

Barrages à gravité, massifs et évidés

par Dr FABBIO NICCOLAI, ingénieur

L'auteur de l'article, en étudiant surtout les phénomènes thermiques et ceux des souspressions, expose les caractéristiques des barrages évidés à gravité comparés aux barrages massifs à gravité et il propose un nouveau type de barrages évidés dit "à pilastres".

Comme on le sait le calcul des barrages à gravité ne repose que sur quelques données essentielles.

Ayant attribué une certaine valeur à la souspression et éventuellement en tenant compte d'autres actions (poussée de la glace, choc des vagues, etc.), il faut en effet que dans chaque section horizontale du barrage les conditions suivantes soient vérifiées :

a) Les efforts spécifiques maxima de compression ne doivent pas être supérieurs à une quote part de la charge de rupture du matériel constituant le barrage ; et surtout sur le parement amont aucun effort de traction ne doit exister.

b) Le rapport entre les poussées horizontales et les charges verticales doit toujours être inférieur à une limite déterminée.

Bien que le problème soit ainsi parfaitement posé, il présente toutefois des indéterminations qui proviennent surtout des souspressions et des phénomènes thermiques.

1) **Souspressions.** — L'existence des souspressions ne peut plus être mise en doute. Comment se répartissent-elles le long des sections horizontales en fonction de la charge et de la largeur de ces sections horizontales ? Quelle est l'influence de la nature du terrain et de la maçonnerie sur la répartition précédente ? Quelle est la conformation après le retrait ? l'influence des variations de température ?

Toutes ces questions sont du domaine des recherches actuelles et pour la plupart inconnues

Les règlements pour la construction des barrages en Italie exigent qu'on tienne compte des souspressions, en leur attribuant, dans une section horizontale se trouvant à la distance h du plan de charge le plus haut, des valeurs qui varient linéairement de la valeur maximum $\delta m h$ à 0 du parement amont au parement aval. δ est le poids spécifique de l'eau et m un coefficient dont la valeur varie entre 0 et 1. La valeur de ce coefficient sera d'autant plus élevée que h est grand et que la nature des roches de fondation est plus défavorable

Pour les barrages dont la hauteur est supérieure à 75 m. on doit attribuer à m la valeur 1, quelles que soit les conditions des roches de fondation.

De telles prescriptions constituent des précautions évidentes en faveur de la stabilité, mais elles conduisent à des dimensions trop exagérées.

Des études et expériences récentes (1) porteraient à croire que les prescriptions susindiquées devraient être revues, surtout lorsque le rapport $\frac{h'}{h}$ entre les hauteurs des souspressions et du plan de charge décroît avec h .

Lorsque cette remarque pourra être définitivement contrôlée et approuvée, il en résultera une réduction évidente et assez im-

portante des dimensions des barrages d'une hauteur importante ; mais le problème ne pourra être considéré comme définitivement résolu que lorsqu'on connaîtra exactement la distribution effective des souspressions dans les sections horizontales. Mais le phénomène en question étant fonction de nombreux éléments qui l'influencent, il ne faut pas songer à établir des lois bien déterminées et constantes.

De toute façon, en admettant même que cette partie du problème puisse être résolue en pratique avec satisfaction, on n'obtiendra l'économie maximum que lorsqu'on aura pu supprimer totalement les souspressions et cela ne pourra se vérifier que lorsqu'on aura pris toutes les mesures préventives pour empêcher le phénomène de se produire.

Les conditions que proposait Lévy à ce sujet ne peuvent plus être considérées comme efficaces ni adoptées. Il s'agissait en effet d'obtenir sur le parement amont, lorsque le plan de charge atteint sa côte maximum, des efforts de compression supérieurs, ou au moins égaux à la pression hydrostatique. Or, de pareilles prescriptions ne peuvent nullement éviter la production de fissures, qui donnent lieu aux souspressions et elles entraînent à des procédés de calculs à une augmentation de volume de 30 à 40 % augmentation qui est elle-même fonction du poids spécifique de la maçonnerie. Cette variation de volume est évaluée par rapport au volume nécessaire pour l'élimination des efforts de traction du parement amont.

On peut conclure qu'en définitive il n'y aura aucune économie dans l'établissement du barrage.

Le « mur de garde » qui a été aussi proposé par Lévy ne résoud pas mieux le problème et il a été actuellement presque universellement abandonné. Car si ce mur de protection peut être efficace pour le parement amont dans la partie supérieure, au niveau du fond il n'est d'aucune efficacité, là où la production des souspressions est la plus dangereuse, c'est-à-dire à la fondation même du barrage.

D'autre part, c'est un fait acquis qu'un bon revêtement protège efficacement la maçonnerie des infiltrations, même pour des pressions très élevées.

De même l'efficacité des travaux d'imperméabilisation et de drainage n'est plus à contester.

L'imperméabilisation préventive du terrain, qui s'effectue au moyen d'injections de ciment ou de béton, où même de différentes substances chimiques, avant d'entreprendre les travaux proprement dits de construction du barrage, a pour but de boucher les fissures superficielles et internes de la roche jusqu'à une certaine profondeur. On atteint par là un autre résultat non moins important le renforcement de la roche même, lorsqu'il s'agit d'une partie de formation peu compacte et friable.

Une autre imperméabilisation effectuée lorsque l'ouvrage a été achevé et par les mêmes moyens que précédemment, en utilisant des tubes placés d'avance dans la maçonnerie, ou en

(1) Dr. Ing Ferdinando PAGLIARO : Surpressions des barrages, *L'Energia Elettrica* 1932.

effectuant de nouveaux trous de sondage, a pour but principal de remplir les interstices éventuels, restés entre la roche et la maçonnerie qui constituent les voies de passage principales à l'eau d'infiltration et donnent lieu aux souspressions. Par cette dernière opération on arrive à consolider la maçonnerie, si celle-ci n'avait pas été très bien réussie.

Il faut signaler que l'imperméabilisation, lorsque le barrage a été achevé, ne peut être le plus souvent que très limitée et qu'en tout cas elle est toujours très onéreuse, à cause des difficultés d'exécution et des perforations souvent très profondes qu'il faut pratiquer pour pouvoir atteindre la zone à injecter. Très souvent il est indispensable de vidanger complètement le réservoir, ce qui entraîne des perturbations et des pertes énormes dans l'exploitation de l'installation.

