

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 54 (1928)  
**Heft:** 7

**Artikel:** Examen des résultats de l'épreuve du Réservoir de douze mille mètres cubes au Calvaire sur Lausanne: essai de charge par remplissage unilatéral  
**Autor:** Paris, A.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-41859>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 16.03.2025

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

# BULLETIN TECHNIQUE

## DE LA SUISSE ROMANDE

Réd. : D<sup>r</sup> H. DEMIERRE, ing.

Paraissant tous les 15 jours

ORGANE DE PUBLICATION DE LA COMMISSION CENTRALE POUR LA NAVIGATION DU RHIN  
 ORGANE DE L'ASSOCIATION SUISSE D'HYGIÈNE ET DE TECHNIQUE URBAINES  
 ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

SOMMAIRE : Examen des résultats de l'épreuve du Réservoir de douze mille mètres cubes au Calvaire sur Lausanne. Essai de charge par remplissage unilatéral, par A. PARIS, ingénieur, professeur à l'Université de Lausanne (suite). — Concours pour l'étude d'un abattoir, à Nyon (suite et fin). — Sur le nombre de tours spécifique des turbines à vapeur, par M. CHARLES COLOMBI, professeur à l'École d'ingénieurs de Lausanne. — La théorie de l'équilibre des massifs pesants soumis à des sous-pressions, et son application à la stabilité des barrages et des talus. — L'utilité du « bon sens » pour les professions techniques. — Fêtes commémoratives de Durer. — SOCIÉTÉS : Société suisse des ingénieurs et des architectes : Section de Neuchâtel. — Association suisse d'Hygiène et de Technique urbaines et Section suisse de l'Association générale des hygiénistes et techniciens municipaux. — Association suisse pour l'essai des matériaux. — BIBLIOGRAPHIE. — CARNET DES CONCOURS.

### Examen des résultats de l'épreuve du Réservoir de douze mille mètres cubes au Calvaire sur Lausanne. Essai de charge par remplissage unilatéral,

par A. PARIS, ingénieur,  
 professeur à l'Université de Lausanne.

(Suite).<sup>1</sup>

#### 5. Calcul des solidarités.

L'examen de ces diverses résistances a fixé les conditions de solidarité des tranches de paroi, c'est-à-dire les foyers de ces éléments semi-encastés, dont la charge unitaire est donnée. La variation dissymétrique de raideur demande ensuite la réduction des surfaces de charge en poussées locales concentrées, avec le calcul des lignes en croix par les segments de Ritter.

Nous voyons ici les méthodes de calcul de la plaque se distinguer, d'un côté, entre celles qui opèrent une distribution caractérisée de la charge entre les éléments de résistance longitudinaux et transversaux, soumis à déformations solidaires ; de l'autre côté, il y a celles qui fournissent immédiatement les moments fléchissants en partant de la surface élastique de la plaque. Les deux méthodes, soigneusement appliquées, peuvent conduire à un résultat satisfaisant ; les premières ont l'avantage de faire aisément intervenir les conditions de contour et de raideur, souvent très variables (fig. 12 et 24) et sans régularité mathématique ; les secondes introduisent plus naturellement les moments intérieurs de torsion (Drillungs-Momente) de la plaque<sup>2</sup>.

Les panneaux de paroi du Calvaire sont limités par deux plans convergeant vers le haut ; ce sont des plaques à moment d'inertie variable en sens vertical, encastées rigidement sur le sol, et par continuité parfaite sur les piliers latéraux. La margelle supérieure fournit un appui élastique par flexion et torsion ; elle encastre donc élastiquement la paroi. Les tranches horizontales sont de raideur pratiquement constante jusqu'à faible distance des piliers.

<sup>1</sup> Voir *Bulletin technique* du 10 mars 1928, page 51.

<sup>2</sup> Dr. H. Marcus, « *Elastische Gewebe* ».

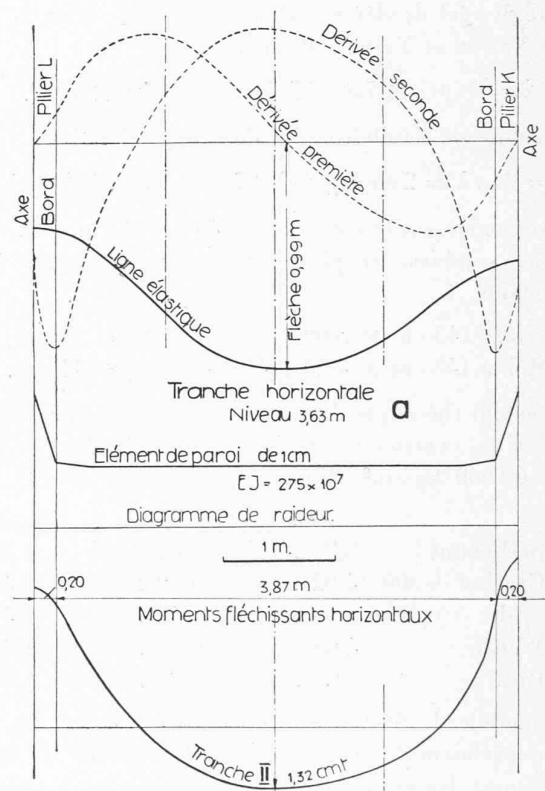


Fig. 23 à 25.

