

CONDITIONS DE STABILITÉ
DES
BARRAGES A GRAVITÉ EN BÉTON

PAR

Fernand CAMPUS

Professeur à la Faculté technique de l'Université de Liège

Extrait du *Bulletin de la Société Belge des Ingénieurs et des Industriels*
3, rue Ravenstein, Bruxelles

PARIS et LIÈGE

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE CH. BERANGER

PARIS

15, rue des Saints Pères, 15

LIÈGE

1, quai de la Grande-Bretagne, 1

—
1930

IMPRIMÉ EN BELGIQUE

Les conditions de stabilité des barrages à gravité en béton

PAR

Fernand CAMPUS

Ingénieur des constructions civiles et électricien (A.I.Br., A.I.Lg. et A.I.M.)

Professeur de constructions civiles et d'hydraulique fluviale

à l'Université de Liège

Membre du Comité belge des grand barrages.

(Séance d'études du 8 avril 1929).

I. — INTRODUCTION

L'étude de la stabilité des barrages à gravité en maçonnerie est une question classique, dont les étapes sont indiquées par les noms de Sazilly, Graeff, Delocre, Krantz, Rankine, Intze, Bouvier, Guillemain, Lévy, Bellet, Rabut, Résal, et dont d'éminents ingénieurs encore vivants s'occupent activement en France, en Italie, en Suisse et aux États-Unis. Aussi l'abordons-nous avec beaucoup de modestie et le souci de rendre toujours aux autres ce qui leur appartient. Notre but est de faire un exposé général facilement compréhensible pour répondre à l'intérêt que l'opinion publique porte actuellement à la question en Belgique. La constitution récente d'un comité des grands barrages par M. le ministre des Travaux publics est caractéristique à cet égard. Ce comité n'est d'ailleurs qu'un élément

national du comité international des grands barrages, fondé à l'initiative du gouvernement français.

Si, au point de vue des principes, nous ne ferons guère œuvre que de commentateur, en nous inspirant toutefois des exemples heureux ou malheureux les plus récents et en donnant à ces commentaires un caractère particulièrement critique, nous chercherons à dégager d'une manière pertinente les conditions essentielles, fondamentales, de la stabilité des grands barrages-poids en béton, telles qu'il convient de les imposer aux constructeurs de ces ouvrages. Nous osons espérer apporter, de la sorte, une contribution efficace aux travaux du comité des grands barrages.

A un point de vue plus scientifique, outre certains développements relatifs à la question de la courbure des barrages-poids, à laquelle nous avons consacré quelques efforts personnels, nous avons pensé qu'il était également utile de mettre en évidence, en ce qui concerne l'étude de la stabilité des barrages, la nécessité de maintenir la théorie en contact constant avec la réalité. Dérivée de la théorie de l'élasticité, branche de la physique mathématique, et actuellement animée d'un souci très heureux d'élever son niveau mathématique, la résistance des matériaux doit cependant rester imprégnée du caractère de science physique, sans quoi elle peut verser dans l'erreur au point de vue des applications techniques, en ne présentant comme contrepartie aucun intérêt mathématique intrinsèque élevé.² Les postulats ne peuvent donc être que des faits d'expérience, mais à ce point de vue l'inobservation d'un fait d'expérience a la signification d'un faux postulat. En cours d'étude même, il est nécessaire de borner les hypothèses mathématiques au domaine des possibilités ou des compatibilités physiques.

A vrai dire, ces principes sont le fondement de la science de l'ingénieur. Mais il arrive à l'ingénieur qui fait des mathématiques de se laisser emporter, dans le silence du cabinet, sur l'aile de son imagination logique. Honorable égarement, mais dont il importe pour le praticien que les effets soient dissipés par l'impératif catégorique des réalités. La dualité mathématique et physique se manifeste particulièrement dans l'étude des grands barrages. D'une part, ce n'est pas trop de toutes les ressources de la résistance des matériaux, qui se sont révélées encore incapables d'apporter une solution complète du pro-

blème. Mais, d'autre part, l'expérience de l'ingénieur constructeur et hydraulicien n'est pas moins nécessaire. La superposition de ces deux conceptions n'exclut pas l'erreur; la vraie solution est de les combiner. C'est pourquoi nous estimons que l'étude de la stabilité des barrages relève des cours d'application, en Belgique donc du cours de génie civil, puisque nous en sommes encore à ces désignations générales.

II. — CALCUL DES MURS-BARRAGES TRIANGULAIRES PAR LA MÉTHODE ORDINAIRE DE LA RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX.

Les premiers théoriciens des barrages à gravité, de Sazilly, Delocre, Krantz, Rankine, etc., s'attachèrent à établir des profils d'égale résistance. Ces sections verticales à parements courbes sont caractéristiques des premiers barrages de la période que l'on pourrait appeler scientifique et qui est inaugurée par le barrage du Furens (gouffre d'Enfer), affluent de la Loire près de Saint-Étienne. On les retrouve dans les barrages construits à l'étranger jusqu'à la fin du siècle dernier. Il est intéressant d'observer qu'à ce point de vue, le barrage belge de la Gileppe se distingue par ses parements plans et n'est pas loin de réaliser un barrage triangulaire suivant la conception moderne, mais particulièrement massif, il est vrai.

Ces formes complexes ont été pratiquement abandonnées depuis lors, principalement pour des raisons tenant aux conditions de stabilité, qui étaient en principe les suivantes. On exigeait que la ligne des pressions rapportée aux tranches horizontales du barrage restât dans l'intérieur du noyau central en toutes circonstances, pour éviter des extensions dans la maçonnerie au voisinage des parements, selon la conception élémentaire de la résistance des massifs de maçonnerie. Ensuite, on limitait le maximum de compression unitaire dans les tranches horizontales, calculé par les formules ordinaires de flexion.

Des essais sur modèles ont montré que ces conditions ainsi appliquées n'empêchaient pas la production d'extensions et que les fatigues étaient supérieures à celles qui étaient calculées. (Travaux de Ottley et Brightmore, Wilson et Gore, Hill; *Minutes of Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, vol. CLXXII, session de 1907 à 1908, partie II; voir aussi *The Engineer*, 31 janvier 1908.) La méthode ne procurait aucune notion des

efforts de cisaillement, que certains auteurs considéraient comme importants. (*On some disregarded points in the stability of masonry dams*, par L.-W. Atcherley et le prof. Pearson, London 1904.) Elle ne se préoccupait pas des sous-pressions. Enfin, le principe de l'égle résistance était bien discutable, puisque les fatigues calculées n'étaient que grossièrement approximatives et ne pouvaient donc pas donner l'assurance que l'égle résistance fût bien réalisée. D'autre part, si ce principe semblait favoriser l'économie, il était par contre peu avantageux pour la sécurité; or dans la balance entre ces deux points de vue, le choix des ingénieurs responsables se portera généralement vers le second.

A la suite de la rupture du barrage de Bouzey, survenue le 27 avril 1895, M. Levy a de 1895 à 1898 publié un ensemble de communications au sujet des causes de la rupture et des conditions de stabilité de ces ouvrages. L'importance qu'il attribue aux glissements dans la rupture a été sérieusement contestée et est probablement exagérée. Néanmoins, le mérite de M. Levy se mesure au fait que tous les ouvrages modernes en France, en Italie, en Suisse, en Espagne, en Belgique, etc., ont été établis suivant la conception de cet ingénieur éminent, qui est encore pratiquement à l'heure actuelle la meilleure dont on dispose. Elle s'est moins répandue en Amérique et en Allemagne et presque pas dans l'Empire britannique, où l'ancienne méthode semble encore exclusivement en honneur. (Voir, par exemple, *Engineering* du 21 juin 1929.)

Un des grands mérites de M. Levy a été d'appliquer au calcul des barrages les éléments de la théorie de l'élasticité des milieux continus. Encore qu'il n'ait pu le faire que d'une manière imparfaite, il n'en a pas moins jeté des lumières nouvelles et pénétrantes sur la question et nous devons bien constater qu'aucun progrès pratique et décisif n'a été accompli après lui. Il a mis ainsi en honneur la section triangulaire des barrages, dont la forme fondamentale est déterminée par deux parements plans se coupant au niveau du plan d'eau supérieur. Cette forme a l'avantage d'une grande simplicité. Elle ne diffère pas considérablement comme dimensions des types dérivés du barrage du Furens. L'analogie est augmentée du fait de la superposition d'un couronnement rectangulaire ou trapézoïdal au profil triangulaire fondamental, qui constitue malheureusement une perturbation au point de vue du calcul. Théoriquement, la forme triangulaire a surtout l'avantage de permettre, moyen-

nant certaines hypothèses, le plein développement de la méthode de l'élasticité. Le besoin d'y apporter des correctifs a été éprouvé depuis lors, mais n'a pas encore été résolu. Si la solution parfaite peut être trouvée un jour, il y a toute apparence que c'est le profil triangulaire qui s'y prêtera le mieux. Nous n'étudierons donc que celui-là, c'est d'ailleurs pratiquement le seul employé dans nos pays.

La planche 1 ci-après résume le calcul par la *méthode ordinaire de la résistance des matériaux*, c'est-à-dire celle qui applique au barrage épais en maçonnerie les formules ordinaires de la flexion

plane des pièces prismatiques longues $\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{Mv}{I}$

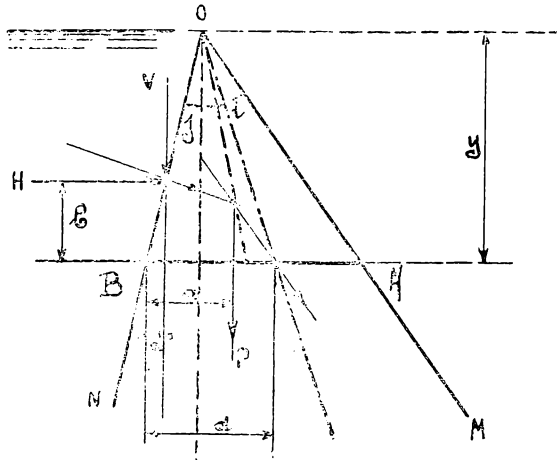
Le barrage est donc considéré comme une pièce fléchie encastree à la base et parfaitement élastique. En outre, puisque l'on considère la sollicitation comme plane, on envisage qu'il n'y a aucune contrainte dans les plans verticaux normaux à l'arête du barrage. Si celui-ci est un monolithe théorique, cela revient à considérer le barrage comme rectiligne et indéfini en plan ou, en d'autres termes, suffisamment long. Le calcul s'applique alors à une tranche verticale de longueur égale à l'unité, suffisamment éloignée des extrémités du barrage.

Les forces extérieures sont le poids propre, qui agit seul à vide, et la pression hydrostatique qui s'y ajoute en charge. Le plan d'eau affleure au sommet du triangle fondamental. La formule des tensions de flexion s'applique, ainsi qu'on le sait, aux *sections transversales* du prisme fléchi, c'est-à-dire normales à l'axe. La définition de ces éléments géométriques est souvent délicate pour les pièces longues de forme complexe; pour les barrages aussi elle constitue une difficulté. Certains auteurs envisagent des sections obliques; nous reviendrons plus loin sur ce point. La difficulté provient de la base, généralement ou sensiblement horizontale. Aussi considère-t-on le plus souvent des sections horizontales et nous nous rallions à cette coutume. Cette méthode admet donc à priori la variation linéaire des tensions normales dans une section horizontale quelconque comme conséquence de l'élasticité. Il en résulte, comme le démontre la planche 1, qu'il y a *homothétie* par rapport au sommet O du barrage; c'est-à-dire que deux éléments correspondants en deux points quelconques situés sur une demi-droite issue de O sont proportionnels à la distance de O à ces points. C'est pourquoi nous n'avons pas indiqué la base du barrage sur le croquis de la planche 1, mais

Calcul des murs -barrages triangulaires par la méthode ordinaire de la résistance des matériaux.

$$m = \operatorname{tg} i \quad n = \operatorname{tg} j \quad P = \Pi y^2 \left(\frac{m+n}{2} \right) \quad a = y \frac{m+2n}{3}$$

$$V = \omega \frac{y n}{2} \quad a' = \frac{y n}{3} \quad H = \frac{\omega y^2}{2} \quad b = \frac{y}{3}$$



$$d = \frac{y}{3} \frac{1 + n^2 + \frac{11}{\omega} (m+n) (m+2n)}{n + \frac{11}{\omega} (m+n)}$$

simplement une section horizontale AB à un niveau quelconque. Les fatigues en un point ne sont donc pas, suivant cette méthode, influencées par la position relativement à la base, mais uniquement par la distance au sommet.

Il résulte de l'homothétie qu'aussi bien en charge qu'à vide, la ligne des pressions est une droite passant par le sommet, car d et a sont fonctions linéaires de y .

$$\sigma_b = \omega y \frac{\frac{\Pi}{\omega} (m+n) m + 2 m n + n^2 - 1}{(m+n)^2}$$

$$\sigma_{bm} = \sigma_b (1 + n^2) - \omega y n^2$$

$$\sigma_a = \omega y \frac{\frac{\Pi}{\omega} (m+n) n + 1 - mn}{(m+n)^2}$$

$$\sigma_{am} = \sigma_a (1 + m^2)$$

$$\theta = \frac{\sigma_{bm}}{\omega y} = \frac{\frac{\Pi}{\omega} (1 + n^2) (m+n) m - (1 - mn)^2}{(m+n)^2} = \text{cte}$$

Si $n = 0$ (parement amont vertical)

$$\sigma_{am} = \frac{1 + m^2}{m^2} \omega y \quad \sigma_{bm} = \omega y \frac{\frac{\Pi}{\omega} m^2 - 1}{m^2} \quad \theta = \frac{\Pi}{\omega} - \frac{1}{m^2}$$

$$m = \sqrt{\frac{1}{\Pi - \theta \omega}}$$

A vide : $V = 0$ $H = 0$

$$\sigma_b = \Pi y \frac{m}{m+n} \quad \sigma_a = \Pi y \frac{n}{m+n} \quad \sigma_{bm} = \sigma_b (1 + m^2)$$

Si $n = 0$ (parement amont vertical) $\sigma_{bm} = \Pi y$.

σ_a et σ_b étant les tensions normales au joint horizontal en A et B, σ_{am} et σ_{bm} désignent les tensions normales parallèles aux parements, qui en dérivent par les formules de M. Lévy indiquées dans la planche I et qui s'établissent très aisément par l'équilibre du prisme triangulaire rectangle infiniment petit, familier à tous ceux qui connaissent les rudiments de la théorie de l'élasticité. Aux parements libres, σ_m est la tension principale maximum. Au parement mouillé, σ_{bm} est une tension principale ainsi que ωy , pression hydrostatique normale au parement. On peut distinguer laquelle des deux est la plus grande par le rapport $\theta = \frac{\sigma_{bm}}{\omega y}$ *tension normale parallèle au parement* / *pression hydrostatique sur le parement*.

dont nous ferons un fréquent usage dans la suite. Lorsque $\theta > 1$, σ_{bm} est la tension principale maximum; si $\theta < 1$, c'est ωy . La valeur minimum de θ est évidemment nulle, puisque $\theta < 0$ signifie qu'il y a extension, ce qui est proscrit. L'expression de θ est particulièrement simple lorsque le parement mouillé est vertical. Pour une valeur donnée de θ , on en déduit l'inclinaison du parement

aval par la formule $m = \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}}$, dans laquelle ω représente

le poids spécifique de l'eau, π celui de la maçonnerie. On peut donc dire que θ détermine complètement le profil du barrage lorsque l'on a adopté une certaine inclinaison du parement mouillé. La valeur minimum de m correspond à $\theta = 0$ et est

$$m = \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}.$$

Un profil spécial est celui pour lequel $\theta = 1$, condition qui porte le nom de M. Lévy. Nous en définirons la signification plus loin. Lorsque le parement mouillé est vertical, la condition

$$\text{de M. Lévy s'exprime par } m = \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \omega}}.$$

La méthode ordinaire de la résistance des matériaux ainsi considérée ne donne aucune indication sur les tensions tangentielles. Il n'est évidemment pas permis d'en déduire que ces tensions n'existent pas. Si leur répartition dans la section horizontale AB nous est inconnue, leur résultante est bien déterminée; elle est égale à H. Selon la conception ordinaire de la stabilité de glissement des maçonneries, on se rapporte au rapport

$$\frac{T}{N} = \frac{H}{P + V} = \frac{\omega}{\pi (m + n) + \omega n}$$

qui doit être inférieur à $\frac{1}{s} \operatorname{tg} \varphi$, φ étant l'angle de frottement de la maçonnerie sèche sur elle-même et s un coefficient de sécurité.

Lorsque le parement mouillé est vertical, $\frac{T}{N} = \frac{\omega}{\pi m} \leq \frac{1}{s} \operatorname{tg} \varphi$

d'où $m \geq \frac{s\omega}{\pi \operatorname{tg} \varphi}$. Si nous considérons que m est défini par $\sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}}$,

pour assurer la stabilité de glissement, il faut que $m > \frac{\omega}{\pi} \frac{s}{\operatorname{tg} \varphi}$

$$\text{et} \quad \theta \geq \frac{\pi}{\omega} \left[1 - \frac{\pi \operatorname{tg}^2 \varphi}{s^2} \right]$$

En admettant $\pi = 2300$, $\omega = 1000$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,75$ et $s = 2$, on trouve $\theta \geq 1,56$. A cette valeur élevée correspond $m = 1,16 > 1$; elle résulte toutefois principalement du coefficient de sécurité s . On trouve que $\theta = 0$ pour $s = 1,14$. L'analyse précédente est trop sommaire pour permettre d'exprimer une opinion définitive sur la question du glissement. Elle indique cependant déjà qu'il faut y apporter une sérieuse attention.

III. — EFFETS DES SOUS-PRESSIONS

On appelle sous-pressions les pressions hydrostatiques développées dans le corps du barrage par les eaux qui s'y infiltrent sous l'effet de la charge motrice produite par la retenue. Aucun barrage n'est absolument étanche. Nous constatons de la sorte une réalité physique capitale, dont l'ingénieur doit tenir compte dans l'étude des conditions de stabilité des barrages. La question de l'existence même des sous-pressions échappe naturellement à l'analyse mathématique, c'est un fait d'observation.

Par exemple, les grands barrages construits en Belgique laissent apparaître, au parement aval, des indices très caractéristiques de suintements appréciables. Donc, des filets d'eau circulent à travers l'épaisseur de la maçonnerie depuis le parement amont, où règne la pleine pression de l'eau ωy , jusqu'au parement aval, où elle est nulle. En vertu des lois élémentaires de l'hydraulique, la pression doit varier entre ces valeurs extrêmes dans l'étendue du barrage. Il en résulte qu'il s'y exerce des pressions hydrostatiques.

Nous discuterons le principe des sous-pressions dans la suite, mais nous chercherons d'abord de quelle manière les sous-pressions peuvent modifier les conditions de stabilité d'après l'étude du paragraphe précédent. Elles produisent une aggravation des contraintes, qui dépend de l'importance et de la répartition des sous-pressions. Nous rencontrons ici une sérieuse difficulté. Si les hydrauliciens sont en effet d'avis que *des* sous-pressions existent, il leur est par contre impossible d'en déterminer péremptoirement l'importance et la répartition. Les sous-pressions sont aussi difficilement mesurables que les tensions internes en un point quelconque d'un grand massif, davantage même, car elles n'existent pas nécessairement partout. Des tentatives, peu nombreuses, ont été faites pour les mesurer, principalement sous les fondations. Elles ont donné des résultats

positifs en Allemagne. (Engels, *Handbuch des Wasserbaues*, tome I, 2^e édition, p. 645.) La loi observée de variations des pressions est linéaire. Elle varie de la pleine pression en amont à la demi-charge en aval lorsque la fondation n'est pas drainée et s'annule en aval si la fondation est drainée. Sans vouloir amoindrir la signification de ces résultats découlant d'observations faites sur au moins cinq grands barrages, nous ne croyons cependant pouvoir leur attribuer qu'une valeur indicative, non le caractère d'une loi quantitative. Le dernier Congrès international de navigation (XIV^e Congrès, Le Caire 1926) a renouvelé le vœu que des mesures et recherches soient faites en plus grand nombre pour élucider la question. D'ici là nous en sommes réduits aux hypothèses, dont nous devons exiger avant tout qu'elles soient plausibles (1).