2) **Phénomènes thermiques.**— L'empêchement aux dilatations thermiques de se produire dans les barrages à gravité est cause d'efforts difficiles à évaluer. Ces dilatations peuvent être provoquées soit par les variations de la température extérieure soit par les phénomènes de prise, lorsqu'il s'agit de constructions en béton.

On sait que l'on évite les premières en donnant au barrage un tracé planimétrique curviligne et en le subdivisant par des joints de dilatation verticaux.

Quant aux dilatations dues au retrait on les évite en construisant par tranches alternées de dimensions limitées, de façon à avoir une grande surface de refroidissement de la masse coulée.

Mais ces précautions pendant la construction ne sont pas suffisantes pour résoudre le problème, surtout dans les grands barrages. Pour cette catégorie de constructions, qui d'ailleurs sont celles qui doivent le plus attirer l'attention des techniciens, les variations thermiques influencent non seulement sur les dimensions longitudinales du barrage, mais aussi sur celles transversales, c'est-à-dire dans le sens de l'axe de la vallée.

Signalons aussi qu'actuellement la construction des barrages se fait avec une très grande rapidité, en mettant journellement en œuvre une très grande quantité de maçonnerie (en Italie on est arrivé à couler jusqu'à 1 700 m³ de béton par jour). Ce procédé de construction rapide n'est pas sans inconvénients.

Les phénomènes de prises n'en seront que plus accentués, car pour des masses aussi importantes, il peut se produire des différences de température, entre le milieu extérieur et l'intérieur de la masse coulée, qui peuvent atteindre des dizaines de degrés.

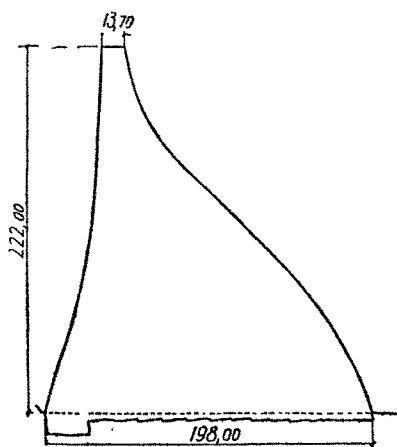


Fig. 1. — Profil du barrage Hoover sur le Colorado

Le fait a été pris en considération par les constructeurs du plus grand barrage du monde, celui d'Hoover sur le Colorado (fig. 1) dont la hauteur atteint 230 m. Pour obvier aux inconvénients qui peuvent découler de l'établissement d'une diffé-

rence de température, on a prévu dans la construction du barrage Hoover le refroidissement du béton pendant la construction, au moyen de tubes réfrigérants, immergés dans la masse.

On espère que ce procédé sera très efficace sans qu'il soit très onéreux. Mais on peut se demander comment va se comporter le béton qu'on aura ainsi soumis à un refroidissement forcé et intempestif. Ne risque-t-on pas de perturber, peut-être au désavantage de la résistance du béton, le développement normal des réactions chimiques, qui donnent lieu au phénomène de la prise ?

Un autre problème non moins important se présente dans la construction du barrage Hoover, problème que nous avons précédemment effleuré, il s'agit des joints intérieurs de contraction étant donné les dimensions transversales considérables.

L'ingénieur Nœtzli a, pour le barrage de St-Gabriel en Californie, haut de 150 mètres, mis en œuvre des joints intérieurs disposés suivant les lignes où les efforts de cisaillement sont nuls.

Ils ont d'ailleurs été employés aussi pour les piles du barrage de Coolidge ainsi que pour le barrage Dalton. Par ce procédé on élimine effectivement les fissures intérieures qui se produiraient inévitablement. Mais il n'y a pas de doute que ces procédés entraînent des complications dans l'exécution des travaux, qui en pratique se traduisent inévitablement par une augmentation sensible du prix de revient.

Remarquons, d'autre part, que l'existence dans le corps du barrage de ces joints intérieurs (qui tout en étant réguliers et artificiels ne sont pas moins des fissures du genre de celles que l'on veut éliminer et donc des solutions de continuité peut donner lieu à des doutes sur la tenue du barrage dans l'éventualité d'autres actions imprévues par le calcul habituel, mais dont la possibilité d'existence ne doit pas être complètement exclue, comme ce serait le cas pour des efforts provenant de phénomènes sismiques. S'il se produisait des secousses sismiques, les énormes blocs de maçonnerie limités par les joints longitudinaux de dilatation et par les joints intérieurs devront transmettre, au reste de la masse de maçonnerie qui les soutient et par l'intermédiaire de la surface de jointure, des efforts qui ne seraient certainement pas à négliger, car ils seraient provoqués par l'inertie d'énormes masses, qui entre en jeu.

Une autre considération très importante qui n'est pas à négliger, ce sont les phénomènes d'ordre thermique. Le calcul des barrages à gravité se développe en partant de la recherche des efforts normaux au moyen de la formule dite du trapèze qui a d'ailleurs été vérifiée expérimentalement sur des solides homogènes de dimensions limitées et qui par analogie a été étendue aux solides de très grandes dimensions comme le sont les barrages. Mais cette formule admet qu'en tout point du corps considéré la valeur du module d'élasticité se rapportant aux efforts de compression reste constante.

La véracité de cette hypothèse en pratique est plus que douteuse ; car l'homogénéité de la masse n'est certes pas parfaite, d'autre part les déséquilibres thermiques entre les différents points de la masse du corps considéré entraîneront des différences sensibles des modules d'élasticité en ces points. Ces différences seront d'autant plus importantes que seront plus grandes les distances qui séparent les points considérés et qui de ce fait pourront être soumis à des différences de température proportionnelles à ces distances ; d'autre part, nous savons que le module d'élasticité des bétons et des maçonneries en conglomérats varie sensiblement avec la température. Par déduction on peut en conclure que l'application de la formule du trapèze est d'autant moins justifiée, surtout en considérant les phénomènes thermiques possibles, que plus grande est la

longueur de la section soumise au calcul, plus grandes seront les dimensions transversales du barrage.

