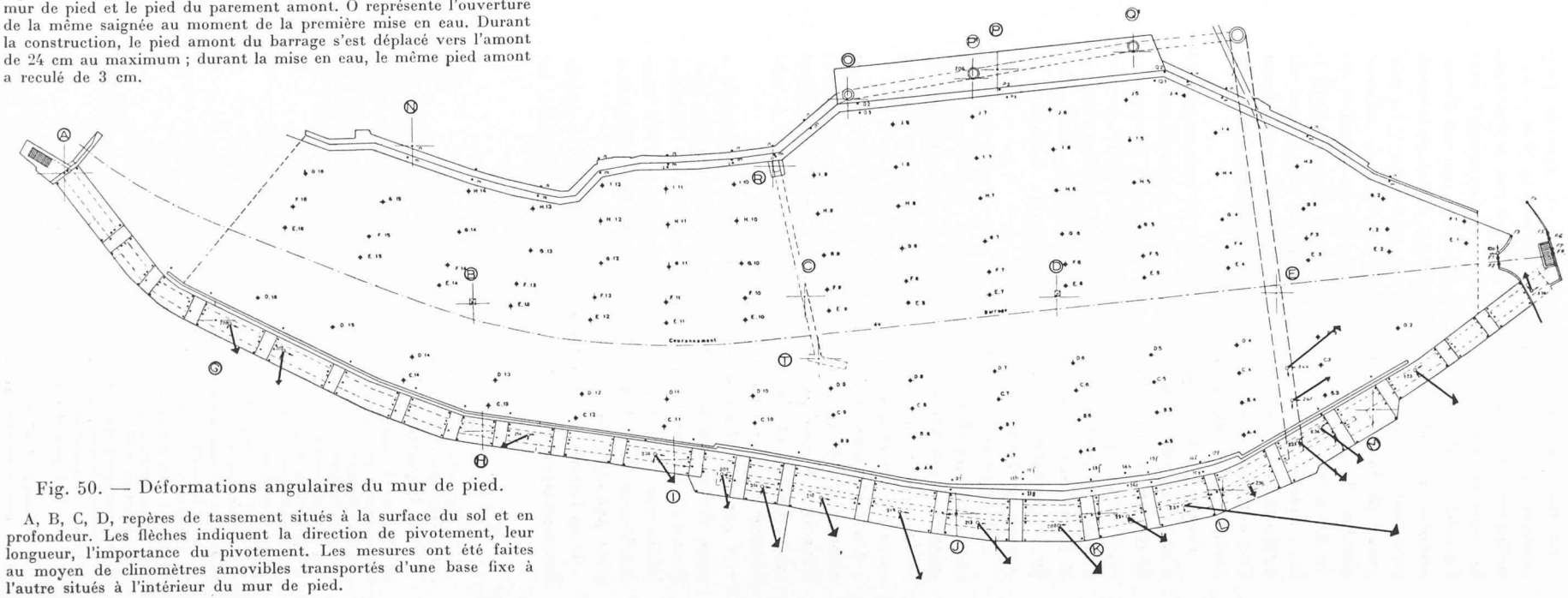

Fig. 50. — Déformations angulaires du mur de pied.

A, B, C, D, repères de tassement situés à la surface du sol et en profondeur. Les flèches indiquent la direction de pivotement, leur longueur, l'importance du pivotement. Les mesures ont été faites au moyen de clinomètres amovibles transportés d'une base fixe à l'autre situés à l'intérieur du mur de pied.

joint se resserre de 1 à 2 cm, puis se stabilise (lettre O fig. 49).

Le mouvement absolu de la tête du mur de pied (mesuré dès 1939 jusqu'à 1946 au moyen d'un clinomètre mobile sur base fixe) ne continue pas moins dans la premier sens, c'est encore un basculement vers l'amont. Il est indiqué sur la figure 50 par des flèches orientées dans le sens du plongement maximum (même représentation que le plongement géologique). La longueur de la flèche est proportionnelle à la rotation absolue. L'amplitude du mouvement de rotation est de 300 à 400 secondes sexagésimales. Autrement dit le faux aplomb du mur de pied dans sa partie centrale atteindrait 2,8 cm à supposer que le mur reste rigide. Ceci correspond assez exactement au mouvement d'ouverture de la saignée depuis 1939.

