

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

# Contribution au Calcul de la Stabilité des Bâtardeaux à Double Paroi de Palplanches

## Contribution to the Stability Analysis of Double-wall Sheet Pile Cofferdams

par G. SCHNEEBELI et R. CAVAILLÉ-COLL, Ingénieurs au Service des Études et Recherches Hydrauliques d'Électricité de France, Paris

### Sommaire

Ce mémoire traite de la stabilité au renversement des bâtardeaux sur fond rocheux, constitués par une double file rectiligne de palplanches contenant un remblai sableux. Les résultats obtenus peuvent s'étendre aux bâtardeaux cellulaires.

Une nouvelle formule est proposée pour le moment limite de renversement dû à la résistance du remblai. Elle est basée sur la théorie des lignes de glissement (équations de Kötter). Les lignes de glissement approximatives servant de base au calcul sont des cercles faisant des angles statiquement corrects avec les palplanches qui sont supposées lisses.

Pour des rapports largeur sur hauteur du bâtardeau variant de  $\nu = 0.6$  à  $\nu = 1.2$  et des angles de frottement du remblai compris entre 26 degrés et 44 degrés, on obtient

$$\frac{6M_r}{\gamma h^3} = 0.03\nu\phi$$

$M_r$  = étant le moment résistant par rapport à la base du bâtardeau pour l'unité de longueur de l'ouvrage,  
 $\gamma$  = le poids spécifique du remblai,  
 $\phi$  = son angle de frottement exprimé en degrés,  
 $h$  = la hauteur du bâtardeau.  
 $\nu$  = le rapport  $l/h$  de la largeur à la hauteur du bâtardeau.

Cette formule donne, pour les angles de frottement les plus usuels, des résultats assez voisins de ceux de la vieille 'formule du tiers central' qui est encore souvent employée dans la pratique. Elle donne, par contre, des moments nettement plus forts que ceux de la théorie de Terzaghi.

Une étude expérimentale faisant appel à la technique mise au point par l'auteur et dans laquelle le sable est remplacé par des rouleaux cylindriques, a montré que la formule théorique donne des valeurs assez voisines des valeurs expérimentales, l'approximation se faisant dans le sens de la sécurité.

### Introduction

Nous nous occuperons dans ce mémoire des ouvrages érigés sur une fondation solide, du rocher par exemple. La hauteur de fiche des palplanches sera donc très réduite, sinon nulle, et nous ne tiendrons pas compte de leur encastrement.

La Fig. 1 montre schématiquement la section d'un ouvrage type: entre deux rangées de palplanches  $P$ , se trouve placé un remblai sableux  $S$ . Un tirant  $T$  empêche le déversement des palplanches sous l'effet de la poussée du remblai.

Lors de sa mise en charge, le bâtardeau se déformera sensiblement comme un parallélogramme. Il risque de se renverser s'il n'est pas correctement dimensionné. Dans la présente étude nous avons essayé de déterminer le moment résistant maximum que le remblai sableux est susceptible d'opposer à cette déformation.

Si les calculs théoriques ne s'appliquent en toute rigueur qu'à des ouvrages à deux files de palplanches rectilignes, on peut cependant en étendre les résultats aux bâtardeaux à tracé cellulaire. On pourra dans le cas de ces derniers, ajouter à la résistance due au seul remblai sableux cette qui provient du frottement dans les enclenchements des palplanches qui doivent glisser les unes par rapport aux autres pour que l'ouvrage puisse se déformer (TERZAGHI, 1944).

### Summary

This paper studies cofferdams built on rock and consisting of two straight walls of sheet piling with a sand-fill, as far as their security from overturning is concerned.

A new formula is proposed which gives the maximum overturning moment corresponding to the resistance of the sand-fill. It is derived from the slip-line theory (Kötter's equations). The assumed approximate slip-lines are circles intersecting the sheet pile walls, which are supposed to be smooth, at the statically correct angles.

For width-height ratios ranging from  $\nu = 0.6$  to  $\nu = 1.2$ , and internal friction of the fill varying between 26 and 44 degrees, the formula may be written

$$\frac{6M_r}{\gamma h^3} = 0.03\nu\phi$$

where  $M_r$  = the maximum overturning moment taken at the foot of the cofferdam for a unit-length section of the structure,  
 $\gamma$  = the specific weight of the sand,  
 $\phi$  = the friction angle expressed in degrees,  
 $h$  = the height of the cofferdam, and  
 $\nu$  = the width-height ratio  $l/h$  of the cofferdam.

