QUELQUES CONSIDÉRATIONS
Sur la construction des grands Barrages[1]

I. — CONSIDÉRATIONS PRATIQUES

« 1. **Sur un moyen d'empêcher l'eau de rester sous pression à l'intérieur des barrages.** — Le danger spécial aux barrages de grande hauteur tels qu'ils ont été établis jusqu'ici, aussi bien à l'étranger qu'en France, provient de la sous-pression ou pression ascendante qu'y produit l'eau lorsque, par des fissures, elle parvient à pénétrer dans la maçonnerie sur une étendue suffisante.

« Une augmentation même exagérée de leurs dimensions ne ferait pas complètement disparaître ce danger. Il est assez analogue à celui que présenterait une chaudière sans soupape de sûreté, et le seul remède radical consisterait, je crois, à leur donner désormais l'équivalent de cet appareil.

« Parmi les moyens que l'on peut imaginer dans ce but, j'ai pensé au suivant :

« La face amont de l'ouvrage, au lieu d'être lisse, serait munie d'une série de pilastres à bases carrées d'environ 2 mètres de côté et espacés entre eux également d'environ 2 mètres.

« Un mur continu, que j'appellerai le *mur de garde* du barrage, serait accolé aux faces amont de ces pilastres, de sorte que les intervalles compris entre les pilastres d'une part, le mur de garde et le massif principal du barrage d'autre part, formeraient des puits carrés d'environ 2 mètres de côté, régnant sur toute la hauteur du barrage. Les angles de ces puits seraient arrondis, de façon à leur donner une forme circulaire, qui augmenterait leur résistance, ainsi que la connexion entre le mur de garde et le massif du barrage.

« Supposons qu'une fissure quelconque vienne à se produire ; si elle ne dépasse pas la largeur d'un pilastre, soit 2 mètres, elle n'offre aucun danger ; dès qu'elle dépasse cette dimension au plus, elle débouche forcément dans un ou plusieurs puits, de sorte que l'eau qui y pénètre, au lieu d'y produire une pression, s'écoulera dans ces puits. Les fissures, quelles qu'elles soient, deviennent ainsi inoffensives.

« Les eaux amenées de la sorte dans les puits seraient recueillies par un drain longeant tout le barrage, puis évacuées par le canal de vidange du réservoir. Par le volume d'eau que donnerait ce drain, on serait constamment averti de ce qui se passe dans le barrage. Dès que ce volume atteindrait une valeur appréciable, on visiterait les puits et l'on en boucherait les fissures.

« Avec ce dispositif, nous pensons qu'un barrage ne présenterait pas plus de chances d'accident que tout autre ouvrage d'art. Les puits seraient d'ailleurs très commodes pour l'établissement des vannes de prise d'eau et de vidange.

« On pourrait aussi, au lieu d'adosser les puits en maçonnerie à un barrage de même matière, les adosser à une digue en terre. Celle-ci aussi se trouverait par là à l'abri des sous-pressions ou des infiltrations de l'eau du réservoir.

« 2. **Sur une nouvelle condition de résistance à imposer aux barrages.** — Pour les barrages en maçonnerie non munis du dispositif qui vient d'être décrit, par conséquent pour les barrages existants qui inspireraient quelque inquiétude, il conviendrait, je crois, d'adopter une nouvelle condition de résistance le long du parement d'amont.

« On s'impose habituellement (et encore cela n'est-il pas strictement observé partout) la condition qu'à leurs extrémités d'amont les joints horizontaux ne tendent pas à s'ouvrir ou ne supportent pas de traction ; cela équivaut à assujettir la courbe des pressions à demeurer partout dans le tiers moyen des joints. Mais cela ne suffit pas : il s'agirait d'arriver à empêcher l'eau de pénétrer dans un joint ou dans une fissure, même si, par des effets calorifiques ou autres, elle est formée. La condition théorique nécessaire et suffisante pour cela, c'est que la pression à l'extrémité amont d'un joint soit supérieure à la pression de l'eau du réservoir en ce point. En prenant le poids spécifique de l'eau pour unité, cette pression, à la profondeur y, est égale à l'ordonnée y elle-même ; soit n' la pression à l'extrémité amont du joint situé à cette profondeur. Au lieu de la condition habituelle $n' \geqq 0$, on devra s'imposer celle-ci :

$$n' > y. \qquad \text{(a)}$$

« De cette façon l'eau, au lieu de tendre à pénétrer dans la maçonnerie, tendra toujours à en être chassée.

