

Poussée des terres et des roches (division 5)

Autor(en): **Cérenville, H.B. de**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **92 (1966)**

Heft 15

PDF erstellt am: **11.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68381>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

POUSSÉE DES TERRES ET DES ROCHES

(DIVISION 5)

par H. B. DE CÉRENVILLE, ingénieur, Lausanne

Si les communications au Congrès de Montréal sur le sujet de la poussée des terres et des roches n'ont pas été nombreuses — seize seulement — la discussion sur certains des problèmes en cause n'en a pas moins été assez vive.

C'est surtout le problème du « limit design » — du calcul à la limite — et du choix du coefficient de sécurité qui ont été l'objet de divergences de vues qui font penser que ces sujets ne sont pas près d'être épuisés.

Le rapporteur général, M. Mencl, de l'Université technique de Brno, en Tchécoslovaquie, a essayé de présenter divers schémas en vue d'arriver à une conception uniforme du coefficient de sécurité.

Rappelons d'abord que le calcul à la limite peut s'envisager de trois manières :

- a) le calcul à la limite de stabilité des sols ;
- b) le calcul à la limite de déformation au-delà de laquelle l'ouvrage ne peut plus être utilisé ;
- c) le calcul à la limite de fissuration.

C'est du calcul à la limite de stabilité du sol dont il a été question, mais en notant que, dans ce cas, il est souvent nécessaire d'analyser préalablement l'histoire des déformations. Quoi qu'il en soit, il s'agit de déterminer le coefficient de sécurité. On peut, par exemple, multiplier les forces « actives » par un facteur de surcharge, ou d'ignorance, ou par un facteur de sécurité pure, et diviser les forces « passives » par un facteur de diminution possible tout en utilisant les paramètres de résistance les plus probables. Mais on peut aussi diviser les paramètres de résistance c et $\text{tg } \phi$ par un facteur d'ignorance ou de sécurité pure. Ce dernier procédé a l'inconvénient de modifier la position des surfaces de rupture.

Le professeur *Brinch Hansen* s'est élevé contre l'idée d'appliquer des facteurs de sécurité séparés aux forces actives et passives. Pour lui, le diagramme des poussées est une courbe continue qui n'est pas fondamentalement coupée en deux par le coefficient K_0 . Il estime donc que la seule méthode valable consiste à appliquer les facteurs de sécurité aux paramètres de résistance du sol *et* aux charges extérieures, mais pas aux poids morts.

Pour sa part, M. *Jacob Feld*, ingénieur-conseil à New York, a montré, avec des dizaines de photographies d'accidents et de ruptures, la variété des coefficients de sécurité, tels que couramment conçus. Sa vision des choses envisagerait plutôt le cas *b*) cité plus haut, c'est-à-dire le calcul à la limite d'utilisation, car, si une paroi de palplanches se déplace assez pour que le bâtiment voisin s'incline au point qu'on ne peut y dormir sans mettre des plots sous la tête du lit, il faut admettre qu'on est arrivé à la limite d'utilisation.

Il semble donc que le problème du coefficient de sécurité n'est pas près d'être résolu.

La tendance d'aujourd'hui est de considérer que la théorie de la plasticité ne peut nous mener plus loin

et qu'il s'agit maintenant de prendre en considération les mouvements et déformations dont cette théorie est incapable de rendre compte. Cette tendance s'est retrouvée tout au long du congrès et s'est traduite par un intérêt marqué pour les problèmes de relaxation et de résistance résiduelle des sols, qui semblent devoir être étudiés plus à fond à l'avenir. C'est l'introduction du facteur temps dans les études de résistance.

Enfin, un renouveau d'intérêt se manifeste pour le phénomène de dilatance qui, négligé pendant un certain temps, reprend son importance, ceci non seulement dans les sols, mais aussi dans les roches.