Nous ne considérons pas particulièrement les sous-pressions dans les fondations, influencées par les encastrement, les murs de garde, les injections de ciment et réduites sinon annulées le plus souvent par les drainages, mais bien celles qui s'exercent dans un point horizontal quelconque de maçonnerie. Nous connaissons alors sans ambiguïté les pressions extrêmes : pleine charge en amont, nulle en aval. Les suintements étant des filtrations, l'hypothèse la plus plausible de variation de la pression est celle de la loi linéaire, conformément à la loi de filtration de Poisseuille-Darcy. Cette hypothèse est fortifiée par les observations allemandes précitées. Nous supposons donc qu'il existe dans le joint horizontal une sous-pression variant de s à l'amont jusqu'à 0 à l'aval suivant la loi triangulaire. Les tensions internes se superposent aux sous-pressions suivant les indications de la planche II et, si nous considérons un mur triangulaire à parement mouillé vertical, en désignant la sous-pression maximum s par $\theta \cdot h$ ($\theta \cdot h$ étant la charge d'eau sur le point considéré), nous obtenons la conclusion remarquable que tout se passe comme si dans la méthode du § II, on réduisait le poids spécifique de la maçonnerie de la quantité $\theta \omega$. Ceci donne la mesure de la réduction de stabilité du mur, puisque celle-ci dépend uniquement de son poids.

(1) Depuis que ces notes ont été écrites, M. H. de B. Parsons a présenté au Congrès international de l'Art de l'Ingénieur, à Tokio (1929), un mémoire sur l'ensemble des observations relatives aux pressions hydrostatiques sous les bases des barrages. (*Engineering*, 7 et 13 février, 1930.) Ainsi que nous avons pu l'exposer dans la *Revue Universelle des Mines* du 15 avril 1930, ce mémoire confirme nos arguments.

Si nous imposons maintenant qu'il n'y ait pas d'extension en charge au parement mouillé, nous obtenons la condition

$$m \geq \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}}, \text{ ce qui nous fait saisir la pleine signification}$$

physique du coefficient θ , qui s'identifie bien avec le coefficient considéré sous le même symbole au § II. Le coefficient θ , défini par le rapport

compression principale parallèle au parement en charge
pression hydrostatique sur le parement en charge

s'identifie avec le facteur de sous-pression correspondant à l'absence d'extension au parement en charge. Les figures de la planche 3 montrent l'identité de ces définitions sans qu'il soit nécessaire d'insister. Si notamment on envisage la pleine sous-pression, $\theta = 1$, on retrouve la condition de M. Lévy. La planche 3 montre aussi les dimensions relatives de trois barrages calculés pour divers degrés de sous-pressions.

D'autres hypothèses ont été faites au sujet de la loi de variation des sous-pressions. Nous croyons trouver ici quelques exemples de ces hypothèses arbitraires non conformes aux réalités, quelle que soit leur ingéniosité logique.

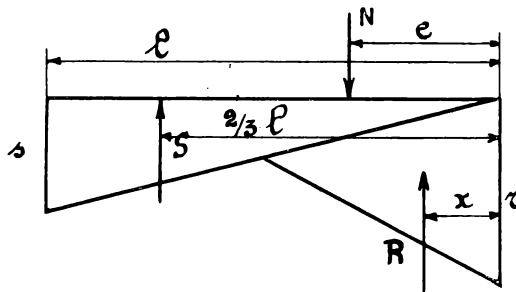
PLANCHE II.

Effets des sous-pressions variant suivant la loi du triangle

$$S = \frac{ls}{2} < N \quad R = N - \frac{ls}{2}$$

$$\frac{l^2 s}{3} < Ne \quad x = \frac{Ne - \frac{l^2 s}{3}}{N - \frac{ls}{2}}$$

$$\text{Si } x < \frac{l}{3} \quad r = \frac{(2N - ls)^2}{2(3Nl - l^2 s)}$$



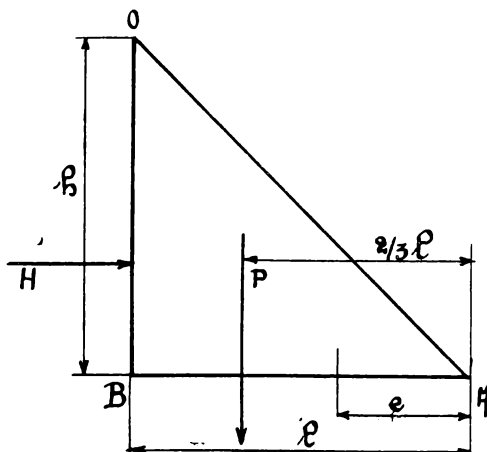
Mur triangulaire à parement amont vertical :

$$N = \frac{11}{2} h l$$

$$H = \frac{\omega}{2} h^2$$

$$s = \theta \omega h$$

$$x = \frac{1}{3} \left(2 l - \frac{\omega}{11 - \theta \omega} \frac{h^2}{l} \right)$$

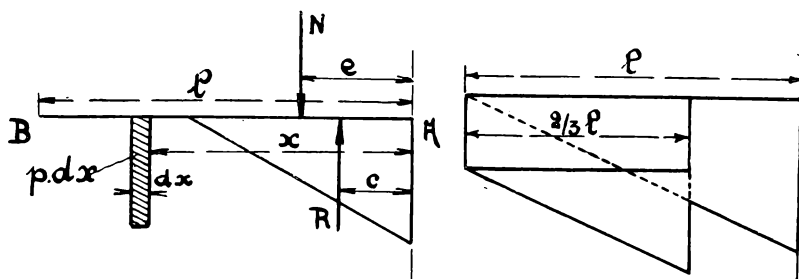


La loi des pressions internes sur la maçonnerie dans un joint horizontal est la même que si le poids spécifique de la maçonnerie était réduit de $\theta \omega$. Pour qu'il n'y ait pas d'extension en B, il faut

$$\text{que } x \geq \frac{l}{3} \text{ ou}$$

$$m \geq \sqrt{\frac{\omega}{11 - \theta \omega}}$$

Formule de Rabut



$$m \geq \sqrt{\frac{\omega}{11 - 1,33 \theta \omega}}$$

Considérons un joint soumis à un effort normal N excentré et à une sous-pression élémentaire $p dx$. Nous supposons que les tensions internes obéissent à la loi du triangle. (Voir planche II.)

$$\text{On a } R = N - s dx \text{ et } c = \frac{Ne - sx dx}{N - s dx}$$

En l'absence de sous-pressions, $s = 0$, $c = e$.

Le résultat est le même si $x = e$. Si $x = e - \varepsilon < e$,
 $c = e + \frac{s \varepsilon dx}{N - s dx} > e$, la situation du joint est améliorée.

Si $x = e + \varepsilon > e$, $c = e - \frac{s \varepsilon dx}{N - s dx} > e$, la situation du joint est aggravée. La condition limite de stabilité étant qu'il n'y ait pas d'extension en B, nous devons envisager $c = \frac{l}{3}$ et par

conséquent l'effet le plus défavorable possible des sous-pressions sera obtenu lorsque celles-ci seront maxima dans l'étendue des deux tiers du joint vers l'amont.

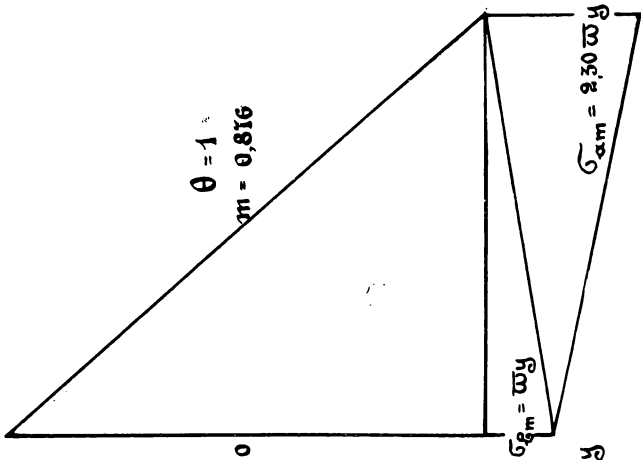
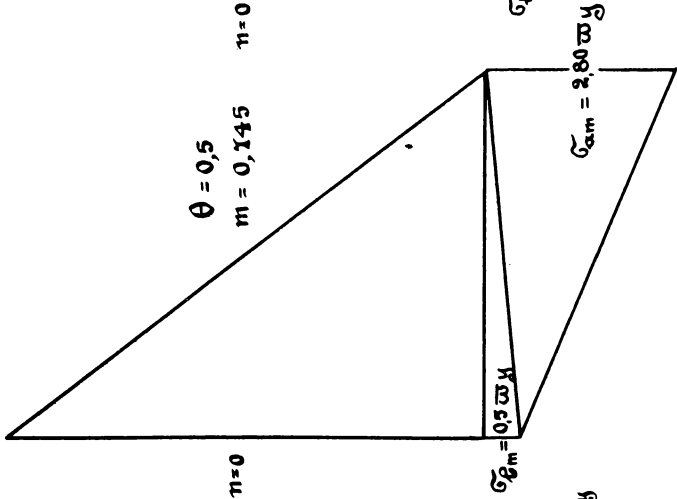
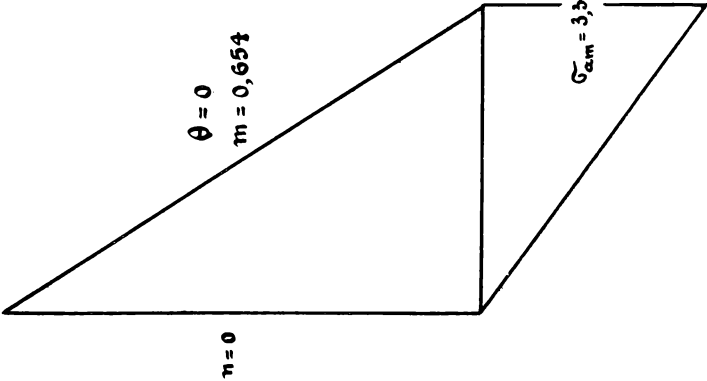
Telle est l'observation que M. Charles Rabut présentait à l'Académie des Sciences le 5 mai 1924. Si la sous-pression constante est $s = \theta \omega$, pour le cas du mur triangulaire à parement vertical, on trouve comme condition pour qu'il n'y ait pas d'extensions en B

$$m \geq \sqrt{\frac{\omega}{\pi - 1,333 \theta \omega}}$$

Cette formule de Rabut est sensiblement plus sévère que celle de M. Lévy. Nous pensons qu'elle est excessive et sans réalité. Pour que l'hypothèse faite se réalise, il faudrait que l'eau ait accès sans résistance sur les deux tiers amont du joint et que celui-ci soit absolument étanche sur le tiers aval. Nous pensons que ce serait à peine réalisable dans le joint de fondation d'un mur très épais, satisfaisant à la condition de Rabut, possédant un mur de garde épais à l'aval et aucun drainage de fondation. Nous nous abstenons de qualifier le constructeur qui agirait de la sorte. Nous pensons que l'on établira toujours le mur de garde à l'amont et que l'on drainera l'aval, ce qui suffit pour annuler la condition de Rabut. Dans un joint en élévation, nous ne pouvons concevoir qu'il soit ouvert sur les deux tiers amont et absolument étanche dans le tiers aval, quels que soient les effets du retrait, du refroidissement interne, de l'humectation et des variations thermiques externes. Et si cette situation se produisait cependant dans un mur ne satisfaisant pas à la condition de Rabut, qu'arriverait-il? Ceci, que le joint se fissurerait dans le tiers restant et qu'*ipso facto*, s'établirait la loi triangulaire des sous-pressions. Le mur est donc bon s'il satisfait à la condition de M. Lévy.

* Les travaux de recherche effectués dans le Barrage de Robertville en 1921 ont montré cependant que l'eau pénétrait par le parement amont jusqu'à une certaine profondeur, au delà de laquelle elle ne semblait pas s'infiltrer. L'eau était donc immobile, la pression doit être uniforme dans toute la zone imprégnée. La question est de savoir si cette imprégnation peut atteindre les 2/3 du Barrage.

Sécurité d'un mur-barrage triangulaire au point de vue des sous-pressions.



$$\left(\frac{\omega}{\Pi} = \frac{I}{2,3} \right)$$

$$m = \sqrt{\frac{\omega}{\Pi}}$$

$$m = \sqrt{\frac{\omega}{\Pi - \theta \omega}}$$

$$m = \sqrt{\frac{\omega}{\Pi - \omega}}$$

(Condition de M. LÉVY.)

L'hypothèse de la sous-pression constante dans toute l'étendue du joint a été faite également par des auteurs allemands, pour les fondations, et évoquée à nouveau, par un entraînement mathématique, dans une communication faite à l'Académie des Sciences, sous le nom d'étanchement aval. Il en a été fait justice. (Voir *Le Génie civil* des 10, 17, 24, 31 mars, 7 avril et 5 mai 1928.) Il faudrait en l'occurrence que l'eau ait accès librement dans toute l'étendue du barrage et soit retenue par une pellicule infiniment résistante, posée sur la face aval. Nous croyons cette conception très caractéristique au point de vue des écarts que la théorie peut se permettre par rapport aux réalités. L'hypothèse de la sous-pression uniforme totale ne présente même pas l'intérêt, ni d'être la plus défavorable, ni la plus commode à envisager. Si nous l'appelons s , en conservant les notations

précédentes, nous obtenons $R = N - sl$ et $c = \frac{Ne - \frac{sl^2}{2}}{N - sl}$.

En exprimant la condition de stabilité limite pour qu'il n'y ait pas d'extensions en B, on trouve pour le mur triangulaire à parement mouillé vertical

$$m \geq \sqrt{\frac{\omega}{\pi + \theta \omega}} \quad (1),$$

condition ~~moins sévère que~~ celle de M. Lévy et conduisant à des dimensions moindres qu'en l'absence de toute sous-pression

~~$\left(m \geq \sqrt{\frac{\omega}{\pi}}\right)$. Au point de vue des efforts normaux, cette condition~~ serait donc dangereuse. Nous croyons donc que la condition de M. Lévy est la plus raisonnable et la plus plausible. Elle est favorable à la sécurité sans exagération.

Examinons ensuite l'effet des sous-pressions sur le glissement. On constate une sensible aggravation (2). Pour le cas de la

(1) En effet, la condition $c = \frac{l}{3}$ donne $N \left(e - \frac{l}{3}\right) = \frac{sl^2}{6}$.

Or $e = \frac{\omega h^2}{\pi 3l}$ selon les notations de la planche II.

Donc $\frac{\pi h l}{2} \left(\frac{\omega h^2}{\pi 3l} + \frac{l}{3}\right) = \frac{\theta \omega h l^2}{6}$, en posant $s = \theta \omega h$.

D'où $m^2 (\pi + \theta \omega) = \omega$ et la condition ci-dessus établie.

(2) Nous avons développé la question des effets des sous-pressions sur le danger de glissement à la suite des judicieuses observations que M. le colonel P. Van Deuren a bien voulu présenter lors de l'exposé de notre communication à la séance d'études du 8 avril 1929.

répartition triangulaire des sous-pressions, nous avons montré que tout se passe comme si, en l'absence de sous-pressions, le poids spécifique de la maçonnerie était diminué de $\theta\omega$. Donc

$$\frac{T}{N} = \frac{\omega}{(\pi - \theta\omega)(m + n) + \omega n}$$

Il est d'ailleurs très aisé de vérifier cette formule directement.

Il en résulte que les sous-pressions augmentent le rapport $\frac{T}{N}$.

Si le parement mouillé est vertical, $n = 0$ et $\frac{T}{N} = \frac{\omega}{(\pi - \theta\omega)m}$

Pour $\omega = 1000$, $\pi = 2,300$, on a

$\theta = 0$	0,5	1,00
$m \frac{T}{N} = 0,434$	0,556	0,779

Donc, pour une même sécurité au glissement, c'est-à-dire même valeur de $\frac{T}{N}$, les épaisseurs d'un barrage triangulaire à parement mouillé vertical doivent être dans les rapports $0,434 : 0,556 : 0,779 = 1 : 1,28 : 1,81$, selon que la sous-pression est nulle, de 50 p. c. ou de 100 p. c.

Les sous-pressions aggravent donc proportionnellement plus le danger de glissement que le danger de renversement, semble-t-il à première vue. Cependant, il ne faut pas exagérer, car la sécurité stricte de glissement admet $\frac{T}{N} \geq tg\varphi$, dès lors on trouve, en admettant $tg\varphi = 0,75$.

$\theta =$	0	0,5	1,00
Condition de sécurité de glissement $m =$	0,579	0,741	1,038
Condition de sécurité de renversement $m =$	0,654	0,745	0,876

Pour prévenir toute objection, notons encore que la valeur de $tg\varphi$ ne peut en principe être la même pour un joint sec ($\theta = 0$) et un joint à sous-pressions, donc mouillé. La valeur $tg\varphi = 0,75$ est, en fait, plutôt faible pour un joint de béton sec, c'est une valeur de sécurité. Des expériences de M. J. Lira, professeur à l'Université de Valparaiso (1) et effectuées sur les blocs de béton du brise-lames d'Antofagasta, ont donné comme valeur moyenne de $tg\varphi$ 0,60 pour les faces mouillées, avec un minimum de 0,54.

(1) Génie civil du 24 novembre 1928.

Il est vrai qu'il s'agissait de blocs moulés, donc à parois relativement lisses, et abondamment mouillés à l'eau de mer. Comme il s'agit ici de joints accidentels dans un massif continu et homogène, et que les infiltrations sont modérées, nous pensons que la valeur $tg\varphi = 0.75$ convient et ne pourrait certes être inférieure à 0.60. Pour $tg\varphi = 0.60$, on trouve

$$\begin{array}{lll} 0 = 0 & 0,5 & 1,00 \\ m = 0,724 & 0,927 & 1,298 \end{array}$$

Nous estimons que l'on peut conclure qu'un mur de barrage triangulaire à parement vertical stable au renversement, pour un degré modéré de sous-pressions (inférieur à 0.5 par exemple), l'est également au point de vue du glissement dans les mêmes conditions. Mais si aucune précaution n'est prise pour limiter les sous-pressions et si celles-ci peuvent donc devenir importantes, éventuellement intégrales, on voit que la stabilité de glissement exige des barrages plus massifs que celle de renversement.