« Cette condition a naturellement beaucoup moins d'importance si l'on adopte le dispositif décrit au n° 1. Mais, même dans ce cas, elle nous paraît sage ; car il est toujours préférable de chasser l'eau de la maçonnerie, non seulement à cause de la sous-pression, mais aussi à cause de la gelée.

« La condition (a) se rapporte aux joints horizontaux. Dans les fissures verticales, quoique par elles-mêmes, elles soient moins graves, il conviendrait que la même condition fût remplie. Dans ce but, on pourrait constituer en plan un barrage par une série de voûtes cylindriques à génératrices verticales, de 15 à 30 mètres de flèche, avec contreforts aux extrémités de chaque voûte.

« La pression de l'eau contre les voûtes cylindriques serrera les joints verticaux. Ce serrage, sauf les effets de la température, remplira de lui-même la condition d'être supérieur à la pression de l'eau.

« Le dispositif en voûtes séparées par des contreforts a d'ailleurs encore le double avantage :

« 1° De donner à l'ouvrage une grande liberté de dilatation sous l'influence de la chaleur ;

« 2° Selon toute vraisemblance, de limiter une brèche qui viendrait à se produire, à la voûte où elle se serait produite.

« 3. **Nécessité de quelques données d'observation.** — La condition que le serrage des joints verticaux soit supérieur à la pression de l'eau devrait être remplie en tout

---

(1) Mémoire de M. Maurice Lévy, à l'Académie des Sciences (5 août 1895), tome CXXI, n° 6.

La circulaire ministérielle du 15 juin 1897, sur les conditions de stabilité des barrages, reproduite dans les N^os 1 et 2 (1903) de la *Revue*, prescrivant que les calculs des pressions sur les joints horizontaux et l'étude du glissement sur les joints obliques seront faits d'après ce mémoire, nous le mettons, ainsi que nous l'avons annoncé, sous les yeux de nos lecteurs.

temps, par les plus grandes chaleurs, comme par les plus grands froids. Pour pouvoir traduire cela mathématiquement, il est nécessaire de connaître, pour les diverses espèces de maçonneries usitées, le coefficient d'élasticité et le coefficient de dilatation. Ils ne sont guère déterminés, et il serait bien utile que le Laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées fît quelques recherches à ce sujet.

« 4 **Sur les lignes d'assises à donner aux barrages.** — On sait que, dans un solide prismatique comme un barrage, il existe, dans chaque section transversale deux systèmes de lignes se coupant partout à angle droit, qu'avec Lamé nous appellerons *lignes isostatiques* et qui possèdent cette double propriété :

« 1° De ne supporter que des pressions rigoureusement normales ;

« 2° De supporter, en chaque point, à savoir : l'une la pression la plus grande, l'autre la pression la plus petite qui se produise en ce point. Nous appellerons les premières les lignes (A) et les dernières les lignes (B).

« Il est clair que c'est suivant le premier de ces deux systèmes de lignes qu'il conviendrait d'élever les assises de la maçonnerie, puisqu'on éviterait ainsi toute tendance au glissement le long de ces assises.

« A la rigueur, on pourrait tracer ces lignes graphiquement par leurs tangentes que l'on peut déterminer en chaque point. Mais cela n'est pas nécessaire. On connaît *a priori* deux lignes isostatiques, c'est-à-dire deux lignes ne supportant que des pressions normales : ce sont les deux parements du barrage. Le parement d'aval, supportant des pressions nulles, appartient forcément au système (B), c'est-à-dire celui des pressions minima. Le parement d'amont appartient aussi à ce même système si la condition (a) du n° 2 est remplie.

« Par suite, toutes les lignes du système (A), c'est-à-dire toutes les lignes d'assises doivent couper à angle droit les deux parements.

« Au lieu de les calculer exactement, il est parfaitement suffisant de les remplacer par des arcs de cercle remplissant cette condition. Il n'y aura ainsi aucune tendance au glissement aux deux extrémités de chaque assise et cette tendance sera extrêmement faible à l'intérieur du massif, ce qui est très important, surtout à la base de la digue.

« Il va de soi que cela n'empêche pas de faire l'ouvrage en *opus incertum*, c'est-à-dire de ne pas faire des assises unies; cela n'empêche pas non plus l'emploi de gradins au niveau de la fondation.