3) **Profil des barrages.** — On peut dire que depuis 70 ans, c'est-à-dire depuis que l'on a commencé la construction rationnelle des ouvrages de retenue, c'est le profil triangulaire, ou un profil qui s'y rapproche beaucoup qui prédomine, car il résulte des méthodes de calcul les plus économiques. Surtout pendant ces dernières années le type de barrage presque standardisé est celui dont le parement amont n'a qu'un très faible fruit par rapport à la verticale. Cette inclinaison est celle minimum nécessaire pour reporter, lorsque le réservoir est vide, dans les lignes limites du noyau central la courbe des pressions déplacée, à partir d'une certaine hauteur, par le poids du couronnement. Le parement aval a une inclinaison généralement constante pour les barrages de hauteur moyenne, ou bien deux ou plusieurs inclinaisons pour les barrages de hauteur plus élevée. Pour des ouvrages de hauteur exceptionnelle le profil, à partir d'une certaine profondeur du plan de charge maximum, ne peut plus être triangulaire, car la charge unitaire limite admissible dans la maçonnerie exige qu'à partir d'une certaine cote l'inclinaison des parements et en particulier de celui aval aille en décroissant, afin de réduire la valeur de l'effort principal. Il en résulte qu'à la partie basse les parements prennent une allure curviligne, comme on peut l'observer dans le barrage Hoover.

En adoptant un profil rigoureusement triangulaire, le volume minimum de la maçonnerie correspond à l'inclinaison maximum du parement amont.

Cette inclinaison doit être compatible avec les conditions auxquelles on se propose d'aboutir, celles-ci sont telles que, comme il a été signalé plus haut, lorsque la hauteur h du barrage est inférieure à celle limite pour laquelle l'effort principal sur le seuil aval atteint la valeur maximum consentie :

a) le rapport R entre les charges horizontales et verticales doit rester inférieur à une limite établie et cela quelle que soit la section horizontale considérée ;

b) il ne doit pas y avoir d'effort de traction sur le parement amont.

En adoptant pour les souspressions les prescriptions du règlement italien et en désignant par α et β les angles que font les parements avec une verticale (fig. 2) par un coefficient de

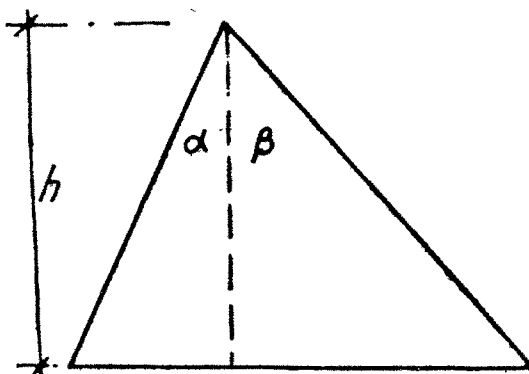


Fig. 2

souspression, par γ et δ les poids spécifiques de la maçonnerie et de l'eau, par R le rapport sus-indiqué. En faisant

$$\frac{I}{R} = K, \frac{\gamma}{\delta} - m = p$$

et en indiquant par M_m le moment des forces de la ligne de limite à droite du noyau moyen, lorsqu'on n'envisage pas d'autres poussées horizontales, à part celle hydrostatique, tout en considérant le cas théorique, on suppose nulle l'épaisseur du barrage sur la crête, les deux conditions principales signalées plus haut seront caractérisées par les relations suivantes :

$$tg \beta \geq \frac{K - (1 + p) tg \alpha}{p} \quad (1)$$

$$\frac{6 M_m (1 + tg^2 \alpha)}{h^2 (tg \alpha + tg \beta)^2} - \delta h tg^2 \alpha \geq 0 \quad (2)$$

En éliminant β de ces deux équations, on aura pour le cas limite la relation :

$$[p(m-1) - 1] tg^4 \alpha - [Kp(m+p) - 2K] tg^3 \alpha + [p(m-1) + p(K^2 - p) - K^2] tg^2 \alpha - Kp(p+m) tg \alpha + p(K^2 - p) = 0 \quad (3)$$

qui nous donne la valeur de l'angle α qui correspond au volume minimum du barrage d'après les hypothèses exposées plus haut.

Le volume du barrage de hauteur h est exprimé par la relation :

$$V = \frac{h^2}{2} (tg \alpha + tg \beta) = \frac{h^2}{2} \left[\frac{K - tg \alpha}{p} \right] \quad (4)$$

dont le maximum s'obtient pour $\alpha = 0$

L'effort principal de compression sur le parement aval se déduit de :

$$\sigma'_v = h(1 + tg^2 \beta) \left[\gamma - m\delta + \frac{\delta tg \alpha}{tg \alpha + tg \beta} \right] \quad (5)$$

et en dérivant par rapport à $tg \alpha$ on obtiendra l'expression :

$$\frac{d\sigma'_v}{d tg \alpha} = h \left[\frac{(1 + tg^2 \beta) K}{(K - tg \alpha)^2} + (\gamma m - \delta - \frac{2\delta(1+p)tg \alpha tg \beta}{p(tg \alpha + tg \beta)}) \right] \quad (6)$$

puisque le second membre de cette expression, est en pratique toujours positif il en résulte que σ'_v est pour $h =$ constante une fonction croissante de α .

Application. — Pour un barrage en conglomérat haut de 100 m., soit :

$$\delta = 1, \quad \gamma = 2,35 \text{ tonne/m}^3;$$

adoptons $m = 1$, les inclinaisons $tg \alpha$, $tg \beta$ correspondant au profil de volume minimum, ainsi que les efforts principaux maxima qui s'y rapportent sont indiqués dans le tableau I, où

TARLEAU I

Type du barrage	R	$tg \alpha$	$tg \beta$	Volume par unité de longueur en m ³	Efforts principaux en amont σ'_m kg/cm ²	Efforts principaux en aval σ'_v kg/cm ²
Profil triangulaire à volume minimum.....	0,7	0,198	0,715	4565	0,00	— 20,4
— — droit.....	0,7	0,00	1,059	5205	— 4,50	— 19,1
— — à volume minimum.....	0,75	0,137	0,754	4455	0,00	— 21,2
— — droit.....	0,75	0,00	0,988	4940	— 3,33	— 20,2

on a rapporté aussi les éléments analogues pour un barrage d'égale hauteur, mais avec le parment amont vertical et cela pour les deux cas de $R = 0,70$ et de $R = 0,75$.

Naturellement ces chiffres devront en pratique être modifiés, pour tenir compte du poids du couronnement, car ils ont été obtenus en partant des formules qui se rapportent au cas théorique de l'épaisseur de la crête nulle. Toutefois pour des hauteurs de charge assez importantes cette modification n'est pas suffisamment conséquente pour que les déductions que nous pouvons tirer puissent ne plus être valables.