Ainsi donc la relation « déformation-contrainte », avec ses effets dans le temps, compte tenu de la relaxation et de la fatigue — de l'hérédité, comme disait le professeur *Colonetti* — combinée avec la *forme* que suivent les déplacements du sol, semble devoir être la base des théories à venir. Quant à la théorie de la plasticité, il apparaît qu'elle a donné tout ce qu'elle était capable de donner. Comme le disait le professeur *Brinch Hansen*, cette théorie n'a jamais pu expliquer ce qui se passait derrière un mur de soutènement.

Dans son résumé général à la fin du congrès, le rapporteur général a encore noté qu'aujourd'hui, grâce aux excellentes possibilités dont on dispose pour prendre des mesures sur place et grâce à l'emploi de modèles toujours plus raffinés, on devrait arriver à une meilleure compréhension du comportement des sols dans de nombreux cas. Pour lui, l'ingénieur se doit encore et toujours d'assumer sa responsabilité pour un calcul économique, sans quoi il perd sa raison d'être. C'est là une vue de « professeur » qu'on peut partager. Mais des divergences de point de vue sont apparues aussi entre les chercheurs et les praticiens. Ces derniers se sont parfois plaints amèrement que les théoriciens et chercheurs oublient que leurs travaux sont entrepris, non pour permettre à de distingués professeurs de publier de nombreux articles, mais pour résoudre les problèmes pratiques qui se posent journellement. En fait, il ne semble pas possible de résoudre ces problèmes sans recherches fondamentales, mais il conviendrait que les chercheurs se souviennent que le but poursuivi est en définitive de construire des ouvrages.

Pour ceux qui ne peuvent trouver le temps de lire tous les comptes rendus de la conférence, on résumera maintenant les communications.

5/1 — *J. R. F. Arthur* + *K. H. Roscoe*, Cambridge, Grande-Bretagne

Effets de bord dans les essais de poussée de terre sur modèles

Il s'agit d'une étude des déformations au cisaillement du sol dans un modèle de mur de soutènement où les déplacements d'un réseau de billes de plomb noyées dans du sable sont mesurées au moyen de rayons X (système déjà utilisé par *Terzaghi* en 1934 et *Rowe* en 1952). Les auteurs comparent les déplacements d'un réseau situé dans un plan ver-

tical sur l'axe du modèle du mur avec les déplacements d'un réseau situé contre une plaque de verre constituant la paroi latérale du modèle. Que les mouvements des deux systèmes soient différents ne surprendra personne, mais l'intérêt de l'article est de montrer que la rigidité des parois latérales a une influence très grande sur les déplacements — plus importante que le frottement contre les parois. Ce phénomène est attribué à l'influence de la contrainte principale σ_3 . Les auteurs en concluent que le critère de rupture de Mohr-Coulomb est incompatible avec cette influence et que le meilleur modèle pour une fondation infiniment longue serait celui dans lequel les déformations latérales seraient nulles.

5/2 — J. Biarez, L. M. Boucraut et R. Nègre, Grenoble

Equilibre limite d'écrans verticaux soumis à une translation ou une rotation

Sur ce sujet à l'ordre du jour, les auteurs apportent une contribution sur la base d'essais sur modèle applicables aux palplanches, aux murs et aux ancrages.

Si l'on appelle λ le rapport entre la profondeur D de la tête de l'écran et la hauteur h de l'écran, trois cas sont envisagés : $\lambda = 0$ (écran jusqu'à la surface du sol), $\lambda < 6$, et $\lambda > 6$.

Les types de déformation du sol en fonction de λ sont donnés dans la figure 1, pour des translations de quelques pour-cent de la hauteur de l'écran. (Fig. 1.)

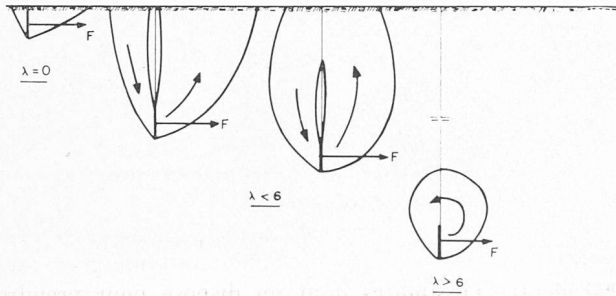


Fig. 1. — Figures de rupture d'écrans enterrés.