Tout se passe comme si les poussées inclinées, agissant d'abord en tête du mur, se reportaient après la période de construction dans les couches profondes. On peut se représenter que la couche superficielle de terrain s'écrase et tend à échapper latéralement vers l'amont et l'aval au bord du massif d'enrochement. L'intensité de la poussée des terres vers l'amont surmonte la poussée de l'eau vers l'aval.

L'axe autour duquel bascule le mur de pied n'est pas tout à fait parallèle au couronnement. Il y a une coïncidence étonnante entre sa direction et le plongement de la surface sous-jacente du plancher éocène (voir la carte hypsométrique de la marne éocène).

Un seul élément de mur de pied a un mouvement discordant très marqué (fouille 3-5). C'est précisément dans cette région que les drains de la saignée ont donné momentanément de très gros débits de mars à septembre 1941 (voir fig. 45). Les joints ont joué.

A partir de l'année 1944, à la fin de laquelle on a cessé d'observer les clinomètres, les mouvements tendent à s'atténuer. Les observations directes de l'état des joints que nous avons faites en novembre 1947 nous confirment dans l'idée que la période de stabilisation n'est pas éloignée.

Il est important de noter que le mur de pied se trouve heureusement au bord de la cuvette de tassement, les

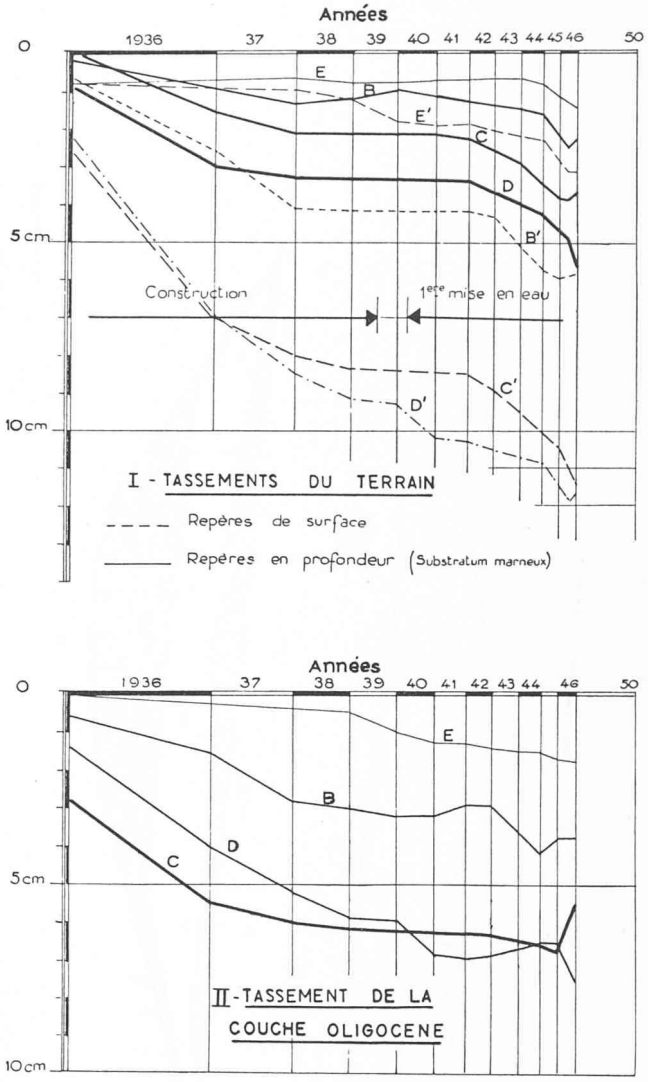

Fig. 48. — Tassement des repères dans le terrain.

En abscisse : le temps à l'échelle logarithmique.
En ordonnée : les tassements en cm.
Les tassements des couches profondes (marne éocène) sont indiqués par les lettres E, B, C, D ; les tassements indiqués par les lettres E', B', C', D' sont ceux de la surface du terrain, soit le tassement cumulé de la couche superficielle (oligocène) et de la couche profonde (éocène). L'emplacement des repères considérés est indiqué sur la figure 50.