Apportons cependant un correctif important à ces observations. Pratiquement, le parement mouillé est toujours incliné, de 0.02 à 0.10 environ. En outre, le barrage est terminé par un couronnement rectangulaire ou trapézoïdal, qui s'élève de plusieurs mètres au-dessus de la retenue maximum. Ces deux dispositifs ajoutent des efforts verticaux stabilisants, tant au point de vue des renversements que du glissement en charge, mais avec un effet plus important pour le dernier. On a coutume de considérer que le parement amont incliné est nécessaire pour éviter des extensions au parement aval lorsque le réservoir est vide, sous l'effet du poids excentré du couronnement. Nous considérons que ce n'est là en fait que la moindre fonction de cette inclinaison et qui est de nature à la faire réduire, par raison d'économie, à des valeurs insignifiantes telles que 0,2. Nous pensons que la fonction stabilisante de cette inclinaison, au point de vue du glissement est bien plus importante et qu'il est désirable d'adopter des valeurs de n non inférieures à 0.05 et de préférence égales à 0.10 (1)

N'oublions pas que nous devons encore tenir compte d'efforts horizontaux supplémentaires s'exerçant sur le couronnement et

(1) Après vingt-sept années, ces conclusions sont identiques à celles auxquelles arrivait le colonel P. Van Deuren, alors sous-lieutenant du génie, dans une étude publiée en 1902 dans les *Annales des Travaux Publics de Belgique*.

dûs au vent, aux vagues, aux glaçons et à une surélévation éventuelle du plan d'eau jusqu'à la crête. Dans notre pays, les trois premiers effets peuvent être considérés comme insignifiants pour un grand barrage et, en ce qui concerne le dernier, qui peut être important, il est préférable de se garder non par la stabilité, mais par l'hydraulique, c'est-à-dire d'établir un déversoir largement conçu et pourvu de vannes automatiques, de manière à se prémunir sûrement contre toute élévation du plan d'eau. Nous croyons inutile d'insister sur ce dernier point, quelque peu en dehors de notre sujet, après les intéressantes observations présentées par M. Mesnager (*Génie civil et Annales des Travaux Publics de Belgique*, 1928.) Sauf cependant pour souligner encore l'interdépendance des points de vue stabilité et hydraulique.

Y a-t-il lieu d'envisager d'autres lois de sous-pression au point de vue du danger de glissement? Nous ne le pensons pas. Tout d'abord, parce que la loi triangulaire reste la plus plausible. Ensuite, si nous envisageons l'effet d'une sous-pression élémentaire, $\frac{T}{N}$ devient $\frac{T}{N - s dx}$ et par conséquent le danger maximum est réalisé non plus dans l'hypothèse de Rabut, mais bien lorsque la sous-pression intégrale règne uniformément dans toute l'étendue du joint. M. le colonel Van Deuren a établi cette constatation il y a longtemps déjà (1). Dans ces conditions, on trouve pour le mur triangulaire

$$\frac{T}{N} = \frac{\omega}{(\pi - 2 \omega) (m + n) + \omega n}$$

et si le parement amont est vertical : $\frac{T}{N} = \frac{\omega}{(\pi - 2 \omega) m}$

Dans ce cas $m \gg \frac{\omega}{(\pi - 2 \omega) \operatorname{tg} \varphi}$ en équilibre strict.

En amettant $\operatorname{tg} \varphi = 0.60$, ce qui est bien nécessaire pour un joint où régnerait partout la sous-pression intégrale, donc abondamment mouillé, $\omega = 1000$ et $\pi = 2,300$, on trouve $m \gg 5.56$.

On trouve donc un profil de barrage en maçonnerie cinq fois plus épais environ que celui de la Gileppe et plus fort que celui de nombreux barrages en terres. L'irréalité de l'hypothèse est donc criante. Nous nous retrouvons en présence de la conception

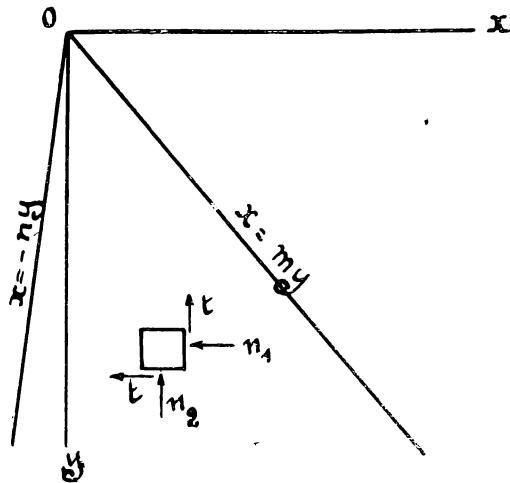
(1) *Annales des Travaux Publics de Belgique*, août 1902, page 783.

impossible de l'étanchement aval. Observons que la résultante des sous-pressions est double de la poussée d'Archimède, résultat évidemment impossible pour un prisme triangulaire baigné par l'eau sur deux faces et *libre suivant l'autre*. La loi triangulaire des sous-pressions réalise au contraire exactement la poussée d'Archimède. Et surtout que l'on ne dise pas que la sous-pression intégrale serait réalisée en période de rupture dans un joint largement ouvert par lequel l'eau coulerait à flots de l'amont vers l'aval. Cela ne serait vrai que s'il y avait équilibre des niveaux en aval et en amont, auquel cas il n'y aurait plus de poussée unilatérale et plus de tendance au glissement. Mais si le niveau d'aval était inchangé, dans le joint régneraient les pressions hydrodynamiques, c'est-à-dire la pression atmosphérique augmentée des pertes de charge, en tous cas pressions variables suivant une loi sensiblement triangulaire et bien inférieures à la pleine charge. Evidemment, dans une telle phase de rupture, il se produira des réactions hydrodynamiques entre le lambeau rompu et la masse d'eau se déversant en onde tumultueuse et formidable. Mais il semble bien que dans cette période c'est la poussée proprement dite qui agira et non les sous-pressions. Sous l'effet de cette poussée, des lambeaux pourront subir après rupture une véritable translation, comme il semble s'être produit au barrage de San Francis, rompu le 12 mars 1928, à la suite d'excavations importantes du terrain sous le barrage. Il y a là un processus de rupture, résultat de fautes graves de construction, qui échappe à l'analyse précédente. D'autres ruptures de barrages, notamment celles de Bouzey (27 avril 1895) et de l'Habra (25 novembre 1927), indiquent plutôt le renversement, avec intervention plus que probable des sous-pressions sans certitude au sujet de l'action des glissements dans la rupture proprement dite.

IV. — CALCUL DES MURS-BARRAGES TRIANGULAIRES PAR LA MÉTHODE DE L'ÉLASTICITÉ

Dérivée des travaux de M. Lévy, cette méthode a été mise en honneur par la circulaire ministérielle française du 19 octobre 1923 et elle a trouvé son expression classique dans les travaux de M. G. Pigeaud. Elle est résumée dans la planche IV; elle a comme point de départ les équations indéfinies de l'élasticité des milieux contraints à deux dimensions (équilibre du parallépipède

Calcul des murs-barrages triangulaires par la méthode de l'élasticité.



$$\frac{dn_1}{dx} + \frac{dt}{dy} = 0 \quad \frac{dt}{dx} + \frac{dn_2}{dy} - 11 = 0 \quad \frac{d^2(n_1+n_2)}{dx^2} + \frac{d(n_1+n_2)}{dy} = 0$$

En vertu de l'hypothèse d'homothétie :

$$n_1 = a_1 x + b_1 y; n_2 = a_2 x + b_2 y; t = (11 - b_2) x - a_1 y$$

Conditions de surface : A l'aval :

$$n_2 m - t = 0 \quad n_1 - n_2 m^2 = 0$$

$$a_1 + a_2 m^2 + 2b_2 m = 11 m; \quad a_1 m + b_1 - (a_2 m + b_2) m^2 = 0$$

A l'amont : $t = (\omega y - n_2) n \quad n_1 = \omega y - (\omega y - n_2) n^2$

$$a_1 + a_2 n^2 - 2b_2 n = -11 n - \omega n;$$

$$-a_1 n + b_1 - (-a_2 n + b_2) n^2 = \omega (1 - n)$$

Solution

$$a_1 = \frac{11}{(m+n)^2} mn (m-n) + \frac{\omega}{(m+n)^3} mn (mn - m^2 - 2)$$

$$b_1 = \frac{11}{(m+n)^2} 2 m^2 n^2 - \frac{\omega}{(m+n)^3} m^2 (2 mn^2 - 3 n - m)$$

$$a_2 = \frac{11}{(m+n)} (m-n) - \frac{\omega}{(m+n)^3} (n^2 + 3 mn - 2)$$

$$b_2 = \frac{11}{(m+n)^2} (m^2 + n^2) - \frac{\omega}{(m+n)^3} (m - n - 2 m^2 n)$$

Réservoir plein

$$\tau_{am} = n_{2a} (1 + m^2) \quad \sigma_{bm} = n_{2b} (1 + n^2) - \omega y n^2$$

Réservoir vide

$$\sigma_{am} = n_{2a} (1 + m) \quad \sigma_{bm} = n_{2b} (1 + n^2)$$

élémentaire) et l'équation d'élasticité, exprimant que la dilatation cubique est une fonction linéaire des tensions principales du point matériel. Jusqu'à ce point, la généralité est parfaite, sauf la restriction qui résulte de l'hypothèse du système plan, qui implique un barrage à crête rectiligne de longueur infinie (voir § II).

L'intégration de ce système d'équations aux dérivées partielles dépend des conditions aux limites. Or, pour l'établissement de la méthode de l'élasticité, on élude cette difficulté en repoussant les limites à l'infini, c'est-à-dire nulle part. Donc, on considère le massif triangulaire comme indéfini en hauteur aussi bien qu'en longueur. Comme il est homogène, il doit être aussi infiniment résistant et infiniment élastique. Enfin on considère le plan d'eau amont comme affleurant à la crête du barrage, le plan d'eau d'aval étant également à l'infini. On considère ensuite qu'un tel massif jouit nécessairement de la propriété d'homothétie par rapport au point O, telle qu'elle a été définie au § II, mais cela est en fait encore un postulat. Après tout cela, on constate que les équations aux dérivées partielles s'intègrent simplement et donnent une solution linéaire. Les constantes se déterminent par les conditions aux limites qui sont les *équations à la surface* de la théorie de l'élasticité, identiques aux formules de M. Lévy dont il a été question au § II pour déterminer les σ_m . Il est évident, par la considération de l'équilibre d'ensemble, que cette solution linéaire doit être identique à celle du § II et elle l'est effectivement au point de vue des tensions. Il y a donc un parallélisme complet entre les deux méthodes. La première admet *à priori* la solution linéaire et conclut à l'homothétie. La seconde postule l'homothétie et en déduit la solution linéaire. Mais elle apporte en complément la connaissance des tensions tangentielles t réciproques suivant les facettes verticales et horizontales, variant linéairement dans une section horizontale. En outre, celle des tensions normales n , agissant sur les facettes verticales et variant aussi linéairement dans une section horizontale, comme les tensions normales n , agissant dans la section horizontale même.

On en déduit aisément les tensions principales σ_{am} et σ_{bm} aux parements, ainsi que le rapport θ , les résultats étant les mêmes qu'au § II. Mais en outre, on en déduit aisément la valeur et la direction des tensions principales en un point quelconque, par

les formules générales de la répartition des tensions autour d'un point matériel d'un milieu contraint.

On sait que les tensions tangentielles maxima se produisent suivant les facettes inclinées à 45 degrés sur les directions principales; leurs grandeurs se calculent également par les formules connues. Mais M. Lévy a fait observer que le danger de cisaillement n'était pas fonction seulement des tensions tangentielles, puisqu'elles sont toujours accompagnées de tensions normales dans un milieu qui ne subit, par hypothèse, que des compressions. Il a défini pour cette raison la tension fictive de *cisaillement effectif*, égale pour une facette donnée à $t - n \operatorname{tg} \varphi$ et qui est le glissement résiduel, compte tenu du frottement provoqué par l'effort normal de compression. Cette tension fictive n'a de signification que dans le domaine des valeurs positives, t et n étant par définition positifs.

Cette tension fictive de *cisaillement effectif* caractérise selon M. Lévy le danger de rupture par glissement et correspond complètement à la loi de Coulomb pour la rupture des solides cohérents et même, en somme, à sa généralisation que constitue la loi de Mohr. Selon les travaux récents du Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich (Rapport n° 28, *Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr, II. Nichtmetallische Stoffe*, Zurich, juin 1928), la rupture du béton et des pierres naturelles semble ne pas s'écarter considérablement de ces lois. A ce point de vue encore et surtout si l'on considère qu'elle remonte à plus de trente années, la conception de M. Lévy doit être considérée comme remarquable. Il est aisé de démontrer par la théorie des tensions internes qu'il existe en tout point deux facettes dans lesquelles le cisaillement effectif ($t - n \operatorname{tg} \varphi$) est maximum, et de déterminer la valeur du maximum. Ces facettes sont symétriques par rapport aux directions principales et font avec la direction de la plus grande des tensions principales

un angle égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$.

Les formules des tensions principales, des cisaillements maxima et des cisaillements effectifs maxima en un point quelconque sont exprimées au haut de la planche V en fonction de n_1 , n_2 et t . Or ces tensions sont des fonctions linéaires homogènes de x et y , coordonnées du point (voir planche IV). Il en résulte que les équations obtenues en égalant ces divers maxima à des constantes représentent des coniques, qui sont les courbes d'égales fatigues

Méthode de l'élasticité. Courbes d'égales fatigues maxima.

I. Égales compressions maxima :

$$\sigma_{\max} = \frac{n_1 + n_2}{2} + \frac{I}{2} \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t^2} = C.$$

II. Égales cisaillements maxima :

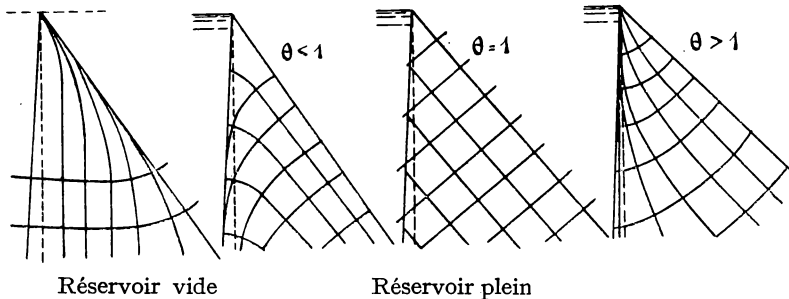
$$\tau_{\max} = \frac{I}{2} \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t^2} = C'.$$

III. Égales cisaillements effectifs maxima (M. Lévy).

$$(t - n \operatorname{tg} \varphi)_{\max} = \frac{I}{2 \cos \varphi} \left[\sqrt{n_1 - n_2)^2 + 4t^2} - (n_1 + n_2) \sin \varphi \right] = C''.$$

Trajectoires des fatigues maxima.

Lignes isostatiques.



Lignes de glissement et lignes de glissement effectif
(pour mémoire).

maxima, respectivement les courbes d'égales compressions maxima, d'égaux cisaillements maxima et d'égaux cisaillements effectifs maxima. Ces courbes possèdent naturellement la propriété d'homothétie et se déduisent donc aisément les unes des autres. Leurs distances au sommet du triangle sont en raison de la valeur du maximum, qui constitue la cote caractéristique de la courbe envisagée, comme dans un abaque cartésien. L'ensemble des courbes d'égales fatigues maxima d'une catégorie forme d'ailleurs un tel abaque, mais situé par rapport au profil du barrage. La condition de stabilité élastique s'exprime alors très aisément. Il faut que la courbe d'égales fatigues maxima correspondant au taux de travail limite imposé soit complètement en dehors du corps du barrage limité à sa base de fondation. Ainsi, si la compression maximum autorisée pour le béton est par exemple 25 kg/cm^2 , on tracera la courbe d'égales compressions maxima égales à 25 kg/cm^2 , qui doit se trouver partout à l'extérieur de la base de fondation. Notre but n'est pas d'exposer les théories complètes. Pour plus de détails sur les propriétés géométriques de ces courbes, nous nous bornons à renvoyer au traité de résistance des matériaux de M. G. Pigeaud ainsi qu'au tome II de l'ouvrage de MM. R. et M. Koechlin, intitulé *Mécanisme de l'eau*. Pour les barrages en maçonnerie, lorsque l'on fait abstraction de toute sous-pression, le cisaillement effectif atteint moins rapidement sa limite que la compression et n'est donc pas dangereux. On trouve notamment cette observation dans le traité de M. Pigeaud, édition de 1920, pages 749 et 750.

Des courbes non moins intéressantes que permet de tracer la méthode de l'élasticité sont les trajectoires des diverses fatigues maxima, c'est-à-dire les enveloppes de leurs directions successives. Ces courbes s'appellent lignes isostatiques lorsqu'elles se rapportent aux tensions principales et lignes de glissement ou de glissement effectif lorsqu'elles se rapportent aux cisaillements maxima ou aux cisaillements effectifs maxima. De nouveau, en l'absence de toute sous-pression, les lignes isostatiques sont essentielles. Elles sont définies par l'angle α de la plus grande des tensions principales avec l'axe horizontal OX. On a la

relation
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{n_2 - n_1 + \sqrt{(n_1 - n_2)^2 + 4t^2}}{2t},$$
 expression dans

laquelle on remplace n_2 , n_1 et t par leur expression linéaire homogène en fonction de x et y . L'équation différentielle des

lignes isostatiques de première espèce (correspondant aux tensions principales maxima) est $\frac{dy}{dx} = tg\alpha$. L'équation est intégrable (voir G. Pigeaud, ouvr. cité, p. 752). L'équation des lignes isostatiques de deuxième espèce (correspondant aux tensions principales minima) est

$$\frac{dy}{dx} = - \cotg \alpha.$$

Ces lignes forment deux familles orthogonales, qui sont schématisées à la planche V dans leurs formes principales correspondant à divers cas.

Sans vouloir non plus entrer dans le détail complet, nous croyons devoir indiquer à ce sujet quelques propriétés intéressantes. Les parements, qu'ils soient libres ou mouillés, sont dépourvus de tensions tangentielles; ils constituent donc des lignes isostatiques. Lorsque le réservoir est vide (voir planche V), ce sont évidemment des lignes isostatiques de première espèce, puisque les actions principales normales aux parements sont nulles. Les lignes de première espèce convergent toutes au sommet et celles de seconde espèce, orthogonales aux premières, traversent le corps du barrage de parement à parement en étant perpendiculaires à ceux-ci. La concavité des lignes de première espèce est vers l'amont.

La disposition est en principe la même lorsque, le barrage étant en charge, le coefficient θ du mur est > 1 (barrage épais). Le parement amont est alors une ligne isostatique de première espèce, puisque la pression hydrostatique ωy , qui lui est normale, est plus petite que σ_{bm} . Seulement, la concavité des lignes de première espèce est vers l'aval.

Lorsque $\theta < 1$, la pression hydrostatique est supérieure à σ_{bm} sur le parement amont, celui-ci est une ligne isostatique de seconde espèce. Il en résulte que les lignes isostatiques de première espèce partent perpendiculairement du parement amont et sont asymptotiques au parement aval, tandis que celles de seconde espèce sont perpendiculaires au parement aval et asymptotiques au parement amont (voir planche V).

Les lignes isostatiques prennent une figure particulière pour $\theta = 1$; elles deviennent des droites parallèles au parement aval (première espèce) et perpendiculaires au parement (seconde espèce). Le parement amont constitue une ligne singulière le

long de laquelle toutes les tensions sont principales, l'ellipse de Lamé étant devenue un cercle.