Cas $\lambda = 0$

Des formules sont données pour les coefficients de poussée et de butée en fonction de ϕ , compte tenu des inclinaisons δ_1 et δ_2 des forces de poussée et de butée. De ces formules, on peut conclure que « pour obtenir la butée maximale d'un écran rugueux, il faut l'empêcher de se déplacer verticalement ».

Cas $\lambda < 6$

Les formules données sont, semble-t-il, en assez bon accord avec l'expérience.

Cas $\lambda > 6$

L'équilibre est calculé pour une rotation de l'écran autour d'un centre situé en dessus de la tête de l'écran. En pratique, un cercle avec son centre sur la tête de l'écran donne un résultat satisfaisant.

Pour terminer, les auteurs examinent le problème de la répartition des contraintes normales et tangentielles sur les écrans avec et sans appui fixe.

5/3 — P. Habib et M. P. Luong, Paris

Comportement des tuyaux souples enterrés

Les auteurs ont trouvé que la « ruine » d'un tuyau souple enterré peut se produire — et se produit effectivement — avant qu'on ait épuisé la capacité de résistance du sol. Ils justifient leur affirmation par des études sur modèles réduits avec des tubes de toutes sortes et des massifs de sols différents.

Les auteurs constatent que la rupture consiste en l'apparition d'une « cloque » et qu'il se produit en définitive un flambage dont il s'agit de déterminer l'ordre « n » en fonction du rayon du tuyau, du module d'élasticité du sol, de l'inertie des tôles, et de la pression critique. Bien que cette pression critique ne produise pas toujours l'effondrement, elle constitue néanmoins un seuil au-delà duquel les déformations s'accroissent.

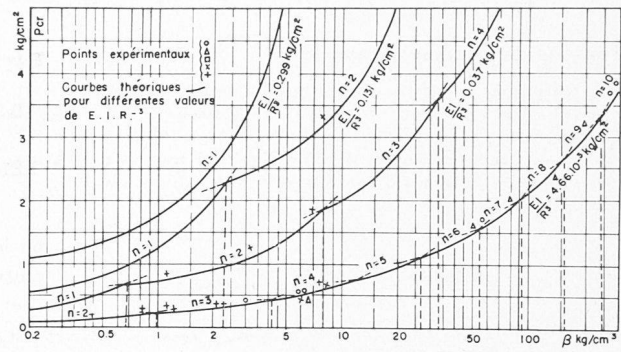


Fig. 2.

Des formules sont données pour l'ordre n du flambage (longueur de l'arc correspondant à une cloque) en fonction du rayon R , de la rigidité EI et d'un coefficient β dépendant du sol et qui a la même définition que le module de réaction. La figure 2 donne un aperçu de la comparaison entre les courbes théoriques et les résultats des mesures expérimentales. Cette comparaison est bonne, mais en pratique la détermination du coefficient β , qui dépend de la dimension de la surface chargée, est difficile.

5/4 — B. Hansen et K. T. Nielsen, Copenhague

Calcul du tassement d'un tunnel sur l'argile de Göteborg

Ces auteurs ont essayé de prendre en considération le degré de préconsolidation variable de l'argile de Göteborg — compte tenu du fait que les surpressions interstitielles mesurées ne sont pas en accord avec les valeurs de la théorie de la consolidation de Terzaghi. Il s'agit d'un problème difficile de détermination des surpressions ou dépressions interstitielles pendant et après la construction d'un tunnel préfabriqué posé au fond d'une tranchée, où les auteurs ont cherché de nouvelles solutions au moyen de la théorie de la consolidation.

5/5 — S. Hueckel, J. Kwasniewski et L. Baran, Pologne

Butée des terres sur une plaque carrée dans le sol

Les auteurs ont effectué des essais sur modèle d'une plaque carrée verticale en vue de déterminer la répartition des pressions sur la plaque lors de son enfoncement horizontal sans rotation dans des sables plus ou moins compacts au moyen d'un vérin.