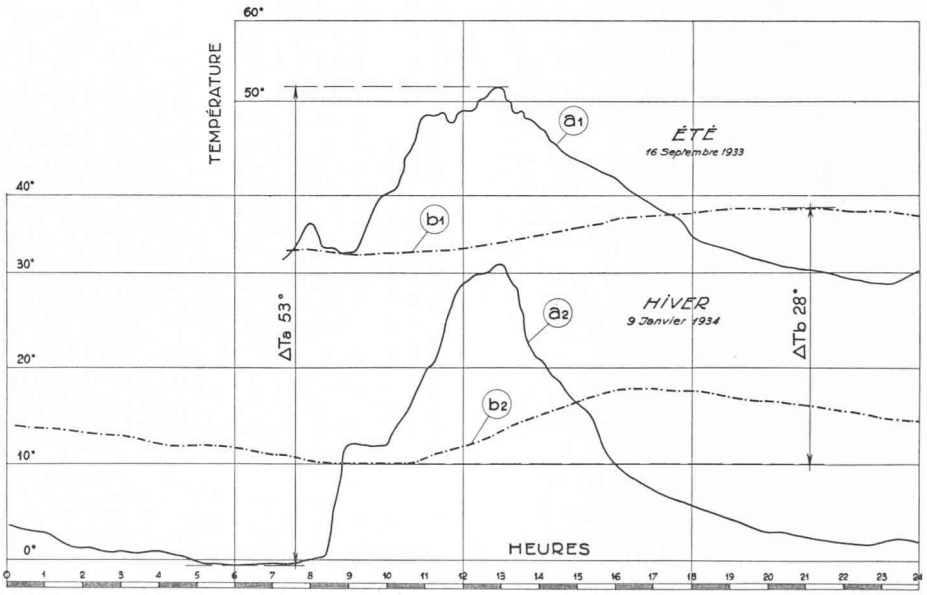

Fig. 51. — Relevés caractéristiques de température dans le parement d'essai.

En abscisse : 1 journée — 24 heures.
En ordonnée : température :
a_1 température ambiante en été ;
a_2 température ambiante en hiver.
b_1 Température sous une couche de protection de 30 cm en été.
b_2 Température sous une couche de protection en hiver.
ΔTa Ecart de température ambiante maximum entre l'été et l'hiver.
ΔTb Ecart de température maximum sous la couche de protection.
Ces mesures ont été faites dans un parement d'essai orienté comme le parement amont du barrage. Les conditions de température réelles à la surface du béton bitumineux sont assez voisines des courbes *b* avec, toutefois, des écarts de température journaliers un peu plus élevés.

Remarquer l'influence de la couche de protection.

mouvements verticaux y sont à peine sensibles. Par contre les poussées horizontales des terrains encaissant sont importantes et mettent en évidence les efforts de cisaillement devant le pied amont.

L'intérêt des mesures au clinomètre apparaît lorsqu'on examine l'ensemble des résultats.

Témoins sonores

Pour se faire une idée des sollicitations réelles du béton du mur de pied, on y a scellé dans des sondages, tout de suite après l'achèvement des tirants (voir chapitre IV-4 *B. T.* 1944), une série de témoins sonores type Coyne à soufflet (voir fig. 52).

Ces témoins peuvent indiquer les variations de tension à partir de 2 kg/cm², si la température est connue. Sur 51 témoins, 46 ont fonctionné de façon assez satisfaisante au point de vue de la mesure des tensions. Par contre la lecture des températures a été souvent très inexacte ou impossible. Les mesures s'étendent sur la période de mars 1939 à mars 1943. Elles sont postérieures à la construction des enrochements.

Les sollicitations extrêmes mesurées sont comprises entre 7 kg/cm² de traction et 34 kg/cm² de compression. C'est dire combien la décision de placer des tirants verticaux était judicieuse.

Les variations de contraintes dans le temps sont assez désordonnées. Elles sont le résultat des variations du plan d'eau (+ 1,5 kg/cm²), des variations de températures, des variations de poussées du terrain sous des charges d'eau variables. Ces effets n'arrivent pas à masquer les tendances générales suivantes :

1° Dans la partie centrale où le mur de pied est relativement trapu (voir fig. 24, profil 6 et profil 14), les points examinés (témoins 25 à 44), subissent des compressions d'allure croissante avec le temps L'effet de flexion est peu marqué. L'arête aval est en général plus sollicitée que l'arête amont. Le même phénomène se produit lorsqu'un pieu dont la pointe repose sur une couche dure traverse un remblai qui tasse. Ici la marne éocène joue le rôle de couche plus dure et les terrains obligocènes de de couverture, le rôle de remblai compressible.