Observons avant tout quelle est l'importance du choix du profil de volume minimum pour l'économie de la construction et quelle est l'influence de la valeur du coefficient R . Ce dernier a été fixé à 0,7 par les prescriptions du règlement italien pour les constructions des barrages à partir de 1931 ; dans le règlement précédent on ne prescrivait que la condition de stabilité au cisaillement.

A la suite des conditions aggravantes que ces dernières dispositions entraînent à l'économie du barrage à gravité.

Il semble désormais nécessaire de changer la conception de la stabilité au cisaillement, elle ne doit plus se rapporter uniquement à la valeur du quotient R , mais aussi aux modalités constructives des barrages, suivant qu'ils sont rectiligne ou curviligne, ainsi qu'à la nature des surfaces d'appui.

On n'exagérera pas trop en avançant que de tous les grands barrages italiens déjà construits aucun ne satisfait aux prescriptions actuelles, en ce qui concerne le coefficient R , si on adopte pour m des valeurs un peu élevées.

1) **Barrages à gravité évidés.** — Quelles que puissent être les prescriptions réglementaires pour l'établissement des projets, il ne faudra évidemment pas croire pour cela que le type du barrage à gravité sera plus rationnel. L'irrationalité n'est pas uniquement dans les conceptions technique, soit comme nous l'avons signalé, les incertitudes prédominent autant dans l'évaluation des souspressions que dans les conséquences qui dérivent des phénomènes thermiques, mais elle l'est surtout dans les conséquences antiéconomiques des masses considérables, qui sont en contraste trop évident avec les tendances modernes d'obtenir le maximum de buts avec le minimum de moyens.

La même masse qu'il y a 70 ans on opposait aux pressions de l'eau dans le barrage, pourtant magnifique, du Furens se

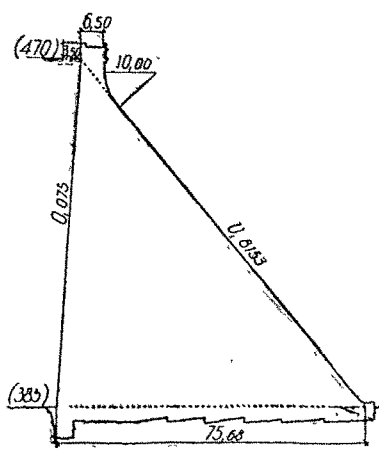


Fig. 3. — Profil du barrage de Suviana

indéniable. Mais on peut se demander s'il ne s'agit pas là que d'un progrès et d'une hardiesse purement limités à l'exécution des constructions. Ceci a pu être rendu possible par les moyens perfectionnés dont la technique de la construction abonde, aussi bien que par les agglomérats à grande résistance que par les aménagements des chantiers qui sont de plus en plus puissants et perfectionnés.

D'autre part, c'est un fait bien connu que depuis longtemps on a fait des propositions très avancées et des tentatives pour obtenir une utilisation plus économique et plus rationnelle de la masse dans les barrages à gravité. Rappelons ici que voilà plusieurs années l'ingénieur Figari se proposait d'alléger la masse des barrages en y créant à l'intérieur des évidements réguliers. C'est ainsi qu'a eu son origine le barrage avec évidement intérieur, proposé par le professeur Narulovitz dans son projet sur le Gelmersee en Suisse qui pourtant n'a pas été mis en exécution.

Il y a dix ans en reprenant l'idée de l'ingénieur Figari l'auteur fit un projet pour les chemins de fer de l'État italien d'un barrage avec évidement à l'intérieur et destiné à capter les eaux du torrent de Rochemolles. Ce barrage était caractérisé par le profil curviligne (fig. 4) des parements et par l'inclinaison très

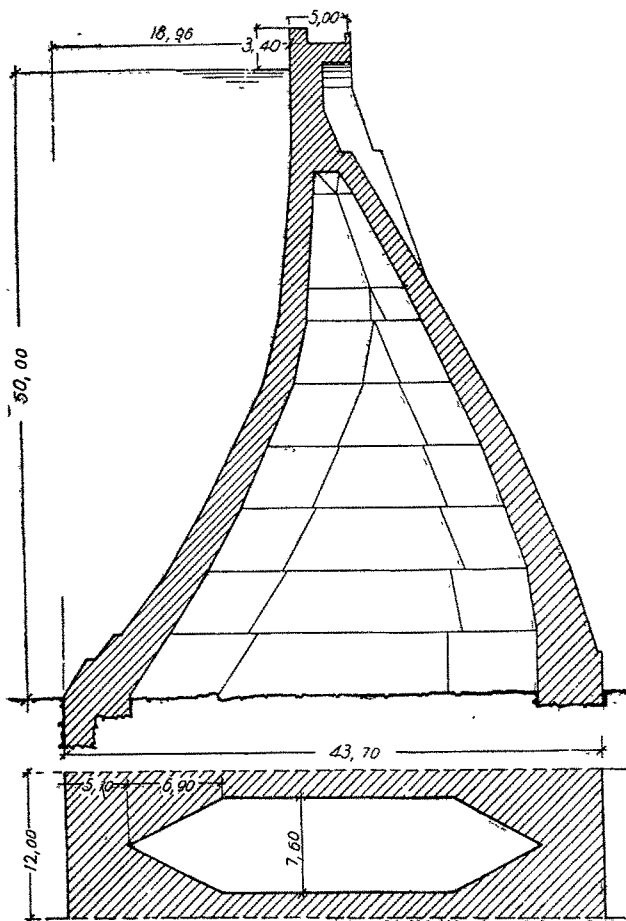


Fig. 4. — Profil et plan du barrage à évidements intérieurs sur le torrent de Rochemolles (projet)

prononcée de celui en amont. Ce qui avait pour but de faire participer une charge verticale d'eau considérable à la stabilité de l'ensemble. Ce projet, qui fut adopté et mis en exécution, fut abandonné à la suite du désastre du Gleno, qui fit de nouveau orienter la construction des barrages vers le type traditionnel des barrages massifs à gravité.

D'autres systèmes ont été étudiés dans le but d'alléger les barrages, depuis le barrage cellulaire de Ciampi à celui tubu-

retrouve aujourd'hui dans le colosse qui porte le nom du président Hoover.

