

# 5eme Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondation: Paris, juillet 1961: fondations - section 3A

Autor(en): **Schaerer, Ch.**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **88 (1962)**

Heft 10

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-771839>

## **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.

# BULLETIN TECHNIQUE DE LA SUISSE ROMANDE

paraissant tous les 15 jours

**ORGANE OFFICIEL**

de la Société suisse des ingénieurs et des architectes  
de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes (S.V.I.A.)  
de la Section genevoise de la S.I.A.  
de l'Association des anciens élèves de l'EPFL (Ecole polytechnique  
de l'Université de Lausanne)  
et des Groupes romands des anciens élèves de l'E.P.F. (Ecole  
polytechnique fédérale de Zurich)

**COMITÉ DE PATRONAGE**

Président: † J. Calame, ing. à Genève  
Vice-président: E. d'Okolski, arch. à Lausanne  
Secrétaire: S. Rieben, ing. à Genève

**Membres:**

Fribourg: H. Gicot, ing.; M. Waeber, arch.  
Genève: G. Bovet, ing.; Cl. Groscurin, arch.; E. Martin, arch.  
Neuchâtel: J. Béguin, arch.; R. Guye, ing.  
Valais: G. de Kalbermaten, ing.; D. Burgener, arch.  
Vaud: A. Chevaley, ing.; A. Gardel, ing.;  
M. Renaud, ing.; J.-P. Vouga, arch.

**CONSEIL D'ADMINISTRATION**

de la Société anonyme du « Bulletin technique »

Président: D. Bonnard, ing.  
Membres: M. Bridel; J. Favre, arch.; † R. Neeser, ing.; A. Robert,  
ing.; J.-P. Stucky, ing.

Adresse: Avenue de la Gare 10, Lausanne

**RÉDACTION***Vacat*

Rédaction et Éditions de la S. A. du « Bulletin technique »  
Tirés à part, renseignements  
Avenue de Cour 27, Lausanne

**ABONNEMENTS**

|                          |        |          |          |          |
|--------------------------|--------|----------|----------|----------|
| 1 an . . . . .           | Suisse | Fr. 28.— | Etranger | Fr. 32.— |
| Sociétaires . . . . .    | »      | » 23.—   | »        | » 28.—   |
| Prix du numéro . . . . . | »      | » 1.80   |          |          |

Chèques postaux: « Bulletin technique de la Suisse romande »,  
N° II 67 75, Lausanne

Adressez toutes communications concernant abonnement, changements  
d'adresse, expédition, etc., à: Imprimerie La Concorde, Terreaux 23,  
Lausanne

**ANNONCES**

## Tarif des annonces:

|                    |           |
|--------------------|-----------|
| 1/1 page . . . . . | Fr. 300.— |
| 1/2 » . . . . .    | » 168.—   |
| 1/4 » . . . . .    | » 88.—    |
| 1/8 » . . . . .    | » 42.50   |

Adresse: Annonces Suisses S. A.  
Place Bel-Air 2. Tél. (021) 22 33 26. Lausanne et succursales

**SOMMAIRE**

5<sup>me</sup> Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondation, Paris, juillet 1961:  
Fondations - Section 3 A, par Ch. Schärer, ing. dipl. EPF. — Poussée des terres sur les ouvrages - Section 5, par C. Recordon, ingénieur.  
Société suisse des ingénieurs et des architectes: Assemblée des délégués et assemblée générale extraordinaire de la SIA à Neuchâtel.  
Bibliographie. — Divers. — Société vaudoise des ingénieurs et des architectes: Candidatures.  
Carnet des concours. — Documentation générale. — Nouveautés, informations diverses.

## 5<sup>me</sup> CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES SOLS ET DES TRAVAUX DE FONDATION <sup>1</sup>

PARIS, JUILLET 1961

**FONDACTIONS - SECTION 3 A**

par CH. SCHÄRER, ing. dipl. EPF, chef de la section de mécanique des sols des Laboratoires de recherches  
hydrauliques et de mécanique des terres annexés à l'Ecole polytechnique fédérale, Zurich

### Généralités et fondations autres que les fondations sur pieux

Dans cette section sont traitées les théories et pratiques des fondations pour bâtiments et autres ouvrages à l'exception des barrages en terre et des routes. Comme ces problèmes intéressent particulièrement de nombreux ingénieurs et chercheurs, il n'est pas étonnant que 53 communications aient été présentées sous ce titre. Relevons que le tiers est parvenu de pays de l'Est. Une seule communication suisse a été présentée, celle de MM. Bendel et Bovet.