2° Dans la partie haute du mur de pied, les effets de flexion sont notables, il y a des tractions. En valeur absolue, les contraintes sont beaucoup plus faibles que dans la zone médiane du talweg.
Les tractions annulent par place la précompression de 4 kg/cm² du béton imposée par les tirants.

Dans les zones où il n'y a pas de tirants sur RD, les reprises de bétonnage ont joué et laissent passer des suintements même sous très faible pression (fouille 13).

Il résulte de ces mesures qu'il y aurait eu intérêt à accroître quelque peu la précontrainte dans les zones très élancées du mur de pied et à la diminuer là où il est peu élancé.

Grâce au fait que les déformations dans le sens longitudinal ont été minimes depuis la mise en eau, les joints ont en général très peu joué, sauf au droit des repères *K* et *L* fig. 51. Clavés par injection de ciment au lieu de bitume, ils laissent passer des quantités d'eau très minimes, mais non nulles. Les fuites sont décelées par l'allure de la courbe des pertes de charge

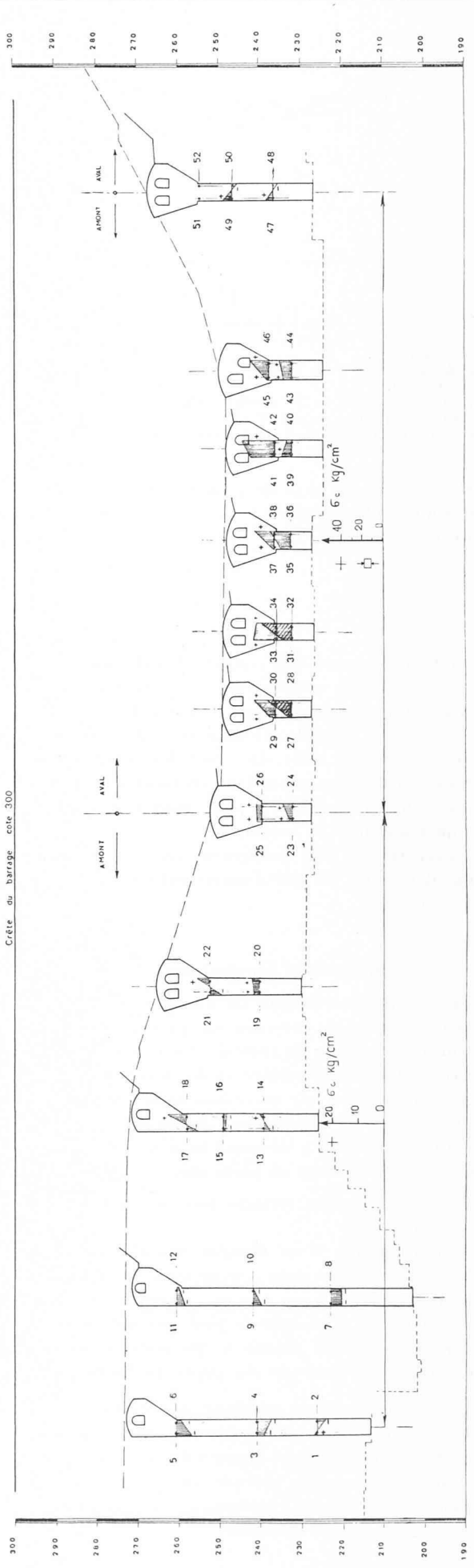

Fig. 52. — Variation des contraintes à l'intérieur du mur de pied de 1940 à 1943.

Les témoins sonores mesurant les contraintes dans le béton sont indiqués par les numéros 1 à 51. Les numéros impairs sont situés à l'amont et les numéros pairs à l'aval. Les sollicitations mesurées qui sont plus fortes dans la zone centrale sont représentées à plus grande échelle ; noter les compressions importantes à l'aval de la zone médiane et les flexions ressortant des mesures des témoins nos 17, 18, 21 et 22.