Il est vrai que les 220 mètres du barrage américain comparés aux 56 mètres de barrage français représentent un progrès

laire de Gutzwiller. Mais aucun d'eux, sauf erreur, n'a été exécuté, car dans ces types de barrages la diminution du volume

pas inutile de rappeler les avantages qu'entraîne ce nouveau système, sous certains rapports en comparaison avec le type ordinaire des barrages massifs. Ils se résument comme suit :

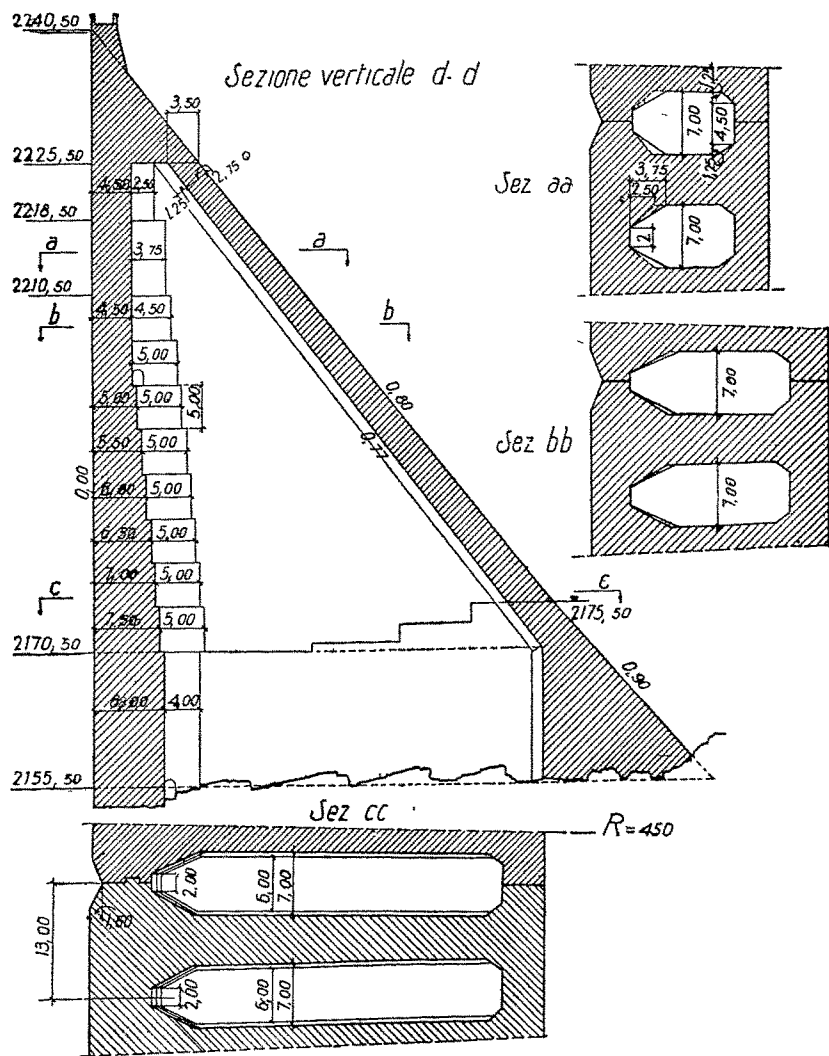


Fig. 5. — Barrage sur la Dixence (projet), coupe verticale

de maçonnerie ne correspond pas à un avantage économique effectif tel pour justifier un essai. Dans les ouvrages de retenue de l'eau, il importe de prendre une énorme responsabilité, ce que malheureusement nous ont enseigné les désastres qui se sont produits.

Toutefois, en Suisse sur la Dixence, pour la plus grande chute du monde exploitée pour une installation hydro-électrique on a adopté le projet d'un barrage à profil triangulaire haut de 85 mètres et évidé à l'intérieur (fig. 5) (*Nemo propheta in patria*, écrit le prof. Forti à propos de Figari).

Puisqu'il s'agit d'un ouvrage très important, importance qui est encore accrue par l'altitude à laquelle on l'effectue (à 2200 m. au-dessus du niveau de la mer), il n'est

a) Réduction très sensible de la zone exposée aux souspressions et donc réduction effective des effets de celle-ci. L'intérieur du barrage étant accessible, il est relativement facile d'exécuter des travaux éventuels d'imperméabilisation, ce qui n'est pas très facile pour les barrages massifs et seulement lorsque le réservoir est vidé.

b) Conditions meilleures concernant les phénomènes thermiques, ceux dus aux variations extérieures de la température ou consécutifs à la prise du conglomerat, à cause des plus grandes surfaces exposées à l'air.

c) L'accès à l'intérieur de l'ouvrage permet une surveillance plus facile et continue.

d) Enfin une économie considérable de la maçonnerie (de 25 à 40 %).

Par contre, et en négligeant cette idée préconçue, de sécurité moindre, qui dérive de la conception de la diminution de la masse, il faut signaler à la charge de ce nouveau type de barrage à évidements internes des taux plus élevés pour les matériaux utilisés et des difficultés de construction bien plus grandes.

Ces dernières sont fonction de la subdivision de la maçonnerie par les évidements et de l'augmentation inévitable de la surface des parements extérieurs.

Pour le type Figari adopté sur la Dixence, les difficultés d'exécution sont surtout accrues par la construction des voûtes qui terminent les évidements. Ces difficultés ne limitent en général que fort peu les avantages économiques qui dérivent de la maçonnerie.

