

ratrices, est toujours une opération très délicate à cause de l'amplitude et de la brusquerie des variations de tension des réseaux de traction. Il faut compter, ici, sur une variation maximum de 800 à 2000 volts. Il a donc fallu prendre des précautions spéciales pour que le courant renvoyé par les moteurs au réseau ne subisse pas des variations dangereuses pour le matériel.

La figure 11 est un schéma de principe des connexions réalisées dans la marche en récupération. Les connexions entre l'induit A et les inducteurs B du moteur sont les mêmes qu'en traction, mais on intercale, entre ces inducteurs et la terre, l'induit C d'une excitatrice munie d'un inducteur

série D et d'un inducteur indépendant E. Une résistance F réunit les deux extrémités du circuit local formé par l'inducteur B et l'excitatrice C. Cette dernière, convenablement excitée par son enroulement E, fait passer dans ce circuit local CFBDC un courant  $i$  de sens tel que le moteur A devient génératrice et renvoie à la ligne le courant récupéré  $j$ , qui se superpose au courant  $i$

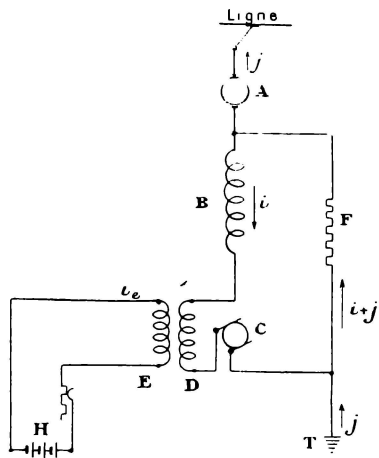


FIG. 11. — Schéma de principe des connexions d'un moteur pour le freinage avec récupération.

Pour une valeur donnée de l'excitation  $i_e$ , une variation de courant récupéré dans la résistance F provoque nécessairement, avec cette disposition, une variation de sens inverse du courant  $i$  passant dans les inducteurs B.

Les constantes du circuit local CFBDC ont été déterminées de telle sorte que l'effet d'anticompoundage ainsi réalisé soit très énergique, et permette de suivre toutes les variations de la tension en ligne, sans que le courant traversant l'induit A subisse des variations nuisibles.

D'ailleurs, la valeur de l'excitation  $i_e$  est réglée par un rhéostat manœuvré par la manette dite « d'excitation », placée sous la dépendance du mécanicien. Ce dernier peut donc, à chaque instant, régler la valeur du courant récupéré, soit lorsque la pente de la voie change, soit lorsque la vitesse doit être modifiée, soit aussi quand la tension en ligne varie assez lentement pour qu'il puisse la suivre par sa manœuvre.

Le courant d'excitation est fourni par la batterie d'accumulateurs H, dont la charge est assurée par le courant qui traverse les moteurs auxiliaires à 1500 volts de la locomotive.

Pour le couplage en récupération, les inducteurs de deux moteurs doubles sont toujours réunis en parallèle, et alimentés par une des excitatrices C, qui sont montées sur le même arbre et entraînées par un moteur shunt alimenté par la ligne à 1500 volts. Ce moteur, muni d'un enroulement de compensation de la réaction d'induit, est extrêmement robuste et peut supporter les très fortes surcharges momentanées qui lui sont imposées au moment de variations rapides de la tension en ligne.

Le freinage avec récupération permet de descendre avec sécurité des pentes très longues, à une vitesse élevée ; il supprime l'usure des sabots de frein et des bandages de roues : il est donc très avantageux de l'utiliser en service normal, le frein à air comprimé jouant surtout le rôle de frein de secours.

A cet effet, la locomotive comporte un premier dispositif automatique empêchant l'application des freins à air sur ses roues lorsque les moteurs fonctionnent en récupération, sans toutefois que le mécanicien cesse de pouvoir utiliser ces freins sur le train. De plus, le mécanicien peut disposer des freins à air, aussi bien sur les roues de la locomotive que sur le train, lorsque la récupération cesse de fonctionner correctement, c'est-à-dire dès que le courant récupéré tombe au-dessous d'une valeur fixée à l'avance, ou qu'un relais est mis en action par suite de surintensité, surtension, manque de tension, etc.

Dans ces conditions, il reste toujours les freins à air comme secours. Mais il se pourrait que, le freinage avec récupération venant à cesser, le mécanicien n'agisse qu'avec un certain retard

permettant ainsi au train de prendre une vitesse exagérée avant que les freins ne soient mis en jeu. Pour parer à cet inconvénient, la locomotive a été dotée d'un second dispositif électropneumatique, dont le rôle est de provoquer le déclenchement du système disjoncteur, ainsi que le fonctionnement du frein à air

