Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande

Band: 79 (1953)

Heft: 3

Artikel: Le barrage de Belver sur le Tage: ses problèmes hydrauliques et leur résolution

Autor: Stucky, J.P.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-59741

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: 08.08.2025

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

79e année 7 février 1953 N° 3

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
Abonnements et nos isolés par versement au cpte de ch. postaux Bulletin technique de la Suisse romande N° II. 5775, à Lausanne.

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

Administration
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 ; H. Matti, ingénieur ; E. d'Okolski, architecte ; Ch. Thévenaz, architecte — Genève : MM. L. Archinard, ingénieur ; Cl. Grosgurin, architecte ; E. Martin, architecte ; V. Rochat, ingénieur — 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, 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)

5 Rue Centrale. Tél. 22 33 26
Lausanne et succursales

SOMMAIRE : *Le barrage de Belver sur le Tage* (suite et fin), par J. P. STUCKY, ingénieur E.P.U.L. — LES CONGRÈS : *3e Congrès international de mécanique des sols et travaux de fondation ; Congrès international d'esthétique industrielle ; Le 3e Congrès international d'électrothermie ; Journée du caoutchouc à Bruxelles.* — NÉCROLOGIE : *Charles Sudheimer, ingénieur.* — Formation et organisation professionnelles : *L'ordre des architectes belges.* — DIVERS : *Une nouvelle usine électrique.* — BIBLIOGRAPHIE. — SERVICE DE PLACEMENT. — DOCUMENTATION GÉNÉRALE. — NOUVEAUTÉS, INFORMATIONS DIVERSES.

COMMUNICATIONS DU LABORATOIRE D'HYDRAULIQUE DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE L'UNIVERSITÉ DE LAUSANNE

Directeur : M. le professeur A. STUCKY. — Directeur-adjoint : M. le professeur D. BONNARD

LE BARRAGE DE BELVER SUR LE TAGE

Ses problèmes hydrauliques et leur résolution

par J. P. STUCKY, ingénieur E.P.U.L.

(Suite et fin.) [1]

III. Le problème du débouché

Définition du problème.

Lorsqu'un écoulement déversant est parfait, ou dénoyé, le débit est fonction de la largeur de la passe ou du chenal considéré, et de la charge totale, c'est-à-dire de la différence de niveau entre le plan de charge et le niveau du seuil. Par contre, si l'écoulement est noyé, comme c'est le cas de Belver pour les grands débits, la détermination du débouché revient à étudier la relation entre la largeur libre du barrage, le niveau du seuil et les niveaux d'eau amont et aval.

Le niveau aval correspondant à un certain débit peut être connu avec une relative facilité. C'est, en effet, le niveau naturel du fleuve avant la construction du barrage. On peut le déduire d'observations du niveau et de mesures du débit, ou quelquefois d'un calcul, lorsque les observations font défaut. Dans le cas de Belver on a déterminé que pour un débit de 18 000 m³/sec, qui est le chiffre admis pour la crue maximum, le niveau aval correspondant est 45,60. Quant au niveau amont, on peut théoriquement le choisir arbitrairement : plus il est haut, plus il sera facile d'évacuer le débit. Mais en réalité, le niveau amont est souvent limité par l'existence d'un ouvrage d'art qui ne peut pas être inondé. Tel est le cas à Belver, où la présence du chemin de fer sur la rive droite a eu pour conséquence d'imposer une cote de retenue relativement basse. Toutefois, on a toléré, pour la crue extraordinaire de 18 000 m³/sec, une surélévation temporaire du niveau amont, qui peut atteindre exceptionnellement la cote 46,65. En temps de crues, le barrage fonctionne donc comme un ouvrage fortement noyé et l'on ne dispose que d'une dénivellation de 1,05 m entre l'amont et l'aval, pour assurer l'évacuation du débit. Le problème du débouché a en général plusieurs solutions puisque l'on peut choisir, entre certaines limites, le niveau du seuil amont, ou, ce qui revient au même, la hauteur des vannes. En pratique, on adoptera la solution la meilleur marché, compte tenu, entre autres, du prix des ouvrages en béton et du prix des vannes métalliques. On peut aussi être guidé, dans ce choix, par la plus ou moins grande rapidité d'exécution des différentes solutions.

Le problème du débouché ne peut pas être résolu rigoureusement par le calcul. Il existe bien des formules

[1] Voir *Bulletin technique* du 24 janvier 1953, p. 13.

applicables à ce problème, mais leur forme empirique et complexe les rend peu commodes pour la discussion. En outre, on conçoit facilement que pour un barrage aussi grand que celui de Belver il soit important d'obtenir des résultats aussi précis que possible, permettant de réduire au strict minimum le coût des ouvrages. Pour le cas d'un barrage à radier plat, on peut établir une théorie générale du problème, théorie qui a été vérifiée et complétée par de nombreux essais sur modèle réduit. Nous examinerons tout d'abord le cas d'un barrage à radier plat, sans seuil ni cuvette, puis nous étendrons les résultats obtenus au cas d'un barrage avec seuil amont et cuvette, dont les dimensions seront celles du barrage de Belver.

Cas d'un barrage avec radier plat

On sait que si le niveau aval est très bas (profondeur aval $t_{av.}$ inférieure aux deux tiers environ de la profondeur amont $t_{am.}$) il n'a pas d'influence sur le niveau amont. On se trouve en présence d'un déversement parfait ou dénoyé (voir fig. 14 et 15). Le débit sera donné par la formule classique

$$Q^{m^3/sec} = 0{,}385 \sqrt{2g} \times l \times H^{3/2} \qquad (1)$$

où g = l'accélération de la pesanteur = 9,81 m/sec²
l = la largeur du seuil, en mètres
H = la charge amont, en mètres.

Si la charge aval est supérieure à la limite ci-dessus, le niveau amont sera influencé par le niveau aval (voir fig. 16 et 17). Cette charge limite est donnée par l'expression

$$H_{\text{aval limite}} = 1{,}5 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times L^2 (1-\alpha)^2}} = 1{,}5 \times t_c \qquad (2)$$

où Q = débit total à évacuer, en m³/sec
L = largeur de la rivière immédiatement à l'amont du barrage, en mètres, ou largeur totale entre les piliers extrêmes du barrage, telle que $l = L(1-\alpha)$ (voir fig. 18)
α = coefficient d'étranglement qui caractérise le barrage
t_c = profondeur critique, au droit de l'étranglement, en mètres.