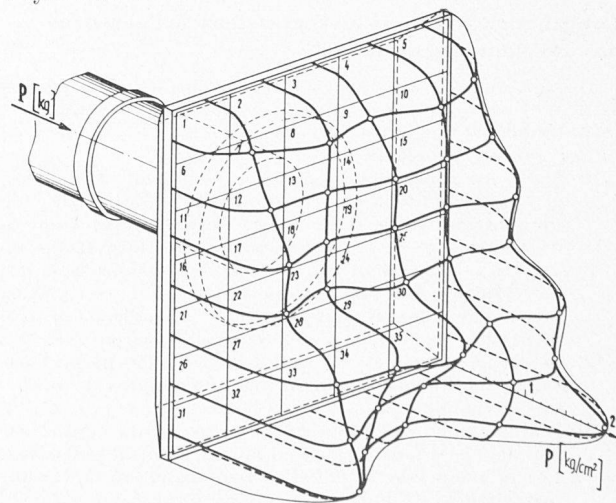


Fig. 3.

Les résultats, dont un exemple est donné à la figure 3, indiquent que la distribution des pressions n'est pas régulière et tend à être plus forte dans les bords qu'au centre. En revanche, il apparaît qu'on peut utiliser, pour la résistance totale, la méthode classique où la répartition est trapézoïdale dans le plan vertical et uniforme dans le sens transversal.

Poussée des terres dynamique

L'auteur a construit un modèle de soutènement et de silo à sable vibrants pour mesurer les poussées, leurs points d'application et l'angle de frottement mur-sable pendant la vibration, en fonction du déplacement du mur par rotation. Les essais ont été conduits avec du sable fin.

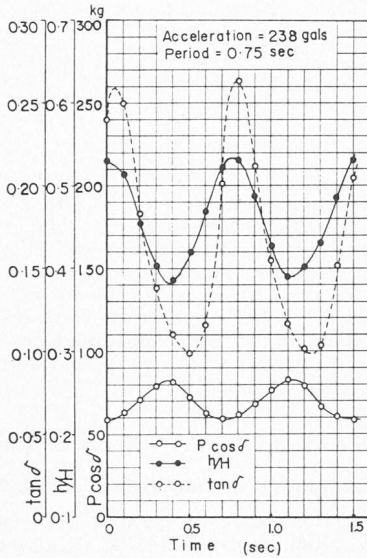


Fig. 4.

Les résultats (fig. 4) indiquent que :

- 1) l'angle de frottement terre-mur est minimum au moment où la poussée est maximum ;
- 2) le coefficient de frottement terre-mur minimum est d'environ 25 % du frottement dans le cas statique ;
- 3) plus l'accélération du remblai est grande, plus la poussée maximum augmente ;
- 4) le point d'application de la résultante est le plus bas quand la poussée est la plus grande.

Contribution à l'étude des pressions à l'extérieur des revêtements de tunnel

Il s'agit de résultats de mesures de pression sur un revêtement de tunnel dans une zone de roche triasique à relativement faible frottement interne.

Les auteurs concluent :

- 1) Dans les roches plastiques ou fortement disloquées, à relativement faible résistance au cisaillement, de grandes voûtes de décharge se forment, tant longitudinalement que transversalement. Ces formations de voûtes se traduisent par de fortes pressions latérales et verticales. Les pressions latérales peuvent être aussi fortes que les pressions verticales. L'angle de frottement interne le plus dangereux est environ 27°.
- 2) Si ces phénomènes se produisent, les méthodes classiques de dimensionnement des revêtements de tunnel ne conviennent pas.
- 3) L'ajustement des roches à la présence du tunnel est très lent — dans le cas à l'étude, environ deux ans.
- 4) Les pressions sur le radier et leur distribution varient fortement. Le choix de l'époque appropriée pour la construction du radier est à étudier spécialement.