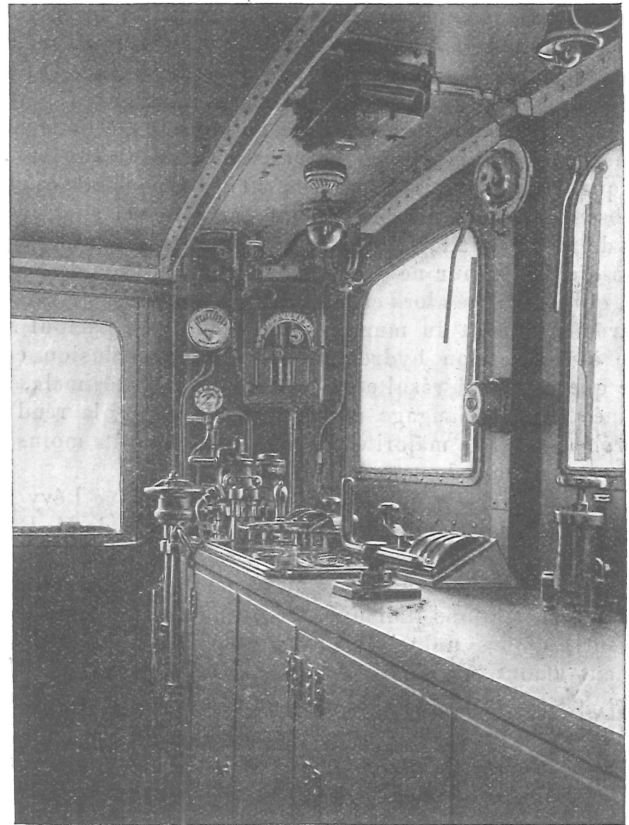


FIG. 12. — Intérieur d'une cabine de commande.

automatique, dès que la récupération cesse de fonctionner correctement.

Ce dispositif de « raté de récupération » provoque dans la conduite générale une dépression suffisante pour commencer le freinage sans brutalité, et avertir le mécanicien qui peut, à volonté, soit augmenter le serrage ainsi amorcé, soit le faire cesser. La récupération ne peut être amorcée de nouveau qu'après avoir ramené au zéro les manettes d'excitation et d'accélération.

\* \*

Cette locomotive a subi avec succès des essais prolongés sur la portion électrifiée de la ligne Culoz-Modane. Tous ses organes, tant électriques que mécaniques, se sont parfaitement comportés. La récupération, en particulier, s'est montrée d'une grande souplesse. Au point de vue mécanique, les accouplements entre les moteurs et les essieux ont donné toute satisfaction.

A. C.

## TRAVAUX PUBLICS

### L'EFFET DE LA COURBURE DES BARRAGES-POIDS

Les récentes catastrophes produites par des ruptures de barrages, et les critiques d'ordre théorique ou expérimental, exprimées au sujet des barrages-poids en maçonnerie, ont fait naître une certaine inquiétude, que révèlent les discussions entre ingénieurs (et notamment entre certains Ingénieurs des Ponts et Chaussées) qui ont eu lieu depuis quelques semaines, soit devant l'Académie des Sciences, soit dans cinq numéros récents du *Génie Civil* (\*).

La lumineuse mise au point de M. Pigeaud (numéro du 31 mars, p. 314), rectifiant les notes de M. Baticle, était néces-

(\* Voir le *Génie Civil* des 10, 17, 24, 31 mars et 7 avril 1928 (t. XCII, nos 10 à 14, p. 243, 256, 266, 283, 285, 314, 339). Voir aussi les articles relatifs à la rupture du barrage de San-Francisco (Californie), dans les numéros du 14 avril, p. 349 et du 28 avril, p. 415.

saire pour montrer l'erreur de principe commise en superposant la sous-pression à la tension élastique. Il est donc établi que, même dans un massif poreux et, dans une certaine mesure, perméable, la condition de Maurice Lévy constitue une règle suffisante de sécurité. Mais il est permis d'ajouter que ce sont là des conceptions s'accordant mal avec la structure réelle des barrages modernes en béton. Un tel ouvrage doit être assimilé plutôt à un massif rocheux fissuré qu'à un corps poreux. L'action des sous-pressions y est différente, et dangereuse seulement, à première vue, dans les fissures horizontales.

Le calcul des sous-pressions dans un joint de maçonnerie, par les méthodes ordinaires de la résistance des matériaux, est classique. Il conclut à un renforcement des dimensions calculées en l'absence de sous-pressions, tant que celles-ci sont susceptibles de modifier la loi de répartition des pressions élastiques, c'est-à-dire si le mur ne satisfait pas à la condition de Maurice Lévy, qui s'exprime alors comme suit : la compression élastique au parement amont du mur en charge doit être partout supérieure à la pression hydrostatique. Cette conclusion est la même que celle qui résulte de la théorie infinitésimale, mais exprimée dans un langage moins abstrait, ce qui la rend plus compréhensible à la majorité des ingénieurs et prête moins facilement aux erreurs de conception.

Le point capital est que la condition de Maurice Lévy reste intangible. Les inquiétudes suscitées par les notes de M. Baticle seraient salutaires si elles pouvaient la remettre en vigueur. La Circulaire ministérielle française du 19 octobre 1923 ne l'impose pas ; les prescriptions italiennes l'exigent dans certains cas, et imposent toujours un minimum de compression élastique au parement amont, en charge. La condition de Maurice Lévy n'exige, en général, qu'un supplément modéré de maçonnerie par rapport au profil minimum admissible, ainsi que l'a montré d'une manière définitive M. l'Ingénieur en chef Bonnet<sup>(1)</sup>. Je me rallie entièrement aux conclusions formelles de cet auteur en faveur de l'application de la condition de Maurice Lévy, mais il ne me paraît pas opportun de l'aggraver.

Un autre élément que M. Pigeaud a bien mis au point, est celui qui a trait aux avantages attribués par M. Baticle à l'étanchement parfait du parement aval. Il n'est pas impossible de trouver un étanchement satisfaisant, mais on ne peut pratiquement songer à l'appliquer au parement aval ; malgré le soin apporté à l'ancrage, qui serait d'ailleurs coûteux et difficile, l'effet de la pleine pression détruirait rapidement cet ouvrage compliqué.