L'intérêt de ces lignes isostatiques est qu'elles indiquent vraisemblablement, selon le raisonnement et selon les études photoélasticimétriques, les lignes de propagation de la rupture. Ainsi, l'étude photoélasticimétrique du barrage de Bouzey par M. de Belaevsky (*Génie Civil* du 7 mars 1925), a montré que la ligne de rupture observée sur ce barrage coïncide avec une ligne

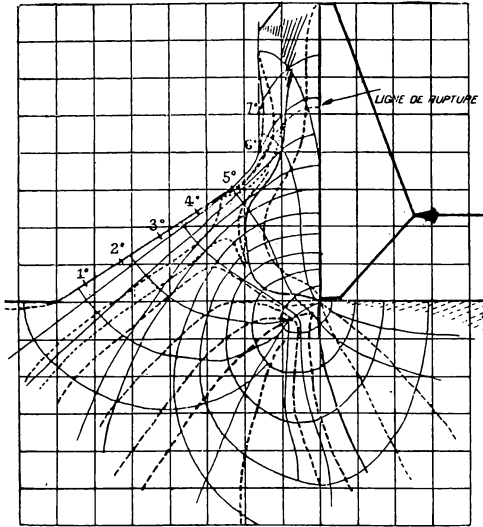


Fig. 1. — Lignes isostatiques du barrage de Bouzey (1).

isostatique de première espèce (fig. 1). La rupture serait donc due à l'extension et non au glissement, comme le pensait M. Lévy. Une entaille faite sur le modèle à partir de la face amont et représentant une fissure amorçant la rupture, ne modifie les lignes isoclines qu'au voisinage de l'entaille; les lignes isostatiques sont inchangées à distance suffisante de l'entaille. Donc la ligne isostatique est très probablement la ligne de pro-

pagation de rupture, d'autant plus que dans une fissure réelle, les sous-pressions jouent le rôle de véritables extensions et qu'il doit en résulter une moindre modification que dans le modèle, où l'entaille était forcément libre.

L'allure des lignes isostatiques donne ainsi en quelque sorte la représentation de la manière dont le barrage résiste et dont il se romprait. Il saute aux yeux que les dispositions relatives à $\theta = 1$ et $\theta > 1$ donnent une bien plus grande impression de sécurité que $\theta < 1$; il semble que la rupture y soit impossible.

Outre les lignes isostatiques, on peut tracer les lignes de glissement, trajectoires des directions de cisaillement maxima;

(1) Extrait du *Génie Civil* du 7 mars 1925. Etude de M. de Belaevsky sur « Le barrage de Bouzey ».

elles forment deux familles de courbes orthogonales et font partout avec les lignes isostatiques des angles de 45 degrés. Leur tracé dérive donc simplement de celui des lignes isostatiques grâce à cette propriété angulaire. Il en est de même pour les lignes de glissement effectif qui forment deux familles de courbes faisant un angle de $\frac{\pi}{2} - \varphi$, dont les lignes isostatiques de première espèce sont les bissectrices. Il en résulte que les lignes de glissement effectif rencontrent les parements libres sous un angle égal à $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, ce qui constitue une propriété générale des lignes de rupture conforme à la loi de Coulomb.

Toutes les trajectoires des fatigues maxima sont des droites lorsque $\theta = 1$ et que le mur est en charge; il en est de même des lignes d'égales fatigues maxima, ainsi qu'on le démontre aisément. A propos de cette propriété remarquable, ouvrons une légère digression au sujet de la remarque faite par divers auteurs, notamment Résal, qu'il serait préférable, dans l'application de la méthode ordinaire de la résistance des matériaux, d'envisager des tranches obliques plutôt qu'horizontales. Nous avons au § II évoqué ce point sans pouvoir y apporter de réponse précise. Nous pouvons constater maintenant que, lorsque le barrage est en charge et que $\theta = 1$, on pourrait considérer des tranches perpendiculaires au parement aval. Les tensions déterminées de la sorte seraient les compressions principales maxima.

Observons que, lorsque θ est > 1 , cas d'ailleurs pratiquement peu fréquent, les lignes isostatiques de première espèce ne s'écartent pas beaucoup de droites perpendiculaires au parement aval. Lorsque θ est < 1 , il en est de même si la différence par rapport à 1 est peu notable, mais les écarts croissent assez vite en fonction de cette différence. Donc, pour donner suite avec succès à la suggestion de Résal, il faudrait considérer des sections perpendiculaires au parement aval lorsque le mur est en charge, et choisir θ assez voisin de 1. A vide, les lignes isostatiques de première espèce ne s'écartent guère de droites perpendiculaires au parement amont; il faudrait donc adopter de telles sections pour suivre l'observation de Résal. Il n'y a à cela aucune difficulté spéciale et les résultats obtenus sont inchangés, du fait de la solution linéaire. Il n'y a donc aucun avantage particulier à suivre la suggestion de Résal, par contre son application se

trouve perturbée au voisinage de la fondation. Il n'y a à cela rien de surprenant, nous verrons que toute la théorie est incompatible avec la fondation. Seulement, comme nous ne disposons pas d'une meilleure théorie et qu'il faut bien l'adapter à la réalité de la fondation, on se réfère simplement, comme il a été exposé, à des sections horizontales.

Bref, nous concluons à l'identité des résultats de la méthode de l'élasticité et de la méthode ordinaire de la résistance des matériaux complétée par l'application des équations à la surface selon M. Lévy. Toutes les tensions internes sont les mêmes. Les déformations doivent donc être nécessairement aussi les mêmes. Et, en fait, si dans la théorie ordinaire de la résistance des matériaux on tient compte des glissements très importants par rapport aux efforts normaux, les sections planes ne sont pas conservées après déformation. Cela n'empêche d'ailleurs pas la solution linéaire. Bien entendu, tout ceci ne s'applique qu'aux barrages triangulaires jouissant de la propriété d'homothétie géométrique et statique.

Le mérite de la méthode de l'élasticité est de confirmer et d'éclairer l'autre et de suggérer le tracé des lignes d'égales fatigues maxima et des trajectoires des fatigues maxima. Elle a meilleure allure théorique, elle est plus intuitive et suggestive (1) et est supérieure de ce fait pour l'enseignement. Pratiquement, elle est plus compliquée d'application par suite des longs calculs qu'elle exige, sans avantage spécial. Aussi préfère-t-on le plus souvent la méthode ordinaire complétée par l'application des formules de M. Lévy, auxquelles on peut ajouter des constructions graphiques équivalentes, notamment le cercle d'Ocagne. Divers auteurs appliquent une telle méthode mixte, notamment MM. Kœchlin, dans leur ouvrage intitulé *Mécanisme de l'eau*, tome II. Nous enseignons nous-même depuis 1926 une telle méthode, comportant l'emploi du cercle des tensions. Ces méthodes sont généralement très simples et très rapides. Elles permettent le tracé des diverses lignes caractéristiques, qui se fait souvent tout en étant pratiquement superflu.

Notons d'ailleurs que tous ces résultats sont altérés par l'action du couronnement ainsi que des forces isolées, agissant

(1) C'est ainsi qu'elle permet de constater que l'ancienne condition de stabilité en charge exprimée par $n_2 = 0$ au parement amont est insuffisante, car elle n'évite pas les extensions, lorsque le parement amont n'est pas vertical.

au niveau de celui-ci. L'homothétie géométrique et statique n'est plus réalisée et il ne subsiste comme ressource pour la vérification finale que d'employer la méthode ordinaire de la résistance des matériaux avec application des formules de M. Lévy.

V. — ÉTUDE DES SOUS-PRESSIONS PAR LA MÉTHODE DE L'ÉLASTICITÉ

La méthode de l'élasticité permet de tenir compte des sous-pressions réparties suivant une loi linéaire, notamment suivant la loi triangulaire. De même qu'en l'absence de sous-pressions, elle confirme les résultats de la méthode ordinaire de la résistance des matériaux, mais en les éclairant par une analyse plus fouillée et en suggérant certains éléments d'interprétation. Les formules figurent à la planche VI. Il y est montré qu'on retrouve identiquement les formules de M. Lévy en prenant, pour simplifier, le cas du parement amont vertical.

Mais observons que les formules auxquelles on a recours excluent toute discontinuité, il y a donc sous-pressions partout. On doit donc envisager le massif homogène comme imprégné d'eau partout; il doit donc être en fait poreux et filtrant. Au cours de la discussion qui s'est ouverte dans les colonnes du *Génie civil*, au printemps de 1928 (voir plus haut), ces sous-pressions ont reçu le nom de *sous-pressions diffuses*.

La théorie ordinaire de la résistance des matériaux envisage des sous-pressions dans un joint continu, qui peuvent être parfaitement localisées dans ce joint. Que de telles situations se produisent, on n'en peut douter. Nous en citerons des exemples précis plus loin : joints plus ou moins continus dans la maçonnerie de pierres des anciens barrages, joints de reprise des barrages en béton, déchirures de retrait ou de refroidissement, etc. Il nous semble d'ailleurs que ces sous-pressions localisées sont plus probables que les sous-pressions diffuses. Même dans les barrages qui semblent peu étanches, les suintements au parement aval, s'ils sont nombreux, restent cependant séparés. Bref, on peut dire que la notion des sous-pressions diffuses est une limite théorique. M. Pigeaud fait observer que dans un tel massif, si ρ' représente la porosité en volume et π le poids spécifique du massif sec, il faut introduire dans les calculs le poids $\pi + \rho'\omega'$

Étude des sous-pressions par la méthode de l'élasticité

Loi des sous-pressions :

$$s = \mu x + \nu y, \quad \mu = -\frac{\nu}{m} \quad (s = 0 \text{ au part aval}).$$

$$\frac{d(n_1 + s)}{dx} + \frac{dt}{dy} = 0 \quad \frac{dt}{dx} - \frac{d(n_2 + s)}{dy} - 11 = 0$$

$$\frac{d^2(n_1 + n_2)}{dx^2} + \frac{d^2(n_1 + n_2)}{dy^2} = 0$$

$$n_1 = a_1 x + b_1 y \quad n_2 = a_2 x + b_2 y$$

$$t = (\pi - b_2 - \nu) x - (a_1 + \mu) y$$

Donc $n_1 + s = (a_1 + \mu) x + (b_1 + \nu) y$

$$n_2 + s = (a_2 + \mu) x + (b_2 + \nu) y$$

$$t = (\pi - b_2 - \nu) x - (a_1 + \mu) y$$

En affectant de l'indice 0 les éléments relatifs au cas où il n'y a pas de sous-pressions : $n_1 = (n_1)_0 - s$ $n_2 = (n_2)_0 - s$ $t = t_0$
 $a_1 = (a_1)_0 - \mu$ $a_2 = (a_2)_0 - \mu$ $b_1 = (b_1)_0 - \nu$ $b_2 = (b_2)_0 - \nu$.

Mur à parement amont vertical $n = 0$.

Au parement amont : $n_2 = b_2 y \geq 0$, donc $b_2 \geq 0$.

$$b_2 = (b_2)_0 - \nu = \left(\pi - \frac{\omega}{m^2} \right) - \nu \geq 0 \quad m \geq \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \nu}}$$

En posant $\nu = \theta \omega$ $m \geq \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}}$

En cas de sous-pression intégrale $\theta = 1$ et

$$m \geq \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \omega}} \quad (\text{condition de M. Lévy}).$$

En cas de sous-pressions diffuses, selon M. G. Pigeaud :

$$\theta = \rho < 1.$$

ρ désignant la porosité maximum en surface.

Cette porosité peut être grande.

du massif imbibé, ce qui favorise la stabilité. D'autre part, la sous-pression ne peut dépasser ρ_0 , ρ désignant la porosité maximum moyenne en surface. Donc $\theta = \rho$ et la formule de M. Lévy, en cas de parement vertical, deviendrait :

$$m = \sqrt{\frac{\omega}{\pi - (\rho - \rho') \omega}}$$

L'aggravation du fait des sous-pressions serait ainsi limitée. Seulement tout dépend de ρ , qui peut être beaucoup plus grand que ρ' . Dans un certain arrangement de grains sphériques identiques, $\rho' = 0.476$, tandis que $\rho = 1$. Sans doute cette conclusion n'est-elle pas applicable aux barrages en béton et n'est-elle donnée qu'à titre intuitif. Mais dans un joint continu de maçonnerie, dans un joint de reprise ou dans une déchirure de refroidissement, ρ peut théoriquement atteindre la valeur 1, sans sensible augmentation de la valeur faible de ρ' du béton. Il en est de même dans le joint de fondation.

Quoi qu'il en soit, si nous envisageons du point de vue théorique l'existence des sous-pressions diffuses, le tableau de la planche VI nous montre que les efforts normaux sont diminués de la sous-pression et que les tensions tangentielles sont inchangées. Il en résulte deux choses essentielles : c'est que les trajectoires des fatigues maxima ne subissent aucune modification (ce qui confirme notre observation au sujet des entailles effectuées par M. de Belaevsky dans ses modèles du barrage de Bouzey, qui pourraient prêter à de fausses interprétations), ensuite que le danger de glissement est augmenté. En effet, le cisaillement effectif devient $t - (n - s) \operatorname{tg} \varphi = (t - n \operatorname{tg} \varphi) + s \operatorname{tg} \varphi$.

Donc, si la condition de sécurité de glissement effectif selon Coulomb est $(t - n \operatorname{tg} \varphi)_{\max} < C$ en l'absence de sous-pressions, elle devient $(t - n \operatorname{tg} \varphi)_{\max} < C - s \operatorname{tg} \varphi$ et elle pourrait être sensiblement aggravée si s n'était pas nul au parement aval, où le cisaillement effectif est généralement le plus grand. Lorsque θ est assez grand et surtout voisin de 1, le cisaillement effectif n'existe que vers le parement aval en absence de sous-pressions. Celles-ci étendent naturellement la zone de glissements effectif vers l'amont, mais la situation initiale favorable en limite toutefois les conséquences. Par contre, lorsque θ est voisin de 0, il y a cisaillement effectif au parement amont, même en l'absence de sous-pressions et l'aggravation

peut devenir alors très considérable. Nous trouvons ici un argument de première importance, confirmant tous les précédents, en faveur de l'emploi de valeurs de θ assez élevées et voisines de 1, et il est certain que les valeurs de θ faibles et voisines de 0 ne peuvent être considérées comme prudentes, même si l'on a fait usage des dispositifs les plus perfectionnés de protection contre les sous-pressions.

IV. — CRITIQUE DE LA THÉORIE ACTUELLE

La critique objective a le caractère d'une méthode scientifique. Elle scrute les doctrines et les théories, elle dévoile leurs faiblesses, leurs insuffisances, leurs défauts et leurs erreurs. Elle le fait non pour détruire, mais pour expliquer et commenter ; son but est d'éviter la stagnation et d'indiquer la voie du progrès, parfois même de l'ouvrir. A l'heure actuelle, pour les sciences les plus évoluées, la critique est à la base de la recherche et son principal stimulant.

Pour l'ingénieur, son objet est plus restreint et plus pratique. L'examen critique indique par ses résultats la confiance qu'il convient d'accorder aux méthodes, leur degré d'approximation. Les conditions de l'application technique sont telles qu'il est peut-être jugé préférable par un ingénieur de connaître le degré d'approximation d'une méthode simple et les limites de son emploi, plutôt que de disposer d'une méthode plus précise, mais très compliquée. C'est pourquoi au caractère d'objectivité doit s'en ajouter un autre à la critique de l'ingénieur, c'est celui de l'efficacité. Elle ne peut être destructive et il faut donc borner l'objection à la mesure utile lorsque l'on ne peut apporter effectivement une solution d'une supériorité avérée.

Le principe même des barrages-poids en béton a été vivement attaqué récemment par des partisans des barrages arqués et parmi les arguments employés, celui de l'imperfection des moyens de calcul a été naturellement employé. Nous n'éprouvons pas le besoin de prendre parti entre les divers types de barrages et nous pensons que leur multiplicité est au contraire avantageuse. Il nous semble que le calcul des barrages arqués est entaché d'incertitudes du même ordre que celles qui affectent celui des barrages à gravité et finalement celui de presque toutes nos constructions, même les plus usuelles et les

plus éprouvées. C'est dire que notre critique vise vraiment à l'objectivité, sinon au respect qu'impose le résultat des efforts de tant d'hommes éminents.

Nous ne ferons pas beaucoup état d'objections directes aux formules, notamment de celle sur laquelle on a parfois tant insisté, que les contraintes deviennent infiniment grandes lorsque les parements deviennent horizontaux. D'abord, le résultat dépend des cas que l'on considère.

D'après la planche IV, on trouve aisément que, lorsque le réservoir est en charge et que le parement amont est vertical,

$$n_2 = \frac{\omega y}{m^2}, \sigma_{am} = \omega y \frac{1 + m^2}{m^2}, \quad n_{1a} = \omega y, \quad t_a = \frac{\omega y}{m} \quad \text{au parement aval.}$$

$$\text{Au parement amont, } n_{1b} = \omega y, \quad n_{2b} = \left(\pi - \frac{\omega}{m^2} \right) y, \quad t_b = 0.$$

Lorsque le parement aval devient horizontal, $m = \infty$ et l'on trouve que toutes les tensions au parement aval s'annulent, sans modification au parement amont. Ces conclusions sont très plausibles.

On arrive apparemment à une absurdité dans le cas du massif symétrique ($m = n$), sans charge extérieure. Remarquons que nous sommes alors complètement en dehors du domaine pratique des barrages en béton et que l'objection n'apparaît que lorsque l'on étend la théorie proposée aux massifs des barrages en terre. Quoi qu'il en soit, on a dans ce cas

$$a_1 = 0, \quad b_1 = \frac{\pi n^2}{2}, \quad a_2 = 0, \quad b_2 = \frac{\pi}{2}$$

et à chaque parement

$$n_1 = \frac{\pi n^2 y}{2}, \quad n_2 = \frac{\pi}{2} y, \quad t = \frac{\pi}{2} n y, \quad \sigma_m = \frac{\pi}{2} (1 + n^2) y$$

Lorsque les deux parements deviennent horizontaux, $n = \infty$ et n_1 , t et σ_m deviennent infiniment grands. « Résultat absurde », a-t-on dit. Expression excessive, qui peut se retourner contre ses auteurs.

Remarquons d'abord combien le cas limite envisagé, du dièdre symétrique qui devient un plan horizontal, nous éloigne du problème et nous plonge dans l'abstraction. Le sommet O est partout et nulle part. En fait, y est toujours nul, donc les tensions envisagées ont en réalité l'expression $0 \times \infty$ et leur valeur est nulle dans le domaine des distances finies. Il suffit de con-

sidérer un dièdre dont l'angle est très voisin de π sans l'atteindre. Le point O est alors bien localisé. Il est vrai aussi que, pour une valeur finie de y , σ_m est très grand parce que n est très grand. Mais observons que $x = ny$ est aussi très grand, c'est-à-dire que les tensions très grandes se produisent à très grande distance de O. En O même, $y = 0$ et toutes les tensions sont nulles. Lorsque n augmente et tend vers l'infini, pour une valeur constante de y , la tension croît sans limite, mais le point où elle agit s'éloigne aussi sans limites et ne se trouve finalement nulle part dans le domaine du fini. Le cas n'embarrassera en somme pas beaucoup les ingénieurs. D'ailleurs, il est *mathématiquement exact* à partir des *hypothèses fondamentales* de la théorie du massif triangulaire *indéfini*, par conséquent *infiniment élastique et résistant* comme il est *infiniment étendu*. Considérons le classique prisme rectangulaire élémentaire, dont la face hypothénuse est suivant le parement, les autres étant verticales et horizontales. Puisque $n = \infty$, cela signifie que la face horizontale comme celle de l'hypothénuse sont très longues ; la face verticale est très courte. Lorsque y n'est pas nul, il agit des tensions normales finies n_2 sur la face horizontale, équilibrées par le poids du prisme, puisqu'il n'y a pas de charges extérieures. Mais ces tensions donnent lieu à un moment fini, qui doit être équilibré par celui des actions normales n_1 sur la facette verticale et tangentielles t sur la facette horizontale. Leur bras de levier est très petit ; donc, pour qu'elles puissent équilibrer un moment fini, il faut que n_1 et t soient très grands. Une telle sollicitation n'est possible que dans un milieu infiniment résistant et rigide et est tout théorique. Un onglet réel sollicité par des actions n_2 sous sa base fléchira considérablement, et si cette flexion n'a pas pour effet de réduire les efforts n_2 sollicitants, il se rompra. La fragilité des coins très effilés est un fait d'observation familière.