For the most usual values of the friction angle, this formula gives results in rather good agreement with those given by the old 'central-third formula' which is still often used in current practice: it yields much higher moments than the formula proposed by Professor Terzaghi.

An experimental study, using the authors' new mechanical analogy, in which the sand is represented by cylindrical rods, has shown that the theoretical formula agrees well with the experimental results, the approximation being on the safe side.

### Étude Théorique

*Principe de la méthode de calcul adoptée* — On sait que, si dans un massif en équilibre limite on connaît une ligne de glissement, il est possible de calculer les contraintes agissant tout le long de cette ligne. Ce calcul se fait au moyen d'une des équations de Kötter\*.

L'équation valable le long d'une ligne de glissement  $\alpha$  (voir Fig. 2) peut s'écrire pour un milieu sans cohésion:

$$dp - 2 \tan \phi p d\alpha = d\Phi$$

(equation  $\alpha$ )

où  $p = \sigma_I + \sigma_{II}/2$  est la demi-somme des contraintes normales,  $\alpha$  l'angle, compté dans le sens trigonométrique, que fait la normale à la ligne de glissement avec une direction fixe,  $\phi$  l'angle de frottement et  $\Phi$  une fonction tenant compte des forces de volume qui agissent sur le massif.

$$\Phi = Q \tan \phi - U$$

\* Ces équations, établies par Kötter en 1888 pour des massifs sans cohésion et soumis uniquement à la pesanteur, se généralisent facilement. Obtenues à partir des équations indéfinies de l'équilibre et du critère de rupture de Coulomb, elles sont valables le long des caractéristiques de ce système d'équations qui coïncident précisément avec les lignes de glissement.

avec  $U$ , le potentiel des forces de volume et  $Q$  le potentiel conjugué. (On a:  $F_x = -\partial U/\partial x = \partial Q/\partial x$  et  $F_y = -\partial U/\partial y = -\partial Q/\partial y$ ).

Lorsque le matériau est sec ou simplement saturé sans qu'il y ait écoulement d'eau, le potentiel  $U$  se réduit à:

$$U = \gamma y$$

et la fonction  $\Phi$  est alors:

$$\Phi = \gamma(x \tan \phi - y)$$

$\gamma$  représentant soit le poids spécifique sec soit le poids spécifique apparent du sol immergé.

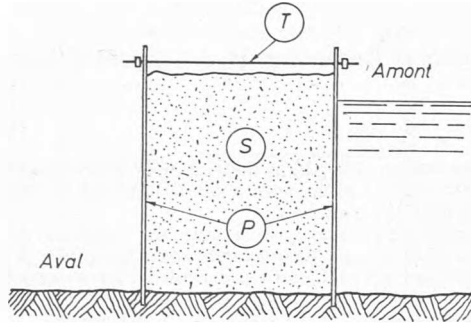


Fig. 1 Section schématique d'un ouvrage-type: P, rangées de palplanches; S, remblai sableux; T, tirant  
Diagram of the cross-section of a typical construction: P, rows of sheet piling; S, sand filling; T, tie rod

*Tentative de calcul des pressions s'exerçant sur les parois en palplanches d'un batardeau subissant un moment de renversement* — Nous pouvons admettre que, lorsque le batardeau se déforme en parallélogramme sous l'effet de la poussée horizontale qu'il subit, le remblai est en équilibre de poussée au voisinage de la paroi aval et en équilibre de butée à l'amont.

Nous avons indiqué sur la Fig. 3 l'allure des réseaux de lignes de glissement qui existent dans le sable près des parois si l'on suppose que celles-ci sont parfaitement lisses.

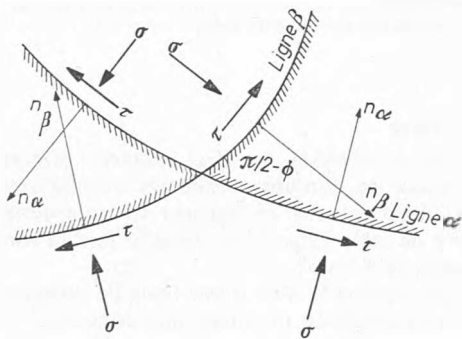


Fig. 2 Définition des lignes de glissements  $\alpha$  et  $\beta$   
Definition of the slip-lines  $\alpha$  and  $\beta$

En examinant plus en détail ces lignes de glissement, on voit que la ligne  $\alpha$  fait à l'aval l'angle  $(\pi/4 - \phi/2)$  avec la palplanche (Fig. 4a) et que cet angle est à l'amont  $(\pi/4 + \phi/2)$  (Fig. 4b). La tangente à une ligne  $\alpha$  subit une rotation de  $\pi/2$  d'amont en aval. La ligne de glissement est donc nécessairement courbe.

