

**Zeitschrift:** Bulletin de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes  
**Band:** 23 (1897)  
**Heft:** 7 & 8

**Artikel:** Barrage de Periyar, barrages en voûtes  
**Autor:** Gaudard, J.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-19792>

#### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 10.01.2026

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

## BULLETIN

DE LA SOCIÉTÉ VAUDOISE

## DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

PARAISANT A LAUSANNE 8 FOIS PAR AN

*Administration : Place de la Louve.*  
(GEORGES BRIDEL & C<sup>ie</sup> éditeurs.)

*Rédaction : Rue Pépinet, 1.*  
(M. A. VAN MUYDEN, ing.)

Volume V

**Sommaire :** Barrage du Periyar. Barrages en voûtes, par J. Gaudard. (Suite et fin.) — Nécessité du déplacement de la gare aux marchandises petite vitesse de Lausanne. — Notice biographique. J.-R. Perronet. — Diligences, omnibus et camions automobiles. — Concours d'architecture. — Pathologie des constructions métalliques, par E. Elskes.

## BARRAGE DU PERIYAR. BARRAGES EN VOÛTES

par J. GAUDARD

Professeur à l'Ecole d'ingénieurs de Lausanne.

(Suite et fin.)

**Barrages en voûtes.**

Un barrage haut et court, accroché à des rives escarpées, n'aurait guère de prédisposition à basculer d'un bloc, faute d'arête de base suffisante pour lui constituer un axe de rotation. On pourrait l'assimiler, comme résistance, à une sorte de *plaqué encastrée* sur une portion de son périmètre. Il y aurait là des calculs transcendants dont M. Souleyre donne quelque idée dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1889. Le maximum de flexion affecte le milieu du bord libre et, malgré la haute pression de l'eau dans le creux du ravin, la loi de résistance ainsi conçue serait loin d'exiger l'énorme épaisseur de base qu'assigne la théorie usuelle de la stabilité par gravité.

Enfin une *courbure*, avec convexité à l'amont, donnée en plan à un barrage, tend à le faire travailler en anneaux de voûte horizontaux, soumis à des pressions hydrauliques normales d'intensités croissantes avec la profondeur. Grâce à ce mode de résistance, un mur à Bear Valley, en Californie, est allé jusqu'à réduire son épaisseur à 2<sup>m</sup>6 sous 13<sup>m</sup>1 de charge d'eau, le rayon de courbure étant de 102 mètres. Même dans des courbures trop faiblement accusées pour comporter le calcul en voûte, on doit voir un appoint réel de stabilité. Tandis qu'un mur droit ne résiste pas mieux en bloc que par éléments individuels, supposés scindés, il en va autrement pour un mur arqué. Peut-être un fragment détaché par les contractions dues au froid ne sera pas retenu, s'il n'est pas assez franchement cunéiforme ; mais quant au basculement en bloc, il tend à se produire autour de la corde BC de l'arc de pied (fig. 3, pl. 5), servant d'axe virtuel de rotation. La poussée totale de l'eau, son moment de renversement, sont les mêmes pour le mur courbe que pour le mur droit ; le poids aussi, à peu de chose près, la courbure étant faible ; mais la convexité de l'ouvrage, mettant en recul le centre de gravité, augmente le bras de levier du poids et conséquemment le moment de stabilité. Ce recul, qui a son maximum égal à  $f$  dans la section centrale (hachée sur

la figure), tandis qu'il est nul aux sections terminales, aura pour le corps intégral une valeur calculable comme suit, dans l'hypothèse d'un mur conservant tout du long une hauteur constante. Soit B'A'C' le lieu des centres de gravité des sections transversales ; ce sera un arc de cercle sensiblement de même corde  $c$  et de même flèche  $f$  que l'arc de pied BAC ; le poids total correspondra au centre de gravité de cet arc B'A'C', quel se trouve à une distance  $x$  de la corde B'C' donnée par  $x = f - r \frac{l-c}{l}$ ,  $r$  étant le rayon et  $l$  la longueur de l'arc. Comme on a  $r = \frac{c^2 + 4f^2}{8f}$  et approximativement  $l = c + \frac{8J^2}{3c}$ , il en résulte  $x = f - \frac{c^2 + 2f^2}{3c^2 + 8f^2}$ , et  $Px$  exprimera le gain réalisé dans le moment de stabilité du poids total P du mur.

Les barrages américains, en particulier celui du Croton, sont tracés en ligne droite. M. G. Crugnola objecte aux tracés courbes, l'allongement qu'ils donnent à l'ouvrage et la perte de capacité du réservoir. En ce qui concerne les craquements par abaissement de température, les Américains pensent y remédier en partie en écourtant la digue en maçonnerie et la prolongeant par une ou deux digues en terre, ce qui constitue des joints d'une certaine souplesse ; mais aussi les filtrations pourraient être là sérieusement à craindre.

Le barrage du Periyar, lui aussi, a été construit rectiligne. M. le prof. Unwin et nous-même avons exprimé le regret qu'on ne lui ait pas donné une courbure en plan. A cela, M. l'ingénieur Pennycuick, faisant d'ailleurs abstraction de la considération subsidiaire qui précède, répond ceci : le travail en voûte eût été catégoriquement inadmissible, par la raison que le rayon de courbure ne pouvait se réduire à moins de 180 m. ; de l'exemple du barrage de Bear Valley, on ne saurait arguer à bon droit l'avantage des courbes, car c'est là un ouvrage où la pression se monte à 4 ou 5 fois la valeur qu'elle atteint au Periyar ; et tout ce qu'il en faut conclure, c'est que la maçonnerie peut supporter bien au-delà des taux usuels, chose que l'on savait pertinemment.