L'action des terres autour des tuyaux souterrains

À la suite des essais sur modèle qu'ils ont exécutés, les auteurs proposent de distinguer trois effets favorables de l'action du sol autour de tubes enterrés, à savoir :

1. *La redistribution des pressions* consécutive à l'aplatissement du tuyau, qui mobilise la butée (poussée passive) sur les côtés. Les essais indiquent que la pression en surface requise pour provoquer le flambage du tuyau varie peu avec la couverture, mais dès que la couverture sur la clé dépasse 1,5 fois le diamètre, le premier flambage du tuyau n'est plus suivi d'un effondrement.
2. *La restriction des déformations*, qui a pour effet d'augmenter la résistance au flambage. Dans l'application de la formule donnée par Meyerhof et Fischer en 1963 pour la pression de flambage intervient le module de réaction du sol qui dépend non seulement de la géométrie du tube mais des propriétés élastiques du sol. Les essais indiquent les rapports r/t (rayon sur épaisseur de paroi) à partir desquels la pression produit un flambage au lieu d'un aplatissement des tuyaux.
3. *L'effet de voûte*, qui redistribue les pressions en dehors du tuyau ou sur celui-ci selon les mouvements relatifs. Des essais antérieurs ont montré qu'un anneau de sable pris entre deux membranes de rayon intérieur r_i et extérieur r_o peut supporter une pression extérieure

$$p_o = p_i \left(\frac{r_o}{r_i} \right)^{2 \sin \phi / (1 - \sin \phi)}$$

où p_i = pression intérieure (voir fig. 5).

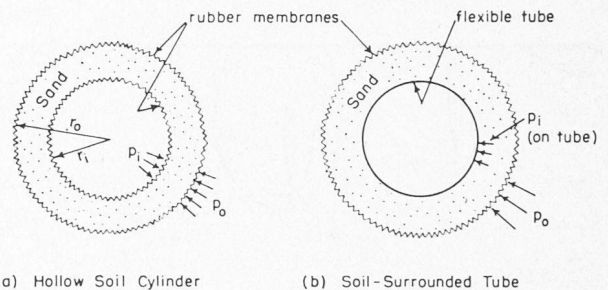


Fig. 5.

En augmentant la compressibilité du tube intérieur, on arrive à réduire le rapport p_i/p_o dans les essais à 1/5.

Les auteurs pensent que le concept de la « voûte du sol » est plus utile que le calcul habituel avec les surfaces de glissement verticales, souvent utilisées pour le calcul des effets de voûte, où subsiste l'incertitude de la pression effective agissant normalement à la surface du glissement.

Calcul de la poussée des terres sur les conduites dans les remblais

L'auteur présente des formules très complètes pour déterminer les moments, efforts tranchants et efforts normaux dans des tuyaux rigides, compte tenu de tous les éléments possibles comprenant les densités du sol, l'influence de la nappe et des pressions interstitielles, les modules de déformation du sol remblayé et du sol sur lequel s'appuie le tuyau, le rayon et l'épaisseur du tuyau, la différence de déformation du tuyau et du sol adjacent. Il est même prévu un coefficient pour tenir compte de l'effet des tremblements de terre.

De nombreux tableaux facilitent l'emploi des formules assez compliquées.

Etude des parois des tunnels et conduites forcées dans les milieux anisotropes

Les auteurs présentent les résultats d'essais sur des modèles de tunnels dans les roches stratifiées et exposent quelques caractéristiques des systèmes orthotropes qui peuvent représenter l'anisotropie des roches stratifiées.

Leurs conclusions sont que pour développer et améliorer la technique d'excavation et de revêtement des tunnels, il faut :

- 1) des essais *in situ* pour une bonne connaissance des caractéristiques ;
- 2) des essais sur modèles qui paraissent être un outil digne de confiance.

5/11 — H. B. Sutherland, Glasgow

Étude sur modèle du soulèvement des puits dans les sols pulvérulents

Pour résoudre le problème du fonçage d'un tube fermé à son extrémité du bas vers le haut à partir d'une galerie pour créer un puits, l'auteur a étudié la résistance à l'arrachement d'une plaque horizontale enterrée dans du sable, problème analogue à celui de l'arrachement d'une fondation de pylône.