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times l^2}}.$$

On peut démontrer que la profondeur amont correspondante à la charge aval limite, définie par (2), est une solution de l'équation

$$t_{\text{amont}} + \frac{(1-\alpha)^2 \times t_c^3}{2\, t_{\text{amont}}^2} = 1{,}5\, t_c. \qquad (3)$$

Lorsque la profondeur aval est très grande, la profondeur amont lui est sensiblement égale (voir fig. 17). Si l'on reporte graphiquement les profondeurs amont en fonction des profondeurs aval, la courbe représentative aura donc une asymptote à 45°. Or la charge et la profondeur amont nécessaires à l'évacuation d'un débit donné dépendent de l'étranglement créé par le barrage. A chaque valeur de α correspond une courbe

$$t_{\text{amont}} = f(t_{\text{aval}}).$$

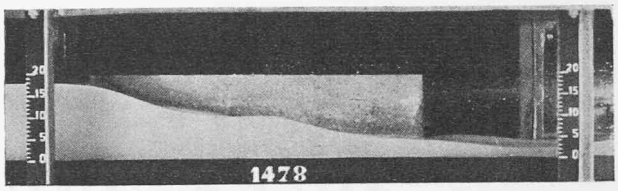

Fig. 14. — Niveau aval très bas. L'écoulement tranquille à l'amont devient critique au droit de la pile, et torrentiel à l'aval. Le niveau amont n'est pas influencé par le niveau aval. (On peut lire 18 cm sur l'échelle de gauche.)

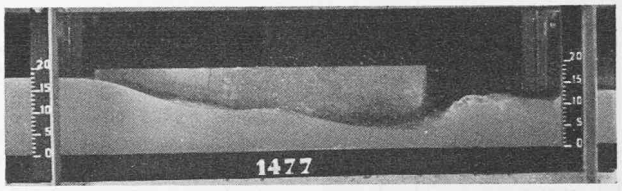

Fig. 15. — On passe par l'écoulement critique au droit de l'étranglement. Ici encore, le niveau aval est sans influence sur le niveau amont, mais un ressaut se produit à l'extrémité de la pile et l'écoulement est tranquille à l'aval. (On peut lire 18 cm sur l'échelle de gauche.)

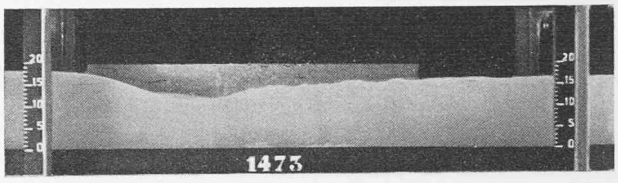

Fig. 16. — Au droit de la pile, on se trouve en présence d'un écoulement critique peu caractérisé. L'influence de l'aval ne se fait cependant pas encore sentir sur l'amont. (On peut lire 18 cm sur l'échelle de gauche.)

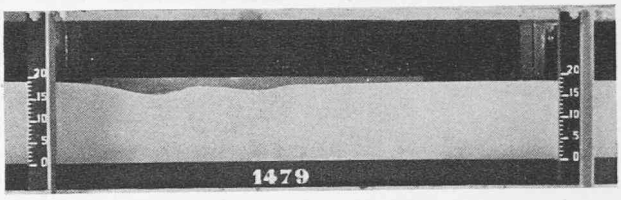

Fig. 17. — L'écoulement ne passe plus par les stades critique et torrentiel. Le niveau amont est nettement influencé. (On peut lire 19 cm sur l'échelle de gauche.)

Pour donner un caractère plus général à ces courbes, nous pouvons introduire des valeurs relatives, c'est-à-dire rapporter toutes les valeurs variables à la profondeur critique au droit de l'étranglement, par exemple.

$$\tau_{\text{amont}} = \frac{t_{\text{amont}}}{t_c} \qquad \tau_{\text{aval}} = \frac{t_{\text{aval}}}{t_c}.$$

Nous obtenons alors les courbes théoriques $\tau_{am} = f(\tau_{av})$ de la figure 18. Les ordonnées à l'origine, τ_1, τ_2 correspondant aux étranglements α_1, α_2, etc., sont déterminées par la racine réelle de l'équation

$$2\, \tau_{\text{amont}}^3 + (1-\alpha)^2 = 3\, \tau_{\text{amont}}^2 \qquad (4)$$

déduite de la relation (3) en y introduisant les valeurs relatives. La droite $\tau_{aval} = 1$ limite deux régions : la zone A, où $t_{am.}$ est indépendant de $t_{av.}$, et la zone B, où $t_{am.}$ varie avec t_{av}.

Les courbes théoriques de la figure 18 devraient permettre de résoudre le problème du débouché dans le cas d'un barrage sans seuil ni cuvette, à radier plat. Mais la théorie esquissée ci-dessus suppose une répartition uniforme des vitesses dans les passes. Or, dans la réalité, les vitesses ne seront pas réparties uniformément. On se trouve en présence d'un phénomène beaucoup plus complexe qui échappe en partie à l'analyse mathématique. Les essais sur modèle montrent que pour un écoulement dénoyé le débit évacué est en réalité plus petit que celui que l'on calcule par la formule (1). En écoulement noyé, la profondeur amont déduite des essais est, pour un débit et un étranglement donnés, légèrement supérieure à celle déduite du calcul. En effet, par suite de la courbure plus ou moins prononcée des filets due à l'avant-bec des piliers, il se produit des dépressions relativement importantes qui se traduisent par des inégalités dans la répartition des vitesses, de sorte que l'énergie cinétique de la veine est notablement supérieure à celle qu'elle aurait si la vitesse était uniforme. Il en résulte que le niveau amont et la charge amont minimum sont légèrement plus élevés que la valeur théorique. La figure 18 représente deux courbes déduites d'essais sur modèle qui peuvent être comparées aux courbes théoriques correspondantes. Les profondeurs amont et aval, correspondant à deux étranglements $\alpha_1 = 0{,}490$ et $\alpha_2 = 0{,}246$ ont été mesurées pour quatre débits différents, soit 20, 18, 16 et 14 l/sec, dans un chenal de 30 cm de largeur. L'étranglement était créé par un pilier placé au centre du chenal. Théoriquement, on devrait obtenir pour chaque étranglement une seule courbe, indépendante du débit coulant à travers le modèle. Mais en réalité, lorsque le débit est faible, les pertes de charge ont une plus grande influence, ce qui se traduit par le fait que les points représentatifs des valeurs relatives ne sont pas rigoureusement alignés. La figure 18 montre en outre que la zone où τ_{amont} est indépendant de τ_{aval} est légèrement plus grande que la valeur théorique.

Cas d'un barrage avec seuil amont et cuvette

Ici également, le problème sera résolu lorsque nous connaîtrons la loi $\tau_{am.} = f(\tau_{av.})$. Nous avons vu précédemment que dans le calcul on ne peut pas faire apparaître l'influence des formes de l'ouvrage (piliers, seuils, radiers). Ce n'est que par des essais sur modèle réduit que l'on pourra déterminer l'influence du niveau aval sur le niveau amont. Si l'on procède à de tels essais pour une série de barrages en rivière avec seuil et cuvette, on constate que les courbes obtenues diffèrent sensiblement de celles que nous avons vues précédemment dans le cas d'un radier plat (fig. 19).