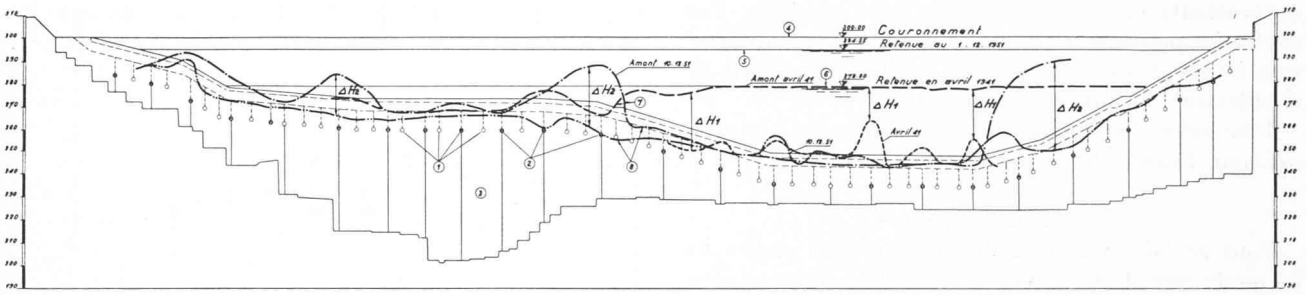

Fig. 53. — Pertes de charge au travers du mur de pied.

1. Piézomètres amont situés à la naissance de l'élargissement du mur de pied (voir fig. 52).
2. Piézomètres aval.
3. Mur de pied.
4. Couronnement.
5. Niveau de la retenue au 1er décembre 1951.
6. Niveau de la retenue en avril 1941.
7. Niveau piézométrique à l'amont du mur de pied.
8. Niveau piézométrique à l'aval du mur de pied.

ΔH_1 = Pertes de charge provoquées par le passage du mur de pied en avril 1941.

ΔH_2 = Pertes de charge provoquées par le passage du mur de pied. Décembre 1951.

A noter l'accroissement progressif de la perte de charge d'entrée entre le fond du lac et le piézomètre amont, ainsi que l'influence des joints du mur de pied sur les pertes de charge.

de part et d'autre du mur de pied (fig. 53). Elles sont localisées à l'emplacement où les pertes de charge ΔH deviennent très petites.

* * *

Il résulte de l'examen des courbes de déformation et de tassement que les mouvements les plus importants se sont produits durant la mise en place des enrochements. Durant la période d'exploitation les déformations se poursuivent mais elles sont beaucoup moins importantes. Elles sont cependant suffisantes pour justifier toutes les mesures prises pour assurer au masque amont un maximum de souplesse.

Les déformations sont influencées par la stratification, par des failles, ou par d'autres hétérogénéités du terrain encaissant.

Résumé et conclusions

Le barrage de Bou-Hanifia est un ouvrage du type digue en enrochement arrangé en parements raides (fig. 54 et 55) fondé sur un ensemble de couches de terrain perméables, compressibles, et de très faible cohésion, dont l'épaisseur est sensiblement égale à la hauteur du barrage. La construction de cet ouvrage dans des conditions difficiles a nécessité la mise au point de multiples problèmes dont en particulier :

1° l'étanchement des terrains fins de nature alluvionnaire ;
2° la construction d'un masque amont souple en béton bitumineux apte à se prêter à des déformations importantes ;
3° la réalisation d'un mur de pied profond encastré dans des terrains soumis à des poussées et des déformations résultant du poids du barrage.

Les observations faites pendant une dizaine d'années, depuis la première mise en eau en 1940, confirment l'excellente tenue de tous les organes d'étanchéité, voile d'injection, mur de pied, masque amont, malgré des déformations qui vont en s'atténuant mais qui ne sont pas encore entièrement stabilisées.

* * *

L'évolution des méthodes de construction des digues devrait, à notre avis, porter sur les points suivants :

1. *Amélioration des procédés d'injection et réduction de l'importance du mur de pied*

Les digues ne demandent pas, ainsi que les barrages poids en béton, à être assises sur une couche de fondation résistante et imperméable. Elles nécessitent par contre des organes d'étanchéité qui assurent la liaison avec le fond imperméable. Il n'y a pas longtemps on pouvait hésiter à confier ce rôle uniquement à des écrans réalisés par injection dans le sol. Il n'en est plus ainsi.

Les procédés d'injection spéciaux comportant l'emploi de coulis ternaires (gel de silice associé à de la marne ou du ciment) développés à Bou-Hanifia, ont été le point de départ d'une série d'applications audacieuses dans des alluvions réputées intraitables au moyen d'injections de ciment[1]. Ainsi au barrage français de Serre-Ponçon sur la Durance, dont la hauteur sera de 122 m, l'Electricité de France n'a pas hésité à envisager une coupure sous-fluviale sur une profondeur atteignant 100 m sans recourir ni à un rideau de palplanches ni à un mur de pied.