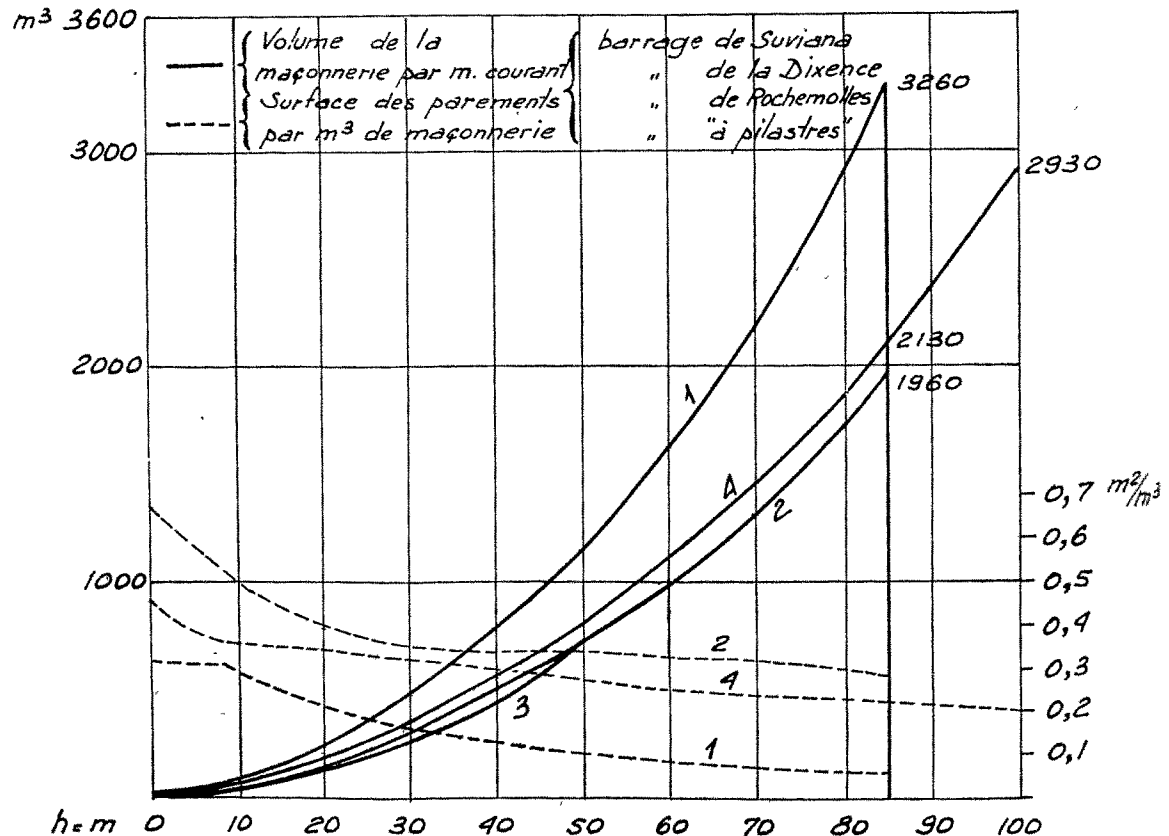


Fig. 6. — Graphique des volumes et des surfaces en fonction de la hauteur dans les barrages de Suviana 1, de la Dixence 2, Rochemolles 3, "à pilastres" 4

Quelquefois, par contre, cet avantage économique peut non seulement augmenter proportionnellement à la réduction des matériaux, mais bien plus lorsque, comme ce fut le cas pour plusieurs barrages italiens de très grande importance, la place manque pour le matériel de construction. Ajoutons aussi que pour les constructions qui s'effectuent en haute montagne où la saison pendant laquelle les travaux sont possibles est souvent limitée à quelques mois seulement, une importante diminution du volume de la maçonnerie peut faire avancer considérablement les débuts de l'utilisation de l'installation.

— Coeff. R
 - - - Efforts principaux σ'_v kg/cm^2
 " " $\frac{\sigma'_v}{\sigma'_m}$ "

- 1. Barrage de Suviana
- 2. " de la Dixence
- 3. " "à pilastres"

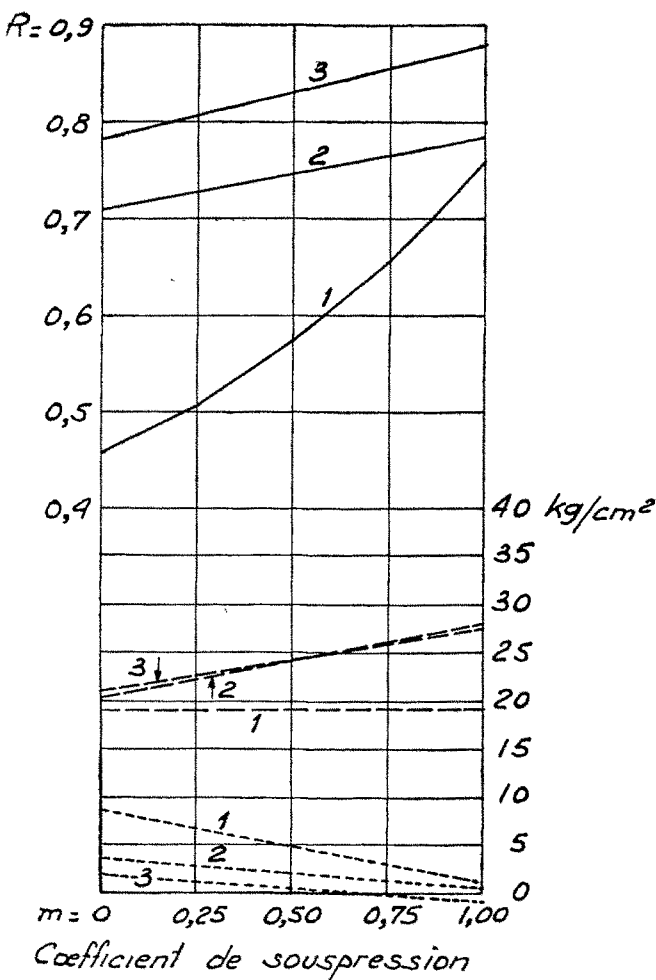


Fig. 7.— Graphique du coefficient R et des efforts principaux dans le plan de coupe passant par la hauteur $h = 8$ m. dans les barrages de Suviana 1, de la Dixence 2, "à pilastres" 3.

En ce qui concerne les charges spécifiques par compression celles-ci sont, comme nous l'avons signalé, en faveur des barrages massifs; toutefois la différence des taux de charge n'est pas très grande et de ce fait n'a pas une grande importance sauf pour une hauteur de retenue très élevée surtout actuellement puisqu'on exige pour les conglomérats et les bétons des minima de résistance assez élevés.

Ces considérations étant exposées une comparaison pratique est opportune.

Nous comparerons entre eux les caractéristiques du barrage de la Dixence et du barrage de Suviana (fig. 3) le plus important d'Italie. A la même hauteur maximum de 85 mètres, on remarque (voir diagrammes fig 6 et 7) :

- a) Le barrage de la Dixence a un volume égal à 60 % de celui de Suviana ;
- b) Dans le premier et par rapport au second l'effort principal maximum à la compression et le coefficient R de glissement dans la section de base sont respectivement plus élevés de 47 et de 23 %, lorsque (en excluant la poussée de la glace ou d'autres nature) on adopte pour les deux barrages un coefficient m de souspression égal à 1.