L'effet de la contraction latérale est une première cause de divergence entre les résultats des essais et les valeurs théoriques représentées par la courbe I. Nous obtenons pour le barrage à radier plat la courbe II. Cette observation est aussi illustrée par les exemples numériques de la figure 18. Si l'on a affaire à un barrage avec seuil et cuvette, mais où le terrain naturel est au même niveau que le seuil amont, on obtient la courbe III. On remarquera que l'augmentation du coefficient de débit, due à la forme favorable du seuil, provoque une certaine amélioration pour les niveaux bas et moyens : la courbe III est plus basse que la courbe II ; lorsque la forme du seuil est particulièrement favorable, elle peut même se trouver au-dessous de la courbe I. Enfin, si le terrain naturel, à l'amont du

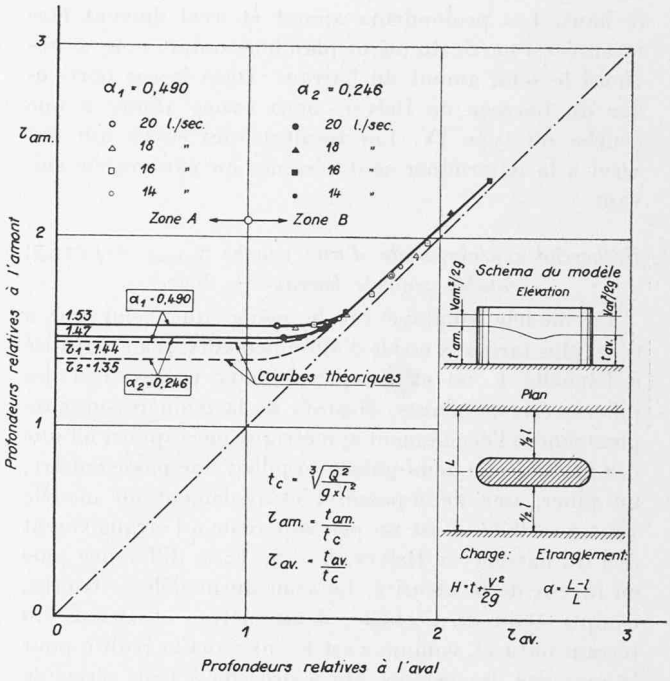

Fig. 18. — Courbes $\tau_{am.} = f(\tau_{av.})$. Courbes théoriques et courbes déduites des essais. Chenal de 30 cm de largeur avec un pilier, et un radier plat. (Valeurs relatives.)

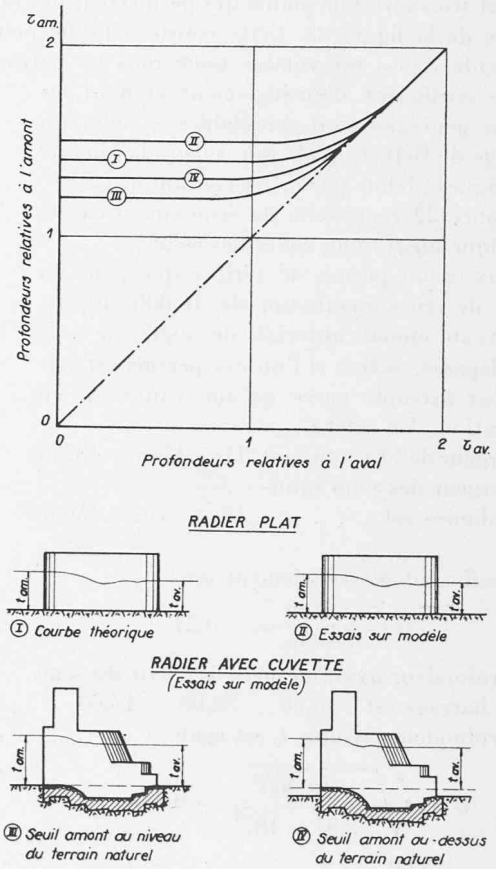

Fig. 19. — Courbes $\tau_{am.} = f(\tau_{av.})$. Figures schématiques.

barrage, se trouve à une cote inférieure à celle du seuil, il en résultera une contraction supplémentaire de la veine en élévation et une légère diminution du coefficient de débit. On obtient la courbe IV, de même allure que la courbe III, mais légèrement décalée vers le haut. Les profondeurs amont et aval doivent être mesurées à partir du même plan horizontal : nous avons choisi le seuil amont du barrage. Dans le cas particulier du barrage de Belver, nous avons affaire à une courbe du type IV. Les résultats des essais qui ont servi à la déterminer sont résumés au paragraphe suivant.

Recherche expérimentale d'une courbe $\tau_{amont} = f\,(\tau_{aval})$ *valable pour le barrage de Belver*

Le modèle employé est le même que celui qui a servi plus tard aux essais d'affouillements. Il a été réalisé à l'échelle 1 : 50 et comprend deux passes avec les piliers correspondants, disposés de la manière suivante pour rendre l'écoulement symétrique par rapport à l'une des passes : une demi-passe, un pilier, une passe entière, un pilier, une demi-passe. L'étranglement au modèle vaut $\alpha = 0{,}22$, il est un peu supérieur à l'étranglement réel du barrage de Belver, $\alpha = 0{,}21$; la différence joue en faveur de la sécurité. Le seuil du modèle se trouve, compte tenu de l'échelle, deux mètres en dessus du terrain naturel, comme c'est le cas dans la réalité pour la majorité des pertuis. On a procédé à trois séries de mesures du niveau amont, en faisant varier le niveau aval, chacune avec un débit constant de 160, 132 ou 117 l/sec. En introduisant les valeurs relatives on obtient trois séries de points qui permettent de tracer la courbe de la figure 21. Cette courbe, établie pour des débits de crues, est valable pour tous les barrages de même coefficient d'étranglement et dont les formes générales sont semblables à celles du barrage de Belver, quels que soient les débits spécifiques (débits par mètre courant de passe). La figure 22 représente un écoulement caractéristique observé au cours des essais.

Ceux-ci ont permis de vérifier que pour un débit de crues maximum de 18 000 m³/sec, le niveau amont autorisé, de 46,65, ne sera pas dépassé, même si l'un des pertuis est fermé, par exemple parce qu'une vanne est en réparation. En effet :

La largeur de 11 pertuis est 11×17 m = 187 m
La largeur des piles intermédiaires est . . . . . 10×5 m = 50 m
237 m

Le coefficient d'étranglement est

$$\alpha = \frac{50 \text{ m}}{237 \text{ m}} = 0{,}21$$

La profondeur aval, mesurée à partir du seuil du barrage est . 45,60 — 32,00 = 13,60

La profondeur critique t_c est égale à

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{18\,000^2}{9{,}81 \times 187^2}} = 9{,}80 \text{ m}$$

$$\tau_{av.} = \frac{13{,}60}{9{,}80} = 1{,}385$$

$\tau_{am.}$ (lu sur la courbe de la figure 21) = 1,49.