Quelque réflexion montre qu'une ligne  $\alpha$  prenant naissance à l'aval en un point tel que M doit recouper la palplanche amont en un point N après avoir tourné de  $\pi/2$ . Les lignes  $\alpha$  traversent donc le massif de sable et relient deux à deux les différents points M et N situés sur chaque paroi. En se

donnant la valeur de la contrainte de poussée en M on peut, grâce à l'équation  $\alpha$ ; calculer la butée en N à condition de connaître la ligne  $\alpha$ .

Cette ligne étant inconnue à priori, nous devons faire une hypothèse quant à sa forme. Le plus simple était d'admettre la ligne de glissement circulaire représentée sur la Fig. 5 qui fait avec les parois en palplanches les angles théoriques indiqués ci-dessus.

La place nous manque ici pour développer les calculs. Nous

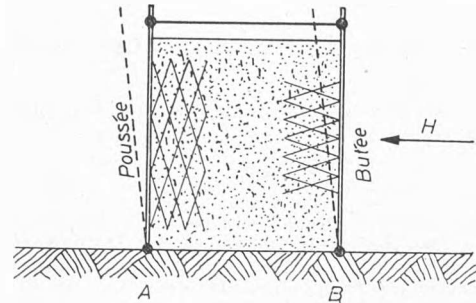
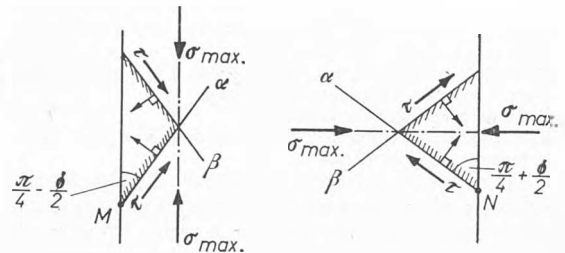


Fig. 3 Réseaux de lignes de glissement au voisinage des parois à l'amont et à l'aval (les parois sont supposées parfaitement lisses)

Network of slip-lines near the upstream and downstream walls (the walls are assumed to be perfectly smooth)



(a)

(b)

Fig. 4 Détail des lignes de glissement au voisinage des parois: (a) paroi aval (poussée); (b) paroi amont (butée)

Details of the slip-lines near the walls: (a) downstream wall (active earth pressure); (b) upstream wall (passive earth pressure)

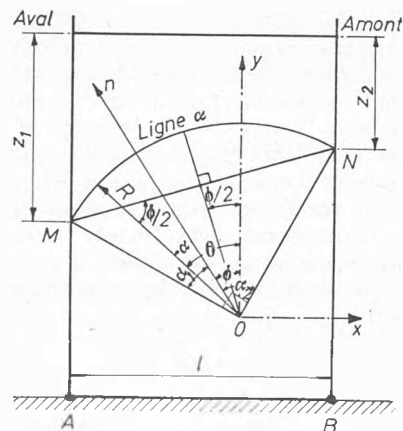


Fig. 5 Ligne de glissement circulaire faisant avec les parois des angles statiquement corrects

Circular slip-line making statically correct angles with the walls

indiquerons donc simplement le résultat de l'intégration entre  $M$  et  $N$  de l'équation  $\alpha$ :

$$\frac{p_2}{\gamma} = \frac{p_1}{\gamma} e^{-m\pi/2} + \frac{l}{2 \cos \phi (1 + m^2)} \{ (1 + t)(e^{-m\pi/2} + m) - (1 - t)(1 - me^{-m\pi/2}) \} \dots \dots (1)$$

$p_2$  est la demi-somme des contraintes en  $N$  à l'amont

$p_1$  est la demi-somme des contraintes en  $M$  à l'aval

$l$  la largeur de batardeau

$m = 2 \tan \phi$  et  $t = \tan(\phi/2)$

Nous faisons maintenant intervenir une seconde hypothèse: considérant que le mouvement de la palplanche aval est dû, non pas à une augmentation de la pression des terres, mais au relâchement de la tension du tirant, qui suit le mouvement de la palplanche amont, nous avons pensé qu'il n'était pas absurde d'admettre qu'à l'aval la répartition des pressions était donnée par la formule de Rankine. On peut dire également qu'une tranche de sable horizontale est incontestablement comprimée à son extrémité amont qui subit un raccourcissement et que ceci implique nécessairement une expansion à l'extrémité aval puisque la distance horizontale entre les palplanches ne varie pas au cours de la déformation. Il s'établit à l'aval un équilibre correspondant à une poussée minima.