<sup>1</sup> La Société suisse de Mécanique des sols et des Travaux de fondation a organisé en automne 1961, à Bienne, une journée d'étude au cours de laquelle divers conférenciers donnèrent un compte rendu des travaux des sections du congrès de Paris. Nous donnons au présent numéro les textes des exposés en langue française. Les autres exposés, de langue allemande, ont été ou seront publiés par ailleurs. Nos lecteurs, pour plus amples informations, pourront se reporter aux volumes publiés par Dunod, Paris, 1961, et donnant l'ensemble des communications du congrès. Les figures données ici sont tirées de ces volumes. (Red.)

Le rapporteur général, M. le professeur N. Tsitovitch, de l'Académie de Construction et de l'Architecture de Moscou (U.S.S.R.), a subdivisé l'ensemble des communications sous les six titres suivants:

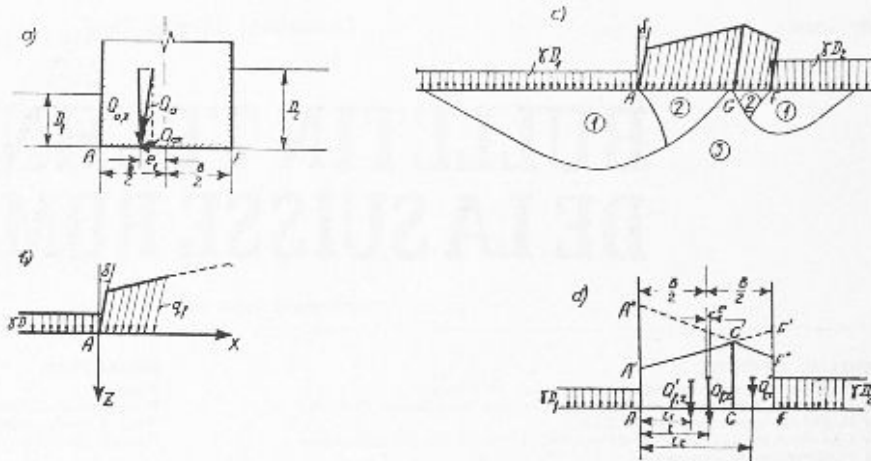
- 1) Force portante (13 communications)
- 2) Répartition des contraintes, y compris la pression de contact fondation-sol (6 communications)
- 3) Consolidation et tassement (13 communications)
- 4) Calcul et projet de fondations (7 communications)
- 5) Fondations dans des terrains particuliers (8 communications)
- 6) Problèmes spéciaux (stabilité, dynamique, sous-œuvres) (6 communications).

La discussion a été présidée par M. le professeur Verdeyen de l'Université libre de Bruxelles. Les sujets proposés pour cette discussion étaient:

- a) L'influence de la dimension et de la forme de fondations;
- b) cas de sols non saturés, expansion et retrait.

Fig. 1.

- a) Fondation et sollicitations.  
 b) Schéma pour la détermination de la charge critique, d'après V. Sokolovski.  
 c) Zones des fondations : (1) zone de l'état limite; (2) noyau sous les fondations; (3) zone élastique.  
 d) Schéma pour la détermination du pouvoir portante de la fondation.



Nous nous proposons dans l'exposé qui suit de former une synthèse du problème de fondation, faisant un choix parmi les communications présentées avant le congrès, compte tenu des conditions particulières du sous-sol de Suisse. Considérant le nombre des communications présentées sous les divers sous-groupes, nous voyons que les deux thèmes « force portante » et « problème des tassements » sont en tête de liste.

### 1. Problème de la force portante

Les recherches sur la capacité portante des fondations sont basées sur les conditions d'équilibre limite. Plusieurs des solutions proposées sont approximatives, du fait que l'on considère comme données la forme des surfaces de glissement qui se développent dans le sol sous l'action des forces extérieures et du poids propre du milieu. Deux remarques de caractère général doivent toutefois être formulées :

a) La condition d'équilibre limite est généralement représentée par l'équation de Coulomb, selon laquelle la résistance au cisaillement en un point est donnée par une équation linéaire de la pression normale. Elle correspond donc à une tangente du cercle de Mohr. Le comportement des sols plastiques par contre semble être mieux interprété par la condition de R. Mises qui stipule que l'intensité de la tension de cisaillement est une fonction directe de l'intensité de la déformation du cisaillement.

b) Plusieurs solutions statiquement acceptables existent pour un problème d'équilibre limite défini. Nous entendons par là une solution dont le champ de force satisfait les équations d'équilibre, les conditions de déformation, ainsi que les conditions aux limites fixées préalablement.

Comme le professeur J. Brinch Hansen l'a relevé lors du Congrès international de Londres (1957), la solution vraie sera celle qui est non seulement statiquement, mais également cinématiquement acceptable. Cette dernière correspond à tout champ de forces concomitant avec un champ de vitesse de déformation au début du stade de l'écoulement plastique continu.