Le diagramme de la fig 7 nous donne les valeurs de σ'_m , σ'_v et de R à la section de base, tous en fonction du coefficient m et cela avec l'hypothèse que dans le barrage de Suviana toute la section soit soumise à la souspression suivant une variation linéaire, tandis que pour le barrage de la Dixence on suppose que la zone intéressée soit uniquement celle indiquée dans la fig. 8.

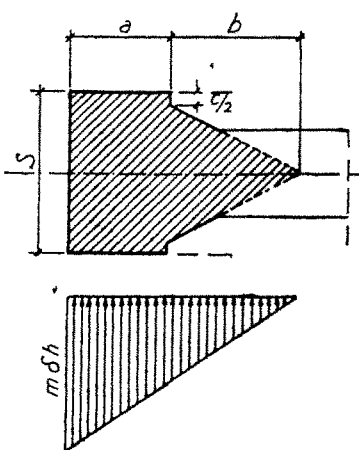


Fig. 8. — Zone de sous-pressure dans le barrage de la Dixence

En admettant aussi pour ce cas la variation linéaire de $m \delta h$ à 0, avec les annotations précédentes on détermine la valeur S_p de la souspression dans la zone comprise entre deux axes d'évidements successifs d'après la relation suivante :

$$S_p = \frac{m \delta h}{2} \left[ca + \frac{2a + b}{2} (s + c) \right] \quad (7)$$

Le moment par rapport au bord amont est :

$$M_{sp} = \frac{m \delta h}{6} \left[ca^2 + \left(a + \frac{b^2}{2} + ab \right) (s + c) \right]$$

Il est opportun de signaler que pour une même hauteur h il serait très justifié d'admettre pour le barrage évidé intérieurement une valeur de m plus faible, puisque, comme il a été dit, l'accessibilité à l'intérieur permet, lorsque l'on constate les souspressions, de les réduire tout au moins si on ne peut pas les supprimer complètement et cela en cours d'exploitation au moyen d'imperméabilisations successives.

Ceci est particulièrement facilité, lorsque l'épaisseur a (fig. 8) de la paroi de retenue est assez limitée pour permettre d'at-

teindre, en utilisant les moyens de perforation ordinaire, la zone du parçment par les injections.

5) Le barrage à "pilastres".

Le type de barrage à évidements intérieurs conserve encore de grandes dimensions transversales, caractéristique défavorable des barrages massifs, en ce qui concerne les dilatations. Il faut lui ajouter une autre difficulté qui provient des joints longitudinaux de contraction.

En effet les joints seront placés dans le milieu des parties

Il s'agit en l'espèce d'une série de piliers placés côte à côte qui sont séparés par un joint de dilatation. Par suite de leur forme, les piliers laissent entre eux un vide qui se prolonge de bas en haut. La section résistante de chaque pilier varie de forme et d'étendue avec la cote. Elle passe en effet de la forme simple d'un trapèze à celle de deux trapèzes accolés par leurs petites bases, de telle sorte qu'à partir d'une certaine profondeur la section horizontale s'approche de la forme d'un double champignon.

Au point de vue constructif il est préférable de modifier la

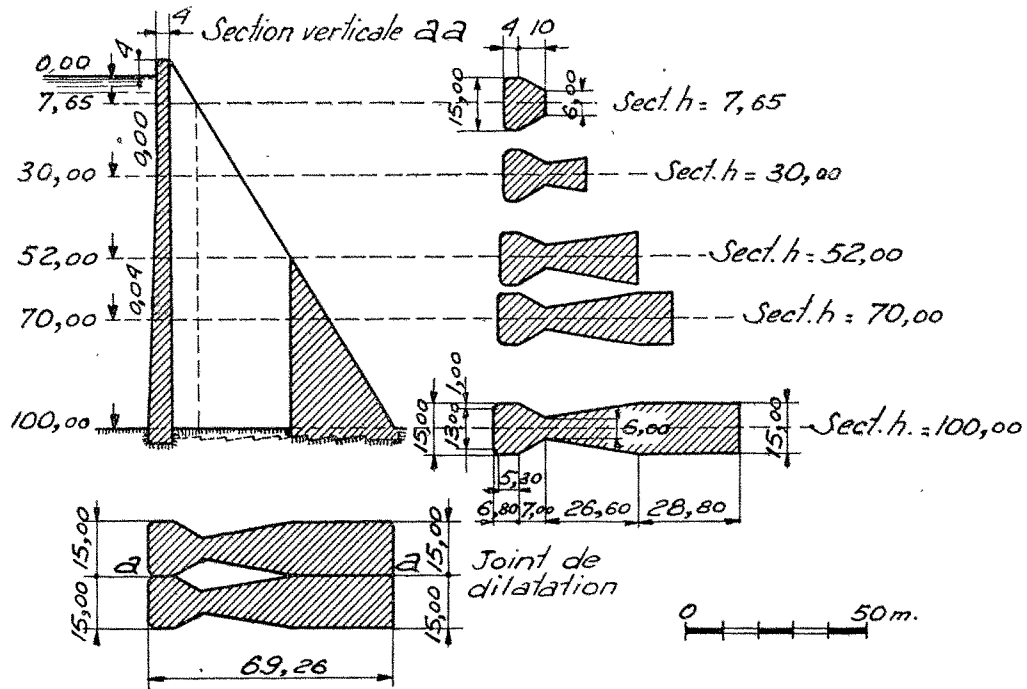


Fig. 9. — Barrage "à pilastres" de 100 m. de hauteur

pleines qui séparent les évidements, mais alors on devra donner à ces parties pleines une épaisseur beaucoup plus grande, ce qui augmentera le volume de la construction au détriment de ce qui était le principal avantage de ce type de barrage. Si pour ces joints on emploie une autre disposition, comme ce fut le cas pour le projet du barrage de la Dixence, en les plaçant dans l'axe d'un évidement; mais alors on est obligé de construire des consoles, qui par leur poids augmenteront les efforts de traction.

Ce sont des efforts dont l'ordre de grandeur est assez faible, comme c'est facile de le vérifier, qui, du fait qu'ils se trouvent en dehors de la zone mouillée, peuvent être supportés en toute sécurité par un conglomérat normal tant qu'ils seront de nature statique.