Nous admettons donc à l'aval une contrainte normale sur la palplanche

$$\sigma_1 = \gamma a_1 z_1 \dots \dots (2)$$

On calcule aisément la demi-somme des contraintes  $p_1$  correspondant à  $\sigma_1$  en un point  $M$  quelconque. En l'introduisant dans l'équation 1 celle-ci nous donne  $p_2$  en fonction d'éléments connus. Il reste alors à calculer  $\sigma_2$  la contrainte normale sur la palplanche amont en  $M$ . Elle se déduit de  $p_2$  en tenant compte de ce qu'elle correspond à une butée.

On trouve finalement

$$\sigma_2 = \gamma(a_2 z_1 + bl) \dots \dots (3)$$

Le Tableau 1 résume les résultats obtenus.

Tableau 1

$$\frac{\sigma_1}{\gamma} = a_1 z$$

$$\frac{\sigma_2}{\gamma} = a_2 z + bl$$

avec

$$a_1 = \frac{1}{N_\phi} = \left( \frac{1-t}{1+t} \right)^2 \quad a_2 = e^{-\frac{m\pi}{2}}$$

$$b = a_2 t + \frac{1+t}{1-t} \cdot \frac{(1+t)(a_2 + m) - (1-t)(1 - ma_2)}{2(1+m^2)}$$

avec  $t = \tan\left(\frac{\phi}{2}\right)$

$$m = 2 \tan \phi$$

Il est évident que la formule 3 ne représente qu'une approximation. Celle-ci est manifestement en défaut au sommet de la palplanche où la pression des terres doit être nulle. La raison en est que les lignes de glissement issues d'un point de la partie supérieure de la palplanche amont ne plongent plus à la rencontre de la palplanche aval, comme nous l'avions supposé, mais recoupent la surface supérieure du massif. De même au pied amont, il n'est plus possible de faire aboutir entre  $N$  et  $B$  (voir Fig. 6) des cercles correspondant à nos hypothèses. La formule 3 n'y est pas valable.

En  $B$ , la pression doit être relativement faible ainsi que le montre un raisonnement très simple: Au cours de la déformation du batardeau, le sable remonte le long de la paroi amont et

descend du côté aval. Ceci résulte de la forme générale que nous avons attribuée aux lignes de glissement. Au pied de la palplanche amont, la remontée du sable créera une diminution de sa compacité, ce qui entraînera une décompression. En supposant  $\sigma_2$  nulle en  $B$  nous faisons une hypothèse pessimiste quant à la stabilité d'ensemble du batardeau.

Pour calculer le moment de renversement maximum, pris par rapport au pied amont, auquel peut résister le batardeau, nous adoptons finalement la répartition des pressions indiquée sur la

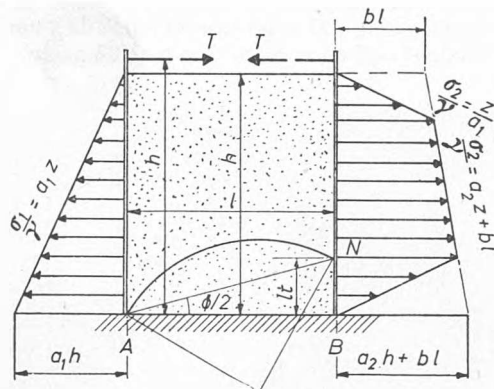


Fig. 6 Résumé du calcul de la résistance d'un batardeau au renversement par la méthode proposée

Terms used in the proposed method of calculation of the resistance of a cofferdam to overturning

Fig. 6. L'équation des moments des forces agissant sur la palplanche aval, prise par rapport à  $A$ , nous donne  $T$ , la traction du tirant. L'équation des moments par rapport à  $B$  des forces agissant sur la palplanche amont donne ensuite  $M_r$ , le moment résistant cherché.

Le Tableau 2 montre le résultat de ces calculs.

Tableau 2

Résistance du batardeau au renversement

$M_R$  = moment résistant par rapport au pied de la paroi amont

$$\frac{6 M_R}{\gamma h^3} = -A + B\nu - C\nu^2 - D\nu^2 \quad \nu = \frac{l}{h}$$

$$\left. \begin{aligned} A &= a_1 - a_2 \\ B &= 3b \\ C &= 3b \cdot \frac{a_1 b}{1 - a_1 a_2} + a_2 t^2 \\ D &= b \left[ t^2 - \left( \frac{a_1 b}{1 - a_1 a_2} \right)^2 \right] \end{aligned} \right\} a_1, a_2, b, \text{ et } t \text{ dépendent de } \phi$$

Ainsi qu'on le voit, le nombre sans dimension  $(6M_R)/(\gamma h^3)$  où  $h$  est la hauteur du batardeau, est une fonction du rapport  $\nu = l/h$  et de l'angle  $\phi$  de frottement du remblai.