Les communications sur la force portante du sol présentées au Congrès de Paris embrassent trois aspects du problème :

- a) Recherches théorético-expérimentales  
 b) Description d'essais de fondations sous l'angle de la force portante  
 c) Problèmes particuliers de la force portante.

### a) Recherches théorético-expérimentales

Parmi les six communications traitant des recherches théorético-expérimentales, nous relèverons l'apport original d'auteurs russes. Partant des équations de base formulées par V. Sokolovski pour caractériser de façon rigoureuse l'état d'équilibre limite du milieu pulvérulent, Malishej et Fjedorov (3A/28) proposent un calcul approché des fondations, compte tenu des dimensions finies de celles-ci pour une surcharge excentrique et oblique. (Fig. 1 et 2.)

Cette contribution comprend une méthode grapho-analytique pour déterminer la valeur limite de la pression sous une semelle de dimensions finies, ainsi qu'un tableau des facteurs de portance. L'étude considère aussi le cas de charges non uniformément réparties et inclinées.

Le second auteur de ce travail examine le problème mixte de l'équilibre élastico-plastique d'une masse pulvérulente sous une sollicitation inclinée et détermine les dimensions des zones plastiques. Il apparaît par exemple que pour des valeurs de  $\phi = 30^\circ$ ,  $c = 0,2 \text{ kg/cm}^2$  et  $p = 3,1 \text{ kg/cm}^2$ , les dimensions de la zone plastique sont seulement égales à la moitié de celles calculées à l'aide de la condition de plasticité de Coulomb qui considère les composantes de la tension dans un milieu élastique pur.

A. R. Jamikis, New Jersey, USA (3A/23) présente les résultats de recherches expérimentales sur la configuration des surfaces de rupture dans du sable sec sous l'effet d'une force inclinée. Il fait varier la largeur des modèles, ainsi que l'inclinaison et l'excentricité de la résultante. (Fig. 3 et 4.)

L'auteur établit que cette surface correspond à une spirale logarithmique dont les paramètres dépendent de l'angle de frottement du sable, des dimensions du modèle, du point d'application et de la direction de la résultante. Les résultats obtenus peuvent être utilisés pour établir une méthode semi-empirique permettant de déterminer la force portante, ainsi que de calculer la stabilité de fondations sur semelles sous l'action de forces inclinées.

Le même problème de la capacité portante de fondations sous l'action de forces inclinées est également traité dans la très intéressante communication de J. Biarez, Burel et Wack (3A/7). Y sont décrites les expériences conduites avec un matériau-modèle — de fins rouleaux d'aluminium — afin de rechercher les lignes de déplacement dans les sables à l'aide de photographies. (Fig. 5, 6 et 7.)

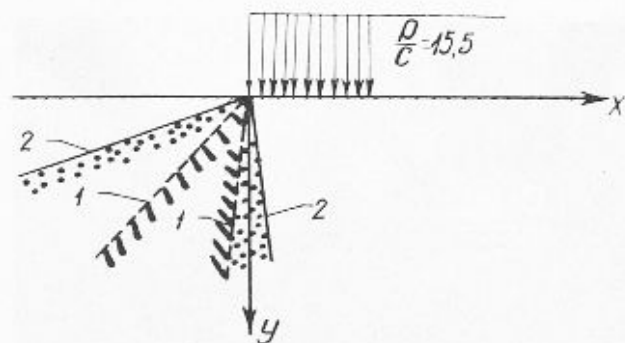


Fig. 2. — Graphique comparatif des zones plastiques dans les cas de solutions élastico-plastiques (1) et élastiques (2).  
 $c = 0,2 \text{ kg/cm}^2$      $p = 3,1 \text{ kg/cm}^2$      $\varphi = 30^\circ$ .

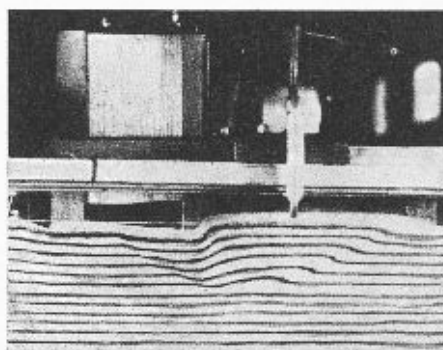


Fig. 3 a. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 15,0 \text{ cm}$ , chargé obliquement :  $\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$  ;  $h = 0$ .