Au contraire, au parement amont, l'effet de la pression est favorable à la conservation de l'étanchement, qu'elle applique fortement sur le massif solide. Enfin, faut-il rappeler les dispositifs de drainage efficaces qui arrêtent les infiltrations à peu de distance du parement amont et empêchent leurs effets de se propager vers l'aval ? Il suffit d'indiquer, me semble-t-il, que la Circulaire ministérielle du 19 octobre 1923 contient à ce sujet les recommandations nécessaires, et que celles-ci sont observées dans la plupart des grands ouvrages modernes. Il s'agit d'un moyen connu de longue date, éprouvé et satisfaisant, dont l'initiateur fut également Maurice Lévy.

Sous ces réserves, la première partie des conclusions de la seconde note de M. Baticle (*Génie Civil* du 24 mars, p. 286) rappelle utilement l'attention des autorités et des constructeurs sur la question des sous-pressions. Il faut s'en féliciter, car l'oubli de la condition de Maurice Lévy serait regrettable, au point de vue de la prudence qui s'impose dans la conception des grands barrages.

Le présent article ne concerne pas particulièrement cette question, mais bien la dernière partie de la conclusion de M. E. Baticle, ainsi conçue : « Par contre, il y a lieu de considérer que la plupart des barrages de grande hauteur sont construits dans des gorges étroites et en forme de voûte, ce qui leur donne un surcroît de résistance, car ils sont néanmoins calculés comme s'ils étaient établis en ligne droite et sur une grande longueur ».

**EFFET DE LA COURBURE DES BARRAGES-POIDS.** — La question de l'effet de la courbure des barrages-poids ainsi posée fait l'objet d'avis très divers. L'opinion précitée a des partisans

nombreux, mais, jusqu'à présent, je ne connais aucune démonstration relative à cette affirmation, basée sur des impressions.

La Circulaire ministérielle de 1923 ne prend point parti dans le débat.

Dans son *Cours de navigation intérieure (Canaux)* <sup>(1)</sup>, M. Barlatier de Mas cite des exemples tirés d'une statistique de Maurice Lévy, montrant que des barrages courbes de faible longueur présentent des fissures verticales. L'avantage supposé de la forme courbe au point de vue des effets thermiques ne lui paraît donc pas certain.

Plus récemment, MM. R. et M. Koechlin <sup>(2)</sup> expriment, sans le démontrer, que la forme courbe des barrages-poids est défavorable.

L'American Society of Civil Engineers s'est occupée activement de la question ; on peut se reporter à ses *Proceedings* de mars, mai, août et septembre 1904, que je mentionne d'après le résumé donné dans un ouvrage <sup>(3)</sup> des professeurs Rehbock, de Karlsruhe, et Mattern, de Berlin. La conclusion de ces études est que l'effet de la courbure peut exister théoriquement dans le couronnement des barrages-poids en maçonnerie, mais ne peut

être qu'insignifiant dans les parties inférieures les plus contraintes.

Il me paraît intéressant de reprendre la question, car des éléments nouveaux doivent entrer en ligne de compte. La démonstration ne peut se faire qu'au moyen d'un exemple concret ; j'ai choisi le mur le plus défavorable à mes conclusions que je connaisse : celui du Brasimone, dans le Haut-Apennin bolonais, dont le profil est reproduit ci-dessus

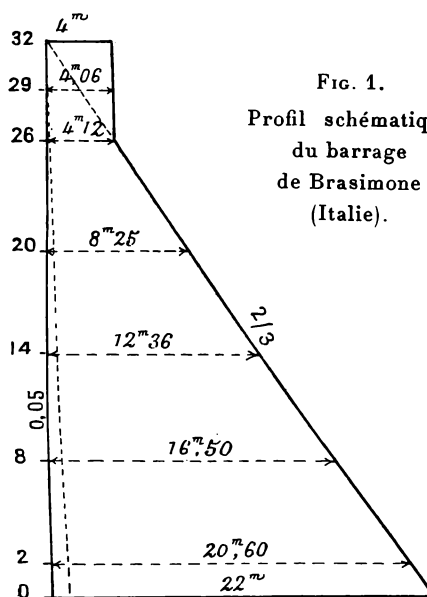


FIG. 1.  
Profil schématique  
du barrage  
de Brasimone  
(Italie).

(fig. 1). La description qui suit est extraite d'un rapport du professeur Luigi Luiggi, de Rome, publié par l'Association internationale permanente des Congrès de navigation (page 19).

L'ouvrage a une longueur totale de 158 mètres en crête et est fortement courbe en plan, où il est tracé avec un rayon de 74<sup>m</sup> 50 et un angle au centre de 128° 32'. Il est solidement encastré, à ses deux extrémités, dans les parois rocheuses de la vallée.

La section du mur a été calculée comme ne devant résister à la poussée de l'eau que par son propre poids, et l'excédent de stabilité qui résulte pour le barrage de sa disposition fortement curviligne, donne un surcroît de garantie et a servi à tranquilliser les populations de la vallée du Brasimone, qui protestaient contre la création du lac, par crainte d'inondations.