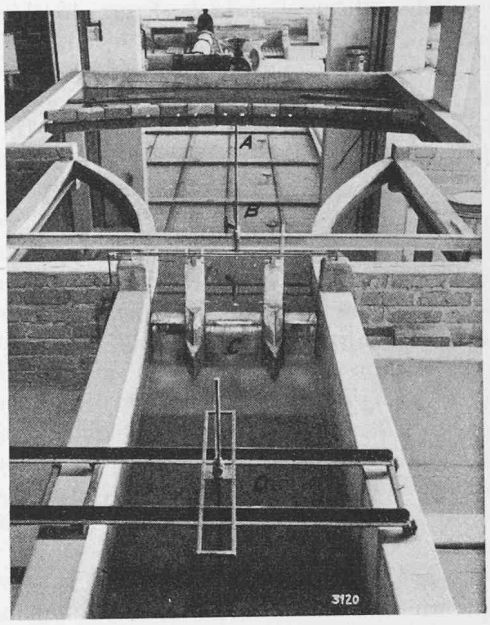

Fig. 20. — Vue générale de l'installation. B et D : limmimètres pour mesurer les niveaux d'eau. Le bassin A sert a tranquilliser l'eau venant des pompes pour obtenir une répartition uniforme des vitesses à l'amont du barrage. L'eau traverse le modèle, C, puis est restituée au bassin des pompes.

La profondeur amont est donc $1{,}49 \times 9{,}80$ m = 14,60 m et le niveau amont 32,00 + 14,60 m = 46,60 m.

Remarquons que ce niveau correspond à celui de l'eau immédiatement à l'amont du barrage, là où la vitesse de l'eau correspondant à 18 000 m³/sec est de

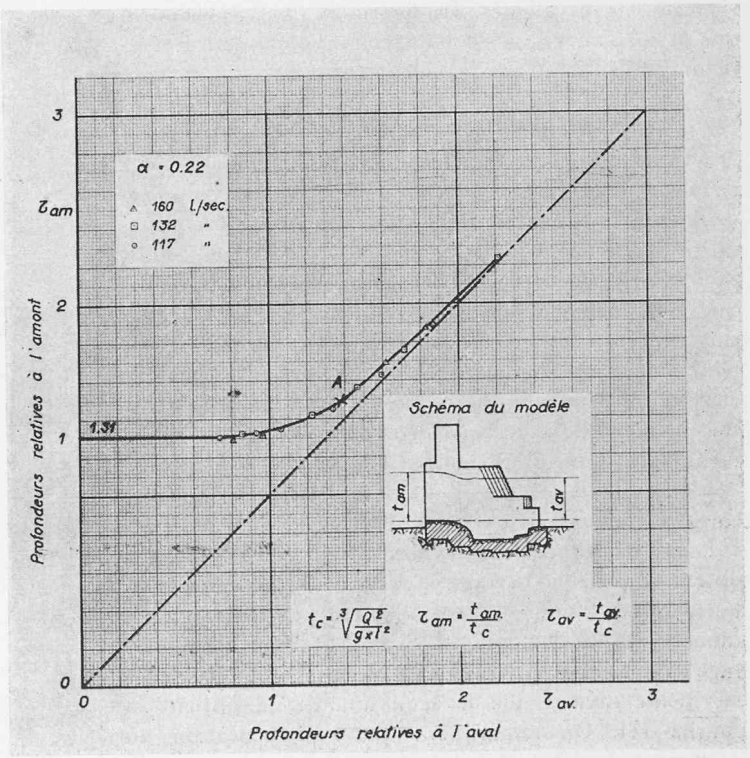

Fig. 21. — Courbe $\tau_{am.} = f\,(\tau_{av.})$ valable pour le barrage de Belver.

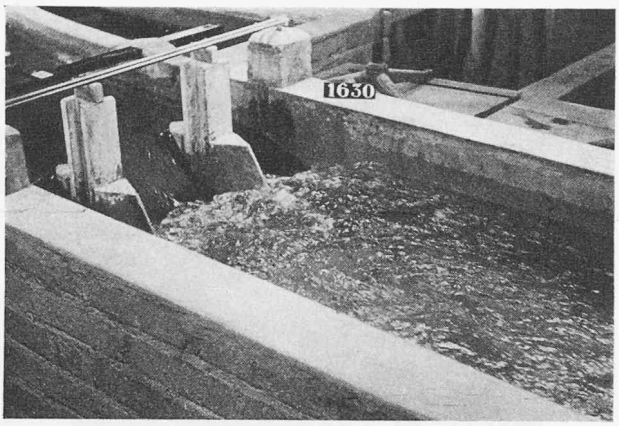

Fig. 22. — Ecoulement à travers le modèle correspondant à la crue maximum de 18 000 m³/sec. Sur le graphique de la figure 21, cet écoulement serait caractérisé par le point A.
Niveau amont 46,60
Niveau aval 45,60

4 m/sec. Si le profil naturel de la vallée se modifiait considérablement vers l'amont, la vitesse y serait différente et le niveau d'eau varierait d'une quantité théoriquement égale à la différence des énergies cinétiques $V^2/2g$ entre les deux sections. Dans le cas de Belver, cette variation est insignifiante, mais il faudrait éventuellement en tenir compte dans l'application de la courbe à d'autres cas.

Influence de la forme du seuil et de sa hauteur au-dessus du terrain naturel

On sait qu'en bombant le seuil d'un déversoir on améliore son coefficient de débit. On pouvait donc se demander si en élevant un peu le niveau du seuil amont du barrage de Belver et en lui donnant une courbure assez prononcée il ne serait pas possible d'améliorer suffisamment son débit pour pouvoir diminuer la hauteur des vannes, donc leur poids et leur coût. Des essais de contrôle ont montré que si on élève le niveau du seuil, l'amélioration du coefficient de débit ne suffit pas, dans le cas particulier, à compenser la diminution de hauteur de la lame déversante. D'autre part, la nécessité de réaliser un appui horizontal pour les batardeaux amont du barrage rend difficile la réalisation d'un seuil bombé. Enfin, le Tage charrie, en temps de crues, de grandes quantités de graviers qui risqueraient de se déposer devant le seuil du barrage, de sorte qu'en définitive le sol serait nivelé à la cote de la crête du seuil en faisant disparaître le bombement primitivement cherché.