Grâce aux progrès réalisés dans ce domaine, le barrage du type digue s'avère sûr et d'autant plus intéressant que le bed-rock étanche est recouvert par une couche détritique plus épaisse dont on économise alors l'excavation.

En ce qui concerne le mur de pied, il semble qu'un ouvrage aussi profond que celui de Bou-Hanifia pourrait être exécuté à meilleur compte par des écrans d'injections multiples, à condition de disposer de piézomètres de contrôle à l'amont et à l'aval de l'organe d'étanchéité. Un tel écran est moins cher qu'un mur de pied en béton de 2 à 3 m d'épaisseur. Néanmoins, au pied du masque amont où le tracé des filets d'infiltration est toujours très court, la présence d'un mur de pied de faible profondeur reste indispensable dans des terrains perméables. Par contre elle n'est pas nécessaire lorsqu'il s'agit d'une digue à noyau étanche.

[1] Les applications ont été réalisées par l'entreprise française « Solétanche ».

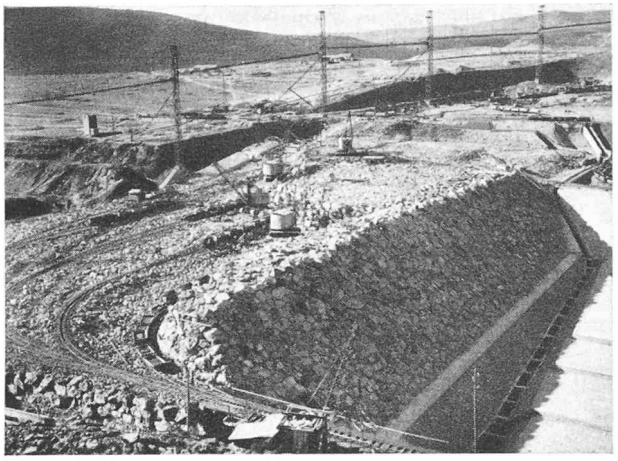

Fig. 54. — Vue du parement aval en construction.

2. *Augmentation de la souplesse du masque amont notamment aux basses températures*

En ce qui concerne le masque amont en béton bitumineux protégé par un voile de béton, son application aux barrages algériens de Bou-Hanifia et du Gribb a démontré la grande capacité de déformation lente de cet organe d'étanchéité sous des températures extérieures comprises entre 0 et 50 degrés.

La mise en place d'enrochements triés, soigneusement arrangés, a l'avantage de réduire les déformations de l'ouvrage. Celles-ci sont alors moins importantes que dans les barrages composés d'éléments versés en vrac, couramment exécutés aux U.S.A. Mais les enrochements arrangés coûtent environ deux fois plus cher que les enrochements déversés en vrac.

On devrait par conséquent, tendre à mettre à plus forte contribution la capacité de déformation du masque et rechercher à l'améliorer encore de façon à permettre l'utilisation du système de mise en place le moins onéreux. Cette tendance semble avoir prévalu lors de la construction de la digue en enrochement de Kerrata en Algérie atteignant une hauteur d'environ 100 m. Cet ouvrage comporte un masque en béton bitumineux très étudié [1] appliqué à une digue en éboulis compactés.

Les déformations des massifs d'enrochement à prendre en considération pour le masque amont sont celles qui se produisent après la construction. Elles sont d'ailleurs beaucoup moins importantes que les déformations et les tassements initiaux sous l'effet du poids propre.

L'entension du type de barrage en enrochement, aux régions alpestres où les températures extérieures sont comprises entre —25 et +25°, est dans une certaine mesure liée à la recherche d'un type de masque amont satisfaisant à de telles conditions de température et résistant à l'action de la glace. Il semble que les produits synthétiques du genre des polymères d'hydro-carbure [1] utilisés seuls ou en sandwich entre 2 couches de bétons bitumineux autorisent de grands espoirs dans ce domaine.

Néanmoins, il serait nécessaire que les fabricants entreprennent sans tarder les essais indispensables avant l'application à grande échelle de ces produits à la confection de masques de barrage exposés à de fortes déformations.

3. *Abaissement du coût d'extraction et de mise en place des enrochements*

Quelques considérations de prix doivent encore être mentionnées pour faire ressortir l'intérêt des digues en enrochement.