Pour des valeurs  $0.6 \leq \nu \leq 1.2$  et  $26 \text{ degrés} \leq \phi \leq 44 \text{ degrés}$  c'est-à-dire pour les valeurs usuelles des deux paramètres, la formule suivante, donne par rapport aux valeurs théoriques du Tableau 2 des écarts ne dépassant pas 5 pour cent

$$(6M_R)/(\gamma h^3) = 0.03\nu\phi \dots \dots (4)$$

$\phi$  y est exprimé en degrés.

C'est cette formule que nous retiendrons en définitive.

### Étude Expérimentale

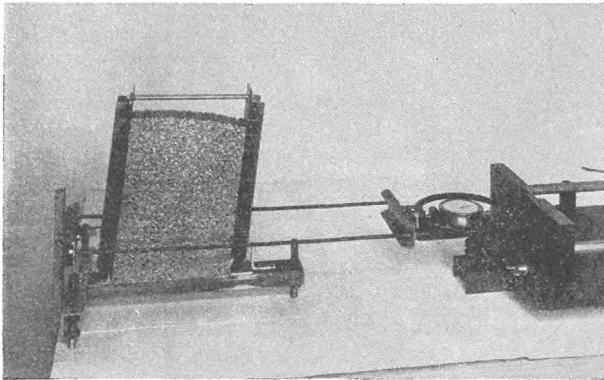
Essais de renversement — (a) Essais sur modèles à rouleaux. La nouvelle technique analogique pour l'étude des ouvrages

en terre à deux dimensions (SCHNEEBELI, 1957), que nous avons mise au point, était tout indiquée pour la réalisation d'essais de renversement. Ces essais ont porté sur deux modèles différents.

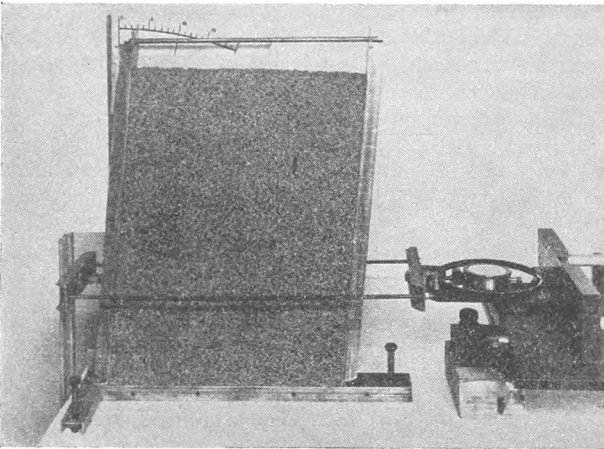
Le premier appelé 'petit modèle' présentait une distance de 15 cm entre les parois de palplanches. Le second, le 'grand modèle' avait une largeur de 30 cm. Les parois des palplanches et le fond rocheux étaient représentés par des profilés en duralumin. La face intérieure des palplanches était polie.

Les empilages de rouleaux utilisés étaient:

(1) un mélange de ronds en duralumin sablés de 40 mm environ de longueur. 50 pour cent en poids de 3 mm de diamètre et 50 pour cent en poids de 2 mm de diamètre.



(a)



(b)

Fig. 7 Modèles confectionnés à l'aide de rouleaux. (a) 'Petit modèle',  $l = 15$  cm; (b) 'Grand modèle',  $l = 30$  cm  
Models constructed from rods: (a) small model,  $l = 15$  cm; (b) large model,  $l = 30$  cm

L'angle de frottement de ce mélange était sensiblement 34 degrés, la densité bi-dimensionnelle\* était comprise entre 8.8 et 8.9 g/cm<sup>2</sup>.

(2) Un mélange de rouleaux en duralumin lisses. Les dimensions et le dosage granulométrique étaient les mêmes. L'angle de frottement était de 26 degrés et la densité bi-dimensionnelle d'environ 9 g/cm<sup>2</sup>.