IV. Le profil en long des radiers

But des essais sur modèle

Pour éviter qu'à l'aval d'un barrage les eaux ne provoquent des érosions et des affouillements risquant de déchausser les fondations, on doit imposer à l'écoulement au travers de l'ouvrage un caractère tel qu'au sortir de ce dernier les vitesses soient sensiblement équivalentes à celles qui régnaient dans la rivière avant la construction du barrage. Ce but est atteint lorsque la presque totalité de l'énergie des eaux est détruite sur un radier disposé à l'aval des vannes et dimensionné de manière que, pour toutes les positions des vannes, le ressaut hydraulique y soit localisé. Il faut pour cela choisir convenablement la profondeur, la longueur et le profil en long de la cuvette-radier. Par voie analytique on peut définir en grandes lignes la profondeur de la cuvette, mais l'étude expérimentale devient nécessaire lorsqu'il s'agit d'en préciser la longueur et les formes. Il y a lieu de remarquer en outre que pour un débit donné dans le fleuve, soit pour un niveau naturel bien déterminé à l'aval du barrage, et pour une cote de retenue amont fixée, le danger d'érosion au sortir d'une passe de l'ouvrage dépend essentiellement de la quantité d'eau évacuée par mètre de largeur de la passe. Les risques d'affouillements seront donc d'autant plus faibles que les débits seront mieux répartis sur toute la longueur du barrage. C'est la raison pour laquelle il convient d'appliquer, lors de l'exploitation du barrage, une consigne rigoureuse de manœuvre des vannes. Dans le cas particulier de Belver, la consigne de manœuvre exclut tout abaissement ou relèvement d'une vanne d'une hauteur dépassant de plus d'un mètre la position de l'une quelconque des autres vannes du barrage. Ainsi les conditions les plus défavorables pour les affouillements se présentent à l'aval de la passe dont la vanne est la plus ouverte.

Les essais sur modèle ont porté avant tout sur des débits faibles et moyens (entre 1000 et 9000 m³/sec). Dans tous les cas, on a admis que l'une au moins des vannes restait complètement fermée. Le cas de crues maximums, toutes vannes étant ouvertes, avec grande profondeur d'eau et faible différence de niveau entre l'amont et l'aval, ne présente pas un très grand intérêt pour la recherche des formes du radier, car pour un tel écoulement cette forme n'a pratiquement plus d'influence.

Les essais

Pour fixer les dimensions du radier en première approximation, on a observé l'écoulement au travers d'un modèle constitué simplement par une tranche réduite du barrage surmontée des vannes et limitée par les deux vitres d'un chenal de 30 cm de largeur. Il fut ainsi facile d'examiner en détail le profil en long de la veine liquide, d'observer cette dernière en coupe et de se rendre compte pour cinq radiers différents de la manière dont se produisait sur l'ouvrage, ou à l'aval, le ressaut hydraulique. L'examen de la ligne d'eau, l'observation des affouillements provoqués à l'aval sur un sol constitué par des matériaux meubles, la mesure des vitesses de l'eau, permirent de définir la profondeur et le profil en long de l'ouvrage donnant les meilleurs résultats, c'est-à-dire assurant la destruction presque complète de l'énergie sur la zone bétonnée du radier. Les figures 23 et 24 représentent deux écoulements caractéristiques à travers l'un des modèles, dans le premier cas pour un débit du Tage de 800 m³/sec, dans le second de 5000 m³/sec.

Les essais d'affouillements à deux dimensions ne sauraient être complets puisqu'ils ne tiennent pas compte de l'effet de l'étranglement dû aux piliers. Les profils retenus dans le cas de Belver ont fait l'objet d'essais sur un modèle de plus grandes dimensions,

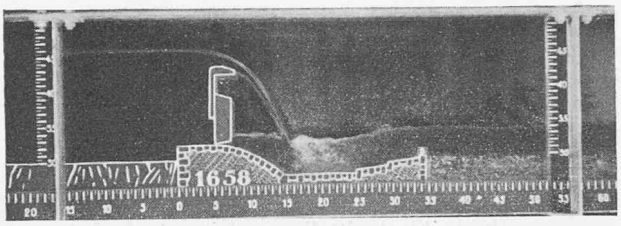

Fig. 23. — Longueur totale du radier : 35 m. Niveau du seuil amont : 32 m. Niveau du fond de la cuvette : 27,50 m.
Niveau de la retenue : 46,15 m
Niveau aval : 34,05 m
Débit par m¹ : 10 m³/sec
Débit du Tage : 800 m³/sec

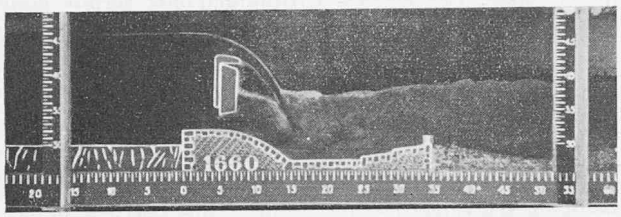

Fig. 24. — Longueur totale du radier : 35 m. Niveau du seuil amont : 32 m. Niveau du fond de la cuvette : 27,50 m.
Niveau de la retenue : 46,15 m
Niveau aval : 39,00 m
Débit par m¹ 33 m³/sec
Débit du Tage : 5000 m³/sec

construit en maçonnerie et reproduisant dans le détail les caractéristiques de deux passes complètes : une passe centrale, deux piliers et deux demi-passes. Dans la passe centrale du modèle, l'écoulement se produit comme il se produirait en réalité, car les effets des limites latérales du modèle ne s'y font pas sentir d'une manière appréciable. La figure 20 donne une vue générale de l'installation et la figure 25 représente plus en détail le modèle du barrage, construit à l'échelle 1 : 50. A l'aval du modèle, le sol est constitué par du gravillon concassé dont les éléments ont un diamètre inférieur à 4 mm. Après l'essai, le relief du sol, à l'aval, modifié par l'écoulement, est rendu apparent par un réseau de courbes de niveau équidistantes d'un centimètre au modèle. Chaque expérience dure 30 minutes, ce qui correspond, à l'échelle de la nature, à une durée de 3 ½ heures. En comparant entre eux les reliefs du sol à l'aval du modèle après chaque essai, on peut juger du fonctionnement du radier. Mais la mesure des approfondissements ou des surélévations du sol ne constitue pas une base certaine pour évaluer la profondeur des affouillements qui pourraient apparaître en vraie grandeur. L'interprétation du relief a un intérêt avant tout qualitatif. La figure 26 représente l'état du sol à l'aval du modèle correspondant à une crue du Tage de 9500 m³/sec pour une cuvette dont le fond se trouve 5,50 m au-dessous du seuil amont et pour une longueur totale du radier de 35 m.

V. La consigne de manœuvre des vannes

Description des installations et du modèle général

Avant de conclure, il importe de s'assurer, sur un modèle général du barrage, du bon fonctionnement de

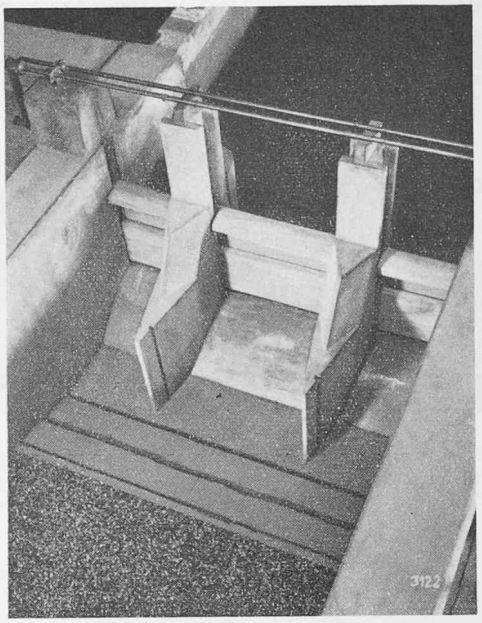

Fig. 25. — Détail du modèle au 1 : 50.

celui-ci, en particulier de la validité de la consigne de manœuvre des vannes. Il n'est, en effet, pas indifférent qu'un débit soit évacué au travers d'un petit nombre ou d'un grand nombre de passes. Les inconvénients résultant d'une fausse manœuvre ne peuvent être mis clairement en évidence que par l'interprétation d'essais sur un modèle complet du barrage.