Nous croyons donc que la critique visée n'est ni pertinente ni utile. Elle serait tout à fait injuste si on lui voulait faire signifier que la théorie visée est entachée d'erreur mathématique. Il n'en est rien. Elle est entachée d'erreur physique, ce sont les postulats qui sont imparfaits et irréels, parce que la physique des corps solides est encore à vrai dire une des branches les moins bien connues de la physique. Les barrages ne sont ni indéfinis, ni infiniment rigides et résistants. Et il est assez piquant de constater que nous pouvons prévoir comment

ils travailleraient, s'ils possédaient des propriétés qui dépassent en somme la capacité de nos moyens d'observation, alors que nous sommes incapables de résoudre le problème, plus directement à notre portée, des massifs bornés en matériaux destructibles.

Reprenons les trois équations *indéfinies* de la méthode de l'élasticité écrites au haut de la planche IV. Les deux premières sont absolument générales, la troisième implique l'élasticité parfaite. Pour pouvoir en établir des intégrales particulières, il faut imposer certaines conditions supplémentaires. Nous avons précisément examiné le cas où ces conditions sont que le massif est indéfini et possède la propriété d'homothétie. Choisir ces conditions, c'est s'imposer la solution linéaire. On peut donc dire que celle-ci est arbitrairement choisie. Pourquoi l'a-t-on choisie? Parce qu'elle est la seule praticable actuellement et qu'elle constitue tout de même une approximation dont on aurait tort de se passer, car elle n'est inférieure à aucune autre méthode connue.

Quelle serait la solution exacte? L'énoncer en termes généraux paraît assez simple. Le massif réel limité repose sur sa base de fondation; il y exerce certains efforts et il se produit de ce fait des déformations réciproques. Ces déformations déterminent la répartition des réactions de contact et toute la répartition interne des tensions en résulte. L'influence de la fondation sur les contraintes réelles des massifs en maçonnerie est un principe maintenant bien connu et dont on tient compte dans l'exécution. Les contraintes ne sont pas les mêmes dans deux massifs identiques, identiquement sollicités, fondés sur deux terrains différents ou exécutés de manière différente. Elles sont influencées par ce que M. Pigeaud a appelé l'« élément historique » du massif, précisément dans son introduction à la méthode de l'élasticité appliquée aux massifs triangulaires. Il ajoute, plus loin, que les résultats de cette méthode seraient applicables aux massifs limités si les déformations au contact de la fondation étaient compatibles avec celles du massif illimité. On conçoit qu'elles ne le soient pas et M. A. Merten, professeur à l'Université de Gand, a pu le démontrer (1). Cette question a fait égale-

(1) *Bulletin de la Classe des Sciences de l'Académie royale de Belgique*, 1924, p. 355. M. Merten considère le cas particulier d'un mur triangulaire à parements symétriques et sans charge d'eau. Il envisage des joints sans résistance propre au cisaillement et dont la stabilité de glissement dépend uniquement du frottement. Les conclusions générales de M. Merten restent vraies pour le béton obéissant à la loi de Coulomb, les modalités particulières étant modifiées.

ment l'objet de recherches photoélasticimétriques de la part de M. Mesnager et de ses collaborateurs MM. de Belaevsky et Tésar. Nous avons cité déjà l'étude de M. de Belaevsky sur la rupture du barrage de Bouzey. Cette figure montre le résultat de l'étude de M. de Belaevsky, elle a déjà été reproduite antérieurement dans le mémoire de M. L. Baes, professeur à l'Université de Bruxelles, dans le *Bulletin technique de l'A. I. Br.*, n° 4 de 1925, page 116. Le modèle en xylonite du barrage, à l'échelle de 1/500^e, se présente sous forme d'une saillie par rapport à une embase limitée par une droite horizontale, qui représente le terrain de fondation. Il y a un angle vif à la base du parement amont, il en résulte une concentration de fatigues en cet endroit, avec des formes très complexes de lignes isostatiques et le développement probable d'extensions. Au parement aval, il n'y a par contre pas d'anomalies caractérisées. Enfin, les lignes isostatiques sont largement représentées dans le domaine situé en dehors du barrage et qui correspond au terrain de fondation; elles sont naturellement continues avec celles du barrage même.

Ainsi dans le modèle, continu et en matière homogène. Or, dans la réalité, il y a un barrage en maçonnerie reposant par un joint continu sur un massif de fondation indéfini par rapport au barrage, mais possédant des propriétés élastiques différentes de celui-ci et probablement variables, même à distance rapprochée. Peut-on affirmer que les lignes isostatiques du modèle continu représentent bien celles de la réalité énoncée ci-dessus? En aucune manière. Il n'est pas certain qu'un encastrement même très soigné puisse produire réellement la concentration de fatigues figurée dans l'angle rentrant du modèle, à la base du parement amont. Bref, sans vouloir en rien décrier la méthode admirable de la photoélasticité, nous sommes bien obligés de faire observer qu'en ce qui concerne la solution exacte du problème des barrages, elle est imparfaite, car elle ne peut reproduire strictement, à une certaine échelle, les réactions réciproques du massif et de la fondation, qui dépendent des natures infiniment variables de ces objets et même du mode d'exécution, du degré d'encastrement, du profil de la fondation, etc. Or, nous avons vu que c'est la clef du problème. De même, et nous rappelons ici notre observation au sujet des entailles dans les modèles de M. de Belaevsky, les essais photoélasticimétriques ne peuvent tenir compte des sous-pressions dans les joints, les fissures, les

reprises et sous les fondations. Donc, nous ne pouvons, malheureusement, baser sur l'investigation photoélasticimétrique des espoirs trop considérables non plus qu'en tirer des arguments très décisifs contre la théorie actuelle. Voici, en effet, ce qu'écrit M. Haegelen, l'éminent ingénieur en chef des forces hydrauliques du Sud-Est de la France, dans son rapport au Congrès de Paris de l'Union internationale des producteurs et distributeurs d'énergie électrique (juillet 1928) au sujet des essais de M. Mesnager, effectués à la demande du Ministère des Travaux Publics et qui n'ont encore fait l'objet d'aucune publication : (1)

« Ces expériences, très intéressantes, ne sont pas encore complètement terminées à l'heure actuelle; il semble, d'après les résultats déjà acquis, que la répartition interne des efforts concorde bien avec celle qu'indiquent les méthodes de calcul usuelles. Néanmoins, dans la partie inférieure de l'ouvrage, cette concordance n'est plus vérifiée rigoureusement; dans les conditions expérimentales réalisées, les efforts maxima le long du parement aval seraient inférieurs à ceux qu'indique le calcul; par contre, au pied des deux parements apparaîtraient des efforts de cisaillement importants. »

Nous croyons pouvoir en déduire, ainsi que de certaines indications qu'a bien voulu nous donner M. Mesnager, que l'on constate par rapport à la théorie actuelle, une perturbation provenant de la fondation, assez importante au voisinage de celle-ci et s'atténuant à mesure que l'on s'en éloigne vers le corps du barrage. Nous voyons de nouveau les cisaillements croître en importance, tandis que les efforts normaux maxima sont atténués. Nous persistons à croire cependant, que les cisaillements ne sont pas dangereux s'il n'y a pas de sous-pressions, mais il importe donc de se protéger contre celles-ci. Dans ces conditions et vu que la fondation est généralement très soignée, celle-ci consolide en fait le pied du barrage, qui n'est peut-être plus la section la plus dangereuse. Notons que les barrages de Bouzey et de l'Habra se sont en effet rompus au-dessus de la base, suivant des lignes de rupture ayant l'allure

(1) M. Edm. Marcotte, chef de la section des essais physiques et mécaniques des laboratoires de l'École nationale des Ponts et Chaussées, à Paris, présente quelques dessins relatifs à ces essais dans son ouvrage *Les pierres naturelles et artificielles* (Paris, 1928). Sauf au voisinage de la base, les lignes isostatiques qui y sont représentées, correspondent assez bien à celles de la planche V, page. 25.

de celles de lignes isostatiques de première espèce. La rupture du barrage de San Francis n'indique rien à ce sujet, puisqu'elle est due à l'excavation de la fondation.

En conclusion, faute d'une meilleure méthode, dont la rigueur complète paraît d'ailleurs improbable, la méthode actuelle de calcul mérite confiance. Lorsque la fondation a fait l'objet de tous les soins hautement requis, la section dangereuse ne paraît plus se trouver à la base, mais vraisemblablement plus haut. Le soin le plus grand doit donc être apporté à la construction de tout le massif, notamment en ce qui concerne les mesures contre les sous-pressions. De multiples causes militent en faveur de la prise en considération sérieuse du cisaillement; à leur sujet encore, il importe d'éviter surtout les sous-pressions. Il paraît donc prudent et raisonnable de satisfaire le plus possible à la condition de M. Lévy, surtout pour les barrages très élevés, pour lesquels l'effet stabilisant du couronnement devient insignifiant.

VII. — EFFETS DE LA COURBURE DES BARRAGES A GRAVITÉ

Nous avons indiqué que les théories précédentes supposent le barrage rectiligne et de longueur indéfinie. Pratiquement, elles s'appliquent aux barrages droits de longueur finie, à distance suffisante des extrémités.

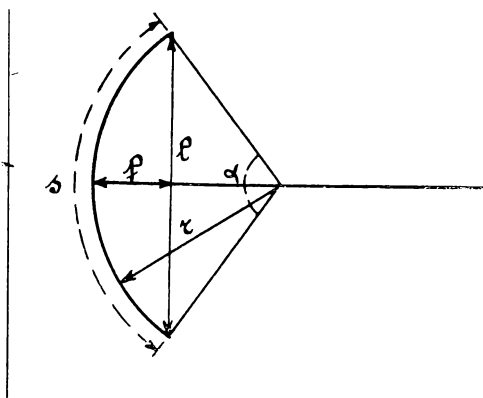
Il existe des barrages droits; parmi les plus récents, citons celui de Wäggital (Suisse), de 155 mètres de longueur, et le tout récent barrage de Bhatgar (Indes britanniques. Voir *Engineering* du 14 et du 21 juin 1929.) Mais le plus grand nombre des barrages ont une légère courbure convexe vers l'amont. On cite souvent la règle empirique du rayon égal à la longueur en crête, ce qui correspond à un angle d'un radian, c'est-à-dire d'un peu moins de 60 degrés. En réalité, la courbure des barrages poids est souvent de cet ordre de grandeur, c'est-à-dire très modérée. Il arrive que, pour des raisons spéciales, on l'augmente. Ces raisons tiennent à l'opinion, exprimée par de nombreux ingénieurs, que la courbure augmente la résistance du barrage. Nous considérons cette opinion comme une illusion pure, d'ailleurs sans conséquences graves, sauf lorsque l'on compte sur ce prétendu supplément de résistance pour parer à une faiblesse éventuelle du mur sous d'autres rapports : épaisseur insuffisante ou manque de protection contre les sous-pressions. L'illusion devient alors

dangereuse. Nous avons publié un premier article sur ce sujet dans le numéro du 5 mai 1928 du *Génie civil*. A la suite de cette publication, nous avons reçu de M. B.-F. Jakobsen, ingénieur-conseil à Los Angeles, le compte rendu complet de la discussion d'un mémoire qu'il avait présenté en 1927 à la Société américaine des Ingénieurs civils et qui avait été publié dans le volume 92 des *Transactions* de cette société en 1928. Outre l'auteur, douze spécialistes avaient pris part à la discussion, dont le professeur Cain, l'auteur de la méthode américaine de calcul des barrages arqués, et A.-J. Wiley, qui fut dans la suite nommé président de la commission d'enquête chargée d'examiner les causes de la rupture du barrage de San Francis (13 mars 1928). L'auteur aborde un autre point de vue que celui que nous avons traité. Nous nous étions bornés à contester que la courbure puisse augmenter la résistance du barrage poids; il montre, par un exemple concret, qu'elle diminue l'effet de gravité. Nous avons repris cet ordre d'idées, qui semble déjà avoir été envisagé par les professeurs Ganassini et Danusso (*Annali dei Lavori Pubblici*, mai 1924) à propos de l'étude de la base du barrage de Gleno (1). Nous avons cherché à introduire l'effet de la courbure dans la formule simple et familière de M. Lévy et nous avons eu la satisfaction d'y réussir. Nous sommes, dans l'ensemble, en communion d'idées avec M. Jakobsen et nous pensons que la discussion entre les membres de la Société américaine des Ingénieurs civils confirme l'exactitude de notre point de vue (2).

Nous reprendrons d'abord notre thèse du *Génie Civil*. Pour que la courbure du barrage soit susceptible d'augmenter sa résistance, il faut qu'il travaille comme voûte. Nous devons donc appliquer au barrage la méthode de calcul des barrages arqués. A vrai dire, il existe des méthodes particulières, très approximatives mais qui, pour les *barrages arqués minces*, paraissent assez convenables. Pour les barrages arqués épais, c'est une autre affaire, et comme nous ne cherchons qu'une démonstration convaincante, qui peut se passer d'un calcul rigoureux d'ailleurs impraticable, nous adoptons une méthode

(1) Le barrage de Gleno s'est rompu le 1^{er} décembre 1923. C'était un ouvrage à voûtes multiples établi sur une base à gravité.

(2) Depuis la rédaction de ces notes, une loi du 14 août 1929 a organisé la surveillance de la construction des barrages dans l'État de Californie. Elle prescrit que le calcul devra tenir compte des sous-pressions et de la courbure du plan. (*Génie civil*, 23 novembre 1929).



Autre formule

$$\delta = \frac{r}{s} \frac{lr - (r - f)s}{r/}$$

Formules très sommaires; ne peuvent fixer qu'un ordre de grandeur.

Ne tiennent pas compte de la déformation élastique du sol d'assise.

approximative, déjà envisagée dans les discussions de la société américaine des ingénieurs civils en 1904 et qui constitue la base de la méthode de M. Fred. A. Noetzli (Transactions Am. Soc. C. E. vol. LXXXIV, 1921), qui est en Amérique le protagoniste des barrages arqués épais.

On considère le barrage comme formé idéalement d'une série de tranches verticales, travaillant comme des poutres fléchies encastrées à la base, et d'une série de tranches horizontales résistant comme des arcs appuyés sur les versants de la gorge. On considère que les pressions hydrostatiques se répartissent entre ces deux systèmes résistants dans une mesure qui est conditionnée par l'égalité des déformations en chaque point. On voit que c'est quelque chose d'analogue à la théorie élémentaire des plaques minces, mais appliquée à des massifs épais. Dans la méthode de M. Noetzli, la loi de répartition des pressions entre les deux systèmes s'obtient par tâtonnements, jusqu'à ce qu'il y ait égalité de la flèche au milieu de la voûte de crête et au sommet de la tranche verticale correspondante. Si l'on observe que l'on ne tient compte en aucune manière de ce que ces tranches sont toutes continues et nullement séparées, on se rend compte déjà que la méthode est très arbitraire pour un calcul réel.

Nous avons écrit à la planche VII les formules de flexion employées. Pour les tranches verticales, nous utilisons la formule la plus générale de flexion des pièces longues encastrées, tenant compte, d'après le th. de Castigliano, de la déformation due à l'effort

tranchant, en envisageant la section réduite $\frac{5}{6} \Omega$ (Bertrand de

Fontviolant, *Résistance des matériaux analytique et graphique*,

tome I) et $G = \frac{E}{2}$, ce qui suppose le coefficient de Poisson du béton nul. L'effort normal n'entre pas en compte, car il existe avant mise en charge hydrostatique et nous n'envisageons en effet que l'effet de la pression. Pour le mur triangulaire, la formule de la flèche est aisée à exprimer, comme il est indiqué à la planche VII.

Pour la flèche à la clef de voûte sous l'effet d'une certaine pression moyenne supposée uniforme, une formule approximative, basée sur des considérations géométriques élémentaires de déformation, est donnée au même tableau. Nous avons établi également une autre formule peu différente dans ses résultats, basée sur le calcul différentiel et indiquée à la fin de la planche VII.

Ces formules assez sommaires, susceptibles tout au plus de fixer un ordre de grandeur, supposent le massif continu et en état élastique, c'est-à-dire susceptible d'entrer en tension en tous sens sous la moindre déformation. Elles ne tiennent pas compte des déformations élastiques de la base de fondation.

Dans le *Génie Civil* du 5 mai 1928, j'ai donné les résultats d'application de ces formules au barrage du Brasimone (Italie), pour la raison qu'il est fortement courbé. Les indications relatives de cet ouvrage ont été extraites d'un rapport du professeur Luigi Luigi de Rome, présenté à l'Association internationale des Congrès de navigation à Bruxelles. Il a 158 mètres de longueur en crête, son rayon est de 74^m50 et l'angle au centre de l'arc est de 128°32', valeur exceptionnellement élevée pour un barrage-poids. D'autre part, son épaisseur est relativement faible; de telle sorte les conditions les plus favorables pour le développement de l'effet voûte sont réalisées. Nous avons supposé qu'il était en béton et nous avons adopté une valeur assez modérée de E, favorable à l'effet de voûte également. Enfin nous avons envisagé que la *totalité de la pression hydrostatique était supportée par les tranches verticales*, ce qui est aussi favorable à l'effet de voûte. Les détails des calculs figurent dans l'article précité, ils montrent que les déformations de glissement sont importantes et notamment prépondérantes à la base. Les résultats figurent à la planche VIII.

On trouve ainsi pour le barrage du Brasimone, en tenant compte du couronnement, qui réduit légèrement l'effet de voûte (environ 2 p. c.), une flèche maximum de 2 ^m/m. Il y correspond dans la voûte en crête une contraction de 1,55 10⁻⁵ suivant la première formule ou 1,785 10⁻⁵ suivant la seconde. Toutes

Effet de la courbure.

Barrage du Brasimone (*Génie Civil*, 5 mai 1928).

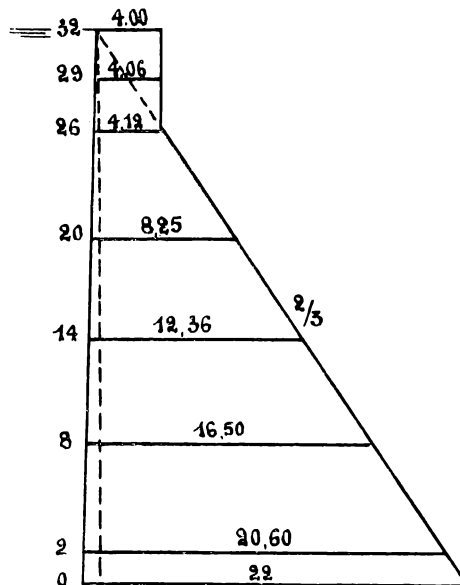
$\beta = 0 \quad 2 \quad 8 \quad 14 \quad 20 \quad 26 \quad 29 \quad 32 \text{ m.}$
 $\gamma = 0 \quad 0,0333 \quad 0,267 \quad 0,5866 \quad 0,975 \quad 1,447 \quad 1,715 \quad 1,966 \text{ m/m}$
 (E = 200.000 kg./cm²).

Couronnement : $\beta = 32 \text{ m.}$ $s = 158.$ $\alpha = 128^{\circ}32'$ $\gamma = 1 \text{ m/m}$ 966.