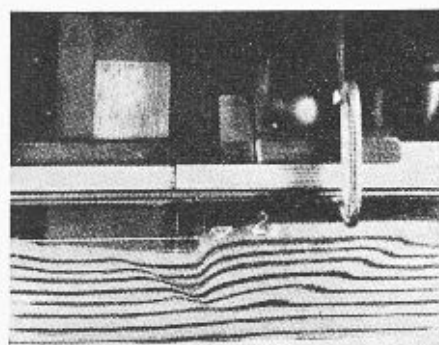


Fig. 3 b. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 12,5 \text{ cm}$ , chargé obliquement :  $\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$  ;  $h = 0$ .

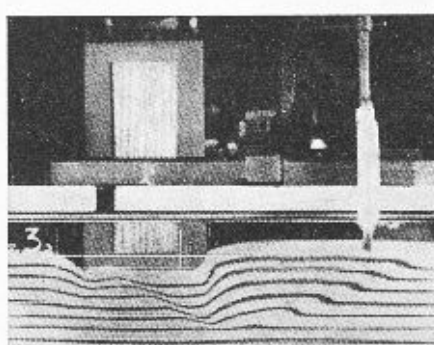


Fig. 3 c. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 10,0 \text{ cm}$ , chargé obliquement :  $\sigma = 1,00 \text{ kg/cm}^2$  ;  $h = 0$ .

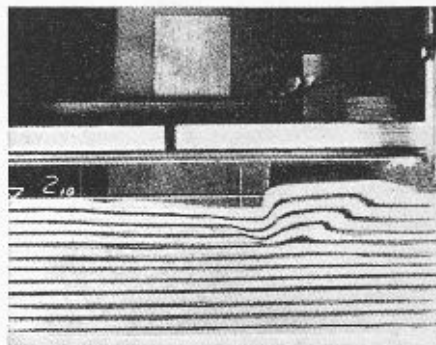


Fig. 3 d. — Surface de rupture au-dessous d'un modèle de largeur  $B = 12,5 \text{ cm}$ , chargé obliquement :  $\sigma = 0,25 \text{ kg/cm}^2$  ;  $h = 0$ .

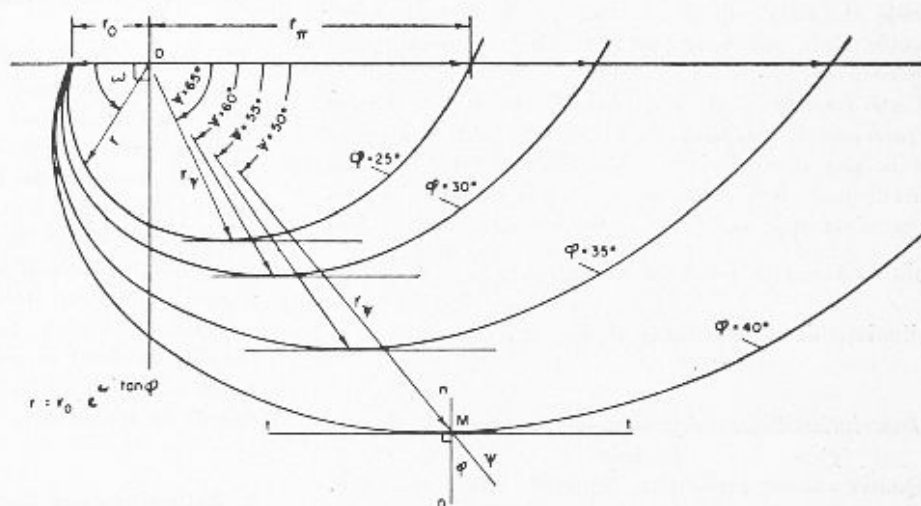


Fig. 4. — Influence de l'angle de frottement interne  $\varphi$  sur la forme et sur les dimensions de la surface de rupture.

Les auteurs observent une configuration nette du coin de sol compacté sous la fondation. Ils établissent que le facteur de portance augmente avec la profondeur selon une loi linéaire, que pour le problème bi-dimensionnel la force portante totale croît en raison du carré de la largeur de la fondation, et que le frottement latéral augmente en raison du carré de la profondeur de la fondation.

Le rapporteur général relève que ces résultats quantitatifs sont en très bon accord avec les études théoriques effectuées par Berezanév à Moscou.