Sans méconnaître ce qu'il y a de juste dans cette réplique, nous croyons cependant que la question vaut d'être examinée plus complètement. Nous référant au surplus à un autre

<sup>1</sup> Voir *Bulletin* N° 6, page 47.

mémoire récent, celui de M. Pelletreau dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de 1897, nous montrerons comme quoi le type à subdivisions décrit par cet ingénieur permet de donner à de longues parois de réservoir des courbures accentuées comportant un travail modéré et la possibilité d'économies de quelque importance. Persister à mettre en œuvre la maçonnerie sous des formes rustiques comme de la terre, c'est-à-dire en massifs pleins à talus seulement raidis, lui dénier les dispositions ouvrageées, évidées, arquées, compatibles avec le travail exclusif par compression, ne serait-ce pas souvent une faute, semblable à celle qu'on commettrait en traitant des ouvrages métalliques à l'instar de ceux en pierre, ou en donnant à une poutre en fer, à l'épaisseur près, la même forme de section qu'à une poutre en bois? Plus une matière s'élève en prix, plus elle réclame des formes fouillées et ajourées, une allure artistique et rationnelle.

De plus, dans un barrage travaillant en voûte horizontale, ce n'est plus le poids qui assure le maintien; des sous-pressions hydrauliques, qui viendraient s'exercer dans des joints ou fissures horizontales, ne présentent donc plus du tout le même danger que dans un mur résistant par gravité.

Quant à des fissures verticales, la pression même de l'eau les refermera. Pour qu'un fragment vînt à éclater et se détacher, il lui faudrait un angle très-ouvert, divergeant vers l'aval; ce serait une sorte de voussoir à contresens; mais quoi! dans tout ouvrage, il est toujours possible d'imaginer certaines coupures plongeantes qui, sans rémission, rompraient l'équilibre; forcément, l'enchevêtrement des mellons ou la direction des joints et des assises ont à jouer un rôle de retenue important.

Dans ce que nous venons de dire, nous avions en vue des fractures transversales; s'il s'agissait au contraire de disjonctions longitudinales, nous aurions encore à reconnaître un avantage aux barrages courbes. Sans prétendre que, pour eux, des coupures concentriques fussent pratiquement inoffensives, constatons du moins qu'elles n'altéreraient pas la résistance théorique, en tant que cette résistance rentre dans la conception élémentaire, non compliquée de flexions. Par contre, dans un barrage-gravité, elles sont foncièrement néfastes et tout est à craindre, ainsi que l'a signalé M. Léon Durand-Claye. Le torrent captif, qui guette des proies, s'entend comme nul autre à profiter des divisions de son adversaire pour le vaincre. Que dans cette muraille qui contient sa fougue, il rencontre des fissures verticales contournées, louvoyantes, offrant des longueurs obliques ou parallèles aux parements, il aura tôt fait de s'y insinuer, il aura beau jeu pour abattre tout d'abord la zone d'aval, qui n'est plus qu'un placage détaché, après quoi le reste affaibli tombe à son tour. Et comme on voit bien dans cet exemple la perfidie des divisions! Le mur coupé en deux n'est pas deux fois, mais quatre fois plus faible, car chaque moitié se trouve réduite à moitié dans chacun des deux facteurs, — poids et bras de levier, — du moment de résistance au renversement.

C'est à sa courbure de 150 m. de rayon qu'a été attribué le maintien du barrage algérien du Chélif contre l'inondation qui rompit en 1885 ceux du Cheurfas et du Sig.

Dans les petits vallons montagneux, les barrages de retenue des charriages de torrents se prêtent aisément à l'adoption de

bonnes courbures: la convexité à l'amont, l'encastrement dans les berges épaulent ces murs d'une façon aussi rationnelle que pratique.

Le calcul de l'épaisseur  $e$  d'une cuve ou d'un bassin circulaire, dans lequel toutes les sections sont en situation identique, se fait par la formule  $e = \frac{pr}{N}$ ,  $p$  étant la pression normale unitaire,  $r$  le rayon de la couche qui reçoit cette pression, et  $N$  la résistance pratique admise. Le rayon étant grand relativement à l'épaisseur, il n'y a guère lieu de recourir aux formules Lamé ou autres, appropriées aux cylindres épais de presses hydrauliques; notons seulement que, de la couche d'extrados à la couche d'intrados, la pression de la matière varie dans un rapport moindre que le rapport inverse des rayons de ces couches.

Dans un barrage en maçonnerie, l'anneau-vôûte est fragmentaire et s'appuie par ses abouts contre des rochers ou des contreforts fixes. Ces sections terminales n'ont pas la liberté de suivre le mouvement général centripète ou centrifuge provoqué par les contractions ou dilatations. M. Pelletreau paraît admettre que, si les surfaces d'appui sont bien dressées et dépourvues de mortier, il s'y produira des glissements; nous n'y compterions guère; le frottement doit enrayer ce glissement lorsque la voûte est en pression; ce qui pourra arriver, c'est que, le réservoir étant vide, une contraction par le froid ouvre la jointure et la laisse libre de se refermer avec quelque rapprochement vers le centre, lorsque la pression sera rétablie. Le cas de dilatation par échauffement laissera-t-il, à vide, la section de retombée glisser en s'éloignant du centre? cela dépendra sans doute de l'amplitude de l'anneau segmentaire, suivant qu'elle dépassera ou non l'angle de coingage; mais en général, sous le travail hydraulique, l'arc rentrera dans le cas d'une voûte sur culées fixes, comportant les complications et incertitudes de l'encastrement. Si cependant nous nous contentons encore de la formule simple, ce sera sur la considération que le travail  $N$ , limité en moyenne à 10 kg. par centimètre carré, pourrait être fortement majoré dans le maximum, aux points de fatigue, avant qu'une bonne maçonnerie courre aucun risque sérieux.