Dérivation de la ligne élastique horizontale constatée.

Nos calculs ne tiennent pas compte de l'élasticité longitudinale des piliers et margelles d'appui, qui placent les panneaux dans une position intermédiaire entre plaque et dalle champignon ; une recherche de ce côté éluciderait des divergences subsistant entre les résultats du calcul et de l'auscultation.

#### 6. Conditions d'encastrement.

L'examen des rapports de ces résistances a fixé les conditions de solidarité des tranches de paroi, exprimant la position des foyers. Nous avons appliqué ce calcul aux méthodes de répartition proprement dites des charges.

**Foyers.** La trisectrice inférieure tombe à 3,01 m de la base, selon tracé graphique ; l'encastrement parfait y place le foyer inférieur.

Le foyer supérieur dépend du rapport des rotations. Le module de torsion de la margelle (16) prend les valeurs expérimentales que voici, suivant l'expression de St-Venant :

- 1) Quart gauche  $I_t = 108\,000$   $f/c = 27,5/58,5$   $\varepsilon = 5,09 \cdot 10^5$   
 2) Milieu  $I_t = 82\,500$   $f/c = 38,0/76,0$   $\varepsilon = 4,13$ .

Le module de flexibilité des tranches correspondantes de paroi résulte de la tangente supérieure, 136,5 : 100 à l'épure, pour un moment de 2 cm.kg appliqué à la tête de la tranche ; la distance polaire a été choisie à 750 kg/cm<sup>2</sup>, tandis que la raideur moyenne ressort à

$$E \cdot I_c = 37,7 \cdot 10^7 \text{ par planimétrage du diagramme de raideur ;}$$

$$\text{id.} = 25,0 \cdot 10^7 \text{ pour l'inverse de ce diagramme.}$$

L'angle réel de déformation serait donc, pour la première valeur et l'articulation de base,

$$\delta = 1,365 \times 750 : 37,7 \cdot 10^7 = 27,1 \times 10^{-7}.$$

Le module de flexibilité est alors (équation 13)

$$\varepsilon_1 = M : \delta = 2 \text{ cm/kg} \cdot 10^7 : 27,1 = 7,39 \cdot 10^5 \text{ cm.kg.}$$

La trisectrice supérieure est à 145 cm de la margelle ; le foyer supérieur se place, avec une nuance au fond négligeable, à

$$\text{Quart } 145 \text{ cm} \times 5,09 : (5,09 + 7,39) = 59 \text{ cm}$$

$$\text{Milieu } 145 \text{ cm} \times 4,13 : (4,13 + 7,39) = 52 \text{ cm.}$$

Le calcul théorique du module de torsion pour le segment d'un centimètre de large (formule 18), et pour  $G = 100\,000$  kg/cm<sup>2</sup>, donne

	Milieu	Quart	Rapport
1. St-Venant	$5,25 \cdot 10^5$	$7,32 \cdot 10^5$	1,39
2. Grashof (0,300)	4,92 . »	6,90 . »	1,40
3. id. (0,375)	3,90 . »	5,45 . »	1,40
4. Weber	4,68 . »	6,80 . »	1,45
5. Ritz	5,62 . »	7,60 . »	1,35

Le module de St-Venant entre dans le calcul du module expérimental ; c'est du reste la formule de Ritz, avec cumul des rectangles, qui se rapproche le plus du rapport 1,23 trouvé à l'épure. La concordance serait pratiquement atteinte pour la valeur du module

$$G = 70 \text{ à } 80\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

*Lignes en croix.* Leur calcul se fait par les sommations

$$\text{Gauche } g = \Sigma(b' \times P/H)$$

$$\text{Droite } d = \Sigma(c' \times \text{id.})$$

où  $H = 25$  kg puisque 10 cm du dessin valent 5 cm.t ou 200 cm suivant les échelles des moments et des longueurs.