$\delta = 1,55 \times 10^{-5}$ $\sigma_m = 3,10 \text{ kg./cm}^2.$

Au niveau : $\beta = 14 \text{ m.}$ $s = 104,50 \text{ m.}$ $\alpha = 87^{\circ}$ $\gamma = 0,5866 \text{ m/m}$

$\delta = 4,45 \times 10^{-6}$ $\sigma_m = 0,89 \text{ kg./cm}^2.$



Couronnement Niveau 14

Pressions normales correspondantes. 1,710 kg./m² 1,600 kg./m²

Pressions hydrostatiques 0 18,000 kg/m²

Contraction par refroidissement d'un degré cent. $1,1 \times 10^{-5}$.

Abaissment de température interne du barrage (Barberine),
6° par an.

Retrait spécifique total moyen, $3,5 \times 10^{-4}$.

Raccourcissement de mise en charge du pont de Villeneuve-sur-
Lot, $1,9 \times 10^{-4}$.

Influence du couronnement : flèche du mur triangulaire,
2,035 m/m.

Contraction en crête pour $\gamma = 1,966 \text{ m/m}$ d'après la seconde formule :

$$\delta = 1,785 \times 10^{-5}.$$

deux correspondent à des pressions moyennes très modérées dans l'arc, susceptibles toutefois de supporter la totalité de la pression hydrostatique, puisqu'elle est presque nulle en ce point. Mais à 18 mètres en dessous et à 14 mètres au-dessus de la base, la flèche d'environ $0,6 \text{ m/m}$ ne correspond plus qu'à $4,45 \cdot 10^{-6}$ de contraction et à moins de 10 % de la pression hydrostatique. Donc, théoriquement l'effet de voûte ne pourrait s'exercer d'une manière importante qu'en crête, où les contraintes sont insignifiantes et seulement d'une manière insignifiante à la base, où les contraintes sont fortes. Et si, en seconde approximation, on tenait compte de la part des pressions hydrostatiques reprises par l'effet de voûte, on constaterait encore une réduction.

Mais ces résultats théoriques si faibles impliquent, nous le rappelons, un massif continu en état élastique, susceptible sans déformation permanente d'entrer en pression élastique sous la moindre déformation. Or un refroidissement d'un degré produit une contraction de $1,1 \times 10^{-5}$. Donc un refroidissement de 1,5° cent. suffit à annuler l'effet de voûte partout. A la crête, des refroidissements bien supérieurs résultent des variations extérieures de température, le mur étant mince à ce niveau. Dans le corps même du barrage, des refroidissements bien plus importants se produisent pendant plusieurs années du fait de la dissipation lente de la chaleur de prise du ciment. Au barrage de Barberine, le refroidissement observé est de 6° par an, à partir d'une température maximum d'environ 38° vers une température finale moyenne comprise entre 10 et 5°. Les observations au barrage de Waggital concordent; à la crête notamment, le refroidissement a été de 40° à 5° (*Recherches sur les propriétés thermiques du ciment*, par le professeur P. Joye, de l'Université de Fribourg). Ces résultats sont confirmés en France, en Italie et en Belgique et bien connus des constructeurs de barrages en béton. On peut d'ailleurs assimiler les effets de ce refroidissement au retrait, dont la valeur spécifique totale moyenne est d'environ $3,5 \cdot 10^{-4}$. Donc une fraction de quelques % du retrait suffit pour rendre impossible partout l'effet de voûte. Or, on sait que le retrait se continue pendant longtemps. Ni l'humectation, qui fait gonfler le béton, ni le réchauffement solaire en été, qui agit seulement superficiellement, ne peuvent modifier ces conclusions.

Mais il y a plus. On sait qu'une voûte, même construite avec beaucoup de soin, n'entre en charge qu'au prix d'une assez grande déformation permanente et élastique, qui constitue le

tassement au décintrement. On peut mesurer la contraction correspondante, notamment par le procédé de décintrement Freyssinet. Au décintrement du pont de Villeneuve sur Lot, bétonné par tronçons courts clavés après retrait du béton, le raccourcissement de mise en charge mesuré a été de $1,9 \times 10^{-4}$. Or, dans un barrage, la construction se fait verticalement, sans aucune action initiale de serrage de voûte. Au contraire, la flexion vers l'amont due au poids propre tend à desserrer la voûte. D'autre part, le bétonnage est loin d'être aussi soigné que dans la construction d'une grande voûte. On en conclut sans ambages qu'un barrage épais ne peut être initialement en tension suivant l'arc et que, compte tenu de cette circonstance, de l'importance du refroidissement et du retrait et de l'insignifiance de l'effet de voûte possible si tous ces empêchements n'existaient pas, l'effet de voûte ne peut, en fait, prendre naissance. Les raisons extrêmes existent seules pour les barrages en maçonnerie de pierres, mais suffisent encore à notre sens pour empêcher l'effet de voûte.

Les barrages modernes en béton donnent la preuve de ces conclusions. Pour obvier aux effets du retrait et de la contraction thermique, on y ménage des joints de contractions éloignés de 25 à 30 mètres. Ces joints sont ouverts, de quantités variables selon la saison, près des parements. Ce fait est bien établi. Voici la contre-épreuve. Au barrage de San Francis, pour bénéficier du monolithisme, on n'a pas ménagé de joints. Il en est résulté que le barrage s'est fissuré de bas en haut et de part en part, ces fissures ayant plus de 2 millimètres de largeur, d'après des rapports de témoins oculaires avant l'accident (Transactions Am. Soc. C. E., vol. 92, 1928, p. 813). Des suintements s'y produisaient, que l'on a tenté d'arrêter par colmatage à la sciure de bois (*Ibid.*, p. 836). D'une manière générale, les Américains envisagent le remplissage des joints sous pression à basse température. Nous ne croyons pas cependant le système susceptible de mettre la voûte en pression, d'autant plus que le refroidissement interne est très lent. Il en résulte que les barrages épais arqués, qu'ils aient ou non des joints de dilatation, ne peuvent entrer en pression comme voûtes qu'après d'importantes déformations permanentes, que les déformations élastiques du mur vertical ne permettent pas. Les renseignements de la planche IX relatifs à un certain nombre de barrages très récents de quatre pays différents confirment cette conclusion.

Le fait que les déformations observées sur les barrages sont supérieures à celles calculées par les formules précédentes ne

Barrage de Barberine (Suisse).

M. J. BOLOMEY, professeur à l'Université de Lausanne.

$m = 0.80$ $n = 0.05$ $H = 78$ m. $s = 285$ m. $r = 300$ m.
 $\alpha = 54^{\circ}30'$ env. $l = 275$ m. $f = 33.33$ m. $E\eta = 14.32 \cdot 10^6$.
 $E = 350.000$ kg./cm² $\eta = 4,1$ m/m $\delta = 1 \times 10^{-5}$ (2^e formule).

$$\text{OBSERVATIONS : } \delta = \frac{0.001}{25} = 4 \times 10^{-5}.$$

Fermeture de 1 m/m des joints due aux effets thermiques, au gonflement du béton et à la déformation élastique du barrage (ainsi que déformation permanente et celle du terrain).

Barrage d'Éguzon (France).

M. MERCIER, président du Comité français des grands barrages.

$m = 0,834$ $n = 0,05$ $H = 61,11$ m. $r = 250$ m. $l = 388,39$
 $s = 303$ $\alpha = 70^{\circ}$ env. $f = 45,60$ m.
 $E\eta = 8 \times 10^6$ $E = 200.000$ kg./cm² (?) $\eta = 4$ m/m.
 (E pas connu, $R'_{b28} = 155$ kg/cm², cubes de 30×30 cm. béton plastique, 20 % de blocs).

OBSERVATIONS : η permanent 13 m/m, η élastique 10 m/m.

Barrage de Cignana (Italie).

M. CONTESSINI, directeur des travaux.

$m = 0,7$ à $0,8$ $n = 0,05$ $H = 58$ m. $s = 401$ m. $r = 950$ m.

Courbure très faible. Contractions mesurées après quatre mois, sur 30 m. à l'intérieur, 16 m/m; à l'extérieur, jusqu'à 32 m/m (y compris effets therm.).

Refroidissement inégal : après quatre mois, 26-27° cent au centre, 11-12° cent. à quelques mètres des parements, 5° à la surface.

Barrage de San-Francis (Los Angeles-U. S. A.), rompu le 12 mars 1928. Fissures verticales dues au retrait à travers tout le barrage, malgré la forme arquée.

la modifie pas, parce qu'elles restent néanmoins beaucoup inférieures aux effets du refroidissement, du retrait et de la déformation permanente initiale de mise en pression de la voûte et parce que l'observation montre que les joints restent ouverts ou que les fissures se produisent. Au barrage de Barberine, la fermeture des joints au parement correspond à une contraction de 4×10^{-5} à la mise en charge, alors que notre deuxième formule donne 1×10^{-5} . Mais il faut noter que la mise en charge est lente, qu'il faut tenir compte des effets thermiques superficiels, du gonflement d'imbibition du béton (il n'y a pas de drainage), enfin de la déformation permanente et de celle du terrain. Aussi doit-on considérer l'ordre de grandeur comme très satisfaisant. Au barrage d'Eguzon, d'après les renseignements qu'a bien voulu me communiquer M. Mercier, président du Comité français des grands barrages, on a procédé à plusieurs mises en charge successives et mesuré les flèches élastiques en crête au moyen d'un théodolite fixe. On a trouvé 10 m/m (pour 13 m/m de flèche permanente). Le calcul donne 4 m/m pour un coefficient E supputé égal à 200,000 kg/cm². Comme il s'agissait de béton plastique damé en grande masse avec addition de 20 % de blocs, il se peut que le E du corps du barrage soit inférieur, ce qui améliorerait la concordance entre le calcul et l'observation. Mais encore une fois, l'ordre de grandeur reste respecté, surtout si l'on tient compte de la longueur de temps d'une mise en charge et de tous les effets divers qui peuvent influencer sur les déformations. Aussi notre but n'est-il pas de prôner les formules établies, mais bien plutôt de souligner leur imperfection. Pour des massifs épais comme les murs de barrages, elles ne peuvent évidemment constituer que de grossières approximations. Les écarts entre l'observation et le calcul sont confirmés en Amérique dans le même sens d'insuffisance de la formule mise en lumière ci-dessus. C'est cependant sur ces formules que repose la méthode américaine de calcul des barrages arqués épais, selon M. Fred. A. Noetzli. Si l'on y ajoute les objections déjà antérieurement exposées à la voie suivie par cette méthode, on se rend compte qu'elle est tous à fait discutable et peu recommandable.

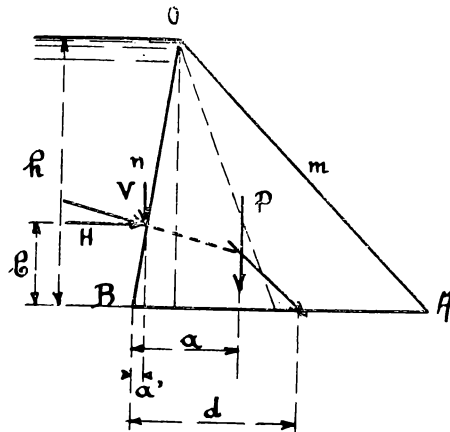
Ainsi donc, nous pensons avoir établi que la courbure des barrages à gravité en béton n'est pas susceptible d'apporter un supplément appréciable de résistance. Reproduisons ici l'observation de M. A. Forti dans son rapport général au Congrès de Paris 1928. « Alors qu'une digue à gravité est d'autant plus

Mur droit à gravité.

$$P = \pi h^2 \frac{(m+n)}{2} \quad a = h \frac{m+2n}{3} \quad V = \frac{\omega h^3 n}{2} \quad a' = \frac{nh}{3}$$

$$H = \frac{\omega y^2}{2} \quad b = \frac{H}{3} \quad S = (m+n)h \quad v = v' = \frac{m+n}{2}$$

$$I = \frac{(m+n)^3 h^3}{12} \quad I/v = I'/v' = \frac{(m+n)^2 h^2}{6}$$



Mur courbe à gravité.

$$\theta R = 1 \quad \frac{\sin \theta}{\theta} = 1 \quad \left(\text{pour } \theta = 15^\circ, \frac{\sin \theta}{\theta} = 0,99 \right)$$

$$P_r = P k_p \quad k_p = 1 - \frac{m-n}{3} \frac{h}{R} < 1$$

$$a_r = a k_a \quad k_a = \frac{1}{k_p} \left(1 - \frac{h}{2R} \frac{m^2 + mn - n^2}{m+2n} \right) > 1.$$

$$\left. \begin{array}{l} H_r = H k_h \\ V_r = V k_h \end{array} \right\} k_h = 1 + \frac{2nh}{3R} > 1$$

$$a'_r = a' k_b \quad b_r = b k_b \quad k_b = \frac{1 + \frac{nh}{2R}}{1 + \frac{2nh}{3R}} < 1.$$

$$S_r = S k_s \quad k_s = 1 - \frac{(m-n)h}{2R} < 1.$$

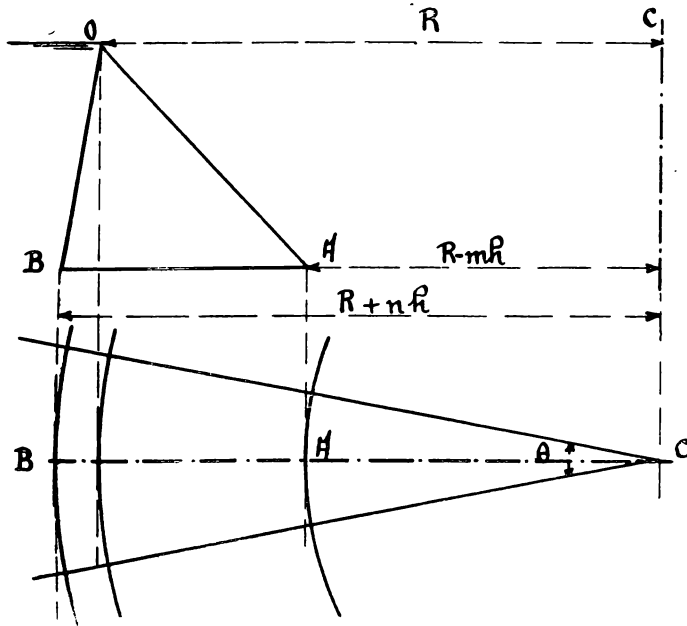
$$v_r = v k_v \quad k_v = \frac{1 - \frac{2m-n}{3} \frac{h}{R}}{1 - \frac{m-n}{2} \frac{h}{R}} < 1.$$

$$v'_r = v' k'_v + (R - mh) \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right); \quad k'_v = \frac{1 - \frac{m-2n}{3} \frac{h}{R}}{1 - \frac{m-n}{2} \frac{h}{R}}.$$

$$I_r = I k_i \quad k_i = \frac{\left(2 - \frac{m-n}{R} h \right)^2 + 2 \left(1 - \frac{mh}{R} \right) \left(1 - \frac{nh}{R} \right)}{3 \left(2 - \frac{m-n}{R} h \right)}.$$

$$(I/v)_r = (I/v) k_{(i/v)} \\ k_{(i/v)} = \frac{\left(2 - \frac{m-n}{R} h \right)^2 + 2 \left(1 - \frac{mh}{R} \right) \left(1 + \frac{nh}{R} \right)}{6 \left(1 - \frac{2m-n}{3} \frac{h}{R} \right)}.$$

$$(I/v')_r = (I/v') k'_{(i/v)} \\ k'_{(i/v)} = \frac{\left(2 - \frac{m-n}{R} h \right)^2 + 2 \left(1 - \frac{mh}{R} \right) \left(1 + \frac{nh}{R} \right)}{6 \left(1 - \frac{m-2n}{3} \frac{h}{R} \right)} \text{ (au point A).}$$



sûre qu'elle est plus épaisse, la digue à arc est plus satisfaisante si son épaisseur n'est pas exagérée. Il est donc utile de réduire l'épaisseur des arcs au minimum indispensable pour assurer la stabilité de l'ouvrage. » C'est précisément parce qu'un barrage à gravité est épais qu'il ne peut travailler comme voûte.

Cherchons maintenant à établir l'effet de la courbure sur la résistance par la gravité (1). Nous aurons recours à la méthode ordinaire de la résistance des matériaux conformément au § II. Nous avons reproduit au haut de la planche 10 le croquis et les formules des éléments caractéristiques d'un barrage triangulaire droit, en considérant une tranche limitée par deux plans verticaux perpendiculaires à la crête et distants de 1 mètre. Nous avons indiqué ensuite tous les éléments analogues du barrage courbe, en considérant une tranche limitée par deux plans verticaux radiaux faisant entre eux un angle θ tel que la longueur d'arc interceptée en crête soit égale à l'unité ($\theta R = 1$). Dans l'hypothèse de la continuité du mur, nous pouvons ainsi admettre que $\frac{\sin \theta}{\theta} = 1$. Mais même si nous tenons compte de

l'existence des joints de dilatation, nous pouvons appliquer très approximativement la même relation aux blocs compris entre deux joints, car pour $\theta = 15^\circ$, on a encore $\frac{\sin \theta}{\theta} = 0,99$. En fait, l'écartement angulaire de deux joints de contraction consécutifs est toujours très inférieur à 15° .

Nous avons systématiquement cherché à exprimer tous les éléments géométriques et statiques du barrage courbe sous la forme $X_r = Xk_x$.

X_r désignant un élément quelconque du barrage courbe;

X l'élément analogue du barrage droit;

k_x un coefficient qui, pour tous les éléments, a été trouvé dépendant uniquement des inclinaisons m et n des parements et du rapport $\frac{h}{R}$ de la hauteur du barrage au rayon de la crête.

La planche X reproduit les formules des k de tous les éléments dans le cas le plus général; ces formules se simplifient lorsque le parement amont est un cylindre vertical ($n = 0$).

On note que, du fait de la courbure, le poids résistant est diminué ainsi que la section de base, tandis que la poussée est

(1) Ce calcul a été exposé d'une manière détaillée dans le *Génie civil* du 12 octobre 1929.

augmentée; il en résulte forcément une augmentation des contraintes. L'application des formules ordinaires de la résistance des matériaux conduit aux formules non explicites du haut de la planche XI, dont le développement serait excessif, et qu'il est préférable de transformer numériquement dans chaque cas. Même dans le cas particulier du parement amont vertical ($n = 0$), la formule développée de σ_b est, à première vue, un peu compliquée (planche XI). Mais il est relativement aisé de la simplifier et si nous posons $\sigma_b = \theta \omega h$, nous obtenons la formule

$$\frac{\omega}{\pi} = \frac{K m^2}{1 + \theta K m^2} \quad (\text{planche XI})$$

dans laquelle K n'est fonction que de $\frac{mh}{R}$, c'est-à-dire du rapport de la largeur à la base du mur au rayon en crête. On en déduit la généralisation de la formule de M. Lévy.

$$m = \frac{1}{\sqrt{K}} \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}} = K' \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}}$$

et, pour $\theta = 1$,

$$m = K' \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \omega}}$$

La planche XI contient un tableau des valeurs de K et K' en fonction de $\frac{mh}{R}$. On voit que la majoration d'épaisseur nécessaire pour les murs courbes est pratiquement comprise entre 3,6 % et 5,75 %.

En développant la formule de la compression verticale maximum σ_a , non reproduite à la planche II, nous avons trouvé la formule très simple (1)

$$\sigma = K'' \frac{\omega h}{m^2}$$

en posant

$$K'' = \frac{1 - \frac{mh}{3R}}{1 - \frac{mh}{R} + \frac{m^2 h^2}{6R^2}}$$

K'' est égal à 1 lorsque le barrage est droit. Pour les barrages courbes :

$\frac{mh}{R} =$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
K'' =	1,072	1,155	1,258	1,383	1,533

(1) Cfr. *Génie civil*, 12 octobre 1929.