« La manière d'assiser que je viens d'indiquer offre encore l'avantage de faciliter l'écoulement des eaux pluviales en tout temps et, en particulier, pendant que les travaux sont arrêtés entre deux campagnes.

II. — CONSIDÉRATIONS THÉORIQUES

« 5. **Hypothèses et notations.** — Je prendrai le mètre pour unité de longueur, et la tonne, c'est-à-dire le poids du mètre cube d'eau, pour unité de force. Je désignerai par k le poids spécifique de la maçonnerie exprimé en tonnes, en sorte que k est compris entre 2 et 3.

« Je ferai abstraction des puits, même s'ils existent, c'est-à dire que je supposerai le mur de garde accolé au massif du barrage. Cette hypothèse est évidemment moins favorable que la réalité. De même, je ne tiendrai pas compte de la résistance des contreforts, s'il y en a.

« Je supposerai les points d'une section transversale de l'ouvrage rapportés à deux axes de coordonnées : l'un horizontal Ox dirigé suivant le couronnement du barrage, de l'amont vers l'aval ; l'autre dirigé suivant la verticale de la crête amont du barrage dans le sens descendant, par conséquent suivant le parement d'amont si celui-ci est vertical, ce que nous supposerons d'abord.

« Soit, à la profondeur y, $\qquad \varepsilon = \varphi(y)$. $\qquad$ (1)
l'épaisseur de l'ouvrage (massif principal et mur de garde réunis) comptée suivant une horizontale.

« La pression de l'eau, sur la hauteur y, est : $\frac{y^2}{2}$.

« Le poids N de la maçonnerie correspondant à cette hauteur est :

$$N = k\int_0^y \varepsilon\, dy. \qquad (2)$$

« Le moment de flexion M dans la section horizontale, faite à la profondeur y, est :

$$M = \frac{y^3}{6} + \frac{k}{2}\left(\int_0^y \varepsilon^2\, dy - \varepsilon\int_0^y \varepsilon\, dy\right). \qquad (3)$$

« Les quadratures se font facilement en remplaçant le parement d'aval par une suite de lignes droites.

« J'admettrai pour la répartition des pressions, *dans les sections horizontales*, la loi dite du *trapèze*. On peut établir facilement que, dans le cas idéal d'un barrage à profil triangulaire, cette hypothèse est conforme à la théorie mathématique de l'élasticité.

« **6. Enoncé des conditions de résistance.** — Les conditions de résistance que nous admettrons sont les suivantes :

« 1° Que, suivant aucune ligne *droite ou courbe* tracée dans une section transversale du barrage et en aucun point de cette ligne il puisse y avoir tendance au glissement ou tendance au cisaillement ou écrasement de la maçonnerie, ou effort de traction sur les mortiers, qu'en particulier, il ne puisse pas se produire de *soufflures* ou tractions tendant à séparer le parement d'aval du corps du barrage;

« 2° S'il n'y a pas de mur de garde avec puits, et même s'il y en a et qu'on craigne la gelée, qu'en aucun point du parement d'amont, la compression de la maçonnerie puisse être inférieure à la pression de l'eau en ce point (*voir* n° 2).

A. — Premiers calculs de résistance

« **7. Glissement suivant une section horizontale. Poids minimum de maçonnerie.** — Pour qu'il n'y ait pas glissement sur une section horizontale placée à la profondeur y, il faut que :

$$N \geqq \frac{y^2}{2f} \qquad \text{ou} \qquad \int_0^y \varepsilon\, dy \geqq \frac{y^2}{2fk}, \qquad (A)$$

f étant le coefficient de frottement. On admet généralement $f = 0{,}70$ à $0{,}75$. C'est beaucoup, surtout sur les fondations, si l'on élève l'ouvrage par assises à peu près horizontales.

Je pense que ce chiffre devient admissible, si l'on assise comme il est dit au n° 4, parce qu'alors intervient suivant une section horizontale, non seulement le frottement, mais aussi la résistance au cisaillement de la pierre.

« N est le poids de la portion du barrage de hauteur y à partir du couronnement. Donc, quel que soit le profil d'aval que l'on adopte, le minimum de ce poids est :

$$N = \frac{y^2}{2f}, \qquad (4)$$

et le poids minimum de l'ouvrage entier, en appelant H sa hauteur, est : $\frac{H^2}{2f}$.