A hauteur égale, le cube d'une digue à parements raides (fruit total 2,35) est le triple de celui du barrage poids en béton correspondant (fruit 0,8).

Par contre, le prix de l'enrochement en place oscille entre $\frac{1}{2}$ et $\frac{1}{5}$ du prix du béton selon l'utilisation de bloc arrangé tiré à l'explosif de carrière, ou d'enrochement en vrac repris d'éboulis.

Par ailleurs, le prix d'extraction de rochers en carrière est susceptible actuellement d'être réduit par l'utilisation de procédés de minage en grosses masses au moyen de forages longs [2].

* * *

Indications concernant le choix d'un type de barrage

En résumé, depuis que les procédés d'étanchement permettent de traiter des terrains détritiques perméables avec toutes les garanties nécessaires, les digues en enrochement semblent devenir particulièrement intéressantes vis-à-vis d'autres types de barrage, lorsque les conditions suivantes se présentent :

[1] Par exemple, Oppanol B de la BASF.

[2] Voir *Schweiz. Bauzeitung* n° 72, du 3 avril 1954 : « Gross-Sprengung für das Fundament der Staumauer Mauvoisin ».

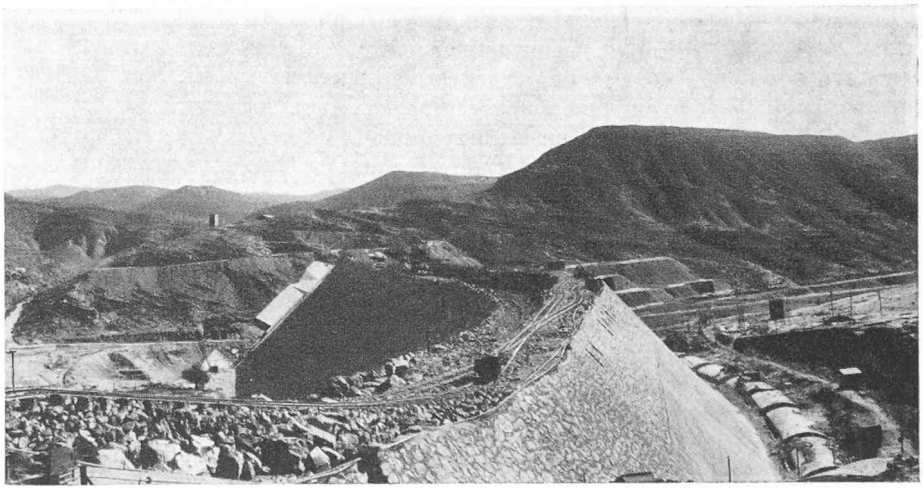

Fig. 55. — Vue du parement amont en construction.

[1] Duriez et Arambide. — Liants hydro-carbonés.

1. Epaisse couche d'alluvions recouvrant le bed-rock, ce qui nécessiterait pour un barrage en béton l'excavation d'un volume important de matériaux.
2. La résistance au cisaillement des terrains sous-jacents est suffisante pour permettre l'adoption d'une digue à parements raides (fig. 54 et 55).
3. Des matériaux détritiques de dimension convenable (éboulis ou moraines) se trouvent à proximité du chantier.
4. Achat et transport de ciment coûteux, par exemple pour des sites en montagne éloignés de toute communication. Il n'y a pas sur place de sable convenant pour la confection d'un béton.
5. Climat pluvieux ne permettant pas de disposer d'un nombre de jours suffisant pour la mise en place de matériaux terreux à compacter dans des conditions d'humidité bien définies.
6. Des périodes de gel prolongées ne permettant pas la confection du béton à un rythme suffisamment rapide.
7. Il n'y a pas de main-d'œuvre spécialisée à disposition en quantité suffisante.

Il apparaît ainsi que dans certaines conditions la digue est plus économique que le barrage poids en béton correspondant.

SOCIÉTÉ VAUDOISE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

(SECTION S.I.A.)

Relations entre l'ingénieur, ses chefs et ses subordonnés

Rapport de la Commission d'étude au Groupe des Ingénieurs S.V.I.A.

Au cours de l'année 1954, le Groupe des ingénieurs de la S.V.I.A. a entrepris l'étude de divers sujets proposés par le Groupe suisse des ingénieurs de l'industrie. Nous publions ici le résultat de l'une de ces études concernant Les relations entre l'ingénieur, ses chefs et ses subordonnés.