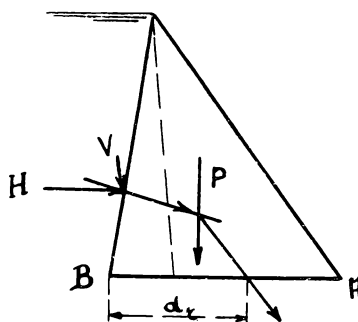
Mur courbe à gravité.

$$d_r = \frac{P_r a_r + V_r a'_r + H_r b_r}{P_r + V_r}.$$

$$\sigma_b = \frac{P_r + V_r}{S_r} + \frac{P_r (v_r - a_r) + V_r (v_r - a'_r) - H_r b_r}{(I/v)_r}.$$

$$V_r = n H_r \quad a'_r = n b_r.$$

$$\sigma_b = \frac{P k_p + V k_h}{S k_s} + \frac{P k_p (v k_v - a k_a) - H k_h [b k_b (1 + n^2) - n v k_v]}{(I/v) k (i/v)}.$$


 Mur à parement amont vertical $n = 0$

$$\sigma_b = \left\{ \frac{\pi m^3 h^4}{2} \left(1 - \frac{mh}{3R} \right) \left\{ \frac{\left(2 - \frac{mh}{R} \right)^2 + 2 \left(1 - \frac{mh}{R} \right)}{36 \left(1 - \frac{2mh}{3R} \right)} \right. \right. \\ \left. \left. + \left(1 - \frac{mh}{2R} \right) \left[\frac{1 - \frac{2mh}{3R}}{2 \left(1 - \frac{mh}{R} \right)} - \frac{1 - \frac{mh}{2R}}{3 \left(1 - \frac{mh}{3R} \right)} \right] \right\} - \frac{\pi m h^4}{6} \left(1 - \frac{mh}{2R} \right) \right\} \\ \frac{m^3 h^5}{36} \left(1 - \frac{mh}{2R} \right) \frac{\left(2 - \frac{mh}{2R} \right)^2 + 2 \left(1 - \frac{mh}{R} \right)}{6 \left(1 - \frac{2mh}{3R} \right)}$$

Posons $\sigma_b = \theta \omega h$, on obtient $\frac{\omega}{\pi} = \frac{K m^2}{1 + \theta K m^2}$.

$$K = \frac{1 - \frac{m h}{R} + \frac{m^2 h^2}{6 R^2}}{1 - \frac{2 m h}{3 R}}$$

Donc

$$m = \frac{1}{\sqrt{K}} \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}}, \quad \theta = \frac{K m^2 - \frac{\omega}{\pi}}{K m^2 \frac{\omega}{\pi}}, \quad \sigma_b = h \frac{K m^2 \pi - \omega}{K m^2}.$$

Condition de M. Levy : $m = \frac{1}{\sqrt{K}} \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \omega}} = K' \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \omega}}$

$\frac{m h}{R}$	K	K'	} Valeurs pratiques.
0,10	0,965	1,017	
0,20	0,931	1,036	
0,30	0,894	1,0575	
0,40	0,854	1,082	
0,50	0,812	1,11	

Donc, on voit que la courbure augmente très sensiblement les contraintes maxima, de plus de 15 à 25 % dans les cas pratiques.

Les formules précédentes synthétisent d'une manière parlante les effets de la courbure sur la résistance des barrages par la gravité.

On peut en conclure que, contrairement aux apparences, un mur courbe est moins stable qu'un mur droit et que, à volume égal de maçonnerie, un mur droit, plus court et plus épais, est supérieur.

VIII. — EXEMPLES A SUIVRE ET EXEMPLES A NE PAS SUIVRE

Un ingénieur qui a commis une théorie, n'a pas fait grand'chose tant qu'il ne l'a pas éprouvée ou confrontée avec les réalités. En matière de barrages-poids en béton, c'est une impérieuse nécessité. Non seulement nous avons reconnu sans exagération ni restriction l'imperfection de la théorie actuelle, mais nous

avons déjà indiqué plusieurs circonstances aggravantes, dont le calcul ne tient nul compte.

Les observations faites sur le barrage d'expérience de Stevenson Creek ont établi la preuve des déformations du terrain d'assise des barrages, même alors qu'il est reconnu excellent. Les observations faites lors de remplissages et de vidanges successifs du réservoir d'Eguzon ont montré qu'il y avait une déformation permanente correspondant à une flèche vers l'aval de 13 millimètres du milieu du couronnement. On peut supposer qu'elle provient du corps du barrage et de la fondation.

Nous avons, à propos de l'effet de la courbure, parlé du long et lent refroidissement interne par dissipation de la chaleur de prise du ciment. Ce refroidissement lent et inégal développe des tensions internes, dont M. Bolomey estime que le maximum peut atteindre 105 kg./cm² après refroidissement total du barrage de Barberine (Prof. P. JOYE, ouv. cité.) M. Bolomey a constaté des fissures horizontales au parement amont, près de la rive droite, à des endroits où le calcul exigeait des compressions, les fissures ayant été constatées *avant* mise en charge. Elles ne semblent pouvoir provenir que de la contraction thermique.

Dans le sens longitudinal, le refroidissement est évidemment plus uniforme et ne se manifeste que par l'ouverture des joints de contraction. La planche 9 contient quelques renseignements relatifs aux observations faites sur le barrage de Cignana (Italie) et à l'intérieur dans la galerie d'inspection. Ils ne peuvent donner qu'un aperçu totalement insuffisant de l'intérêt du rapport de M. Contessini, directeur des travaux, dont ils sont extraits (Congrès de Paris, 1928).

Il semble bien que l'on n'aurait pu mettre plus de soins dans l'étude de la composition du béton et de sa mise en œuvre, dans l'organisation générale du chantier et dans les recherches et observations de toutes sortes, qui ont été faites pour et sur cet ouvrage. Pour le barrage d'Eguzon (France), on a employé du béton de ciment de laitier, contenant 20 p. c. de gros blocs, de telle sorte que l'élévation de température à l'intérieur du massif a été inférieure à 10 degrés. Le but poursuivi de réduire les effets thermiques a donc été atteint. M. Haegelen (Congrès de Paris 1928) ajoute que le ciment de laitier présentait encore l'avantage de craindre moins l'attaque par les eaux pures traversant l'ouvrage. Autre point de vue, qu'il ne faut pas perdre de vue, malgré que l'on prenne d'autres précautions, telles que le drainage, qui rend les barrages pratiquement étanches.

Les effets de la variation de la température extérieure sont également appréciables; on les remarque aux mouvements des joints de contraction. M. Mercier nous confirmait en mars dernier, qu'après trois ans de service, certains joints du barrage d'Eguzon continuent à s'ouvrir très nettement en hiver et se referment en été. Mais ces effets sont superficiels; M. Haegelen a démontré (*Annales des Ponts et Chaussées*, VI, 1927) que l'épaisseur critique relative aux variations diurnes de température n'est que 0^m25 et qu'elle est de 5 mètres pour les variations annuelles. L'observation confirme l'ordre de grandeur de ces chiffres.

Enfin, l'humectation du béton produit des gonflements et des tensions internes, puisqu'elle est probablement inégale. M. H. Lossier soulignait l'importance de ces efforts dans une étude récente parue dans le *Génie Civil* (25 mai 1929).

Ces éléments échappent au calcul; ils relèvent de l'étude des matériaux et du choix des moyens d'exécution; ils aggravent les incertitudes du calcul. Il s'impose à l'ingénieur de s'informer de tous ces points, de les étudier ou de les faire étudier et de chercher les moyens techniques d'en réduire les inconvénients (1), selon l'exemple d'Eguzon. Ensuite, il faut adapter les méthodes de calcul aux matériaux et aux moyens employés. Ainsi, lorsqu'il il est établi que des fissures horizontales de contraction se produisent au parement amont (Barberine), que des suintements caractérisés s'observent (barrages belges, Barberine, Eguzon), la prise en considération des sous-pressions est évidemment une nécessité. Nous voulons encore insister sur ce point important. Le règlement français du 19 octobre 1923 proscriit les extensions en charge au parement amont et recommande, pour augmenter la sécurité du barrage, d'avoir en outre «au voisinage du parement amont, en charge, de légers efforts de compression, efforts dont la valeur dépendra de la situation et de l'importance du barrage ». Il ne convient pas que nous critiquions l'imprécision de cette prescription; on n'a pas manqué de le faire, avec beaucoup de force, en France même. Mais il nous paraît nécessaire de réfuter l'interprétation de cette phrase comme une négation des sous-

(1) Depuis la rédaction de ces notes, la presse d'information technique a fait connaître des tentatives de formes nouvelles d'exécution, consistant principalement en une multiplication des joints de retrait transversaux combinée avec des élégissements du corps du barrage vers l'aval. On a également établi des joints de contraction suivant des lignes isostatiques de première espèce dans des piles de barrages arqués, massifs, qui résistent comme les barrages-poids.

pressions. Le qualificatif « légers » est atténuant, nous l'admettons, mais c'est une atténuation toute relative, puisqu'elle dépend, en fin de compte, « de la situation et de l'importance du barrage. » Aussi est-il significatif de constater que des sociétés industrielles, telles que l'Union Hydro-Electrique, dont l'administrateur-délégué M. G. Mercier, est président du Comité français des grands barrages, estiment, lorsqu'elles construisent des ouvrages tels que celui d'Eguzon, que leur situation et leur importance sont telles, qu'il convient d'appliquer la condition intégrale de M. Lévy ($\theta = 1$, $n = 0,05$, $m = 0,834$), *qui n'est cependant pas imposée officiellement.*

En Italie, la situation est plus catégorique. Les règlements publics imposent les valeurs de θ ci-après.

Nature du terrain	Hauteur des murs-barrages		
	< 25 m.	25 à 50 m.	> 50 m.
Roches ayant des qualités exceptionnelles d'homogénéité, de compacité et d'imperméabilité . . .	$\theta = 0$	0,333	0,50
Roches bien conditionnées, mais ayant de légères défectuosités. .	$\theta = 0,333$	0,667	1,00
Roches médiocres et défectueuses, les défectuosités étant corrigées par des injections de ciment . .	$\theta = 1,00$	1,00	

Dans son rapport au Congrès de Paris (juillet 1928), M. Carcano indique que l'emploi des moyens d'étanchement les plus perfectionnés n'apporte aucune atténuation à la rigueur des prescriptions italiennes.

Comment pourrait-on, dans un pays surpeuplé comme la Belgique, et pour lequel les barrages ne peuvent présenter un intérêt national aussi précieux que pour l'Italie, admettre une moindre sécurité? Poser la question, c'est sans doute la résoudre.

La mise en compte des sous-pressions dans le calcul ne doit d'ailleurs pas dispenser de prendre les plus minutieuses précautions pour les éviter; elle doit être considérée comme une mesure de sécurité indispensable pour parer à un défaut, toujours possible, des dispositifs de protection. Les moyens dont on dispose concernent l'étanchement et le drainage.

Il importe tout d'abord d'avoir un béton non poreux, imperméable. On ne doute pas de la supériorité du béton sur la maçonnerie de pierres à ce point de vue. On argue aussi de la

supériorité à cet égard, du béton coulé très fluide, tant à cause de son homogénéité et de sa fluidité, qui exclut les vides accidentels, que de la forte proportion de fin assez favorable à la compacité. Nous n'avons pas à parler de la facilité de mise en œuvre, on connaît les dispositions *ad hoc*. M. Bolomey nous écrivait que le corps du béton du barrage de Barberine est lui-même *absolument étanche*.

Seulement, comme il n'y a pas de drainage, des suintements de quelques litres par minute, au parement aval, persistent sans variation appréciable. Ils sont localisés en quelques points des joints de reprise de travail horizontaux : un seul joint de contraction n'est pas absolument étanche. Les pertes principales, d'environ 20 litres par minute, proviennent de fuites à travers les fissures du rocher. Cependant, la fondation a été effectuée sur la roche primaire de granit et de gneiss, fissurée et délitée en surface par suite des intempéries (altitude 1,900 mètres). On a eu recours à des injections de ciment, jusqu'à une profondeur de 10 à 15 mètres (Grüner, Rapport au XIV^e Congrès international de navigation, Le Caire, 1926.) Donc, les injections de ciment, toujours nécessaires dans les roches fissurées, ne sont cependant pas suffisantes.

Il en est somme toute de même de l'imperméabilité du béton. A Eguzon, on a employé du béton plastique damé, renfermant 20 % de gros blocs. Pour le bétonnage d'un grand massif, cette méthode paraît nécessairement moins favorable que la précédente au point de vue de l'étanchéité. Mais, ainsi que nous l'écrivait M. Mercier : « Les galeries de drainage ont pratiquement empêché l'apparition de tout suintement sur le parement d'aval, sauf pourtant au droit des deux prises d'eau, où des venues d'eau pénétrant dans le barrage par les fers de liaison ont traversé tout l'ouvrage. L'importance de ces venues d'eau a considérablement diminué à la suite d'injections de ciment sous pression. »

Le même résultat est obtenu pour les barrages en maçonnerie de pierre, à joints nombreux. D'après le rapport de M. Carcano au Congrès de Paris (juillet 1928), les barrages de l'Adamello, au nombre de quatre, sont faits en blocs de granit très réguliers, maçonnés au mortier de ciment. La proportion de mortier est de 30 à 40 %, ce qui définit assez l'importance des joints. Grâce à l'emploi d'un manteau de protection de M. Lévy « la sécheresse des parois d'aval est parfaite ». L'eau écoulée par le dispositif de drainage ne dépasse pas 18 l./sec. pour le réservoir plein.

Récemment, le *Génie Civil* (13 avril 1929) publiait un article de M. Cordebas sur l'étanchéité des barrages, dans lequel il était question surtout, d'après des essais américains, d'emploi de toile asphaltée. Il s'agissait en somme de recouvrir tout le parement amont d'une chape mince étanche de toile asphaltée. Comme cela ne peut s'effectuer qu'après durcissement du béton, on conçoit la difficulté et le prix de l'opération, même en employant des dispositifs mécaniques perfectionnés. Les qualités des matériaux bitumineux au point de vue de l'étanchement sont bien connues. Mais l'article de M. Cordebas contient des allégations critiquables en ce sens qu'il prétend établir la supériorité de l'étanchement à l'asphalte sur le drainage et considère ce dernier comme superflu. Il y a là une erreur de principe que ne commettrait pas un hydraulicien : un bon étanchement doit toujours être accompagné d'un drainage. Les ingénieurs qui ont eu l'occasion de s'occuper de l'étanchement de modestes ouvrages d'art, tels que des petites voûtes, au moyen de chapes d'asphaltes sur lesquelles les eaux se trouvent sans aucune pression, comprendront notre scepticisme au sujet de la perfection absolue d'une chape couvrant des parements presque verticaux de plusieurs milliers de mètres carrés de superficie et, par conséquent, notre avis est que le drainage reste nécessaire. On n'en use pas autrement dans les petits ouvrages auxquels nous faisons allusion ; la chape est toujours accompagnée de drains et de gargouilles d'évacuation des eaux recueillies sur la chape.

Nous pensons donc que le moyen le plus efficace de protection des barrages contre les infiltrations consiste dans le drainage, non pas seulement le drainage de la fondation, mais celui de tout le parement amont. On sait que cette idée remarquable est due également à M. Lévy, qui a ainsi indiqué non seulement le danger des sous-pressions, mais aussi le moyen de les éviter. Son masque ou manteau consiste en une paroi mince posée sur le parement amont en créant entre celui-ci et l'eau une série de vides verticaux accessibles. A la base, ils sont réunis par une galerie courant tout le long du pied du barrage. Sous l'effet de la pression, l'eau filtre à travers la paroi mince, mais se trouve immédiatement ramenée à la pression atmosphérique. L'eau de suintement est recueillie dans la galerie de base et écoulée par un conduit vers l'aval ; le débit est contrôlable et renseigne sur l'état du masque, qui peut se réparer de l'intérieur. *Le parement amont n'est donc plus en contact avec l'eau.* Aux barrages de l'Adamello (rapport

'cité de M. Carcano), le manteau est formé de petites voûtes verticales en plein cintre de 1^m70 de diamètre. Elles sont en béton de ciment, leur épaisseur est de 0^m30 à la base et de 0^m18 à la clef; les piédroits sont de 0^m30 au contact de l'eau. Elles sont soigneusement enduites de ciment. On a vu que le résultat obtenu est parfait.

Ce manteau peut être, comme aux barrages de l'Adamello, établi lors de la construction du barrage, mais il convient surtout pour être appliqué après coup aux barrages existants. Il peut se faire en béton armé; l'exemple du barrage de la Mouche en France est classique et se trouve dans tous les ouvrages.

Lorsque le drainage est établi d'emblée, il se fait généralement par des puits verticaux ménagés peu en arrière du parement amont en cours de bétonnage. Le principe du fonctionnement est le même, bien que moins parfait par suite de l'écartement plus grand des puits. A Eguzon, les drains verticaux sont écartés de 3 mètres d'axe et se trouvent dans l'alignement des puits de drainage des joints de contraction, qui ont une section de 1 mètre carré. On a vu que le résultat obtenu était parfait. A Cignana, les drains verticaux sont des puits de 0^m50 de diamètre écartés d'environ 4 mètres.

Nous insistons sur le fait que les considérations précédentes ne sont nullement idéologiques, mais dérivent uniquement des résultats d'applications convaincantes faites librement par des constructeurs consciencieux et avisés. Il faut noter en effet, et c'est assez curieux, que les règlements n'imposent pas le drainage et se bornent à le recommander.

Nous pensons avoir, chemin faisant, appuyé nos observations de suffisamment d'exemples pour ne pas insister davantage sur la description de certains ouvrages récents des plus remarquables. La planche 9 contient quelques caractéristiques des barrages de Barberine, d'Eguzon et de Cignana. Qu'il nous suffise de rappeler que ces ouvrages sont calculés en tenant compte très largement des sous-pressions, que sauf celui de Barberine (déjà plus ancien) ils sont drainés et qu'enfin ils sont très légèrement courbes, sans que cette courbure ait été considérée comme utile à la résistance.

On a construit ou on construit en Italie des dizaines d'ouvrages présentant ces caractéristiques (voir rapport cité de M. Contesini). C'est dire quel degré de perfectionnement pratique a atteint la construction de ces ouvrages et quel degré de confiance

ils inspirent. Quand on songe à l'avenir industriel qu'ils préparent à l'Italie, on ne peut qu'approuver les conditions strictes de sécurité imposées par les pouvoirs publics.

Nous ne voudrions pas, après avoir cité tant d'exemples heureux, passer sous silence des exemples malheureux et même tragiques, qui ont ému l'opinion publique récemment; nous voulons parler des ruptures des barrages de l'Habra et de San-Francis. En les commentant, non seulement nous restons dans la règle de l'objectivité, mais nous continuons la démonstration de nos observations précédentes. *Ces accidents sont survenus parce que les ouvrages ne satisfaisaient pas aux conditions précédemment développées.* Il y avait en outre des malfaçons ou des erreurs graves. Malgré cela, un de ces ouvrages a remarquablement tenu pendant de nombreuses années et l'on peut vraiment conclure avec les commissions d'enquêtes que ces accidents ne diminuent en rien la confiance que l'on doit accorder aux méthodes de calcul et aux ouvrages bien construits mais qu'au contraire, ils confirment les conditions généralement imposées.