Mais il faut les redouter lorsqu'à eux s'ajoutent d'autres efforts de nature dynamique, comme il a été déjà dit à propos de joints internes de contraction.

Ce sont ces considérations qui ont conduit l'auteur de cette étude à apporter une modification opportune au type Figari de barrage évidé.

Parmi les différentes modifications possibles nous présentons ici celle qui nous semble la plus intéressante, elle donne lieu à un barrage allégé et que nous appellerons barrage «à pilastres» que la fig. 9 représente schématiquement en élévation et place.

Les dimensions indiquées dans la figure 9 se rapportent à un barrage d'une hauteur de retenue de 100 m.

forme d'un pilier à l'endroit de la section minimum en lui donnant celle indiquée par l'arc en pointillé (fig. 12) plutôt que celle des lignes brisées.

Avec ce système on évite la construction de consoles hori-

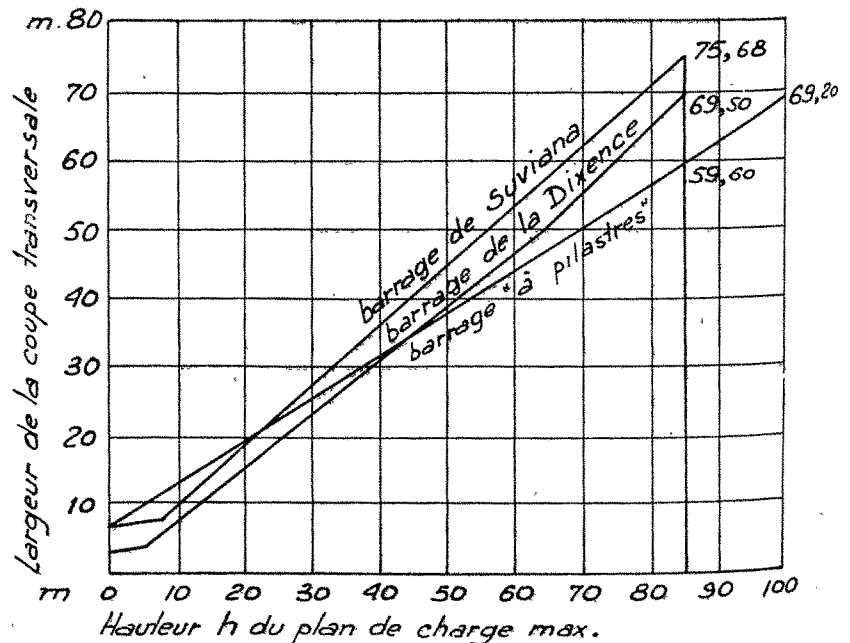


Fig. 10. — Graphique des largeurs en fonction de la hauteur h du plan de charge maximum dans les barrages de Suviana, de la Dixence, "à pilastres"

En comparant les deux tableaux I et II on en déduit que pour une même hauteur de charge $h = 100$ mètres, les caractéristiques d'un barrage « à pilastres » comparées à celles d'un barrage triangulaire au profil de volume minimum (théorique) sont, avec l'hypothèse de $m = 1$, les suivantes :

- a) Le volume par mètre courant diminue d'environ 34 % ;
- b) Le coefficient de glissement augmente de 0,75 à 0,78 ;
- c) L'effort de compression maximum principal σ'_v en oval augmente de 21,2 kg/cm² à 33,5 kg/cm².
- d) L'effort principal en amont σ'_m varie de 0 à 3 kg/cm².

En voulant supposer pour le barrage « à pilastres » les sous-pressions inexistantes, étant donné la faible épaisseur des parois de retenue en amont les valeurs de R , σ'_v , σ'_m seraient respectivement réduites à 0,7, — 30,90 et — 1,09.

On peut conclure que l'avantage le plus considérable de ce type de barrage qui est représenté par une économie considérable de maçonnerie, s'obtient au prix d'un taux de travail plus élevé, mais qui est évalué au point de vue exclusivement statique qui découle des méthodes de calcul, donc en dehors de toute considération relative aux effets thermiques.

Au point de vue de l'exécution le barrage « à pilastres » ne présente pas un surcroît de difficultés appréciables par rapport à la réalisation d'un barrage massif correspondant.

Naturellement le prix de l'unité de volume de la maçonnerie, augmente un peu. Cette augmentation de prix peut être considérée comme provenant uniquement du dosage plus élevé d'agglomérant, nécessaire dans la zone où l'effort unitaire est plus élevé et dépasse les valeurs normales des charges admissibles dans la maçonnerie.

Il va de soi que cette augmentation ne peut être appréciable que pour des valeurs très élevées de h .

Le développement plus considérable des parements intérieurs et extérieurs ne peut influencer que très peu sur le prix de revient, s'il s'agit d'un barrage en béton, car pratiquement dans la construction du barrage massif on est obligé de limiter les coulées

avec des caissons provisoires à cause des raisons qui ont été exposées plus haut.

Toutes ces considérations nous font prévoir qu'avec le type « à pilastres » et pour une hauteur de charge de 100 on peut

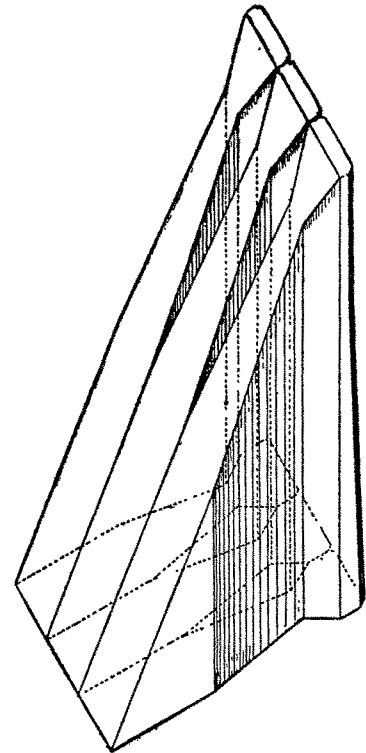


Fig. 13. — Vue perspective du barrage « à pilastres »

escompter en comparaison d'un barrage massif correspondant une économie du prix de revient de 25 à 30 %.

Pour des barrages de hauteur supérieure à celle précédemment considérée, le profil extérieur et la forme des évidements intérieurs devront être modifiés pour pouvoir résister aux efforts maxima dans les limites imposées par la résistance de la maçonnerie.

Traduit de L'INGEGNERE - Novembre 1933.