L'analyse dimensionnelle indique qu'il y a lieu d'étudier la variation de la valeur $\frac{p}{\gamma D}$ où p = pression d'arrachage, γ = densité apparente effective et D = profondeur de la plaque, en fonction du rapport D/B où B = diamètre de la plaque, ceci pour diverses valeurs de ϕ .

Les résultats obtenus sont donnés à la figure 6 pour $\phi = 45^\circ$ (sable compact) et $\phi = 31^\circ$ (sable lâche).

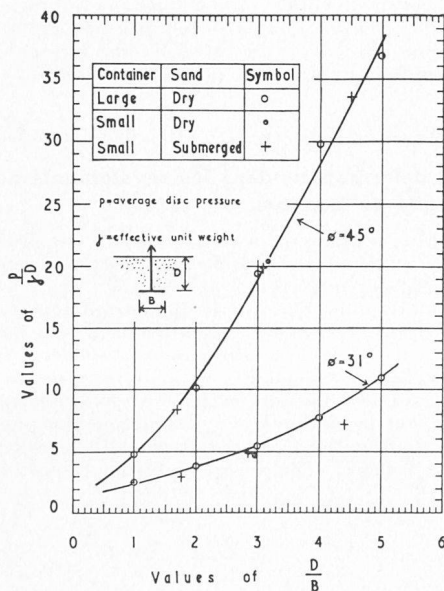


Fig. 6.

Les mesures des forces des vérins effectuées lors du fonçage correspondirent à $\phi = 42^\circ$. Dans son commentaire, l'auteur a relevé que les formules données par A. Balla dans les comptes rendus de la cinquième conférence ne prennent pas assez en compte l'influence du ϕ (ces formules donnent trop de résistance pour les ϕ bas et pas assez pour ϕ élevés), ce qui peut conduire à des erreurs appréciables.

Les résultats de cette étude paraissent directement utilisables à des fins pratiques, ceci bien que l'auteur prudemment s'en défende.

5/12 — G. P. Tschebotarioff

Analyse de la rupture d'un mur de soutènement préfabriqué

Il s'agit de la rupture d'un soutènement en éléments de béton armé préfabriqué formant caissons, de 10 m de hauteur, au parement extérieur légèrement convexe.

L'analyse des mouvements et des forces en jeu a indiqué que le tassement du remblai dans les caissons a induit une surcharge du parement enterré des caissons qui a provoqué un tassement de ce parement, avec pour conséquence un renversement de la direction du frottement terre-mur qui, au lieu d'être dirigé vers le bas, s'inclinait vers le haut. La sécurité au glissement est ainsi tombée de 2,82 à 0,95. Ce défaut a encore été aggravé par des déficiences de résistance des éléments du mur.

L'auteur conclut :

1. Les murs à parement extérieur convexes sont plus susceptibles d'être endommagés par des déformations transversales que les murs à parement extérieur concave.
2. Le remblayage de murs de soutènement en caissons doit être très bien compacté.
3. La résistance des éléments, notamment les fondations, doit être bien étudiée, de manière à éviter un tassement sur le parement côté terre.

5/13 — J. Verdeyen et J. Nuyens, Bruxelles

Calcul des rideaux d'ancrage de palplanches

Les auteurs présentent les résultats d'essais de modèle de rideaux de palplanches avec ancrages courts et longs en utilisant comme terrain un massif de rouleaux métalliques, dit appareil Taylor-Schneebeil (angle $\phi = 22^\circ$). Bien que les résultats ne soient pas directement utilisables, l'intérêt de la communication réside dans la forme des surfaces de rupture tant pour ancrages longs que pour ancrages courts. Pour les ancrages longs, on retrouve les formes données par Biarez, Boucraut et Nègre (5/2). (Cf. fig. 7 et 1.)