Un grand nombre de contributions appartient au second type de solutions pour lesquelles la forme des surfaces de glissement est préétablie. La plus connue est certes celle développée par Terzaghi, 1943, pour des charges verticales symétriques. Cette formule ne tient

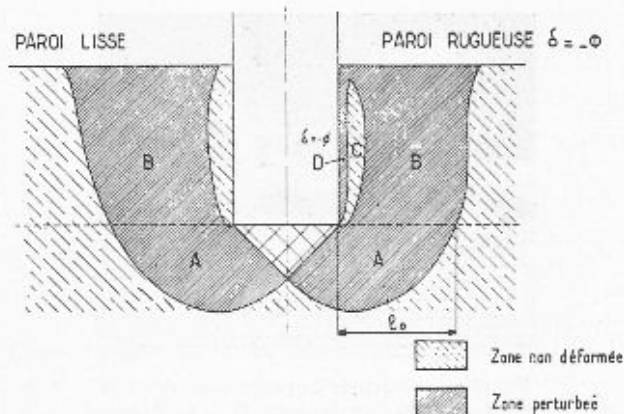


Fig. 5. — Schéma des déformations sous une fondation.

pas compte du poids propre du sol, mais considère l'existence d'un coin de matière compacte sous la fondation, ainsi que l'effet de la profondeur de fondation. Cette formule bien connue peut s'écrire :

$$q_f = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

dans laquelle :

$N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  représentent les facteurs de portance (ne dépendant que de l'angle de frottement  $\varphi$ )

$c$  = cohésion du sol

$\gamma$  = densité apparente

$D$  et  $B$  = respectivement profondeur et largeur de fondation.

Les recherches récentes montrent que le fait de remplacer la profondeur de fondation par une surcharge latérale rend toute solution cinématiquement impossible. De plus, la portance limite, dans ces conditions, excède toujours celle déterminée par la formule mentionnée ; fait corroboré par le résultat de nombreuses expériences.

Cette formule n'est plus valable pour des charges excentriques et inclinées. Relevons que pour ce dernier cas la portance diminue considérablement. Pour un soutènement classique et  $\varphi = 35^\circ$ , par exemple, la portance n'est que le  $\frac{1}{7}$  de celle calculée avec la formule de Terzaghi, pour une excentricité de  $\frac{1}{6} B$  et une

inclinaison de la résultante de  $\frac{H}{V} = \frac{2}{5}$ .

#### b) Description d'essais de fondation sous l'angle de la force portante

Quatre communications figurent sous ce titre. L'Herminier et trois co-auteurs (3A/26) examinent l'effet de la forme de fondations superficielles sur leur capacité portante. Il résulte d'un nombre considérable d'essais au laboratoire et sur chantier que :

- 1) Un sable peut posséder une cohésion (imbrication des grains) non négligeable. Cette cohésion tend à diminuer d'une façon notable au moindre remaniement, même si on reconstitue la teneur en eau et la densité initiales.
- 2) La formule de Prandtl est vérifiée pour un sol cohésif idéal ( $\varphi = 0$ ).

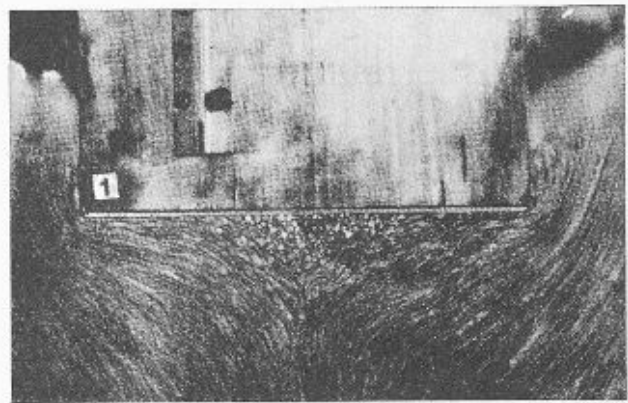


Fig. 6. — Base lisse ( $\delta = -17^\circ$ ).  $D/B \neq 0$  (faible profondeur).

3) En dépit de la dispersion considérable des résultats expérimentaux, il semble être établi que la portance déterminée par l'essai dépasse la valeur théorique de 1,5 à 2,5 fois.

4) La portance d'une fondation carrée est de 1,2 à 1,25 fois plus grande que la résistance théorique relative à une semelle filante.

De Beer et Ladányi, Belgique (3A/4), arrivent à une conclusion semblable dans leur contribution cherchant à déterminer le facteur de forme permettant de passer d'une fondation circulaire à une fondation rectangulaire. Il est intéressant de relever que le coefficient de forme établi expérimentalement et intervenant dans le calcul du terme de la capacité portante dû au seul poids propre du sol compris à l'intérieur de la surface de glissement et valable pour une semelle circulaire établie à la surface du sable est égale à environ 0,6. Ce coefficient paraît indépendant de la compacité du sable.

La différence de comportement des sables denses et peu denses est examiné par Bent Hansen, Danemark (3A/17), et Feda, Tchécoslovaquie (3A/13).