Le modèle a été construit à l'échelle 1 : 70. La vallée du Tage a été modelée sur une distance de 150 m à l'amont et de 300 m à l'aval. Le sol était constitué par un revêtement dur en amont, alors qu'à

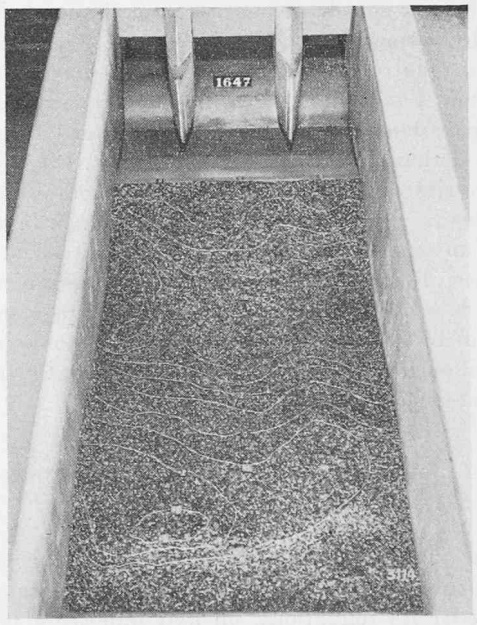

Fig. 26. — Longueur totale du radier : 35 m. Niveau du seuil amont : 32 m. Niveau du fond de la cuvette : 26,50 m
Niveau de la retenue : 46,15 m
Niveau aval : 41,90 m
Débit par m¹ : 62 m³/sec
Débit du Tage : 9500 m³/sec

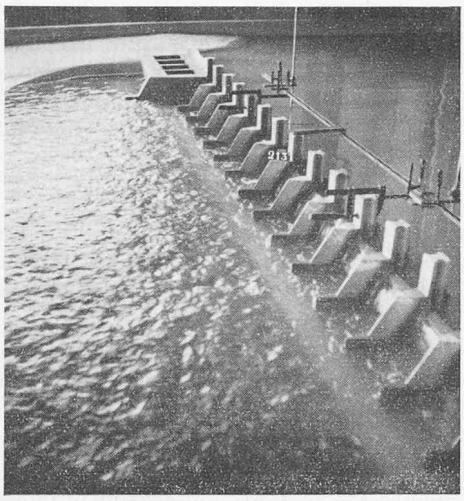

Fig. 27. — Ecoulement conforme à la consigne de manœuvre des vannes.
Niveau de la retenue : 46,15 m
Niveau aval : 36,90 m
Débit par m¹ : 13,5 m³/sec
Débit du Tage : 2800 m³/sec

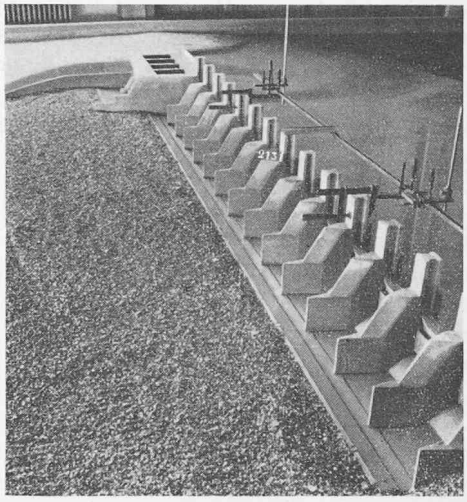

Fig. 28. — Expérience de la figure 27 : vue générale de l'affouillement.

l'aval, la surface topographique a été réalisée en un matériau meuble (gravillon) ce qui a permis de mettre en évidence les risques d'affouillements. Le barrage lui-même a été coulé en mortier de ciment, très soigneusement mis en place et lissé afin d'éviter que les écoulements ne soient influencés par les aspérités ou tout au moins une rugosité relative trop élevée au modèle. La mesure des débits, particulièrement délicate étant donné l'échelle du modèle, fut faite sur la conduite d'alimentation au moyen d'un diaphragme. Avant son entrée dans le modèle, l'eau était tranquillisée et répartie sur toute la largeur de la vallée. Le niveau amont était maintenu constant. A l'aval du modèle, un système de réglage du niveau d'eau permettait de réaliser facilement les diverses conditions de crues, non seulement en ce qui concerne le débit, mais également en ce qui concerne la profondeur à l'aval.

Résultats des essais

Les essais effectués au modèle général ont confirmé que la capacité d'évacuation du barrage était satisfaisante. Or, il est certain qu'en réalité les conditions d'écoulement seront sensiblement meilleures qu'au modèle où, malgré toutes les précautions prises, interviennent des pertes de charge supplémentaires. Ces essais ont confirmé également l'importance de la consigne de manœuvre des vannes, dont le but est de répartir aussi uniformément que possible les débits de crues sur toute la longueur du barrage.

La figure 27 représente un écoulement de 2800 m³/sec à travers l'ensemble du barrage et la figure 28 le relief du terrain après l'expérience. Les conséquences qui pourraient résulter de fausses manœuvres des vannes, par lesquelles seraient concentrés sur une faible longueur de l'ouvrage des débits très importants, sont rendues apparentes par l'essai représenté par les figures 29 et 30 qui doivent être comparées aux figures 27 et 28. On constate dans ce cas de très gros déchaussements du

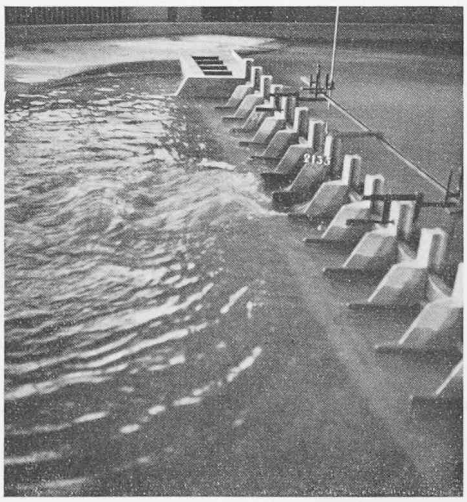

Fig. 29. — Ecoulement non conforme à la consigne de manœuvre des vannes.
Niveau de la retenue : 46,15 m
Niveau aval : 36,90 m
Débit par m¹ 96,5 m³/sec
Débit du Tage : 2800 m³/sec

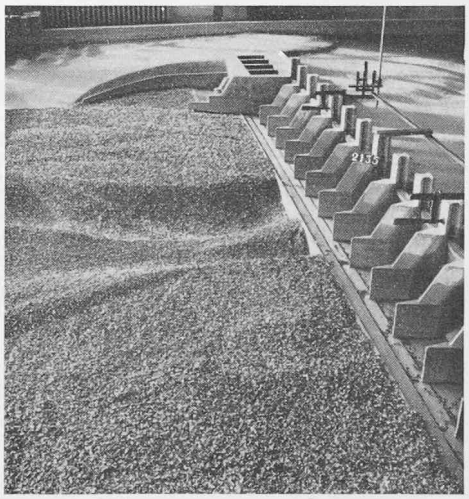

Fig. 30. — Expérience de la figure 29 : vue générale de l'affouillement.

radier qui doivent être attribués au fait que dans ces conditions anormales d'écoulement, la cuvette n'est plus à même de localiser le ressaut hydraulique sur le radier bétonné. Le ressaut est rejeté vers l'aval d'autant plus loin que la profondeur de l'eau à l'aval du barrage est plus faible.