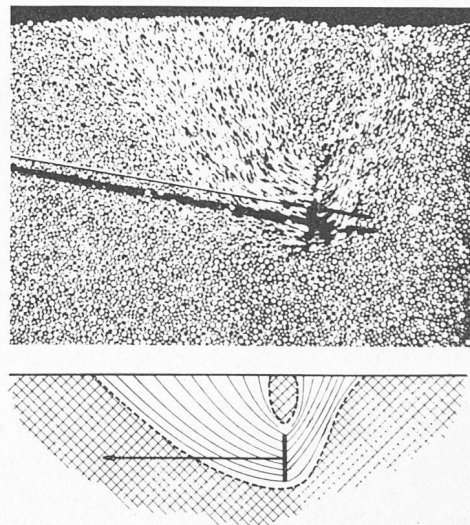


Fig. 7.

Pour les ancrages courts, on peut avoir deux stades, d'abord une zone de butée qui résiste au rideau d'ancrage et une zone de poussée sur le rideau de palplanches. Ces deux zones se fondent en une seule grande zone de rupture lorsque l'on augmente la traction. (Voir fig. 8, série XIV, courbes a-a et b.)

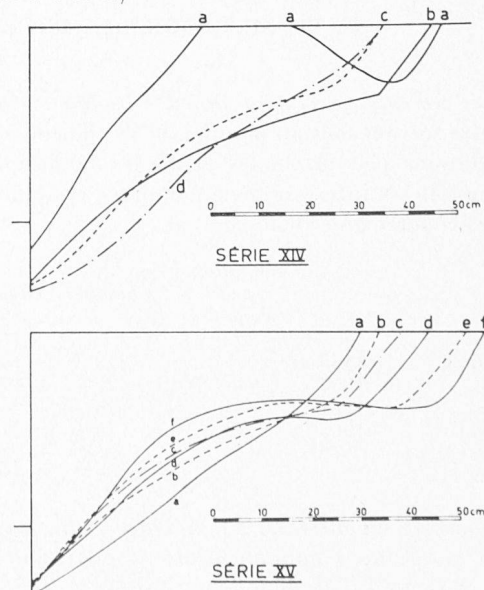


Fig. 8.

Sollicitations des écrans souples de soutènement sous l'effet de charges extérieures localisées appliquées en surface du massif soutenu

Les auteurs donnent le résultat d'essais sur modèles donnant la répartition des poussées dues à une semelle continue chargée en arrière d'un rideau de palplanches retenant du sable.

Les diagrammes donnent la forme de la poussée en fonction de la profondeur sous la surface du terrain $n = \frac{z}{H}$ et en fonction de la distance de la ligne chargée $m = x/H$ à la tête de l'écran.

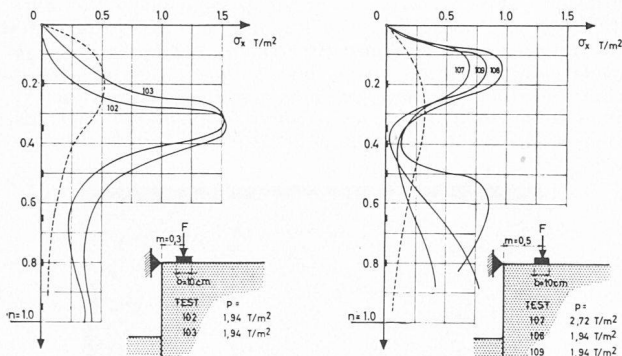


Fig. 9. — Répartition des pressions.

Les auteurs constatent deux types de répartition de pression (cf. fig. 9) :

- les courbes présentant un maximum très accusé à $n = 0,35$ avec un léger renforcement des pressions à l'approche de l'encastrement ;
- les courbes possédant deux maximums : le premier à $n = 0,15$ environ, et le second moins accusé à $n = 0,5$ environ.

Lorsque la semelle est proche du rideau avec $m < 0,4$, on a en principe la courbe du type a). Lorsque $m > 4$, on a toujours la courbe du type b).