#### c) Problèmes particuliers de la force portante

Trois contributions traitent des problèmes particuliers. Celle de A. Balla, Hongrie (3A/3), décrit la résistance à l'arrachage de fondations de pylônes électriques du type champignon. Les résultats sont comparés avec ceux publiés par d'autres auteurs. Une concordance satisfaisante entre les essais sur modèle et les essais *in situ* dans les sols cohésifs ( $\varphi = 23^\circ$ ,  $c = 1,8 \text{ t/m}^2$ ,  $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$ ) est établie.

Deux auteurs de Tchécoslovaquie Mencl et Pruska (3A/31) étudient la dissipation de la pression interstitielle au début de la consolidation, ceci pour divers degrés de saturation.

## 2. Répartition des contraintes,

### y compris la pression de contact fondation-sol

Quatre des six contributions présentées traitent de la détermination théorique des contraintes, les deux autres de mesures expérimentales.

Sovinc, Yougoslavie (3A/44) — partant des travaux de Burmister — déduit des formules à l'aide desquelles il est possible de déterminer les contraintes et les déformations dans une couche élastique d'épaisseur finie et uniforme qui est placée sur une base rigide. Le contact

entre la couche élastique et la base est supposé lisse. Le cas d'une fondation souple est étudié en détail. La figure 8 illustre la répartition des contraintes verticales au centre d'un rectangle uniformément chargé,

pour divers rapports des demi-côtés  $\frac{c}{d}$  de la surface chargée et trois valeurs du rapport  $\frac{h}{c}$ ,  $h$  étant la hauteur de la couche élastique (coeff. de Poisson = 0,5).

L'épaisseur limitée de la couche a pour conséquence une concentration des contraintes dans le domaine proche de la surface chargée. Les différences par rapport aux valeurs des contraintes correspondant à une épaisseur infinie de la couche élastique sont particulièrement sensibles pour un rapport  $hc$  inférieur à 2,5.

E. Schultze, Allemagne, (3A/41) complète son étude sur la répartition de la pression de contact d'une fondation rigide. Il combine l'état de contrainte selon la théorie de Boussinesq pour l'état élastique avec les équations de Prandtl et Buisman pour un état plastique dans les zones marginales. Une comparaison avec des mesures effectuées sous des piles de ponts fait ressortir une bonne concordance entre la distribution des tensions mesurées et celle déterminée à l'aide de cette théorie élastico-plastique (forme de parabole concave).

### 3. Consolidation et tassement de structures

L'ingénieur, en fin de compte, ne s'intéresse pas directement à la répartition des contraintes dans le sous-sol, mais bien aux déformations des fondations provoquées par les forces extérieures.

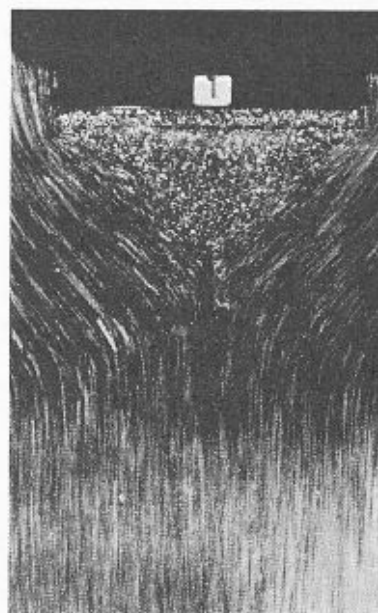
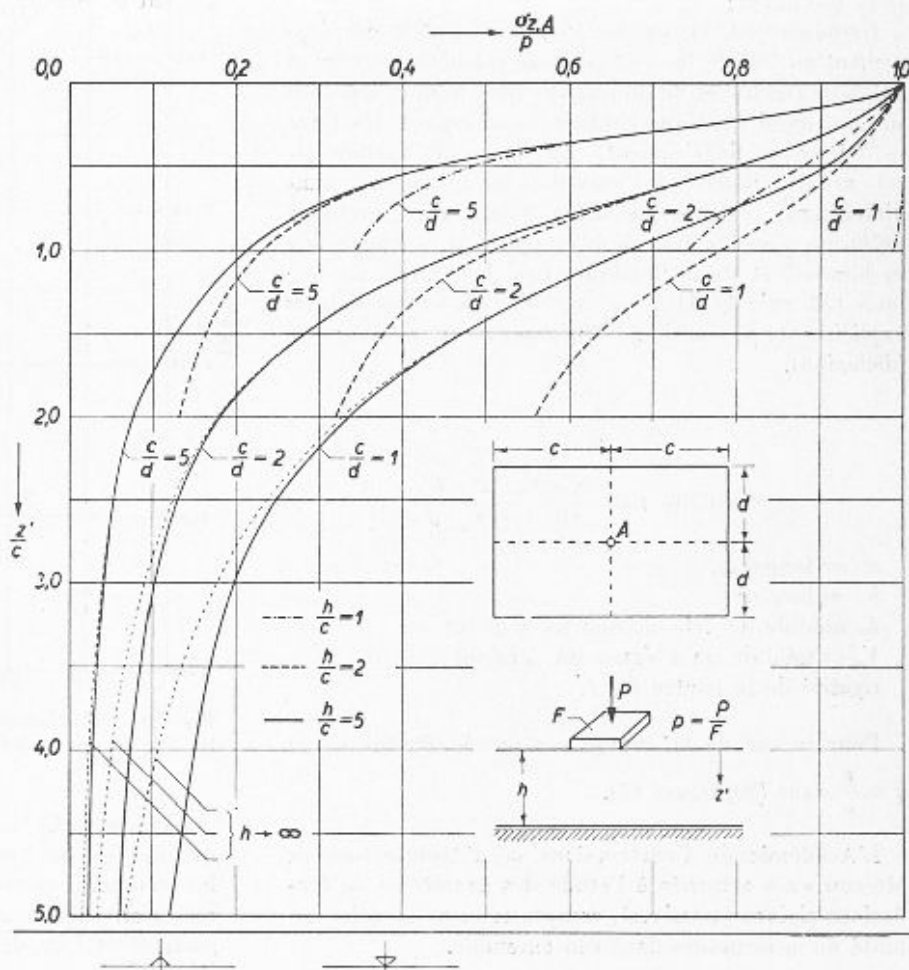