Signalons que les rapports des différentes sections sur ce sujet seront ensuite réunis en un rapport central qui paraîtra dans le Bulletin S.I.A.

Divers avis recueillis auprès d'ingénieurs employés nous ont montré que le problème des relations entre ingénieurs dirigeants et employés n'était pas toujours résolu de la façon la plus satisfaisante. D'une manière générale, nous avons relevé que ces ingénieurs souhaiteraient jouer dans leur milieu de travail un rôle découlant mieux de la formation supérieure qu'ils ont reçue. D'autre part, nous avons également relevé que les relations entre ingénieurs dirigeants et employés n'étaient pas toujours empreintes de cet esprit d'égalité morale résultant d'un niveau social et d'une culture le plus souvent identiques.

Précisons que nous n'entendons toutefois pas défendre à tout prix la position d'un ingénieur médiocre vis-à-vis d'un non-universitaire aux capacités nettement supérieures. Il s'agit avant tout, dans le problème que nous étudions, de donner aux ingénieurs employés — et d'ailleurs en même temps à tous les universitaires — la position morale et privilégiée devant leur revenir. Nous pensons aussi bien aux ingénieurs théoriciens n'ayant pas une position de chef qu'à ceux auxquels sont confiées des fonctions de commandement.

Il semble que, pour atteindre ce but, les membres de la S.I.A. devraient profiter du fait que les postes de commande sont généralement tenus par certains de ses membres. Il serait ainsi possible, entre autres, de défendre et de revaloriser notre profession et avec elle toutes les professions découlant d'une formation universitaire. Le rendement des ingénieurs employés s'en trouverait aussi certainement amélioré.

Il est cependant bien entendu que les subordonnés doivent s'imposer une certaine discipline de travail. Ils ne convoiteront que des compétences en rapport avec leur capacité, leur expérience et leur goût.

Nous pensons que les remarques suivantes peuvent être de nature à améliorer les relations entre l'ingénieur, ses chefs et ses subordonnés :

A. *Ce qui est recommandé à l'ingénieur dans ses relations avec son chef.*
1. Politesse et savoir-vivre.
2. Doit s'efforcer de comprendre les raisons d'agir du chef, de les supposer : raisons extra-professionnelles, prestige, etc.
3. Ne doit pas craindre d'exposer son point de vue, sans toutefois montrer d'obstination.
4. Doit comprendre que son chef peut lui faire des observations et doit y donner suite.
5. Doit accepter aussi les travaux moins intéressants, à condition qu'ils ne lui soient pas exclusivement réservés.
6. Doit garder les secrets demandés.
7. Doit faire preuve d'initiative. Le chef n'est pas là pour « mâcher le travail » à l'employé. Ce dernier doit, autant que possible, éviter d'apporter seulement des problèmes : le chef préfère discuter sur des propositions de solutions.
8. Doit chiffrer le plus possible : le chef aime les précisions.
9. Doit présenter ses idées clairement et succinctement : le chef n'a pas de temps à perdre.
10. Doit rendre compte des travaux terminés : le chef aura l'esprit plus tranquille.
11. Doit tenir ses promesses.
12. Doit informer son chef des erreurs commises et des travaux non exécutés.
13. Doit éviter de critiquer son patron en présence de tierces personnes et en tout cas de subordonnés.
14. Doit éviter de faire appel au supérieur au premier différend survenu avec un subordonné.
15. Doit avoir un comportement franc, sans équivoque, ne doit pas faire de résistance passive.

B. *Ce qui est recommandé à l'ingénieur dans ses relations avec ses subordonnés.*
1. Politesse et savoir-vivre.
2. Doit écouter les requêtes (questions techniques ou sociales) de son employé et lui expliquer son point de vue, motiver ses refus.
3. Doit tenir son employé au courant en tout cas du développement technique général des travaux en cours et si possible du développement financier. Le chef pourrait instituer (lorsque ce n'est pas déjà le cas) des entretiens périodiques entre tous ses subordonnés directs.
4. Doit réfléchir périodiquement sur la valeur de son employé et lui faire part de ses remarques, critiques ou éloges. Par leur régularité, des entretiens deviendraient naturels. Sur demande, l'employé aura connaissance de ses qualifications.
5. Devrait même demander quels sont les points sur lesquels l'employé aurait des désirs à formuler.
6. Doit donner à son employé, lorsqu'il lui confie une étude, toutes les données qu'il a à disposition, de