Les photographies de la Fig. 7 montrent les deux modèles. La poussée horizontale était appliquée au tiers inférieur de la

\* Dans les problèmes plans, les contraintes peuvent s'exprimer en g/cm et les forces de volume en g/cm<sup>2</sup>. Pour passer de la densité bi-dimensionnelle à la densité conventionnelle (g/cm<sup>3</sup>) il suffit de la diviser par la largeur de la tranche considérée qui en général est unité mais qui, dans notre cas, est égale à la longueur des rouleaux, c'est-à-dire à environ 4 cm.

palplanche amont au moyen d'un palonnier comportant un roulement à billes qui permettait à la palplanche de se soulever librement au cours de la déformation.

Les résultats obtenus sont reportés sur le graphique de la Fig. 8. En ordonnée, nous avons porté la grandeur sans dimension  $(6M_R)/(\gamma h^3)$  en abscisse le rapport largeur sur hauteur  $\nu$  du bâtardeau. L'alignement des points expérimentaux est bon surtout pour les essais effectués sur le grand modèle. La dispersion entre des essais identiques est réduite. Ce résultat n'a été atteint que lorsque nous avons entièrement remplacé le remplissage avant chaque essai. Pour le petit modèle la dispersion est un peu plus élevée. Cela provient d'une part de ce que l'échelle est un peu petite, par rapport à la dimension des

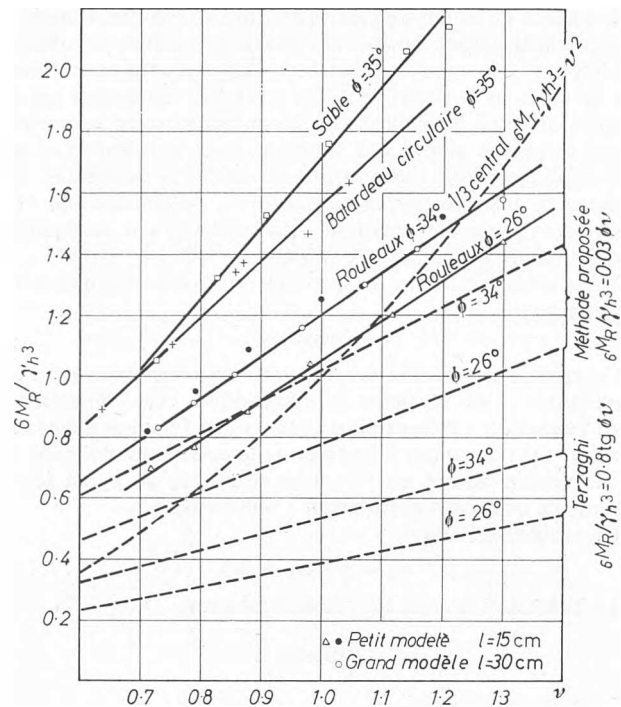


Fig. 8 Comparaison des résultats des essais sur modèle avec les valeurs obtenues par les différentes méthodes de calcul  
Comparison of the results of model tests with values obtained by different methods of calculation

rouleaux, d'autre part de ce que l'anneau dynamométrique était moins précis pour des efforts plus faibles.

Dans l'ensemble la concordance entre les résultats des deux modèles est bonne pour les rouleaux sablés ( $\phi = 34$  degrés).

Pour les rouleaux lisses ( $\phi = 26$  degrés) nous nous sommes contentés du petit modèle, ne disposant pas d'une grande quantité de rouleaux, mais des précautions particulières ont été prises pour réduire au maximum la dispersion.

(b) *Essais sur un modèle à remplissage sableux.* Le modèle avait 1 mètre de long. La distance entre les parois de palplanche était de 18 cm (Fig. 9). Le sable utilisé avait une densité de 1.55 à 1.57 g/cm<sup>3</sup> et un angle de frottement d'environ 35 degrés.

Les résultats de ces essais, également reportés sur la Fig. 8, montrent que — comme il fallait s'y attendre — le frottement sur les plaques latérales augmente sensiblement les valeurs du moment résistant. Le modèle en sable est donc dangereux puisqu'il conduit à surestimer la résistance de l'ouvrage.

(c) *Essais sur un modèle de bâtardeau circulaire.* Ce modèle, schématisant un élément de bâtardeau cellulaire, était constitué d'un manchon en toile de 20 cm de diamètre. Il était raidi par des lattes de bois de 2 cm de largeur représentant les palplanches. La charge était appliquée au moyen d'un cordon

entourant la moitié amont du batardeau à la hauteur du tiers inférieur (Fig. 10).