Il s'agit donc d'un mur dans lequel l'effet voûte a été particulièrement recherché, et qui présente des caractéristiques de courbure qui le rendent apparemment très voisin d'un barrage en voûte ; mais ses dimensions ont été déterminées comme s'il était un barrage-poids. Pour élucider la manière dont ce mur travaille, appliquons-lui le principe des méthodes de calcul des barrages en voûte. Il consiste à exprimer l'identité de déformation des tranches verticales du mur encastré dans le terrain, et des tranches horizontales formant voûtes encastrées dans les parois de la vallée, sous l'effet des parts respectives des pressions hydrostatiques. Il en résulte que l'effet voûte ne se produit que si le mur fléchit vers l'aval, et d'autant plus que cette flexion est plus grande. Je procède donc d'une manière favorable au développement de l'effet voûte en étudiant tout d'abord

(1) Edition de 1904, pages 477 et 478.

(2) *Mécanisme de l'eau*, tome II, page 160.

(3) Cet ouvrage est intitulé : *Die Talsperren* (4<sup>e</sup> édition, 1913). — W. Engelmann, éditeur, à Leipzig.

(1) Voir les *Annales des Ponts et Chaussées* (V-1927), et le *Génie Civil* du 14 janvier 1928, p. 48.

l'élasticité de la tranche verticale centrale du mur, ayant 1 mètre d'épaisseur et supposée libre latéralement, ce qui revient à considérer le mur comme de longueur infinie. Les flèches calculées seront donc des maxima irréalisables.

L'expression générale de la déformation horizontale  $\eta$  au niveau  $\alpha$  au-dessus du fond est, en vertu du théorème de Castigliano :

$$E\eta = x \int_0^{\alpha} \frac{M}{I} dx - \int_0^{\alpha} \frac{Mx}{I} dx + \frac{12}{5} \int_0^{\alpha} \frac{T}{\Omega} dx,$$

M étant le moment fléchissant, T l'effort tranchant,  $\Omega$  la section et I le moment d'inertie d'une section horizontale quelconque au niveau  $x$  au-dessus du fond. Les deux premiers termes du second membre donnent la flèche  $E\eta'$  due aux moments fléchissants, le troisième la flèche  $E\eta''$  due à l'effort tranchant, calculée d'après le principe de la section réduite, de M. de Fontviolant (1), et en admettant  $\frac{E}{G} = 2$ .

Le tableau suivant résume les calculs et donne les résultats :

$\alpha$ . . . m.	0	2	8	14	20	26	29	32
$\rho$ . . . tm.	32	30	24	18	12	6	3	0
T . . . t.	512	450	288	162	72	18	4,5	0
M . . . tm.	5460	4500	2304	972	288	36	4,5	0
$E\eta'$ . . 1/m.	0	12,36	196,8	606	1236	2085	2600	3100
$E\eta''$ . . —	0	54,2	337,2	557,2	714,4	809	829	832
$E\eta$ . . . —	0	66,56	534	1163,2	1950,4	2894	3429	3932
$\eta$ . . . mm.	0	0,0333	0,267	0,5866	0,975	1,447	1,715	1,966

Pour expliciter les valeurs de  $\eta$ , j'ai adopté, comme valeur de E, 200 000 kg/cm<sup>2</sup>, donc une valeur faible et favorable à l'effet voûte. Un rapport (de décembre 1925) du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux de Zurich, indique que les essais du béton employé au barrage de Waggital, en Suisse, ont donné, pour le dosage de 189 kg de ciment par mètre cube, une valeur supérieure à 250 000 kg/cm<sup>2</sup> après un an. Selon l'ensemble des études de ce laboratoire, la valeur 200 000 kg/cm<sup>2</sup> est généralement dépassée par tous les bétons dont la résistance de rupture mesurée sur prismes de 12 x 12 x 36 dépasse 85 kg/cm<sup>2</sup> après 28 jours. On exige et on réalise certainement, dans les barrages modernes, des résistances supérieures. Donc, la déformation maximum est d'environ 2 mm.

Dans son rapport présenté au XIV<sup>e</sup> Congrès international de navigation au Caire en 1926 (2), M. Gruner, rapporteur suisse, écrit (page 17) :

*Observation des mouvements du barrage.* — Le mouvement d'un barrage des dimensions de ceux de Waggital et de Barberine (3) est impossible à observer. Le corps du barrage est si rigide que, si vraiment des mouvements se produisent, ceux-ci sont presque inobservables. Le mouvement d'un barrage arqué, par contre, peut accuser quelques millimètres et même des centimètres.

On conçoit, en effet, l'impossibilité de mesurer une déformation de l'ordre du millimètre dans un ouvrage tel qu'un grand barrage-poids, pendant une mise en charge nécessairement longue. D'ailleurs, toutes les hypothèses précédemment faites tendant à exagérer les flèches, il y a lieu d'envisager que les déformations réelles seraient moindres que celles qui résultent du calcul.

Pour déterminer l'effet voûte correspondant à ces flèches, je ferai l'hypothèse (favorable jusqu'à l'absurdité, car elle n'est réalisable qu'exceptionnellement et temporairement) que, lors de la mise en charge, le barrage se trouve dans un état élastique tel que l'effet voûte se développe d'une manière progressive sous l'effet de la moindre déformation. La sollicitation se réduisant à la pression hydrostatique, que je suppose constante, les courbes des pressions sont circulaires.