Le barrage de l'Habra, sur l'Oued Fergoug, en Algérie (1), a été construit de 1869 à 1871 par une société concessionnaire. Un accident au déversoir s'est produit dès 1872. Le mur proprement dit s'est rompu une première fois en 1881, par une brèche de 125 mètres de long sur 18 mètres de profondeur. L'ouvrage a été reconstruit par les Ponts et Chaussées en 1885, par simple bouchure de la brèche et léger renforcement.

En novembre 1927, le réservoir était presque vide, on effectuait des travaux d'injection de ciment au parement amont. Du 24 au 26 de ce mois, il tombe 19 centimètres de pluie au barrage. Le réservoir se remplit le 25 en quelques heures et le barrage cède lorsque l'eau atteint la cote 35,85, soit 3^m85 au dessus du déversoir. Le débit moyen a été de 1,000 m³/sec., le débit maximum 2,300 m³/sec. selon toute vraisemblance. Le déversoir était établi pour 800 mètres cubes. En 1900, l'eau avait atteint la cote 35,22 par suite d'une crue et d'une accumulation de branchages au déversoir; le barrage avait tenu.

Lorsque l'accident est arrivé, la maçonnerie était très sèche, le réservoir étant quasi vide depuis longtemps; son poids était donc minimum. Par contre, par suite de son afflux violent, l'eau

(1) *Genie Civil*, 24 août 1895, 17 et 24 mars 1928; *Engineering*, 10 août 1928.

était fortement chargée de vase et son poids spécifique a été évalué à 1.300 kilogrammes. Le calcul du barrage effectué pour la retenue maximum, une densité de l'eau de 1,2 et un poids spécifique de maçonnerie de 2.090 (sans tenir compte de la dessiccation), révélait une traction de 1 kg/cm³ au niveau de la brèche.

On peut dire qu'en condition normale le barrage était donc déjà insuffisant. Les circonstances aggravantes précitées et notamment la surélévation de 3,85 du plan d'eau devaient entraîner la rupture. Le mortier était très appauvri à l'amont et devenu absolument pulvérulent; c'est la raison pour laquelle on effectuait des injections de ciment. Seulement, il en résulte que des sous-pressions se sont ajoutées aux tractions préexistantes. La forme de la brèche est caractéristique. Elle est d'abord horizontale, même ascendante au parement amont, puis elle s'incline vers l'aval en plongeant jusqu'à atteindre une inclinaison voisine de celle du parement aval. L'allure est donc voisine de celle d'une ligne isostatique de première espèce, avec peut-être une légère influence de glissement à l'amont. Le fonds de la brèche est à 12^m30, donc caractéristiquement *au-dessus* de la base de fondation. Sous ce rapport, l'analogie avec le barrage de Bouzey est marquée. L'inspecteur général Pochet avait déjà, en 1881, lors du premier accident, indiqué que les maçonneries anciennes laissaient à désirer. Les pierres étaient d'un grès très poreux. On sait que la rupture du barrage causa un vrai désastre, tant au point de vue des pertes de vies humaines que des dégâts matériels.

Les conditions de la rupture du barrage de San-Francis (fig. 2 et 3) sont autres. (Voir *Engineering News Record*, 22 et 29 mars et 10 mai 1928; *Engineering*, 6 avril, 13 avril et 11 mai 1928; *Génie Civil*, 14 et 28 avril, 19 et 26 mai 1928). Voici un résumé des constatations et conclusions du comité d'enquête. Le barrage n'avait pas de mur de garde à l'amont de la fondation. Il n'y avait aucune protection contre les sous-pressions, sauf dix trous de sonde de 4.50 à 9.00 sous la partie centrale de l'ouvrage restée en place, par *simple coïncidence probablement*. Il n'y avait pas eu d'injections de ciment, il n'y avait pas de galerie d'inspection, il n'y avait pas de joints de contraction, mais le mur s'était fissuré. Le calcul ne tenait compte des sous-pressions que dans une faible mesure ($m = 0,7$ env.). La résistance du béton a été trouvée égale à 140 à 190 kg/cm². Il n'y avait cependant que peu d'infiltrations par les fissures; par le sol elles ont atteint 30 à

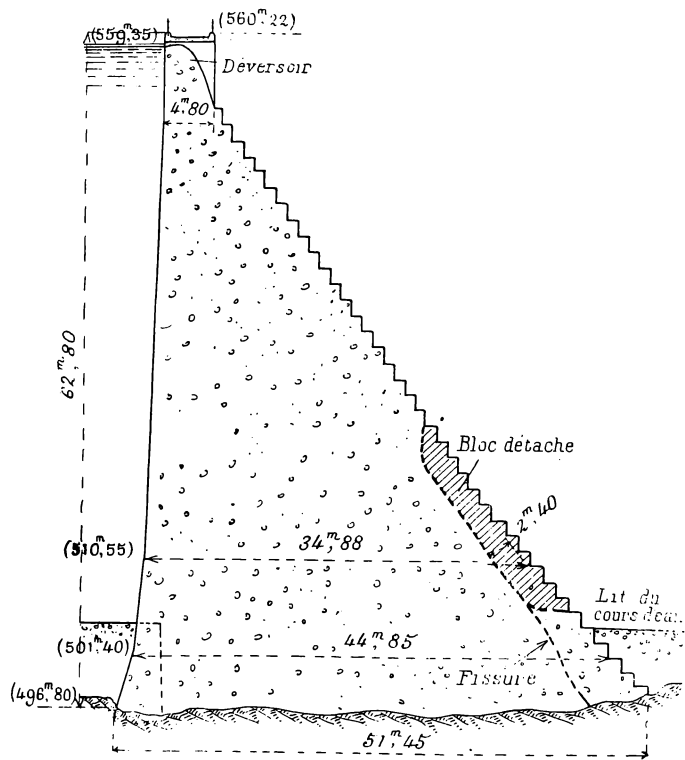


Fig. 2 (*)

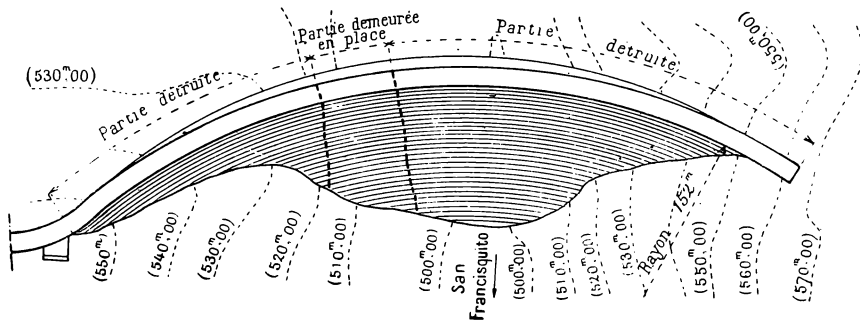
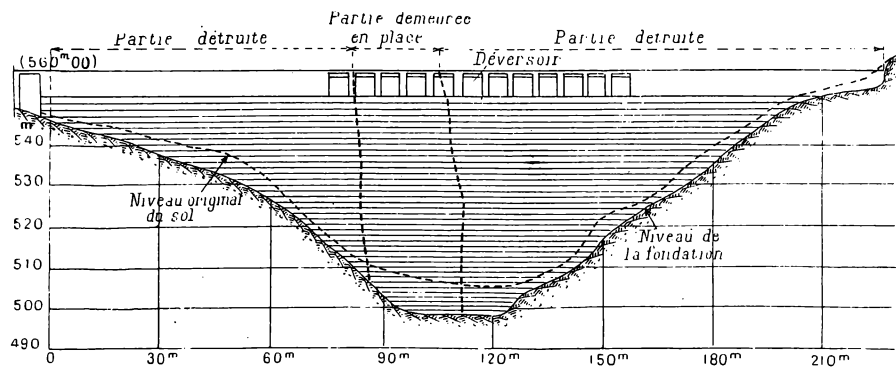


Fig. 3 (*)

(*) Figures extraites du *Génie Civil* du 14 avril 1928, article relatif à «La rupture du barrage de San Francis».

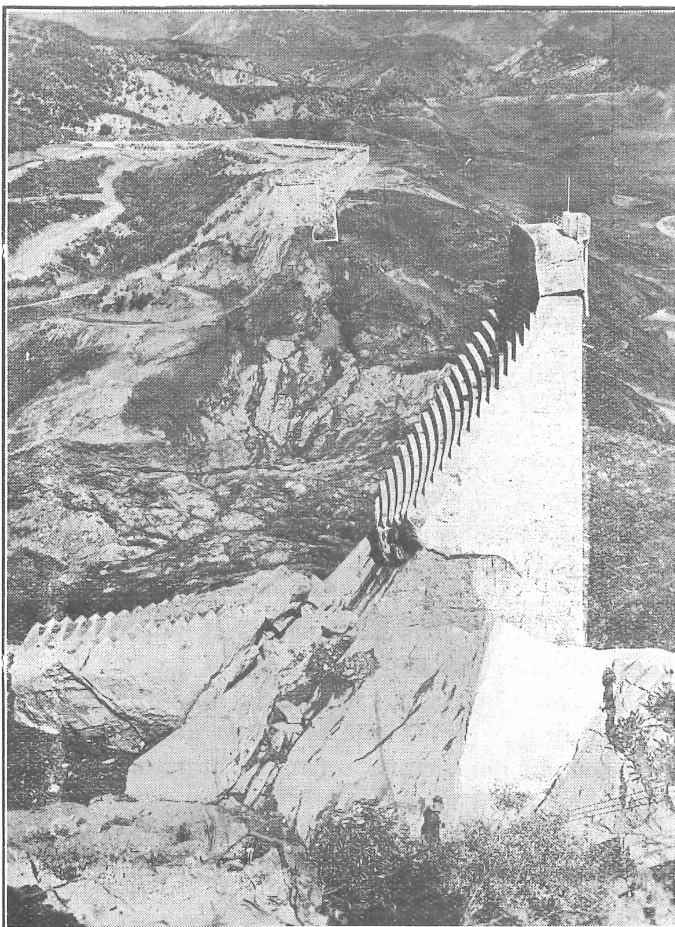
55 litres par seconde la veille de l'accident. À la rupture, le flot a atteint 38 mètres de hauteur, même davantage à 2,400 mètres en aval de l'ouvrage. En ce point, la vitesse a atteint 30 kilomètres à l'heure, le débit étant de 15,000 mètres cubes par seconde. Plus à l'aval, la vitesse était encore de 14 à 20 kilomètres à l'heure.

La cause avérée de la rupture est la mauvaise qualité du terrain. Malgré ses imperfections reconnues et critiquées par la commission d'enquête, cet ouvrage eût sans doute résisté si la fondation n'avait cédé. Le terrain comportait d'un côté un micaschiste friable, de l'autre un conglomérat rouge se délitant dans l'eau. Une faille importante existait à la jonction des deux terrains, elle était remplie d'argile et de roches se ramollissant dans l'eau. Cette faille n'était toutefois pas active et il n'y a pas eu de mouvements sismiques dans la région. La cassure a été fortement érodée par le flot de rupture. Bref, le terrain était absolument désastreux. Sec, il pouvait donner une apparence de résistance, mais il ne résistait pas à l'eau. Il avait une tendance au glissement; des éboulements se sont produits après rupture du barrage. La résistance de la roche sèche a été trouvée égale à 36,75 kg/cm² au laboratoire.

La rupture a dû s'amorcer par la faille, qui a dû laisser passer un courant d'eau violent, affouillant le restant de la fondation. L'aile droite ainsi complètement minée a dû s'effondrer. Il en est résulté un courant violent qui a affouillé l'aile gauche. Le schiste a été dénudé jusqu'à 9 mètres sous la fondation. La section médiane est restée debout, mais semble avoir avancé en crête de 20 centimètres vers l'aval (fig. 4 et 5).

Le rapport de la commission d'enquête conclut en incriminant la qualité du terrain et la fondation, tout en blâmant les autres insuffisances du projet. Mais il ajoute que rien ne permet de mettre en doute la théorie courante du calcul des barrages du type de San-Francisc. Au contraire, le fait que le tronçon médian est resté debout dans ce cataclysme, malgré les conditions les plus préjudiciables, donne l'évidence la plus convaincante de la stabilité de semblables structures lorsqu'elles sont construites sur une roche ferme et convenable.

Il est écrit notamment dans les conclusions : « 3^o La rupture du barrage indique qu'il est désirable que toutes les structures de ce genre soient construites et entretenues sous la direction et le contrôle des autorités de l'État.



(*) Figures extraites
du *Génie Civil*
du 14 avril 1928,
article relatif à
«La rupture du barrage
de San Francis».

Fig. 4 (*)

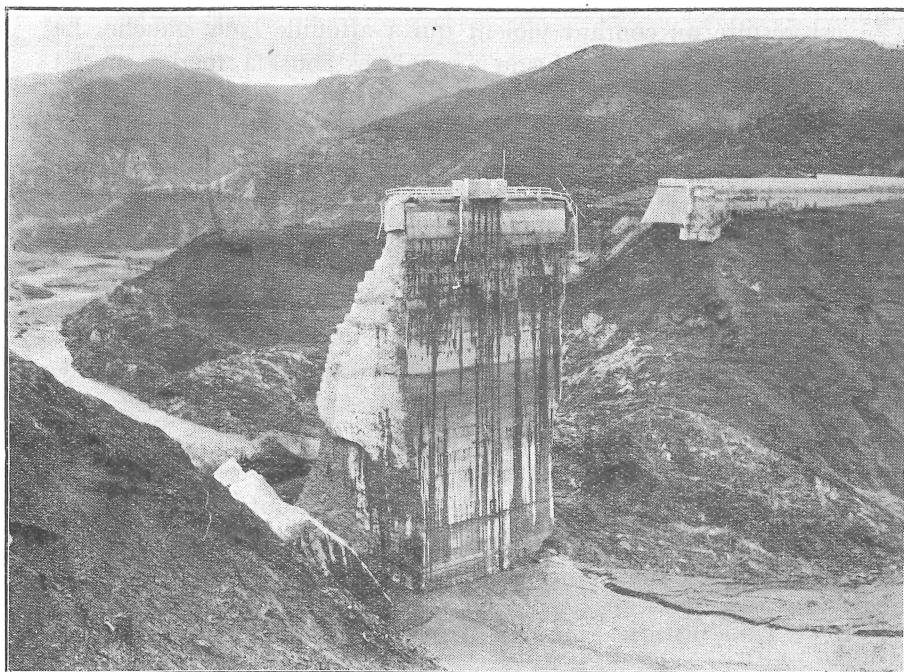


Fig. 5 (*)

✓ « Ce désastre met en lumière le fait que, tandis que les constructeurs de tels ouvrages y trouvent de larges bénéfices, les ruptures causent des désastres dont sont victimes des personnes (1) qui n'ont aucun contrôle sur l'étude, la construction et l'entretien des ouvrages. Les attributions de contrôle de l'État devraient être certainement étendues pour couvrir tous les ouvrages retenant une quantité considérable d'eau ».

Ainsi parlent des Américains; nous nous serions attendus à des arguments plus *business like*. Le prix d'un grand barrage n'est en fin de compte qu'une fraction de la dépense totale d'une installation exploitant une chute d'eau ou un réservoir. Les achats de terrains, les détournements de voies et les reconstructions d'ouvrages d'art, les conduites et canalisations, les usines et machines, les réseaux de distribution, tout cela ensemble coûte beaucoup plus cher que le barrage et l'exploitation de tout cela dépend cependant du barrage. Il est donc non seulement dangereux pour la sécurité publique mais aussi préjudiciable à l'intérêt privé d'asseoir le barrage sur un terrain impropre. Même si le terrain est bon, comment peut-on hésiter à prendre toutes les précautions voulues : condition de M. Lévy et drainage développé? La dépense supplémentaire par rapport à un barrage moins épais et non drainé devient une fraction de quelques pour cent de la dépense totale, c'est une *prime d'assurance*. Si l'intérêt financier de l'entreprise ne permet pas de payer une telle prime sans compromettre le rendement, il est vraiment criminel de faire des bénéfices au mépris de la sécurité des vies et des biens d'une population. Si l'affaire est saine, comment l'industriel hésiterait-il à assurer sa propre sécurité? Les exemples suisses, français et italiens sont la réponse des industriels européens à la conclusion de la commission américaine.

La justice américaine conclut à la responsabilité de l'ingénieur en chef Mulholland et conclut : « Une saine police de sécurité publique et le jugement de l'homme d'affaires comme de l'ingénieur demandent que la construction et l'exploitation d'un grand barrage ne soient jamais abandonnés au jugement d'un seul homme, aussi éminent soit-il, sans contrôle par une autorité d'expert indépendant, car personne n'est sauf d'erreur et le

(1) Rappelons que l'accident causa quatre cents victimes et des dizaines millions de dollars de dommages.

contrôle par des experts indépendants éliminera les effets de l'erreur humaine et assurera la sécurité ».

Puissent les comités nationaux et internationaux des grands barrages remplir ce rôle d'éminente utilité publique.

IX. — CONCLUSIONS

Les grands barrages doivent être établis en terrain convenable et approprié. L'étanchéité de la fondation doit être assurée par des murs de garde, des chicanes, des injections de ciment, etc., et elle doit être drainée. Le déversoir doit être largement conditionné et de préférence automatique. Les matériaux doivent être d'excellente qualité, non poreux, non gélifs et protégés contre les altérations, notamment celles provenant de la filtration incessante d'eau pure. Il faut tenir compte éventuellement de l'augmentation du poids de l'eau provenant des matières en suspension. La stabilité sera calculée par les méthodes les plus perfectionnées existantes.

Les règles précédentes s'appliquent aux barrages de tous les types, à gravité ou autres. Pour les barrages à gravité seuls, il n'y a à ajouter que ceci. Il sera tenu compte de l'effet des sous-pressions, par exemple de la manière indiquée par le règlement italien ou d'une manière équivalente. Ce nonobstant, le parement amont recevra un drainage complet. Des joints de retrait et de contraction seront établis et l'on cherchera à réduire le plus possible les effets thermiques. La courbure en plan est inutile, un barrage droit est, à épaisseur égale, plus résistant et sensiblement plus économique.

Il nous reste à remercier nos éminents et obligeants informateurs, MM. Bolomey, Haegelen, Jakobsen, Mercier et Mesnager, dont les renseignements ont tant contribué à notre édification personnelle.

Errata à l'ouvrage :

Conditions de stabilité des barrages à gravité en béton

Par FERNAND CAMPUS.

Page 17, 2^e aliéna, il faut lire :

« En exprimant la condition de stabilité limite pour qu'il n'y ait pas d'extension en B, on trouve pour le mur triangulaire à parement mouillé vertical

$$m > \sqrt{\frac{\omega}{\pi - \theta \omega}} \quad (1),$$

condition identique à celle de M. Lévy au point de vue des efforts normaux. Nous croyons donc que cette condition est la plus raisonnable et la plus plausible. Elle est favorable à la sécurité sans exagération »

Pour la note (1) du bas de la page, il faut lire :

« En effet, la condition $c = \frac{l}{3}$ donne $N \left(e - \frac{l}{3} \right) = \frac{s l^2}{6}$.

Or $e = \frac{2}{3} l - \frac{\omega}{\pi} \frac{h^2}{3 l}$ selon les notations de la planche II.

Donc $-\frac{\pi h l}{2} \left(\frac{l}{3} - \frac{\omega}{\pi} \frac{h^2}{3 l} \right) = \frac{\theta \omega h l^2}{6}$, en posant $s = \theta \omega h$.

D'où $m^2 (\pi - \theta \omega) = \omega$ et la condition ci-dessus écrite. »