VI. Observations faites sur le barrage achevé

Il n'est pas sans intérêt de comparer, chaque fois que cela est possible, les phénomènes observés en vraie grandeur avec ceux des expériences sur modèle réduit ou même avec le calcul. Dans le cas particulier de Belver, la mise en marche récente de l'usine n'a pas encore permis d'obtenir de nombreux renseignements. Par contre, l'éloignement du barrage des grands centres habités autorise une plus grande liberté dans le choix des manœuvres expérimentales. C'est ainsi qu'il a été possible, au printemps 1952, à la fin de la saison des crues, d'effectuer quelques manœuvres qui, tout en faisant varier, immédiatement à l'aval du barrage, le débit de 200 m³/sec (turbines seules) à 1000 m³/sec dans l'espace de 15 minutes, n'ont provoqué aucune perturbation du régime du fleuve plus à l'aval, dans les régions habitées.

Contrôle de la courbe hauteur-débit dans le canal de fuite de l'usine

Cette courbe, qu'il est normalement possible de déterminer après une période relativement longue, a pu être obtenue à Belver dans l'espace de quelques jours. Les mesures effectuées à cette occasion ont par ailleurs confirmé un phénomène intéressant : pour des débits de quelques centaines de m³/sec seulement, le Tage n'occupe pas tout son lit à l'aval du barrage. Il se décompose en plusieurs bras sur une longueur de près d'un demi-kilomètre. L'un de ces bras prolonge le canal de fuite de l'usine. Il y a donc un intérêt évident, lorsque les débits du fleuve sont un peu supérieurs à celui des turbines, à évacuer le surplus par les bras du Tage situés sur la rive opposée. C'est ainsi qu'en ouvrant les vannes de la rive gauche, avant celles de la rive droite, on gagne quelques décimètres de chute à l'usine.

Fonctionnement des vannes

Le système de vannes adopté a donné entière satisfaction. Trois vannes au moins peuvent être manœuvrées simultanément et sans difficulté par un seul mécanicien. La variation de débit qui en résulte permet de suivre avec une grande marge de sécurité les accroissements du débit naturel du Tage, même au cours d'une crue exceptionnelle.

Les étanchéités, très importantes dans le cas particulier, du fait de la grande longueur des joints à obturer et des faibles débits d'étiage, ont également donné satisfaction. L'aération de la lame déversante est excellente, quelle que soit la position du panneau supérieur.

Nettoyage des seuils amont du barrage

Le système simplifié, choisi pour la manœuvre des deux panneaux d'une vanne pourrait faire craindre certaines difficultés dans l'évacuation du sable et de la vase à l'amont du barrage puisque pour soulever le panneau inférieur il faut d'abord abaisser le supérieur ce qui oblige à perdre un débit de l'ordre de 400 m³/sec avant d'obtenir le moindre effet de nettoyage. Par ailleurs, une telle manœuvre, si elle a lieu sur une seule vanne, est en contradiction avec la consigne de manœuvre. Or, une telle opération peut être nécessaire en étiage, par exemple lorsqu'on veut placer les batardeaux amont. Un essai très soigné, avec contrôle des niveaux du fond rocheux à l'aval du barrage, a cependant montré que cette manœuvre était admissible, lorsqu'elle a lieu exceptionnellement et pendant une courte durée. Malgré un niveau aval très bas dans le

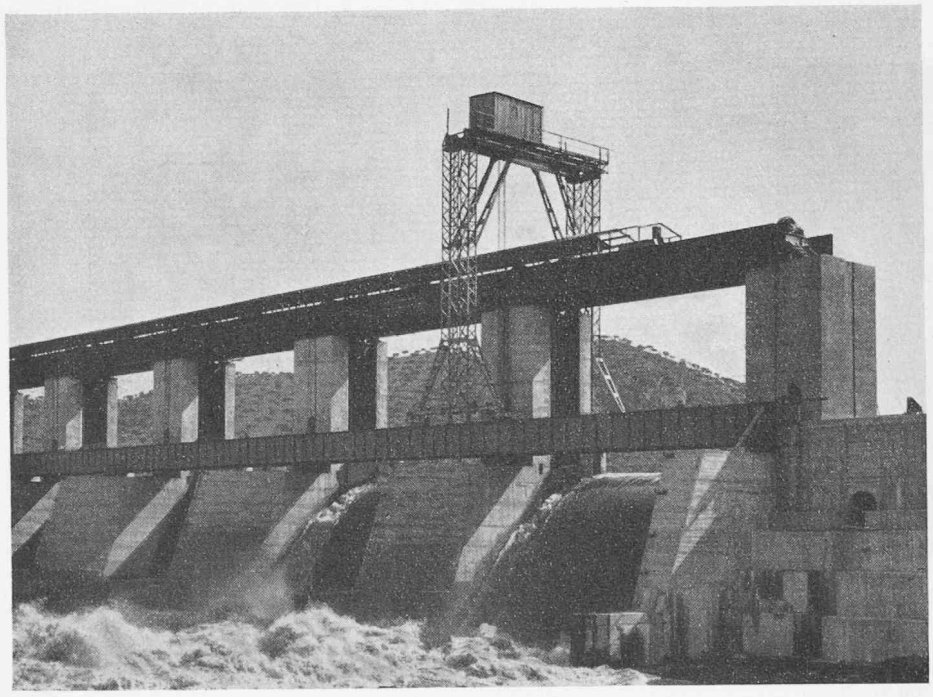

Fig. 31. — Aile gauche du barrage. Ouverture de deux vannes : panneau supérieur entièrement abaissé, panneau inférieur relevé de 1 m. Débit par pertuis : 470 m³/sec. On aperçoit encore l'un des deux portiques qui ont servi au montage des vannes.

cas particulier, le ressaut hydraulique se forme entièrement dans la cuvette en béton, à condition que le panneau inférieur de la vanne ne soit pas soulevé de plus d'un mètre, valeur suffisante pour assurer le nettoyage du seuil amont.