La poussée de l'eau contenue dans le réservoir constitue seule la charge qui fait travailler en manière de voûte la muraille courbe du barrage. Perpendiculairement aux pressions horizontales s'exerçant entre les voussoirs, agissent les pressions verticales dues au poids propre de la maçonnerie; en un point donné, c'est la plus grande de ces deux pressions principales qui est à considérer comme seule à craindre, la pression sur des facettes diversement orientées variant suivant la loi elliptique connue. Jusqu'à une profondeur obtenue en divisant la résistance par le poids spécifique, soit jusqu'à  $43^{m}50$  pour maçonnerie de densité 2,3 travaillant à 100 tonnes par  $m^2$ , il n'y a pas à s'inquiéter de la compression verticale, dans l'hypothèse où l'épaisseur serait constante de haut en bas. Cette limite monte au double en cas de profil transversal triangulaire.

Au Bear Valley, le mur de  $2^{m}62$  d'épaisseur et de 102 m. de rayon, soumis à une charge d'eau de  $13^{m}10$ , travaille à  $\frac{13,1 \times 102}{2,62} = 510$  tonnes par  $m^2$ , soit 51 kg. par

cm<sup>2</sup>. C'est d'une hardiesse outrée, et pour appliquer à bon escient le travail en voûte, il faut donc s'arranger à obtenir des courbures prononcées. Pour que, rendu curviligne, le « profil tiers, » à largeurs d'assises égales aux  $\frac{2}{3}$  de la hauteur, travaille en voûte aussi bien qu'il travaille, rectiligne, par gravité, c'est-à-dire à 10 kg. par cm<sup>2</sup>, il lui faudrait un rayon de 66 m. Tout rayon plus court permettrait de le réduire d'épaisseur (sous réserve de calcul plus rigoureux.)

Soit, comme autre exemple, à établir un barrage de 25 m. de hauteur totale, dont 22<sup>m</sup>50 en charge d'eau. Le profil par gravité, pris sur le type de M. Guillemain à taux de 10 kg. par cm<sup>2</sup>, aurait 13 m. d'épaisseur à la base. Si nous voulons, au lieu de cela, faire un mur courbe qui ne dépasse pas... mettons 4 mètres d'épaisseur, il faudra un rayon  $\frac{4 \times 100}{22,5} = 17^m77$ , applicable au tracé de la surface d'extrados, puisque c'est cette surface qu'actionne la poussée de l'eau. Pour peu que le barrage soit long, on ne pourra réaliser ce degré de courbure qu'en subdivisant la longueur par une suite de piles ou contreforts, servant de butée à des cannelures ou cylindres verticaux.

Telle est la disposition étudiée par M. Pelletreau. Il la motive du reste en partant de l'idée des écrans ou masques, que proposèrent plusieurs ingénieurs, à la suite de la catastrophe de Bouzey, comme expédient pour garantir le corps principal d'un barrage contre le contact de l'eau, et par conséquent contre les infiltrations et les sous-pressions. Dans ce but M. Lévy éviderait le parement amont par des sortes de puits ou de galeries d'assainissement; M. Le Rond croit que l'écran pourrait se faire en bois; d'après M. Coignet, il conviendrait de lui donner la forme de cannelures verticales en béton de ciment armé ou doublé d'une tôle continue. Ces arceaux minces adossés à des nervures verticales du barrage prendraient la température de l'eau en contact, et leur elasticité, leur compression sous charge les préserverait de fissures. De toute façon, d'ailleurs, il faut parer, par un aqueduc de drainage, à l'écoulement de l'eau détendue que les filtrations pourront amener dans les espaces vides ménagés entre la paroi de garde et le corps principal.

Aux yeux de M. Pelletreau, il n'y a qu'une magonnierie suffisamment épaisse de pierre ou de brique qui convienne bien à la confection de ces arceaux à génératrices verticales; et puisque, par eux, la pression de l'eau du réservoir n'est plus transmise au corps du barrage qu'en des points discontinus, ces points-là, se dit-il, pourraient subsister seuls; en supprimant les tranches intermédiaires, situées sous l'abri des voûtes, on ne conserverait, pour l'appui de ces dernières, que des contreforts, des piles espacées; de leur rôle accessoire d'écrans les voûtes seraient érigées en éléments résistants du barrage, et cela impunément, puisque leur mode de travail écarte tout péril de la part de sous-pressions par infiltration d'eau dans des fissures.

Poursuivant ce programme, M. Pelletreau donne donc un type de muraille à grandes cannelures venant s'adosser à la face amont et verticale de piles triangulaires à large base. La stabilité est de genre mixte: dans les éléments individuels, elle dépend du travail en voûte; dans l'ensemble, dans les piles,

elle dépend de la prédominance du moment du poids sur le moment de poussée, et aussi de la suffisance du frottement ou de l'enracinement. La fondation doit être de toute sûreté; le large empiement des piliers, en éloignant l'axe virtuel de rotation, accroît d'autant le moment de stabilité contre le renversement; et si, usant de ces avantages, on arrive à diminuer le poids au point de laisser craindre le glissement, il faudra combattre celui-ci par des appareils bien combinés et par des redans, des entailles de la base dans le rocher.