Fig. 7. — Faible profondeur  $D$  ou petite surcharge  $p$  (moyenne de  $\beta$  sur les photographies — 55°). La base est rendue rugueuse par deux arrêts situés aux coins du modèle. Base rugueuse ( $\delta = -\Phi$ ).

Treize communications traitent du problème des tassements. Huit auteurs s'attachent à compléter la théorie classique de la consolidation. Les uns tiennent compte du drainage tridimensionnel sous une fondation isolée, soit avec une solution rigoureuse (Mandel, 3A/29) ou approchée (Aboshi/Monden, 3A/1); d'autres auteurs considèrent l'effet de charges excentrées ou la combinaison d'efforts horizontaux et verticaux. Deux travaux concernent l'accélération de la consolidation à l'aide de drains verticaux.

Fig. 8. — Répartition des contraintes verticales dans la couche élastique sous le centre d'un rectangle chargé uniformément, pour divers rapports des côtés  $c/d$ . En abscisse : valeurs  $\sigma \times /p$ ; en ordonnée : valeurs  $z'/c$ ,  $z'$  étant la profondeur sous la semelle,  $c$  la plus grande demi-dimension du rectangle.



Nous avons retenu le travail de *Button*, Angleterre, (3A/9) qui établit des graphiques permettant de déterminer rapidement des tassements dus à la consolidation. Les figures 9 et 10 représentent les intégrales des contraintes verticales en fonction de la profondeur sous le centre (9) et sous l'angle (10) d'une semelle souple rectangulaire. Les courbes sont dessinées pour des semelles carrées et allongées. D'autres courbes, faisant intervenir un facteur de consolidation  $M$ , permettent de calculer directement les tassements de semelles circulaires et carrées pour un drainage dans les trois dimensions ou vertical seulement.

Cinq auteurs de divers pays relatent des tassements observés, recherchant en particulier l'origine de tassements différentiels.

#### 4. Calcul et projet de fondations

Comme nous l'avons vu au cours de cet exposé, la forme et les dimensions des fondations ainsi que leur rigidité et celle de la superstructure jouent un rôle dans l'appréciation de la pression admissible. Cette dernière doit aussi tenir compte des déformations (tassements) des sols compressibles, ainsi que des tassements différentiels.

Dans le calcul des fondations souples il faut considérer simultanément le comportement de la fondation et celui de la base qui se déforme. Pour le projet de fondations rigides (massives) il est essentiel d'avoir présent à l'esprit les tassements du sous-sol, leur non-uniformité et la déformabilité tolérable de la structure.

Parmi les sept contributions nous avons relevé les trois suivantes :

*Gorbunov* (3A/14) expose sommairement le développement en URSS des méthodes de calcul de poutres et dalles de rigidité et de dimensions quelconques reposant sur un appui élastique continu (semi-espace élastique se déformant linéairement). La figure 11, extraite de cet article, illustre la variation de grandeurs sans dimensions, valeurs calculées pour une surcharge uniforme  $q$  en fonction de  $\alpha$  (rapport de la longueur à sa largeur) et de la flexibilité  $t$  de la poutre. La formule (20, voir fig. 11 a) permet d'exprimer les valeurs explicites de  $p$  (réaction),  $M$  (moment de flexion) et  $y$  (déflexion).

$$\alpha = \frac{a}{b} > 1$$

$$\text{flexibilité } t = \frac{\pi \cdot E_s \cdot a^3 \cdot b}{2(1 - \nu_s^2) E_1 \cdot J}$$

$a$  = longueur

$b$  = largeur

$E_s$  module de déformation du sous-sol

$\nu_s$  = module de Poisson du sous-sol

rigidité de la poutre  $E_1 J$ .