Conclusions

Les expériences résumées dans les chapitres précédants auront montré, une fois de plus, que les essais sur modèle réduit sont un des auxiliaires les plus précieux de l'ingénieur hydraulicien. La mise en service du barrage de Belver aura prouvé également que l'aménagement hydroélectrique d'un fleuve aussi capricieux que le Tage ne présente pas de difficultés insurmontables.

BIBLIOGRAPHIE

Dott. Ing. Pietro Vecellio : *L'Utilizzazione delle risorse idroelettriche in Portogallo.* « L'Energia Elettrica », avril 1950.

Erwin Schnitter : *Staumauer und Kraftwerk Castelo do Bode in Portugal.* « Schweizerische Bauzeitung », nos 10 et 11, 1951.

Dott. Ing. Rosario di Bella : *Le Barrage et l'Usine hydro-électrique de Belver sur le Tage [Portugal].* « La Technique des Travaux », mai-juin 1952.

E. Du Bois : *The Foundations of the Portuguese Dams.*

J.-P. Stucky : *Principais problemas hidraulicos da Barragem de Belver.* « Revista da Ordem dos Engenheiros », Lisboa, mars-avril 1951.

LISTE DES CONSTRUCTEURS ET FOURNISSEURS PRINCIPAUX

Maître de l'œuvre et Direction des travaux

Hidro Electrica Alto Alentejo, Lisbonne. Certains travaux et montages ont été exécutés par le maître de l'œuvre en régie directe.

Génie civil

Partie rive gauche du barrage, y compris écluse de navigation : MM. Torres Baptista et Barata, entrepreneurs, Lisbonne.

Usine et partie rive droite du barrage : S. A. S. I. I. Società Anónima Sviluppo Iniziative Idrauliche, Milan.

Injections de ciment : Sondagens Rodio, Lisbonne.

Vannes du barrage mobile

Treuils des vannes : Théodore Bell, Kriens.

Vannes et batardeaux : Association des entreprises S. N. Z. : Sociedades Reunidas de Fabricaçoes Metalicas, Lisbonne — Neyret Beylier, Grenoble — S. A. Conrad Zschokke, Doettingen.

Equipement électro-mécanique de l'usine

Turbines : Escher-Wyss, Zurich.

Alternateurs et équipement électrique : Ateliers de Constructions électriques de Charleroi.

Vannes d'entrée et batardeaux : Association des entreprises : Acciaierie e Tubificio di Brescia — Dargent Lda, Lisbonne.

Pont-roulant : Le Titan Anversois.

LES CONGRÈS

3e Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations. Suisse. 1953 [1]

Du 16 au 27 août 1953 aura lieu à Zurich et à Lausanne, sous le haut patronage du Conseil fédéral, des Gouvernements cantonaux zuricois et vaudois, des Conseils municipaux de Zurich et de Lausanne, et du Conseil de l'Ecole polytechnique fédérale, un congrès d'ingénieurs civils et de spécialistes de la Mécanique des terres. L'ouverture officielle du congrès aura lieu le 17 août au Kongresshaus, à Zurich. Y prendront la parole le président du comité d'organisation, M. le professeur Dr *E. Meyer-Peter* ; M. le conseiller fédéral Dr *Ph. Etter* ; M. le Dr *H. Favre*, recteur de l'Ecole polytechnique fédérale ; M. le professeur Dr *A. Stucky*, directeur de l'Ecole polytechnique de Lausanne ; M. le professeur Dr *K. Terzaghi*, de Cambridge (U.S.A.), président de la *Société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondations.* Du 17 au 21 août, les questions suivantes feront l'objet de rapports et de discussions en huit séances plénières au Kongresshaus :

1. Théories, hypothèses, classification des sols, géologie technique.
2. Recherches de laboratoires, essais de compaction, amélioration des propriétés des sols.
3. Essais du sol sur place, contrôle de la compaction, stabilisation des sols, technique des observations sur le terrain.
4. Fondations des constructions et des digues, charges admissibles, observation des tassements, érosions localisées.
5. Pieux et fondations sur pieux. Tassements de ce genre de fondations.
6. Routes, autostrades, aérodromes.
7. Poussée des terres, murs de soutènement, tunnels et puits en sols non agglomérés.
8. Stabilité des talus et des digues en terres, pression de l'eau intersticielle, mesures, nappes phréatiques.

La première séance plénière sera précédée d'un exposé de M. le professeur Dr *K. Terzaghi*, sur le sujet : « Cinquante ans de recherches en mécanique des sols » ; chacune des autres séances sera ouverte par une courte conférence sur un sujet particulier à la Suisse [1].

[1] Comité d'organisation :

Président : *E. Meyer-Peter*, professeur de travaux hydrauliques et de fondations, Ecole polytechnique fédérale, Zurich.

Vice-présidents : *A. Stucky*, professeur de travaux hydrauliques et de fondations, directeur de l'Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne ; *W. Schurter*, ingénieur en chef de l'Inspection fédérale des travaux publics, Berne.

Président du sous-comité de Zurich : *R. Haefeli*, professeur de mécanique des sols et des neiges, Ecole polytechnique fédérale, Zurich.

Président du sous-comité de Lausanne : *D. Bonnard*, professeur d'hydraulique et de géotechnique, Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne.

Membres : *E.-G. Choisy*, président de la Société suisse des ingénieurs et des architectes, Genève ; *J.-P. Daxelhofer*, professeur de technologie des matériaux de construction, Ecole polytechnique de l'Université de Lausanne ; *R. Ruckli*, président du Comité national suisse de mécanique des terres, Inspection fédérale des travaux publics, Berne ; *G. Schnitter*, directeur de la Société anonyme Conrad Zschokke, entreprise de construction, Zurich ; *A. Winiger*, directeur de Electro-Watt, entreprises électriques et industrielles S. A., Zurich.

Secrétaire général : *A. von Moos*, privat-docent de géologie technique, Ecole polytechnique fédérale, Zurich.

Font en outre partie de droit du Comité d'organisation : *Karl Terzaghi*, professeur de géologie technique, Université de Harvard, Cambridge, Mass., U. S. A., président de la Société internationale ; *Donald W. Taylor*, professeur de mécanique des sols, Mass. Institute of Technology, Cambridge 39, Mass., U. S. A., secrétaire de la Société internationale.

[1] Dr prof. *Haefeli* : Problèmes de glissements dans les sols, la glace et la neige ; Dr *A. von Moos* : Les sols de fondation de la Suisse ; Dr *J. Killer* : Fondations de pylônes ; *G. Gysel*, ingénieur : Expériences sur quelques constructions en terres de différents aménagements hydro-électriques en Suisse ; Dr *R. Rückli* : Problèmes géotechniques posés par la construction des routes en Suisse ; Professeur *G. Schnitter* : Exemples tirés de la pratique des travaux de fondation ; *W. Zingg*, ingénieur : La digue en terre de Marmorera ; Dr *Eggenberger* : La digue en terre de Göschenenalp.