Accumulant encore les précautions, l'auteur du type que nous décrivons entrepose les piles par plusieurs rangs d'arceaux jetés de l'une à l'autre en divers points de leur crête rampante, le rang supérieur formant chemin de circulation au sommet du barrage. Si quelqu'une des voûtes-cannelures venait à manquer et s'effondrer, les arcs-entretoises empêcheraient tout mouvement latéral des deux piles adjacentes, entre lesquelles l'eau du réservoir s'échapperait soudain en un torrent impétueux. L'accident, sans être évité, serait ainsi tout au moins limité, localisé. Cette pensée paraît n'avoir pas été étrangère au choix d'ouvertures réduites à 8 ou 10 mètres dans l'esquisse de projet de M. Pelletreau, et cet auteur se livre d'ailleurs à une étude approchée de l'irruption qu'occasionnerait la rupture supposée. Pour intéressante que puisse être cette recherche, nous l'écartons dans les considérations qui suivent; elle ne nous empêcherait pas de donner plus d'ampleur aux ouvertures, si l'économie y trouve son compte. Au surplus, les effets dynamiques de grandes masses d'eau subitement ébranlées sont assez déconcertants pour qu'il semble chanceux de se fier à des calculs quelconques; il se peut qu'une brèche commencée s'élargisse fatallement, quelles que soient les défenses; si, au lieu d'une voûte, c'est une pile qui cède, — leur pied, leur fondation sont des points critiques, — ce sont deux voûtes au lieu d'une qui viendront à manquer à la fois. Enfin, au lieu de s'apprivoiser, en quelque sorte, avec l'idée d'un désastre qu'on se flatte de gouverner dans ses effets, au lieu d'ajouter des ouvrages de défense éventuelle, des annexes relativement frêles et suspendues, il serait mieux peut-être de concentrer toute la dépense sur le renforcement des parties maîtresses.

Le système voûté compte parmi tout ce qu'il y a de plus solide en construction, et ce sera plus vrai encore d'un réservoir que d'un pont. Ce dernier est soumis à des ébranlements, à des variations continues de la charge; il repose sur des piles immergées qui menacent les affouillements. En fait, lorsqu'un pont en pierre périt, c'est presque toujours la faute des fondations ou celle d'une irruption telle d'eaux, de glaces, de matières flottantes, que les arches en sont obstruées et « emportées » suivant une expression très juste.

Or, dans le système de barrage dont nous venons d'exposer les lignes, rien de semblable: point de secousses, pas d'inégalités de chargement le long d'un arceau horizontal; pas de différences de poussées contre les piles, lesquelles de plus sont à sec. Ce sont les arches, ici, qui sont soumises au contact de l'eau, mais d'une eau non courante et qui, d'ailleurs, ne trouve rien de meuble à affouiller. Que si des vagues peuvent en agiter la surface, cette commotion n'est ressentie que dans la région supérieure; et là, l'épaisseur est toujours en fort excès par

rapport aux pressions statiques à supporter. Le poids propre de la pierre, si onéreux à soutenir dans les arches de ponts, n'intervient pas dans le travail en voûte du barrage; il ne presse pas entre eux les voussoirs, qu'actionne seule la poussée du liquide contenu.

Enfin, si le type du barrage voûté est de nature à réduire le cube de maçonnerie, ce bénéfice se répercute sur l'étendue des fondations; celles-ci seront ou plus économiques, ou plus soignées à dépense égale.

Le croquis simplifié (fig. 4, pl. 5), indique seulement deux rangs d'arceaux d'entretoisement, au lieu des quatre figurés dans la planche 3, 1897, des *Annales des Ponts et Chaussées*. Le rang supérieur, à côté de son rôle de consolidation, est encore utile comme pont-route.

Au lieu d'obtenir par un fruit continu l'amincissement de bas en haut des voûtes verticales formant la paroi du réservoir, M. Pelletreau juge préférable de les composer d'anneaux superposés décroissant par retraires et disjoints entre eux; c'est-à-dire que, dressant leurs surfaces de contact, il admet que ces anneaux travailleront individuellement et glisseront au besoin sur ces surfaces. La chose nous semble bien douteuse; ces légers ressauts ne doivent pas suffire à déterminer une discontinuité de compression capable de vaincre le frottement des assises; il est à croire que la muraille résistera comme un tout, se déformant suivant des lois élastiques plus ou moins complexes, et qu'il vaut donc mieux la liaisonner parfaitement de haut en bas.

Une autre divergence de point de vue a trait aux conditions de stabilité des piles ou contreforts triangulaires. M. Pelletreau les réduit à leur poids propre, sans y adjoindre le contre-poids, fort utile pourtant, que constituent les parois voûtées du barrage. Nous ne nous priverons pas gratuitement de cet auxiliaire important, sur lequel il est permis de compter d'une façon absolue: du moment, en effet, que ces parois transmettent à la pile la poussée hydraulique, qui seule est menaçante pour cette pile, forcément, y eût-il même une disjonction, y eût-il une fissure de haut en bas au raccord des parties, la paroi se serrera contre le pilier, s'y suspendra par frottement, au point d'être soulevée tout entière s'il y avait renversement. C'est ce qu'un calcul fera voir plus loin.

Un entr'axe, composé d'un contrefort et des deux demi-voûtes adjacentes, peut être considéré ainsi comme formant un solide apte à se mouvoir d'un bloc, et dont la base a la forme d'un T à tige droite et à branches courbes. Il semble même qu'en élargissant un peu l'autre extrémité de la tige, il soit permis de former utilement un solide enraciné au sol par une section en double T à nervures inégales; une telle disposition sera sensiblement plus avantageuse que la simple âme rectangulaire sur laquelle compte M. Pelletreau. Dans cette conception, le cube total des contreforts du barrage ne reste plus une quantité constante quand varie l'ouverture des voûtes, et il sera avantageux d'assigner des valeurs plus grandes à ces ouvertures.

Pour un anneau de voûte d'épaisseur relative notable, il faut spécifier que la pression normale  $p$  par mètre est reçue par le contour extradossal de rayon  $r$ , en sorte que l'épaisseur  $e$  est à calculer par  $e = \frac{pr}{N}$  ou  $\frac{hr}{N}$ ,  $h$  étant la hauteur d'eau en

mètres exprimant la pression en tonnes par mètre carré, ce qui fait que la résistance  $N$  sera aussi évaluée en tonnes (soit  $N = 100$  tonnes par  $m^2$ , correspondant à 10 kg. par  $cm^2$ ). La longueur de l'arc moyen d'amplitude  $2\alpha$  (fig. 5) étant  $2\alpha \left( r - \frac{e}{2} \right)$  la section longitudinale de l'arceau ou son volume par mètre de hauteur, au point où la pression est  $h$ , s'exprime par  $\alpha hr^2 \frac{2 N-h}{N^2}$ ; ou bien en fonction de la corde  $l = 2r \sin \alpha$  supposée donnée: vol. =  $hl^2 \frac{2 N-h}{4 N^2} - \frac{\alpha}{\sin^2 \alpha}$ . Le minimum a lieu pour  $\alpha = \frac{tg \alpha}{2}$ , d'où  $\alpha = 1,1656$  ou, en degrés,  $\alpha = 66^\circ 47'$ , correspondant à  $r = 0,544 l$ .