« L'équation (4) différentiée donne, à cause de (2),

$$\varepsilon = \frac{y}{fk},$$

de sorte qu'en dépensant le minimum de maçonnerie eu égard à la seule condition dont nous nous occupons, on serait amené à donner au barrage une section triangulaire, le parement d'aval ayant un fruit $\frac{1}{fk}$ compris, si l'on suppose $f = 0{,}70$ entre $\frac{1}{1{,}4}$ et $\frac{1}{2{,}10}$, puisque k est compris entre 2 et 3.

« **8. Compression au droit du parement d'aval.** — J'ai établi la proposition suivante, facile à démontrer :

« Théorème. — *La compression maxima en un point du parement d'aval est égale à celle qui se produit sur l'élément horizontal passant en ce point, divisée par le carré du cosinus de l'angle que fait le parement avec la verticale.*

« Soit n'' la pression exercée à l'extrémité aval de l'élément horizontal ; la pression maxima sera $n''(1+\varepsilon'^2)$, en désignant par $\varepsilon' = \frac{d\varepsilon}{dy}$ le fruit du parement en ce point. C'est cette pression qui doit être inférieure ou, au plus égale à celle R qu'on ne veut pas dépasser pour la maçonnerie employée.

Ainsi, on doit avoir : $n'' \leqq \frac{R}{1+\varepsilon'^2}$

« Mais la règle du trapèze donne :

$$n'' = \frac{N}{\varepsilon} + \frac{6M}{\varepsilon^2},$$

d'où,

$$N\varepsilon + 6M \leqq \frac{R\varepsilon^2}{1+\varepsilon'^2} \qquad (B)$$

N et M ayant les valeurs (2) et (3). La condition d'égale résistance le long du parement d'aval serait donc :

$$N\varepsilon + 6M = \frac{R\varepsilon^2}{1+\varepsilon'^2}. \qquad (B')$$

« On partira d'une épaisseur donnée ε_0 en couronne ; on supposera le parement vertical, ce qui donne $\varepsilon' = 0$ et l'on cherchera la hauteur y pour laquelle l'inégalité (B) est satisfaite ; puis on prendra un fruit $\varepsilon' = 0{,}1$ par exemple. On cherchera la nouvelle hauteur pour laquelle elle est satisfaite ; puis un fruit $\varepsilon' = 0{,}2$ et ainsi de suite. On déterminera ainsi de proche en proche le parement d'aval. S'il ne satisfait pas partout à la condition de glissement (A), on le renforcera. On aura ainsi un profil satisfaisant aux deux conditions (A) et (B).

« *Remarque.* — Le théorème énoncé au commencement de ce paragraphe montre que l'avantage d'adopter un profil d'aval un peu concave est beaucoup moins grand qu'on l'a supposé dans les Ouvrages les plus récents. Un profil plan est vraisemblablement, avec la nouvelle forme que notre théorème donne à la condition d'égale résistance, aussi économique et peut-être plus économique (ce serait un théorème à établir) que les profils courbes. Cela simplifierait naturellement la marche qui vient d'être indiquée. On chercherait, à l'aide de l'équation (B'), appliquée à la base de l'ouvrage, le fruit à adopter.

« **9. Compression au droit du parement d'amont.** — La compression n' sur un élément passant à l'extrémité amont de la section horizontale faite à la profondeur y est :

$$n' = \frac{N}{\varepsilon} - \frac{6M}{\varepsilon^2}.$$

Les grandeurs ε, N, M sont à présent connues par les calculs antérieurs.

« Si l'on a des puits et si l'on ne craint pas la gelée, on devra s'assurer qu'on a partout : $n' \geqq 0$

ou

$$N\varepsilon - 6M \geqq 0. \qquad (C)$$

Dans le cas contraire, on devra s'assurer qu'on a partout :

$$n' > y$$

ou

$$N\varepsilon - 6M \geqq \varepsilon^2 y, \qquad (C')$$

et cette condition, vraisemblablement, ne sera pas satisfaite d'elle-même et exigera un nouveau renforcement du barrage.

B. — Calculs complémentaires de résistance.

« **10. Expression des forces élastiques sur les éléments horizontaux et verticaux.** — Si l'on a satisfait aux conditions (A), (B), (C'), j'estime qu'on peut s'en tenir là. On peut considérer comme évident, sans que cela puisse toutefois se prouver mathématiquement, que les autres conditions énoncées au n° 6 seront remplies d'elles-mêmes. Si l'on a satisfait aux conditions (A), (B), (C), cela est encore assez vraisemblable. Il est pourtant prudent, surtout pour un barrage de grande hauteur, de s'en assurer. Les calculs deviennent un peu laborieux ; mais on peut les effectuer à l'aide des formules que nous allons donner.