Nous assimilons le batardeau circulaire à un batardeau rectangulaire à deux files de palplanches rectilignes dont la longueur est égale au diamètre du batardeau circulaire et dont la

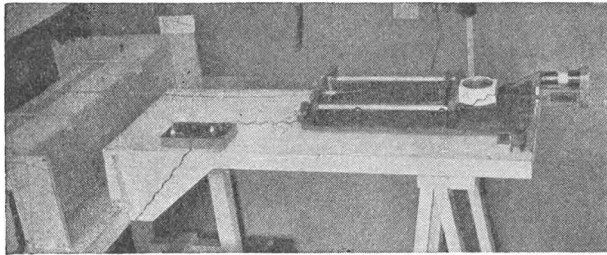


Fig. 9 Modèle à remplissage sableux  
Model with sand fillings

largeur est telle que les deux ouvrages aient la même section horizontale (Fig. 11).

Les résultats obtenus reportés sur la Fig. 8 montrent que le batardeau circulaire semble plus résistant que le batardeau à

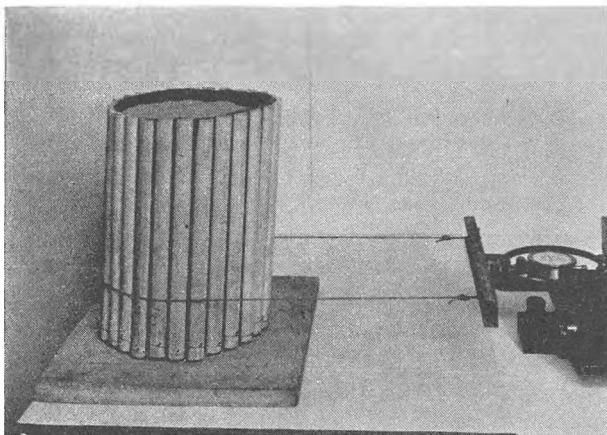


Fig. 10 Modèle de batardeau cellulaire  
Model of a circular cofferdam

parois parallèles équivalent. Ceci est dû sans doute, à une contribution à la résistance de l'enveloppe en toile.

*Essais de mesure des pressions sur les palplanches* — Au cours des essais avec les empilages de rouleaux nous avons essayé de mesurer la pression exercée à différents niveaux sur les palplanches. Le procédé qui semble convenir le mieux consiste à insérer entre la palplanche et les rouleaux une petite gaine en cellophane (enveloppe de micro-film) dans laquelle est glissée

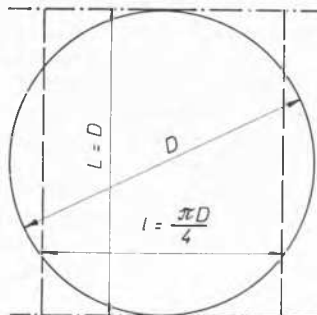


Fig. 11 Le batardeau cellulaire est assimilé à un batardeau rectangulaire de même section horizontale  
The representation of a circular cofferdam by a rectangular one of the same horizontal area

une languette de bristol. Si l'on admet que le coefficient de frottement du bristol sur la cellophane est à peu près une constante, on peut se faire une idée de la pression en mesurant l'effort d'arrachement de la languette.

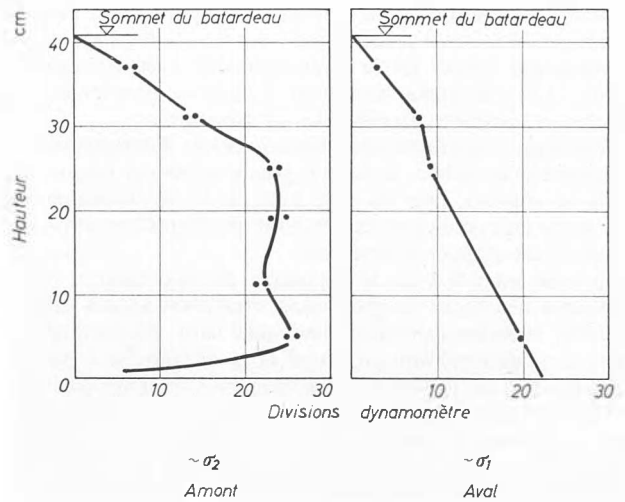


Fig. 12 Résultats des mesures des pressions exercées sur les palplanches par le remblai  
Results of measurements of the filling pressure on the sheet piling

Malheureusement cet arrachement ne peut se faire sans perturber un peu l'équilibre des rouleaux. Cette perturbation est d'ailleurs accusée par l'aiguille du dynamomètre qui applique la poussée sur le modèle. Il en résulte qu'à l'amont les efforts mesurés seront trop faibles car la perturbation d'un équilibre de butée ne saurait se traduire que par une diminution de la pression, tandis qu'à l'aval les efforts mesurés sont trop importants (perturbation d'un équilibre de poussée). Ils sont par ailleurs très dispersés pour cette même raison.