Le maximum inférieur de la courbe du type b) diminue rapidement avec une augmentation de m , et devient négligeable avec $m < 1,15$ à $1,3$.

Les résultats sont comparés avec la formule de Terzaghi — en pointillé sur les figures (pour une charge linéaire). Les résultats des essais sont très différents de ceux donnés par les formules. Les résultantes totales des essais sur modèles atteignent deux fois les valeurs Terzaghi. De même, les points d'application de la résultante sont toujours plus hauts que ceux de Terzaghi lorsque $m > 0,6$. Quant aux moments dans le rideau, ils passent de une à deux fois la valeur calculée par Terzaghi pour m passant de $0,8$ à $0,2$.

L'auteur recommande la prudence avec les formules de Terzaghi en attendant le résultat de nouvelles études.

5/15 — A. J. Vesic, Durham, USA

Formation de cratères au moyen d'explosifs

L'auteur analyse les formes et les dimensions des cratères formés par les explosifs conventionnels et nucléaires à la lumière de la mécanique des sols. Il propose des formules pour déterminer les dimensions des cratères. Ces formules font apparaître comme exponentielle le poids d'explosifs ramené au poids de TNT exprimé en kilotonnes. Il est vrai que les essais ont été effectués avec des explosions nucléaires. A titre de culture générale, on peut signaler qu'une explosion nucléaire de 1,7 kilotonne dans du tuf à une profondeur de 270 m donne une cavité de 40 m de diamètre et une zone plastique autour du trou de 200 m de diamètre.

5/16 — W. H. Ward et H. S. H. Thomas, Angleterre

Efforts et déformations dans les revêtements de tunnel dans l'argile de Londres

Cette étude s'applique au comportement des revêtements de tunnels en éléments préfabriqués (béton ou fonte) de trois tunnels, sur une période de six ans.

Les résultats indiquent que le diamètre des tunnels diminue dans le sens vertical et augmente dans le sens horizontal, et que la poussée dans le revêtement se développe jusqu'à atteindre celle correspondant au poids total de la terre en dessus du tunnel agissant en poussée hydrostatique, ceci quelle que soit la méthode de construction. La plus grande partie des déformations se produit pendant les six premiers mois, mais celles-ci sont encore faiblement sensibles après six ans.

FONDACTIONS PEU PROFONDES ET CHAUSSÉES

par ED. RECORDON, ingénieur principal au Laboratoire de géoetchnique de l'EPUL

A. Les travaux qui furent présentés avant le congrès pour cette section sont au nombre de 48 ; 33 concernent les fondations peu profondes et 15 les fondations de chaussées. Il est intéressant de comparer ces chiffres à ceux des congrès précédents :

		Fondations peu profondes	Chaussées	Total
Zurich et				
Lausanne . . .	1953	31	8	155
Londres	1957	44	20	179
Paris	1961	53	26	269
Montréal . . .	1965	33	15	218
Recul par rap- port à Paris .		38 %	42 %	19 %

On constate qu'entre Zurich, Londres, puis Paris, le nombre total des communications a fortement augmenté, alors qu'il a diminué à Montréal. La diminution est de 20 % si l'on considère l'ensemble des travaux

présentés alors qu'elle est d'environ 40 % pour les fondations peu profondes et pour les chaussées. Il y a donc une diminution du nombre de travaux traitant de ces deux sujets par rapport à ceux qui abordent d'autres problèmes.

C'est une innovation des Canadiens d'avoir groupé dans la même division les fondations peu profondes et les fondations de chaussées ; cela se justifie dans la mesure où l'on admet que les problèmes de chaussées doivent avoir une place peu importante dans ce congrès, puisqu'ils font par ailleurs à eux seuls l'objet d'un congrès international.

Le rapporteur général, M. de Beer, professeur aux Universités de Gand et de Louvain, a fait remarquer que les comptes rendus du Congrès de Montréal ne donnent qu'une vue très incomplète des travaux de recherche exécutés depuis le Congrès de Paris en 1961, car au cours de ces quatre ans plusieurs symposiums ou con-