Le raccourcissement spécifique de la fibre moyenne d'un arc

de longueur  $s$  et d'angle au centre  $\alpha$ , dont la clef s'est déplacée normalement de  $\eta$ , est :

$$\delta = \frac{2\eta}{s \cotg \frac{\alpha}{4}}.$$

Au couronnement :

$$s = 158 \text{ mètres}; \quad \alpha = 128^{\circ}32'; \quad \eta = 1^{\text{mm}}966;$$

$$\delta = \frac{3,932}{158\,000 \times 1,6} = 1,55 \times 10^{-5}.$$

Au niveau 14 mètres au-dessus du fond :

$$s = 104^{\text{m}}50; \quad \alpha = 87^{\circ}; \quad \eta = 0^{\text{mm}}5866;$$

$$\delta = \frac{1,1632}{104\,500 \times 2,50} = 4,45 \times 10^{-6}.$$

Si la voûte est parfaitement en pression, ces raccourcissements correspondent à des pressions moyennes :

$$\sigma_m = E\delta = \begin{cases} 3,10 \text{ kg/cm}^2 \text{ au couronnement;} \\ 0,89 \text{ kg/cm}^2 \text{ au niveau 14.} \end{cases}$$

Les pressions normales, supposées uniformes, capables de produire ces déformations, calculées par la formule simple

$$p = \frac{\sigma e}{R}, \quad e \text{ étant l'épaisseur et } R \text{ le rayon, donnent :}$$

Au couronnement : 1 710 kg/m ( $e = 4$ ;  $R = 72,50$ );

Au niveau 14 : 1 600 kg/m ( $e = 12,36$ ;  $R = 68,75$ ).

Les pressions hydrostatiques  $y$  sont respectivement 0 et 18 000 kg/m<sup>2</sup>.

On en déduit que, si le barrage est initialement en pression dans le sens de la courbure, l'effet voûte existe seul au couronnement, où la pression est nulle, mais est réduit sensiblement à  $\frac{1}{11}$  de la pression hydrostatique au niveau 14. On conçoit qu'en dessous, il devient insignifiant. Mais ceci n'est qu'une première approximation, car nous avons supposé que les tranches verticales supportaient seules toute la pression hydrostatique, que les tranches de voûte étaient soumises à une pression uniforme, et enfin, nous n'avons pas envisagé la continuité des tranches. Il résulte de ceci que les déformations calculées précédemment doivent être réduites. Mais, par ce fait même, l'effet voûte se réduirait encore, de telle sorte que, finalement, il serait encore inférieur aux supputations précédentes.

Dans ces conditions, il me paraît superflu d'approfondir la question par l'emploi de formules plus complexes, basées sur la théorie de l'élasticité, dont l'application paraît d'ailleurs douteuse à des éléments dont l'épaisseur radiale atteint environ le  $\frac{1}{10}$  du rayon (niveau 14); je ne connais pas de tableaux considérant une proportion supérieure au  $\frac{1}{10}$ . Examinons les chiffres précédents à la lumière des réalités.

*L'état de pression initial du barrage dans le sens de la courbure est une impossibilité pratique.* — Le mur de barrage est construit sous la seule action de la gravité, qui s'exerce normalement au plan de courbure, sans aucun tassement radial ni serrage tangentiel.

Il ne se produit donc aucun tassement pendant la construction. Or, on sait que, lors du décintrement d'une voûte construite sur cintre élastique, la mise en charge sous l'effet du poids mort correspond à des tassements atteignant et dépassant fréquemment le  $\frac{1}{1.000}$  de la portée; ce qui serait de l'ordre de 15 cm, au couronnement du barrage étudié.

D'ailleurs, la méthode de décintrement de M. Freyssinet par l'ouverture du joint de clef (4) a élucidé complètement le problème des déformations de mise en charge des voûtes. Je cite, d'après l'ouvrage de M. Gay : *Ponts en maçonnerie*, les observations faites lors du décintrement du pont de Villeneuve-sur-Lot. La portée est de 96<sup>m</sup> 25, la flèche d'environ 15<sup>m</sup> 50. L'ouvrage a été bétonné par sections de 5<sup>m</sup> 60 de longueur, séparées par des joints de 0<sup>m</sup> 40 soigneusement remplis après coup. Le béton était plastique et damé.

(1) Voir, au sujet de cette méthode, le *Génie Civil* du 6 août 1921 (t. LXXIX, n° 6, p. 124) et du 17 mars 1927 (t. XCII, n° 11, p. 253).

(1) Résistance des matériaux analytique et graphique (t. I).

(2) Le compte rendu détaillé de ce Congrès a paru dans le *Génie Civil* de juillet 1927 (t. XCI, n° 1 à 5).

(3) Ces barrages ont été décrits respectivement dans le *Génie Civil* du 19 septembre 1925 (t. LXXXVII, n° 12, p. 241), et du 23 mai 1925 (t. LXXXVI, n° 21, p. 512).

Lors du décentrement, l'arc s'est d'abord raccourci de 2 cm sans soulèvement, la pression totale des vérins atteignant 1040 tonnes. Puis, l'arc s'est soulevé proportionnellement à la course des vérins, d'une quantité totale de 9 cm, l'ouverture moyenne du joint étant 7<sup>cm</sup>5. La pression atteignait 1 080 tonnes. Donc, la mise en charge a exigé un raccourcissement spécifique initial de  $\frac{0,02}{10,5} = 1,9 \times 10^{-4}$ , donc 12,25 fois supérieur à celui que

permet la déformation du barrage en crête, et 42,7 fois supérieur à celui que permet la déformation du barrage au niveau 14. On peut estimer que la moitié du raccourcissement observé au pont de Villeneuve-sur-Lot était permanente.