« Ayant les pressions normales n' et n'' aux deux extrémités de la section horizontale faite à la profondeur y, on a, d'après la loi du trapèze, la pression normale n, en un point de cette section située à la distance x du parement d'amont, par la formule linéaire en x :

$$n = n' + (n'' - n')\frac{x}{\varepsilon}.$$

Soit :

$$n = P + Qx,$$

où

$$\left\{ \begin{aligned} P &= n' = \frac{N}{\varepsilon} - \frac{6M}{\varepsilon^2}, \\ Q &= \frac{n'' - n'}{\varepsilon} = \frac{12M}{\varepsilon^3}, \end{aligned} \right. \qquad (5)$$

de sorte que P et Q sont deux fonctions de la seule variable y, faciles à déduire des calculs antérieurs.

« Mais on est forcé de calculer aussi leurs dérivées premières P', Q' et leurs dérivées secondes P'', Q'' pour les sections ou valeurs de y pour lesquelles on veut faire la vérification actuelle. On la fera surtout pour $y = H$ ou à la base de la digue.

« Dans les expressions de ces dérivées, on peut négliger la dérivée seconde ε'' de ε, à cause de la faible courbure du parement d'aval ; s'il n'a nulle part une forte inclinaison, on pourra négliger aussi ε', au moins à une première approximation, et surtout ε'^2.

« Ceci posé, soient respectivement n_1 et t les composantes normale et tangentielle de la pression totale exercée sur un élément vertical passant par un point (x, y) du profil transversal de la digue. On sait que t représente aussi la composante tangentielle exercée sur l'élément horizontal passant en ce point, en sorte que n et t sont les deux composantes de la pression totale que supporte cet élément.

« On a, d'après la théorie du rectangle élémentaire, en reproduisant l'expression ci-dessus de n,

$$\left\{\begin{aligned} n &= P + Q x, \\ n_1 &= y + P''\frac{x^2}{2} + Q''\frac{x^3}{6}, \\ t &= kx - P' x - Q'\frac{x^2}{2}. \end{aligned}\right. \tag{6}$$

« **11. Condition de non-soufflure au parement d'aval.** — La maçonnerie devant être comprimée dans tous les sens, il faut que la force n_1 soit partout positive. Elle l'est pour $x = 0$, puisqu'elle se réduit alors à la pression de l'eau sur le parement amont. Il sera bon de vérifier qu'elle l'est aussi près du parement d'aval, soit pour $x = \varepsilon$.

« Il y a une digue en maçonnerie de l'un des réservoirs du canal de Bourgogne dont le parement d'aval se décolle constamment en se boursouflant à environ 0m40 de distance du parement d'aval. Ce fait se produit aussi à d'autres barrages de grande hauteur. On l'attribue généralement à des effets de gelée et de dilatation calorifique ; mais il s'expliquerait de lui-même si, pour ces ouvrages, n_1, devenait négatif vers l'aval, c'est-à-dire s'il y avait traction dans le sens horizontal. Il convient donc de vérifier la chose. La seconde formule (6) permet de le faire.

« **12. Compression maxima suivant un élément quelconque.** — La compression maxima en un point quelconque, c'est-à-dire (no 4) la pression exercée sur la courbe isostatique (A) passant en ce point, pression que nous désignerons par la lettre A, est :

$$A = \frac{n + n_1}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{(n - n_1)^2 + 4t^2}. \tag{D}$$

« On doit avoir, par suite, $\quad A \leqq R \quad$ (D')

Si, pour une valeur de y, A est une fonction croissante de x, sa plus grande valeur se produit au parement d'aval. Il serait facile de s'assurer que son expression (D) coïncide alors avec celle résultant du théorème énoncé au no 8. La vérification faite à l'aide de ce théorème suffit alors pour être entièrement certain que nulle part la maçonnerie ne supporte, dans quelque direction que ce soit, une pression supérieure à R.

« Si, au contraire, pour une valeur de y, l'expression de A considérée comme fonction de x passait par un maximum, pour x compris enre 0 et ε, ce qu'on reconnaîtrait en cherchant si $\frac{\partial A}{\partial x}$ change de signe dans cet intervalle, c'est la valeur maxima ainsi obtenue pour A qui devrait être inférieure à R. Autrement, il conviendrait de renforcer la digue.