La section minimale de base serait ainsi  $0,345 hl^2 \frac{2 N-h}{N^2}$ .

Par mètre courant de barrage, le mur cuberait  $0,345 h^2 l \frac{2 N-h}{N^2}$  s'il gardait de haut en bas une épaisseur constante, et la moitié de cette valeur s'il s'amincissait jusqu'à zéro en son sommet. On fait ici abstraction de la revanche de la crête du barrage: en d'autres termes on suppose que  $h$  exprime la hauteur et de l'eau et du mur.

La formule de l'épaisseur du barrage en voûte est onéreuse pour les grandes hauteurs. Avec  $h = 50$  m. et  $N = 100$ ,  $e$  atteint la moitié du rayon d'extrados ou est égale au rayon d'intrados. Avec  $N = 150$ , ce serait le tiers du premier rayon. Il faudrait en venir à compter pratiquement sur cette dernière valeur de  $N$ . Au très haut barrage du Croton (New-York), M. Wegmann a admis  $N = 160$ .

A la pile on donnera (fig. 6) l'épaisseur  $b$  égale à la projection des deux retombées de voûtes; de la sorte, elle sera soumise horizontalement au même taux  $N$  de pression que les voûtes, car  $b = 2e \sin \alpha = \frac{el}{r} = \frac{hl}{N}$ . Il ne restera qu'à assigner la longueur de base  $a$  d'après les exigences de la stabilité contre le renversement, et en disposant au besoin des dentelles ou redans contre le glissement.

On voit que l'épaisseur  $b$  des contreforts est proportionnelle à leur écartement  $l$  d'axe en axe; mais comme elle l'est aussi à la profondeur  $h$  sous le niveau de l'eau, il est permis de la réduire de la base au faîte, en d'autres termes, de donner du fruit latéral au contrefort. Supposons-le, cependant, d'abord à parements verticaux, dans l'aperçu préalable qui va suivre, et dans lequel aussi on fera abstraction de la part de poids provenant des voûtes, soit verticales, soit horizontales.

Soit donc (fig. 7) un contrefort à profil triangulaire, soumis, à la hauteur  $\frac{h}{3}$ , à une poussée hydrostatique  $= \frac{h^2 l}{2}$  tonnes ( $l$  étant l'entr'axe, égal à la corde d'un arc d'extrados). Il résiste par gravité, en vertu de son poids  $D \frac{ab h}{2}$  tonnes,  $D$  étant la densité = 2,3. Si l'on s'impose la condition que la résultante traverse la base  $a$  aux  $\frac{2}{3}$  de sa longueur; en d'autres termes, qu'elle passe à  $\frac{a}{3}$  au-delà de la verticale du centre de gravité, ou soit parallèle à l'hypoténuse, cela revient

à poser que le poids est à la poussée comme  $h$  est à  $a$ , condition d'où l'on tire  $a = h \sqrt{\frac{l}{bD}}$  ou  $a = \sqrt{\frac{Nh}{D}}$  en remplaçant  $b$  par  $\frac{hl}{N}$ ; et le cube  $\frac{abh}{2}$  du pilier devient  $\frac{lh^2}{2} \sqrt{\frac{h}{ND}}$  ou  $\frac{h^2}{2} \sqrt{\frac{h}{ND}}$  par mètre courant de barrage, valeur indépendante de  $l$ ; et voilà ce qui devait induire M. Pelletreau à multiplier les contreforts autant que le permettaient certaines considérations pratiques, puisqu'ainsi, leur coût restant le même, on pouvait gagner sur l'épaisseur des voûtes de la paroi cannelée du réservoir.

Par la méthode ordinaire d'application de la loi du trapèze, où l'on ne considère que la projection normale de la résultante, la pression de la maçonnerie au pied du contrefort serait donnée par le double de la répartition uniforme du poids sur la base  $ab$ , c'est-à-dire serait égale à  $Dh$ . Ce n'est que pour des hauteurs dépassant  $43^m50$  qu'elle excèderait le travail de 100 tonnes par  $m^2$ , et qu'alors on devrait augmenter l'empâtement, soit la pente du rampant.

Si, au lieu de cela, on se base sur la règle Bouvier, donnant l'évaluation exagérée de pression  $Dh \left( \frac{a^2}{h^2} + 1 \right)$ , ce qui revient à  $N + Dh$ , c'est dès le sommet qu'il faudrait soumettre le rampant à un adoucissement progressif de pente; en d'autres termes, au profil tiers, il faudrait substituer, pour toute hauteur, un profil d'égale résistance.

Mais essayons de réaliser de meilleures conditions, en tenant compte des circonstances réelles et en introduisant quelque amélioration dans les formes.

Tout d'abord, on l'a déjà dit, du moment que le barrage est en travail sous l'effort de la poussée, le massif des voûtes verticales fait nécessairement corps avec les piliers d'épaulement, ne fût-ce que dans la mesure du frottement. Ensuite, donnons du fruit aux piliers; employons le cube gagné par cet élégissement à créer, au point culminant, une rangée de voûtes-entretoises; ce déplacement de poids produit un certain recul avantageux du centre de gravité. On peut remarquer, au reste, que le fruit dont il s'agit est une vraie nécessité en cas de grande hauteur, si l'on ne veut que les piliers accaparent par trop d'espace en largeur; car le rapport  $\frac{b}{l}$ , égal à  $\frac{h}{N}$ , croît avec la hauteur; il devient  $1/2$  pour un barrage de 50 mètres, et 1 pour 100 mètres.