Les barrages sont construits d'une manière moins avantageuse que les ponts. Les joints de retrait sont espacés de 20 à 25 mètres et beaucoup plus larges que dans les ponts; en outre, le béton est généralement fluide et peut présenter un retrait supérieur.

On doit évidemment remplir les joints de retrait à la température la plus basse possible, c'est une règle générale de clavage. Mais on ne peut espérer qu'une élévation de température puisse mettre la voûte sous pression, de la même manière que le soleil décentre certaines voûtes (1). Tout au plus cet élément peut-il être mis en ligne de compte pour les parties les moins épaisses du couronnement. Mais l'action est douteuse, puisque M. Haegelen a pu démontrer que l'épaisseur critique relative aux variations diurnes de température n'est que de 25 cm, et qu'elle est de 5 mètres pour les variations annuelles (2).

Ces résultats de considérations théoriques me paraissent compatibles avec les observations du professeur P. Joye, de Fribourg, effectuées sur les barrages de Montsalvens, de Wäggital et de Barberine, en Suisse (3). Les courbes de températures relatives aux deux derniers barrages, relevées dans le couronnement ou à proximité, montrent que la température y est invariablement voisine de 5°, quelle que soit la température extérieure.

Cette température constante succède d'ailleurs à un refroidissement continu depuis un maximum voisin de 40°, prolongé pendant des mois et résultant de la dissipation de la chaleur de réaction du ciment. Tout compte fait, cette inertie thermique est heureuse, car si une élévation importante de température était susceptible de mettre la voûte en pression au couronnement en période d'été, c'est-à-dire de faible charge, par contre, la contraction correspondante en hiver, période de crues et de maximum de danger, ferait certainement disparaître l'effet voûte et créerait même des fissures, après avoir exercé des efforts de renversement supplémentaires à la crête du barrage, dans les limites de résistance à l'extension du béton, selon la remarque judicieuse de MM. Koechlin (ouvrage précité).

Donc, on ne peut raisonnablement compter sur les effets thermiques, d'ailleurs susceptibles de renversement, pour mettre le barrage en pression dans le plan de courbure au voisinage du couronnement.

En dessous du couronnement, il ne peut plus être question d'y songer. La chaleur de prise du ciment se dissipe avec une telle lenteur que le refroidissement du noyau interne se prolonge pendant des années après la mise en service. Je me réfère au rapport précité de M. Gruner et au mémoire de M. Joye. Ce dernier reproduit des isothermes relevés au barrage de Barberine à diverses époques, relevés dont le professeur Bolomey, de Lausanne, qui dirigea avec grande compétence l'exécution de cet ouvrage, a déduit que le noyau central se refroidit de 6° par an, à partir du maximum de 38°. En juillet 1926, la température dépassait encore 20°.

M. Bolomey a constaté des fissures au parement amont, rive droite; elles sont d'ailleurs horizontales, ce qui provient sans doute du refroidissement plus rapide vers le haut que vers le bas, par suite de la variation d'épaisseur. Or, en admettant comme coefficient de dilatation thermique du béton  $1,1 \times 10^{-5}$ , un abaissement de température voisin d'un degré et demi suffit pour annuler tout l'effet voûte en crête, puisqu'il correspond à une dilatation négative de  $1,55 \times 10^{-5}$ .

A fortiori, la voûte ne peut être en pression dans les parties

inférieures. Le refroidissement inégal y fait naître des tensions internes, dont la moyenne doit correspondre à environ 10° dans le barrage de Barberine, c'est-à-dire à des tensions moyennes de 22 kg/cm<sup>2</sup>, que le béton peut éventuellement subir sans rupture, mais qui rendent évidemment impossible toute mise sous pression par effet de courbure. M. Bolomey estime que la traction peut atteindre 105 kg/cm<sup>2</sup> après refroidissement total.

Enfin, en admettant comme retrait spécifique moyen  $3,5 \times 10^{-4}$ , valeur modérée, il suffirait que le béton subisse encore après la mise en charge 4,5 % de son retrait total, pour empêcher la mise sous pression de la voûte au couronnement. Or, il est très probable que le barrage n'a pas subi 95,5 % de son retrait total, lors de la mise en charge.

Je ferai encore observer que, avant la mise en charge, ou lorsque le réservoir est vide, la flexion sous l'effet du poids propre est orientée vers la convexité du barrage, ce qui est évidemment un élément défavorable à sa mise en pression initiale dans le sens de la courbure.

*Conclusion.* — J'espère avoir démontré que, dans un barrage-poids présentant des caractéristiques de courbure aussi prononcées que celles du Brasimone, on ne peut raisonnablement compter sur aucun supplément de sécurité provenant de la courbure, tant que l'on est en période élastique. Je ne pense pas que l'on veuille invoquer l'effet voûte après la réalisation de déformations plus considérables, qui ne pourraient provenir que de ruptures et de glissements, et amorceraient la chute du barrage. L'effet voûte serait, dès lors, impuissant à empêcher le renversement par suite de la sous-pression intégrale. La possibilité de rupture des voûtes par défaut de poussée a été remise en lumière par l'accident de Flensburg (1923) (4). Je n'irai pas jusqu'à exprimer, comme MM. Koechlin, l'opinion que la courbure des barrages-poids est défavorable, bien que la théorie de la voûte élastique établisse les inconvénients des voûtes épaisses au point de vue thermique (fissures d'extrados aux naissances) et que tous les auteurs traitant des barrages-voûtes recommandent de les rendre aussi minces que possible.