### III. Procédés usuels de calcul.

La conception de deux systèmes de fibres, orthogonales entre elles et avec les lignes d'appui, et qui ne dépendent les unes des autres qu'aux points de croisement, ramène le problème de résistance à la détermination des charges

incombant à chacun des systèmes. La transmission droite de ces charges aux appuis se fait soit par flexion soit par torsion, la part de la seconde soulageant sensiblement les effets de la première ; celle-ci dépend d'autre part autant de l'intensité des charges partielles que de leur distance à l'appui effectif et de la nature même de l'attache. Il y a donc lieu de serrer le problème de près au point de vue économique et constructif. C'est le but de l'étude synoptique qui suit, des procédés habituels de calcul de la plaque sur appuis rigides.

Le panneau élastique normal du Calvaire est considéré comme limité par les rebords des trois appuis principaux, radier et piliers latéraux, et par l'axe de la margelle supérieure. La portée horizontale, vide net entre piliers, est de 4,27 — 0,40 = 3,87 m ; la portée verticale atteint 6,45 m entre sol bétonné et axe de la margelle. La pression unilatérale d'eau s'élève à 0,63 kg/cm<sup>2</sup> au bas de la paroi sous 6,30 m de charge.

Calculés selon la méthode indiquée ci-dessus, les moments fléchissants, issus des mesures de déformation, ont atteint les valeurs suivantes par centimètre de large :

Tranche horizontale médiane II

$$\text{Milieu} + 1,32 \text{ cm.t} \quad \text{Ras d'appui} - 2,70 \text{ cm.t.}$$

Tranche verticale médiane B

$$\text{Mi-hauteur} + 0,88 \text{ cm.t} \quad \text{Appui inf.} - 5,40 \text{ cm.t.}$$

#### 1. Egalisation des moments médians.

Dans sa notice explicative du Règlement suisse sur les Constructions en béton armé de 1909, le professeur Dr F. Schulé<sup>1</sup> écrivait : « La résistance d'une plaque armée dans les deux sens ne dépend pas de la flexion élastique au début, mais de... la limite apparente d'élasticité de l'armature. » C'est la sécurité à la rupture primant le calcul des déformations élastiques. Le résultat habituel de cette conception est l'égalité des deux nappes d'armatures sous la charge uniforme ; elle a incontestablement certains avantages.

L'Ordonnance fédérale de 1915 autorise dès lors la répartition d'une charge  $p$  de la dalle rectangulaire en proportion inverse du carré des portées  $h$  et  $l$

$$19) \quad p_i = p \times \frac{h^2}{h^2 + l^2}.$$

Cette répartition est admise jusqu'au rapport  $h/l = 1,5$ , que dépassent les dimensions de notre panneau

$$h = 6,45 \text{ m} \quad l = 3,87 \text{ m} \quad h/l = 1,668.$$

La charge des tranches horizontales est uniforme ; elle est triangulaire pour les tranches verticales. La répartition autorisée serait (fig. 27) au bas de la paroi

$$\text{verticalement } p_h = 0,630 \times 3,87^2 : (3,87^2 + 6,45^2) = 0,167 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{horizontalement } p_l = 0,630 - 0,167 = 0,463 \text{ kg/cm}^2.$$

Elle couvre la charge complète.

<sup>1</sup> Edition du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, Zurich.