Enfin, il ne sera certainement pas inutile d'élargir un peu l'extrémité de la base des contreforts. Ceux-ci, avec ces diverses réformes, échapperont à la prétendue loi du cube indépendant de l'espacement, ce qui nous permettra d'essayer, avec chances de succès, une valeur de  $l$  égale à 20 mètres par exemple, au lieu de  $13^m70$  de M. Pelletreau, en étudiant comme lui un barrage de 30 mètres de hauteur, le plan d'eau étant censé pouvoir arriver jusqu'à la crête même. Les figures 8, 9, 10 sont établies conformément aux calculs qui suivent.

Prenons un rayon d'extrados  $r = 0,55 l = 11$  m. Il en résulte le demi-angle  $\alpha = 65^o23'$ ; flèche d'extrados =  $6^m42$ . Epaisseur des voûtes  $e = \frac{hr}{N} = \frac{30 \times 11}{100} = 3^m30$ . Epais-

seur des piliers  $b = \frac{el}{r} = \frac{3,3 \times 20}{11} = 6$  m. L'ouverture de l'arc d'intrados est alors de 14 m., son rayon =  $7^m70$  et sa flèche  $4^m50$ . Nous réduisons à 1 m. l'épaisseur au sommet des parois arquées. Reporter entièrement à l'extrados, c'est-à-dire sur la face en contact avec l'eau, le fruit de ces parois, pourrait offrir le double avantage de réduire le rayon sous lequel travaillent les zones supérieures et d'incliner les poussées liquides; toutefois, nous inclinons aussi, et même plus que l'autre, la face intradosale des voûtes ou face extérieure du réservoir, afin de la mieux raccorder avec les piliers qui sont également en fruit.

Sous la charge hydraulique, le poids de la muraille cannelée entre en combinaison avec les poussées avant que celles-ci puissent attaquer les piles, lesquelles ne sont là que comme appoings de stabilité par gravité. Y eût-il fissure à la jonction verticale des voûtes et des piliers, qu'encore le frottement seul suffirait à assurer l'adhérence. La poussée, en effet, évaluée sur plan vertical de 30 m. de hauteur et 20 m. de largeur, est égale à  $\frac{30^2}{2} \times 20 = 9000$  tonnes, comportant, avec coefficient 0,75, une force de frottement de 6750 tonnes, alors que le poids de voûtes soutenu par ce frottement est seulement de  $1386 \text{ m}^3 \times 2,3 = 3190$  tonnes.

Pour marquer la position des verticales des centres de gravité, nous prendrons comme ligne de repère la corde de pied des parements concaves (intrados). La maçonnerie d'un entr'axe se compose de trois parties: deux demi-voûtes et avant-bec = 3460 tonnes, deux demi-arceaux d'entretoisement avec leur hauteur de pile = 550 tonnes, pile-contrefort avec son dé de pied = 6015 tonnes; les centres de gravité respectifs sont (en projection) à  $4^m08$ , 2 m. et  $13^m45$  de la corde. Au total: poids 10025 tonnes à  $6^m77$  de la corde. En prenant la poussée 9000 t. comme horizontale et la composant avec le poids précédent, on trouve que la résultante coupe la base à  $15^m77$  de la corde.

D'autre part, la base, sorte de double T à demi branches courbes, est une aire de  $301 \text{ m}^2$  ayant son centre de gravité à  $13^m05$  de la corde, et par conséquent à  $2^m72$  en deçà du centre de pression. Suivant la loi du trapèze n'employant que la composante verticale, la pression maximale ne dépasserait pas 44 tonnes par  $m^2$ ; avec la méthode Bouvier, pour angle  $41^o55'$  de la résultante sur la verticale, cette pression serait évaluée à 80 tonnes, ce qui n'atteint pas encore les 100 admissibles.

Mais comme le dé de pied du contrefort n'a que 4 m. de haut, une section inclinée suivant AB (fig. 8) se montre un peu plus faible, son aire se réduisant à  $250 \text{ m}^2$  et le poids total en jeu à 8810 tonnes. Le travail s'y monterait (en B) à environ 42 tonnes par la composante normale et à 101 par la méthode Bouvier.

Si, au lieu de la section AB, on considérait l'horizontale menée à la hauteur du point B, on arriverait à un résultat peu différent comme pression en ce point.

Ce n'est que le glissement qu'on pourrait craindre, si la maçonnerie était en assises horizontales et qu'on ne voulût compter que sur le frottement; mais, sans augmenter pour cela le poids, il suffirait de relever en une inclinaison suffi-

sante les lits de la maçonnerie, dans une certaine étendue vers le pied antérieur des contreforts.

Si nous nous en tenons donc à ces dispositions, telles qu'elles sont cotées, nous aurions là un barrage cubant par entr'axe de 20 m. :

voûtes de paroi avec l'avant-bec . . . . .	1505	}
arceau d'entretoisement . . . . .	240	
pilier-contrefort . . . . .	2615	
soit environ 220 m <sup>3</sup> par mètre courant de barrage (fondations non comprises).		

En regard de ce chiffre mettons ceux-ci, pour même hauteur, 30 m. :

Profil type continu de M. Guillemain 248 m<sup>3</sup> au travail 100 tonnes, mais avec eau arrêtée à 2<sup>m</sup>50 en contrebas de la crête du mur, et l'ouvrage n'étant pas exempt de quelque travail d'extension.

Profil tiers de M. Pelletreau (profil minimum sans extension), avec crête élargie à 4 m. : 310 m<sup>3</sup>.

Profil renforcé, du même, en vue de dévier les sous-pressions : 370 m<sup>3</sup>.