Or, le barrage du Brasimone est exceptionnel au point de vue de la courbure. La plupart des barrages-poids ont, suivant la règle empirique connue, un rayon de courbure égal à la longueur en crête, donc une ouverture angulaire inférieure à 60°. A fortiori, l'effet de la courbure ne peut-il être invoqué pour les barrages-poids normaux.

Je pense qu'il importe de dissiper l'illusion de l'accroissement de sécurité par l'effet de la courbure dans un barrage-poids. La sécurité réelle ne peut provenir que de l'effet poids, et le supplément de maçonnerie nécessaire pour réaliser la courbure sera mieux utilisé à renforcer le profil. La production de fissures horizontales par effet thermique montre que la réalisation de la condition de Maurice Lévy est une garantie utile, mais suffisante. Il vaut mieux soigner particulièrement le drainage qu'augmenter encore l'épaisseur.

La meilleure conception de sécurité des barrages-poids semble être celle qui a présidé à la construction des ouvrages de Wäggital et de Barberine.

Le barrage de Wäggital a 155 mètres de longueur en crête, 110 mètres de hauteur au-dessus des fondations, et 66 mètres de hauteur au-dessus du fond de la vallée. Bien que construit dans une vallée assez étroite, il est rectiligne. Le fruit du parement amont est 0,033, celui d'aval 0,783. Il réalise donc la condition de Maurice Lévy, à 10 % près.

Le barrage de Barberine a 285 mètres de longueur et un rayon de courbure de 300 mètres. Sa hauteur est de 78 mètres au-dessus des fondations, de 65 mètres au-dessus du fond de la vallée. Le fruit amont est de 0,05, celui d'aval varie entre 0,8 à la moitié inférieure et 0,75 à la partie supérieure. La condition de Maurice Lévy est donc aussi sensiblement réalisée.

Les dispositions de drainage et de dilatation sont diverses. Ces ouvrages sont remarquables par le soin apporté à la conception et à l'exécution, mais l'effet voûte n'a été recherché dans aucun d'eux.

Ces notes étaient rédigées lorsque j'ai eu connaissance des observations de M. Noetzi au sujet de la rupture du barrage de

(1) Voir, au sujet du pont sur la Piave, à Bellune (Italie), le *Génie Civil* du 7 janvier 1928, p. 27, et le *Bulletin technique de la Suisse romande*, du 24 mars 1928, p. 67.

(2) *Annales des Ponts et Chaussées* (VI-1927).

(3) Rapport n° 18 du Laboratoire fédéral d'essais des matériaux de Zurich, décembre 1926.

(4) Voir, au sujet de cet accident, les *Annales des Travaux publics de Belgique* (V-1924) et la *Bautechnik* du 24 octobre 1924.

San-Francís (Californie), puis du rapport de la Commission d'enquête (voir le *Génie Civil* des 14 et 28 avril).

L'expérience de la catastrophe confirme les conditions classiques de stabilité des barrages-poids, ainsi que les conclusions précédentes. L'absence de précautions spéciales dans la construction du barrage a amplifié les facteurs de la démonstration. Les fissures de retrait et de refroidissement ont divisé l'ouvrage en claveaux à joints béants, donc sans pression et sans serrage de voûte. Lors de la rupture, malgré un déplacement de 20 cm

à la clef en crête, la courbure n'a pu empêcher la catastrophe et la clef est seule restée en place.

Toutes proportions gardées, les barrages construits avec joints de retrait sont dans la même situation en ce qui concerne l'effet voûte. Les précautions prises peuvent rendre les fissures insignifiantes ou invisibles, elles n'ont néanmoins aucune vertu pour réaliser une mise en pression initiale des sections radiales.

F. CAMPUS,

Professeur de Constructions du Génie civil  
et d'Hydraulique fluviale, à l'Université de Liège.

## HYDRAULIQUE

### LIMNIGRAPHE INTÉGRANT

OU AVEC ENREGISTREMENT A DISTANCE, SYSTÈME AMSLER,  
pour la mesure continue de la hauteur et du débit  
des cours d'eau.

Les limnigraphes sont employés depuis longtemps pour la mesure de la hauteur et du débit des cours d'eau; dans cette catégorie d'appareils, nous décrivons deux modèles perfectionnés, construits par la maison Alfred J. Amsler et C<sup>ie</sup>, de Schaffhouse (Suisse): l'un est simplement intégrant, l'autre comporté une transmission à distance.

#### *Limnigraphe intégrant.*

— Le limnigraphe intégrant sert à mesurer de façon continue le débit d'un cours d'eau; il sert, d'autre part, à enregistrer sur un diagramme les variations de ce débit.

L'emploi de cet appareil pour la détermination du débit d'un cours d'eau en partant de la hauteur de l'eau est possible seulement dans le cas où, à chaque hauteur d'eau, correspond un débit bien déterminé. Si, par exemple, un déversoir libre, semblable au déversoir utilisé dans les mesures hydrométriques, a été installé dans le canal de décharge d'une turbine ou d'un groupe de turbines, le limnigraphe intégrant peut parfaitement être employé, à condition d'être installé dans le canal de décharge en amont du déversoir. Par contre, si l'eau coule dans un canal ouvert, le débit dépend à la fois de deux variables indépendantes, la hauteur et la vitesse de l'eau dans le canal: il n'existe donc pas, dans ce cas, de relation exclusive entre le débit et la hauteur de l'eau, et le limnigraphe intégrant n'est pas utilisable.