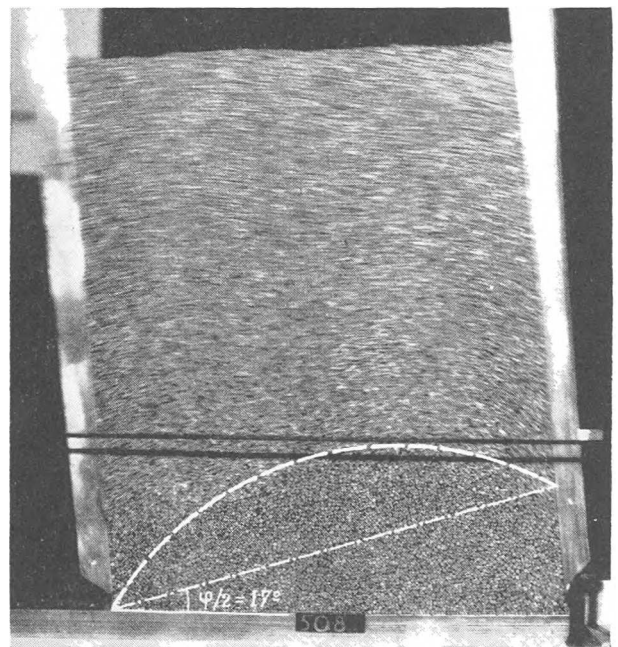


Fig. 13 Comparaison de la ligne de glissement circulaire théorique avec la ligne de glissement limite mise en évidence par photographie (pose: environ 10 secondes)  
Comparison of the theoretical circular slip-line with the final line indicated by photography (exposure about 10 secs)

Nous donnons sur la Fig. 12 les résultats obtenus qui nous paraissent les meilleurs. En les comparant au schéma théorique de la Fig. 6, on voit que ce dernier présente bien les caractéristiques dominantes de la distribution réelle des pressions.

*Essais de visualisation des lignes de glissement* — La Fig. 13 montre une photographie obtenue en maintenant l'objectif ouvert pendant une dizaine de secondes vers la fin d'un essai de renversement réalisé sur le 'grand modèle' avec des rouleaux sablés. On y distingue nettement la ligne de glissement limite passant au voisinage du pied aval du batardeau.

Cette ligne s'approche assez bien du cercle théorique tracé en retouche sur le cliché. L'écart le plus sensible par rapport à ce cercle se constate près du pied aval où les déplacements ont sans doute été encore trop faibles pour que l'équilibre de poussée ait pu s'y développer entièrement.

La mise au point de la technique de visualisation photographique des lignes de glissement s'est avérée assez délicate. En effet, la forme des zones plastiques varie constamment au cours de la déformation du massif et ne se stabilise à peu près que vers la fin de l'essai lorsque le moment maximum est atteint.

Nous devons à notre collaborateur M. R. Cavallé-Coll de pouvoir joindre la photographie de la Fig. 13 à ce rapport. C'est grâce à son habileté expérimentale que la technique de visualisation photographique a été mise au point en un temps très court. Qu'il veuille bien trouver ici l'expression de notre reconnaissance.

### Conclusions

Si nous nous reportons à la Fig. 8 sur laquelle les valeurs théoriques sont représentées par les courbes en trait brisé, nous

voyons que la formule établie dans la première partie de ce rapport:

$$\frac{6M_R}{\gamma h^3} = 0.03\nu\phi \quad (\phi \text{ en degrés})$$

donne pour le moment résistant des valeurs situées du côté de la sécurité.

La formule de TERZAGHI (1944) donne des valeurs nettement plus faibles. Ceci provient de ce que l'hypothèse d'un plan de glissement vertical faite par cet auteur ne correspond pas à la réalité.

Par contre — et ceci intéressera les praticiens — la vieille 'formule du tiers central' (manifestement absurde sur le plan théorique mais souvent confirmée par l'expérience) conduit à des résultats très voisins des nôtres pour les valeurs usuelles de  $\nu$  et  $\phi$ .

Nos essais de visualisation photographique montrent que notre hypothèse concernant les lignes de glissement n'est pas absurde, et les tentatives que nous avons faites pour mesurer les pressions sur les palplanches semblent confirmer du moins qualitativement les répartitions des contraintes obtenues par la théorie.

### Références

- SCHNEEBEL, G. (1957). Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions. *Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, p. 228
- TERZAGHI, K. (1944). Stability and stiffness of cellular cofferdams. *Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, 70, 1015
- (1945). *ibid.*, 71, 1083