Barrage en voûtes, du même, avec ouvertures de 10 m., quatre rangs d'arceaux d'entretoisement, en élaguant radier et fondation : environ 300 m<sup>3</sup>.

Si l'on ajoute les fondations, elles ne pourront que corroborer ces comparaisons, puisque leur étendue est en raison du cube des maçonneries.

#### Prises d'eau.

Si le type de barrage en voûte proposé par M. Pelletreau paraît tout à fait digne d'attention et susceptible de quelques perfectionnements, il y a un point de détail d'une certaine importance sur lequel cet auteur prononce, à notre avis, un arrêt beaucoup trop préemptoire et sujet à complète révision. C'est lorsqu'il dit : « On ne peut pas songer à pratiquer une ouverture quelconque dans un barrage de ce genre. » Voici un extrait d'une note que nous avons communiquée au *Génie civil* sur cette question.

Une percée dans un mur quelconque, constitue un affaiblissement que l'on peut réparer en réintroduisant dans le vide, au lieu de la rondelle pleine enlevée, un simple anneau fait d'une matière plus forte, en sorte qu'il résiste tout aussi bien à l'écrasement. Imaginons, par exemple, un œil-de-bœuf de 2 m. de vide, entouré d'une couronne de 0<sup>m</sup>50 en pierre dure, de résistance triple de celle du corps du mur ; le diamètre extradosal est de 3 m. ; on a donc, sur le plan des naissances, enlevé 3 m. de maçonnerie ordinaire, pour leur substituer 1 m. seulement d'une maçonnerie meilleure, qui portera tout autant ; le demi-cercle supérieur ou la voûte de faite concentre la charge sur les retombées amincies, tandis que le demi cercle inférieur ou la voûte de radier la répartit de nouveau sur toute la base pleine, en dessous du vide.

L'anneau pourrait être rendu très mince en le faisant en acier, matière présentant une résistance pratique centuple de celle de la maçonnerie ordinaire.

Tout ce qui reste d'anormal, pour autant que la cohésion ne l'atténue pas, c'est une certaine poussée latérale exercée à droite et à gauche par la voûte contre les parties pleines du

mur. A la vérité, cette pression, perpendiculaire à celle du travail normal d'une construction qui ne porte que son poids, n'aggrave point ce travail.

Mais ce sera bien mieux si, au lieu d'un simple mur pesant, nous avons affaire à un barrage en voûte soumis à compression hydraulique. Alors la poussée de la couronne est justement mise à réquisition pour contrebuter l'évidement et le protéger contre la pression de l'assise horizontale du barrage. En général, dans ces ouvrages, la pression circulaire ou horizontale sous l'action de l'eau prédominera sur la pression verticale ou pression de poids ; et si l'on se réfère à la loi de variation elliptique des pressions en tout sens, en un point déterminé d'un corps élastique, on serait conduit à donner à l'orifice, et par suite à son anneau de revêtement, la forme d'une ellipse dont les courbures seront dans le rapport des pressions. Si mince soit-il, un tel anneau maintiendra de lui-même sa figure d'équilibre. En vertu des propriétés de l'ellipse, le rapport des axes ou rapport de la largeur à la hauteur de l'ouverture, devra être pris égal à la racine cubique du rapport des pressions principales (horizontale et verticale) de la maçonnerie.

Ainsi donc un anneau d'armature, bien calculé, peut compenser complètement la perte de force due au percement d'un pertuis dans un mur courbe travaillant contre une charge d'eau. Le danger, s'il y en a, apparaîtra lorsque, le réservoir étant vidé, la muraille sera réduite à l'état de segment d'une simple tour pesante. Le bandeau de l'encadrement de l'orifice n'étant plus étreint alors que dans le sens vertical, exerce une poussée latérale contre les flancs de la coupure de l'assise circulaire de la tour. Mise en travail sans y être sollicitée par une pression hydrostatique, cette assise tend à réagir, à chasser au vide, normalement à l'extrados, sous une force expulsive égale et contraire à la pression d'eau manquante. Mais en fait et à bon droit, on n'est pas si craintif que cela en ce qui concerne les baies ouvertes dans les parois de tours en pierre. La cohésion joue un très grand rôle dont on ne saurait totalement faire abstraction, car il est bien évident qu'une tour toute faite de sable sec ne tiendrait pas. Si néanmoins on veut compter en plein sur le déjettement centrifuge calculé théoriquement d'après la conception précédente, encore est-il que l'assise entamée, seule ainsi sollicitée à ouvrir sa courbe, se trouve si bien pincée et serrée entre des assises fermes, que le seul frottement garantit largement son maintien en place, tant qu'on n'a pas affaire à une ouverture de grandeur tout à fait démesurée.

Aussi la vraie limite pratique qui doit être assignée à la largeur des baies résultera d'une autre considération.

Le bandeau d'entourage de l'œil-de-bœuf de la tour, ou l'enveloppe périphérique du pertuis de prise d'eau du barrage cylindrique, tant qu'on reste dans une conception purement géométrique, ne constitue pas une voûte à têtes planes, mais une voûte contournée à têtes cylindriques, à piédroits normaux ou convergents. Cette voûte, pour peu qu'on la suppose fragmentée en petits voussoirs, exposera certains d'entre eux à une poussée au vide ; elle présentera donc en elle-même certaines défectuosités analogues à celles des arches biaises, mais grâce auxquelles la poussée sur ses piédroits ne s'écartera guère d'une direction tangentielle au cylindre moyen de l'édifice. Il en sera autrement si l'on altère le tracé d'après certaines con-