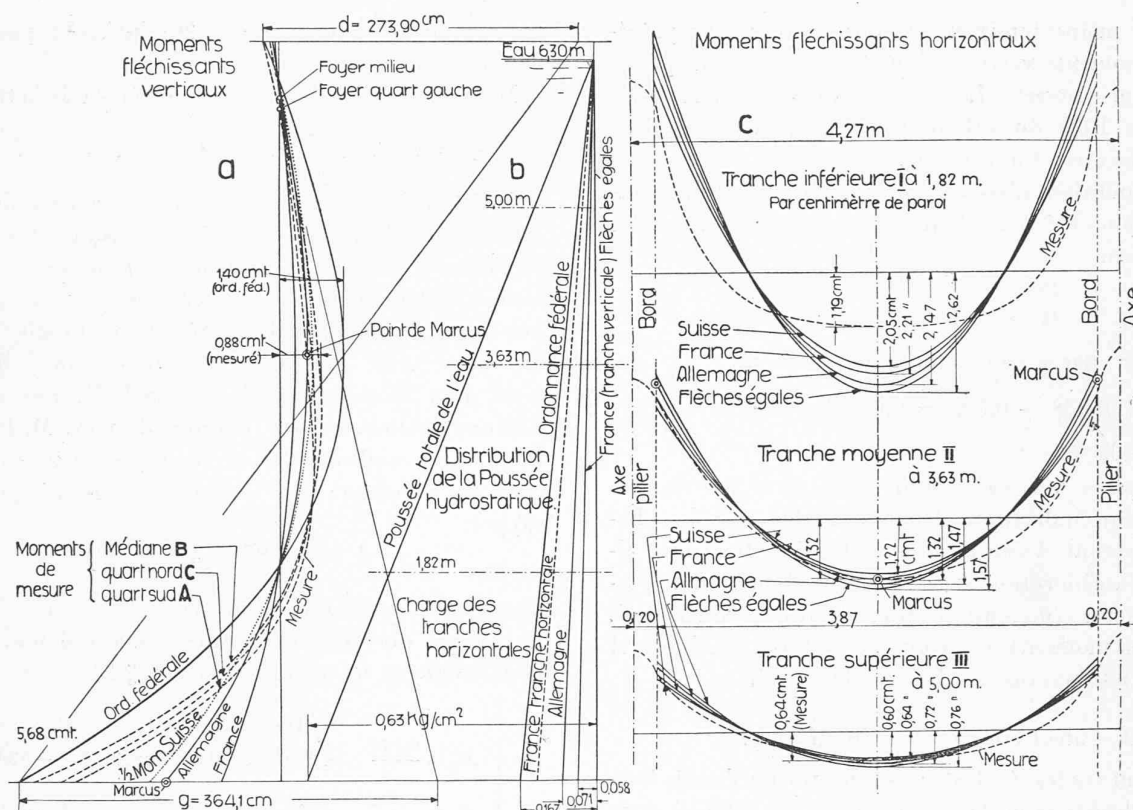


Fig. 26.

Fig. 27.

Fig. 28 à 30.

Règlements officiels.

La fig. 26 montre que le moment vertical positif médian, 1,40 cm.t par centimètre de large, dépasse de 59 % les 0,88 cm.t de l'expérience. Le moment d'insertion sur le sol, 5,68 cm.t, ne diffère que de 5 % du résultat expérimental. Les secteurs latéraux sont dès lors dimensionnés par excès.

Si l'on remplace le moment de répartition suivant l'Ordonnance par le moment diagonal réparti, de simple équilibre, on conclut en substituant le dénominateur 12 au 8 des appuis libres. On conçoit alors une répartition parabolique des maxima, dont l'ordonnée médiane résulterait de l'Ordonnance, mais dont la moyenne correspondrait au moment diagonal. Il faudrait toutefois éviter, comme le relève le Dr Marcus<sup>1</sup>, de descendre en dessous de M/2 (courbe pointillée de la fig. 26).

2. Egalisation des flèches.

Le critère n'est plus ici la sécurité, mais la déformation en un point au fond arbitraire, le milieu. Les prescriptions officielles, qui y font appel, supposent des conditions d'appui équivalentes sur tout le contour, rigides en tous cas mais indifféremment libres ou encastrées. Le calcul des flèches probables, tenant compte des inégalités d'encastrement, modifie sensiblement le mode de répartition (fig. 27).

a) La Circulaire ministérielle française de 1906 autorise « faute de mieux » la répartition des charges

suivant les deux directions de portée, dans le rapport

$$20) \begin{cases} p_h = p \cdot l^4 : (2h^4 + l^4) \\ p_l = p \cdot h^4 : (h^4 + 2l^4) \end{cases}$$

La somme  $p_h + p_l < p$  tient compte implicitement du soulagement diagonal.

Nous obtenons, au Calvaire

Tranche verticale	$p_h = 0,63 \text{ kg/cm}^2 \times 224 : (224 + 2.1730) = 0,038$	kg/cm <sup>2</sup>
» horizontale	$p_l = \text{ » } \times 1730 : (1730 + 2.224) = 0,500$	
	Total	kg/cm <sup>2</sup> 0,558

laissant un découvert, à hauteur du sol, de

$$0,630 - 0,558 = 0,072 \text{ kg/cm}^2$$

La courbe des moments verticaux apparaît nettement insuffisante ; les moments horizontaux conviennent par contre dans la partie vraiment élastique de la paroi, mais la déformation des piliers les a diminués au Calvaire.

b) Le Règlement allemand de 1907 est plus sévère ; il demande, couvrant la charge complète,

$$21) p_l = p \cdot h^4 : (h^4 + l^4)$$

pour égaliser les flèches médianes indépendantes sous charge uniforme et contour libre. Nous trouvons

verticalement	$p_h = 0,630 \text{ kg/cm}^2 \times 224 : (224 + 1730) = 0,072$	kg/cm <sup>2</sup>
horizontalement	$p_l = 0,630 \text{ kg/cm}^2 - 0,072 = 0,630$	
	Total	kg/cm <sup>2</sup> 0,558

<sup>1</sup> « Berechnung biegsamer Platten ». — Edition Ernst, 1925.