Cet appareil se compose (fig. 1 à 3) du flotteur, qui participe aux variations du niveau de l'eau, et de l'appareil intégrateur et enregistreur.

Le flotteur *a* est attaché, par l'intermédiaire d'un mince câble

métallique *b*, à l'appareil enregistreur. Le câble est enroulé sur un tambour *c*, disposé à la partie postérieure du boîtier de l'appareil, et communique à ce tambour un mouvement de rotation quand l'eau monte ou descend. Un contrepoids *d*, dont le câble de suspension *e* est enroulé sur un second tambour plus petit *f*, calé sur le même axe que le premier, maintient le câble du flotteur constamment tendu et décharge partiellement le flotteur.

L'arbre *g*, portant le tambour à câble *c* de l'appareil enregistreur, tourne sans frottement dans des roulements à billes. Si le niveau de l'eau monte ou descend, le tambour à câble tourne

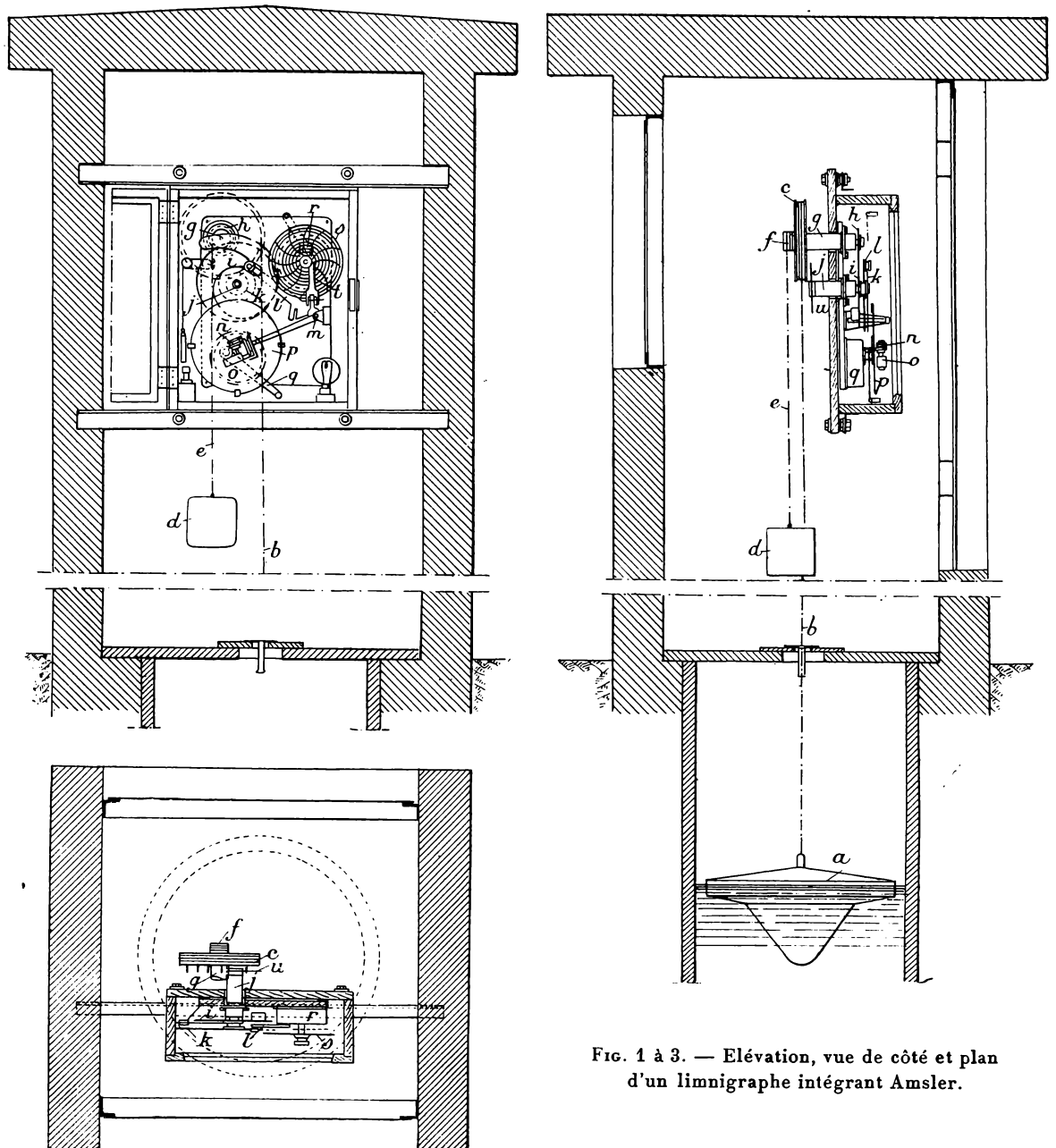


FIG. 1 à 3. — Élévation, vue de côté et plan  
d'un limnigraphe intégrant Amsler.

d'une quantité rigoureusement proportionnelle au mouvement vertical du flotteur. La résistance de frottement du tambour est si faible en comparaison de la poussée hydrostatique du flotteur que la hauteur dont le flotteur s'enfonce dans l'eau reste toujours constante, à une fraction de centimètre près. Par suite, les variations du niveau de l'eau sont transmises avec une grande exactitude à l'arbre *g* du tambour à câble.