« **13. Compression minima.** — La compression minima en un point, c'est-à-dire la force élastique exercée sur la ligne isostatique (B) passant en ce point, force élastique que nous appellerons B, a pour expression :

$$B = \frac{n + n_1}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{(n - n_1)^2 + 4t^2}, \tag{E}$$

et l'on doit avoir partout $B > 0$.

« Au parement amont, la condition est remplie ; au parement aval, on a $B = 0$. Si donc B est une fonction décroissante de x, la condition sera remplie partout. Pour qu'elle ne le fût pas, il faudrait que B passât par un minimum entre $x = 0$ et $x = \varepsilon$; c'est alors ce minimum qui ne devrait pas être négatif pour que l'on fût assuré que, nulle part et dans aucune direction, il n'y a traction de la maçonnerie.

« **14. Cisaillement.** — La force tangentielle maxima en un point donné a pour expression : $\frac{A - B}{2}$,

soit
$$\frac{1}{2}\sqrt{(n - n_1)^2 + 4t^2}. \tag{F}$$

« On peut donc, si on le veut, vérifier si nulle part la maçonnerie ne tend à se rompre par cisaillement. En appelant R' sa résistance au cisaillement, on devrait avoir partout :

$$\frac{1}{2}\sqrt{(n - n_1)^2 + 4t^2} \leqq R'. \tag{F'}$$

« **15. Glissement.** — On a verifié, en commençant, que nulle part il ne peut y avoir glissement sur un joint horizontal. Pourrait-il y avoir glissement suivant des lignes planes ou courbes quelconques ? Il est évident que, suivant de telles lignes, ce n'est pas le mortier seul qui résisterait ; ce n'est donc pas le frottement seul, si l'on fait abstraction de l'adhérence du mortier. La résistance au cisaillement de la pierre interviendrait et, à ce point de vue, on pourrait se borner à la condition du paragraphe précédent.

« On peut aussi poser la question de la manière suivante : soit p la pression totale exercée sur un élément linéaire d'inclinaison quelconque, passant en un point du profil de la digue. Soient respectivement p_ν, la composante normale et p_τ la composante tangentielle de cette force.

« La pression normale p_ν, au moment d'un glissement, donnerait lieu à un frottement fp_ν, de sorte que la force produisant le cisaillement ne serait pas p_τ, mais $p_\tau - fp_\nu$.

« Il suffit donc que le maximum que peut atteindre cette différence, calculée pour les différents éléments linéaires considérés, ne dépasse en aucun point la résistance au cisaillement R' de la pierre.

« On peut s'assurer qu'en un point donné, ce maximum a pour expression :

$$\frac{\sqrt{1+f^2}\ \sqrt{(n-n_1)^2+4t^2}-f(n+n_1)}{2}, \qquad (7)$$

de sorte qu'en tenant ainsi compte à la fois de la résistance au cisaillement et de la résistance au frottement, l'inégalité (F') serait remplacée par celle-ci :

$$\frac{1}{2}\sqrt{(n-n_1)^2+4t^2} \leq \frac{1}{\sqrt{1+f^2}}\left[R'+\frac{f(n+n_1)}{2}\right] \qquad (7')$$

qui peut être vérifiée sans que celle (F') le soit et qui, en fait, exprime qu'il ne peut y avoir glissement dans aucune direction.

C. — Cas où le parement amont n'est pas vertical.

« **16.** — L'usage a prévalu, dans les derniers barrages établis, de faire le parement amont à peu près vertical. Mais, pour satisfaire le plus économiquement possible à la condition du nº 2, on pourra être conduit à donner aussi à ce parement soit une inclinaison prononcée, soit même un fruit variable. Il est bon de compléter les formules précédentes à ce point de vue.

« Prenons toujours l'axe des y suivant la verticale de la crête amont du barrage et soient respectivement à la profondeur y : ε et $-\varepsilon_1$ les abscisses d'un point du profil d'aval et d'un point du profil d'amont, en sorte que ε et ε_1 sont deux fonctions de y.