venances architecturales. Mettant à profit les encadrements moulurés et saillants des baies, on détache celles-ci du parement cylindrique de l'édifice, on rend leurs têtes planes et leurs génératrices ou piédroits parallèles. Au lieu que le cercle vertical se plie et se conforme au cercle horizontal, c'est ce dernier qui est sacrifié à l'autre et doit fournir un élément de polygone, une facette plane. La voûte de la fenêtre exerce alors à sa naissance une poussée qui sort, sous une certaine obliquité, du cylindre de la tour. Si on la décompose en force tangentielle et force normale, la première seule produit une compression qui se propage plus ou moins le long de l'assise circulaire horizontale et y engendre par réaction l'effort au vide dont il a été parlé ; la seconde force attaque directement, pour les jeter dehors, les voussoirs contigus à l'ouverture ; il se produit ainsi des effets complexes, mais qui ne sont à craindre qu'autant qu'ils deviendraient particulièrement prononcés. C'est une question d'épure, d'appréciation au coup d'œil, plutôt que de calcul. Il semble que si, par exemple, la largeur extradossale de l'orifice ne dépasse pas le tiers du rayon intérieur de la tour ou du barrage, ce sera une limite tout à fait prudente et raisonnable.

Concluons que des ouvertures elliptiques, de grandeur modérée, revêtues en pierre dure ou en métal, peuvent être pratiquées sans danger dans les barrages en voûtes. C'est quand le réservoir est à sec, que l'évidement amènerait des conditions moins satisfaisantes pour l'équilibre théorique des matériaux ; à ce moment un orifice surhaussé deviendrait préférable à l'orifice surbaissé. On pourra donc souvent s'arrêter à la solution intermédiaire d'un tuyau circulaire, soigneusement ajusté et cimenté ; en le renforçant dans son épaisseur, ou l'armant de nervures, on préviendra le risque qu'il ne s'ovalise sous les pressions latérales au point de soulever la maçonnerie superposée.

## NÉCESSITÉ DU DÉPLACEMENT DE LA GARE AUX MARCHANDISES PETITE VITESSE DE LAUSANNE

En sa double qualité d'ingénieur et de citoyen lausannois, le soussigné a cherché à attirer l'attention du public sur les inconvénients majeurs de l'emplacement actuel de la gare petite vitesse de Lausanne, que le projet d'extension du Jura-Simplon conserve, et une pétition a été lancée, qui est actuellement soumise au conseil communal.

Sur demande du comité, un exposé de cette question a été fait en séance de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes le 16 octobre 1897, exposé dont nous donnons ci-après un résumé succinct.

L'emplacement actuel de la gare petite vitesse que le Jura-Simplon se propose de conserver a les inconvénients suivants :

### a) Au point de vue technique.

1. Il n'a qu'une seule route d'accès, déjà encombrée par la circulation ordinaire et les tramways.

2. Cet accès a des déclivités exagérées (max. 12 %).

3. Au lieu d'être massé, il allonge l'ensemble de la gare sur un espace prévu de 1500 mètres, à porter même certainement à 1600 mètres.

4. Il oblige à mélanger les services, et nécessite des manœuvres longues et compliquées pour séparer et trier les wagons : wagons à voyageurs et à marchandises utilisant les mêmes voies.

5. Il oblige tous les wagons de marchandises destinés à la ville à traverser, même plusieurs fois, toute la gare des voyageurs, à y manœuvrer et à l'encombrer pour le plus grand dommage de ces derniers.

6. Il est enserré dans des quartiers de luxe, et manque d'espaces voisins suffisants pour les entrepôts du commerce et pour la propre extension de la gare.

### b) Au point de vue de l'intérêt général.

7. Il gêne l'extension de la ville, et la coupe en deux parties sans jonctions suffisantes (trois mauvais passages sur 1600 m.)

8. Il pousse toute la gare au milieu de la plus belle partie de la ville, disséminant ainsi la fumée, le bruit et les autres inconvénients du chemin de fer de manière à incommoder la plus grande surface possible de ces quartiers, où s'exerce en grand l'industrie lausannoise des pensions.

9. Tous ces inconvénients sont décuplés du fait qu'au passage des trains, peu gênant en lui-même, viennent d'ajouter les manœuvres de marchandises continues de jour et de nuit ; les longs stationnements de machines, les cris des employés, etc.

10. Il doit, pour étendre la gare des marchandises de la façon insuffisante que l'on sait, recouvrir une surface considérable des terrains les mieux situés de la ville, les plus propices à l'établissement de nouveaux quartiers bien exposés, spacieux et salubres.

11. Etendue sur les emplacements actuels, la gare nécessitera dans un avenir rapproché de nouveaux bouleversements et transformations gênantes pour tous, au lieu d'une simple extension graduelle et préparée à l'avance.

12. Il nécessite l'usage des plus luxueuses avenues de la ville pour le gros roulage, transformant ces artères, uniques voies d'accès pour les marchandises, comme pour les voyageurs, en voies industrielles.

13. Ces avenues sont non seulement déparées, encombrées, mais leur bon entretien est rendu impossible.

14. L'avenue Chauderon-Gare, lorsqu'elle sera construite ne changera rien à cette situation, car il est inadmissible de laisser traverser la cour des voyageurs d'une gare quelconque, à plus forte raison celle si mouvementée de Lausanne, par une suite ininterrompue de gros camions, de chars de pierres et de combustibles.

15. Le commerce lausannois ne pouvant plus se contenter de ses magasins de la ville doit créer des entrepôts, centres de distribution, vers les gares ; il est nécessaire que ces entrepôts soient vastes, d'un loyer économique, et sur voies de raccordement directs avec la gare de petite vitesse<sup>1</sup>.

Quelque pressante que soit la transformation de la gare de Lausanne, elle doit cependant être subordonnée au plan d'ensemble d'extension dont elle est un important facteur et dont elle peut compromettre l'harmonie.

Le remaniement et la reconstruction complète de la gare

<sup>1</sup> Actuellement, les emplacements de la gare du Flon se louent sauf erreur 3 fr. 50 le m<sup>2</sup>, et les wagons payent pour y arriver une finance de 12 francs.