« La pression normale N sur la section horizontale placée à la profondeur y, section dont l'épaisseur est $\varepsilon+\varepsilon_1$, a pour expression :

$$N = k\int_0^y(\varepsilon+\varepsilon_1)\,dy + \int_0^y y\,\frac{d\varepsilon_1}{dy}\,dy. \qquad (8)$$

« Le moment de flexion M, dans cette section, est :

$$\left.\begin{aligned} M = \frac{k}{2}\left[\int_0^y(\varepsilon^2-\varepsilon_1^2)\,dy-(\varepsilon-\varepsilon_1)\int_0^y(\varepsilon+\varepsilon_1)\,dy\right] \\ +\frac{y^3}{6}+\int_0^y\varepsilon_1\frac{d\varepsilon_1}{dy}y\,dy-\frac{\varepsilon-\varepsilon_1}{2}\int_0^y y\,\frac{d\varepsilon_1}{dy}\,dy. \end{aligned}\right\} \qquad (9)$$

« La pression n', sur l'extrémité amont d'un joint horizontal, serait donnée par la formule

$$n' = \frac{N}{\varepsilon+\varepsilon_1}-\frac{6M}{(\varepsilon+\varepsilon_1)^2}. \qquad (10)$$

« La pression n'', à l'extrémité aval, par

$$n' = \frac{N}{\varepsilon+\varepsilon_1}+\frac{6M}{(\varepsilon+\varepsilon_1)^2}. \qquad (10')$$

« Les formules (8), (9), (10) et (10') permettent de faire la détermination des deux profils par des calculs analogues à ceux des nºs 7, 8, 9, les conditions indiquées dans ces paragraphes pouvant être conservées.

« Si l'on veut pousser les calculs plus loin, selon les nºs 10 et suivants, il faut calculer n, n_1, t. On aura ici :

$$n' = \frac{-n'(x-\varepsilon)+n''(x+\varepsilon_1)}{\varepsilon+\varepsilon_1}.$$

soit toujours $\qquad n = P + Qx,$

en posant ici :

$$P = \frac{n'\varepsilon+n''\varepsilon_1}{\varepsilon+\varepsilon_1}, \qquad Q = \frac{n''-n'}{\varepsilon+\varepsilon_1}. \qquad (11)$$

« Les formules (6) du nº 10 deviennent :

$$\left.\begin{aligned} & n = P + Qx, \\ & t = (k-P')(x+\varepsilon_1)-Q'\frac{\varepsilon^2-\varepsilon_1^2}{2}-(P-Q\varepsilon_1-y)\,\varepsilon'_1 \\ & n_1 = y + (P-Q\varepsilon_1-y)\,\varepsilon_1'^2 \\ & \quad +\left[-(k-P')\varepsilon_1-Q'\frac{\varepsilon_1^2}{2}+(P-Q\varepsilon_1-y)\varepsilon'_1\right]'(x+\varepsilon_1) \\ & \quad + P''\frac{x^2-\varepsilon_1^2}{2}+Q''\frac{x^3+\varepsilon_1^2}{6}, \end{aligned}\right\} \qquad (12)$$

où les accents désignent des dérivées par rapport à y.

« Pour $\varepsilon_1 = 0$ on retrouve les formules (6).

« Si l'inclinaison du parement d'amont est assez faible, on pourra négliger ε'_1 dans ces équations.

« Toutes les formules des nºs 11 et suivants restent d'ailleurs applicables au problème général qui fait l'objet du présent paragraphe ».

ALTERNATEURS COMPOUNDS

Il serait superflu, à l'heure actuelle, d'insister sur les avantages des Alternateurs compounds connus de tout le monde.

Le constructeur y trouve une économie sur la matière qui est mieux utilisée, économie qui compense largement la plus-value due à la construction des appareils de compoundage.

Celui qui utilise ces machines est débarrassé du souci continuel du réglage de la tension, souci particulièrement grand dans les distributions simultanées d'éclairage et de force motrice, et qui est tel dans certaines stations, qu'un homme doit rester constamment les yeux fixés sur un voltmètre et manœuvrer continuellement un rhéostat de réglage.

On a bien essayé de remplacer l'homme par un automate, mais celui-ci n'a pas mieux fait. L'un et l'autre, tels les fameux carabiniers, arrivent souvent trop tard, et effectuent dans un sens une correction que la variation de tension, à ce moment, exigerait en sens contraire. La self-induction des inducteurs complique, en effet, la besogne.

Pourtant le compoundage des alternateurs, s'il a aujourd'hui des adeptes fervents, possède encore des détracteurs qui s'imaginent qu'il n'est que prétexte à des développe-