Pour le cas de la charge concentrée  $P$ , substituer

$$q = \frac{P}{a} \text{ dans (20, figure 11).}$$

L'Académie de Constructions et d'Architecture de Moscou s'est attachée à l'étude des problèmes de fondations rigides (massives), compte tenu de la déformabilité de la structure dans son ensemble.

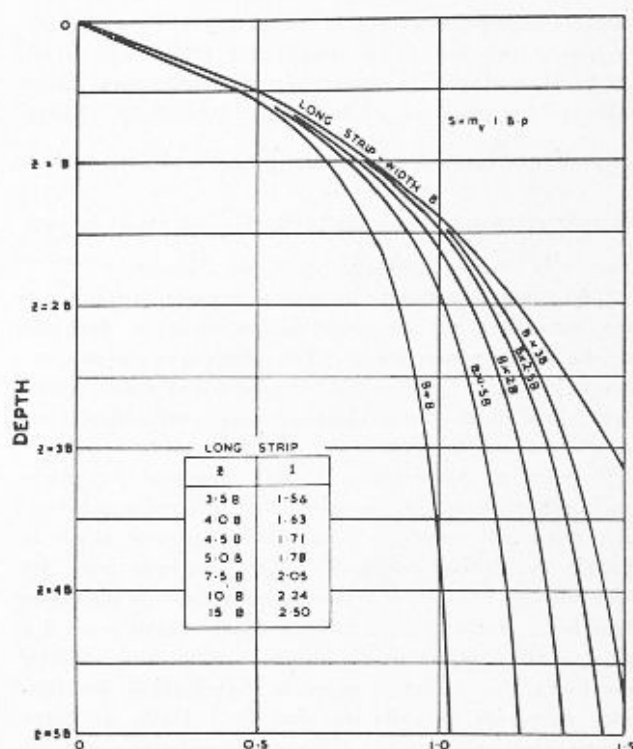


Fig. 9. — Intégrales des répartitions des contraintes sous les centrales des semelles rectangulaires.

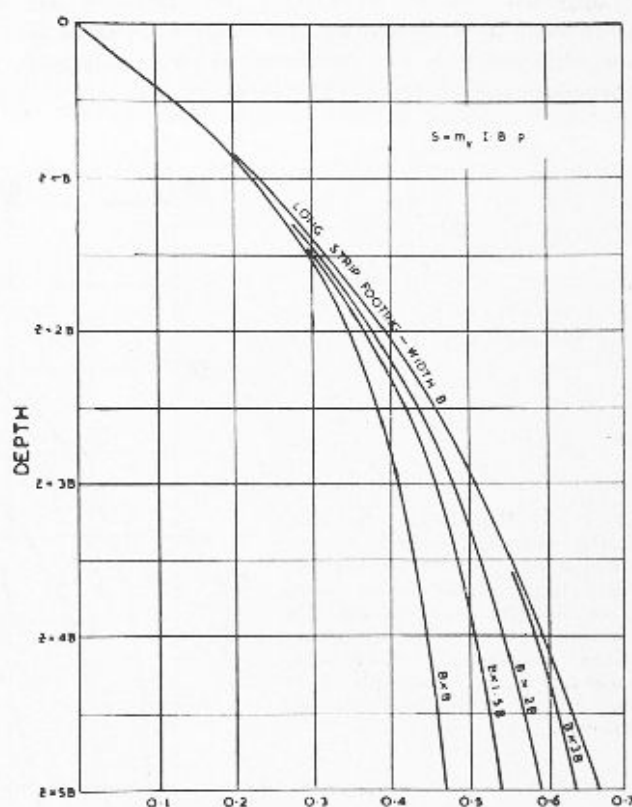


Fig. 10. — Intégrales des répartitions des contraintes sous les angles des semelles rectangulaires.

*Mikhejev* (3A/32) et trois co-auteurs arrivent aux conclusions suivantes dans leur contribution : Toutes les structures devraient être projetées sur la base des tassements limite admissibles, la différence de ces tassements et leur développement dans le temps.

$$p = \bar{p}_0; \quad \bar{M} = Mqa^2; \quad Y = \bar{Y} \frac{1 - \nu_0^2}{E_0} q \dots (20) \quad \delta)$$

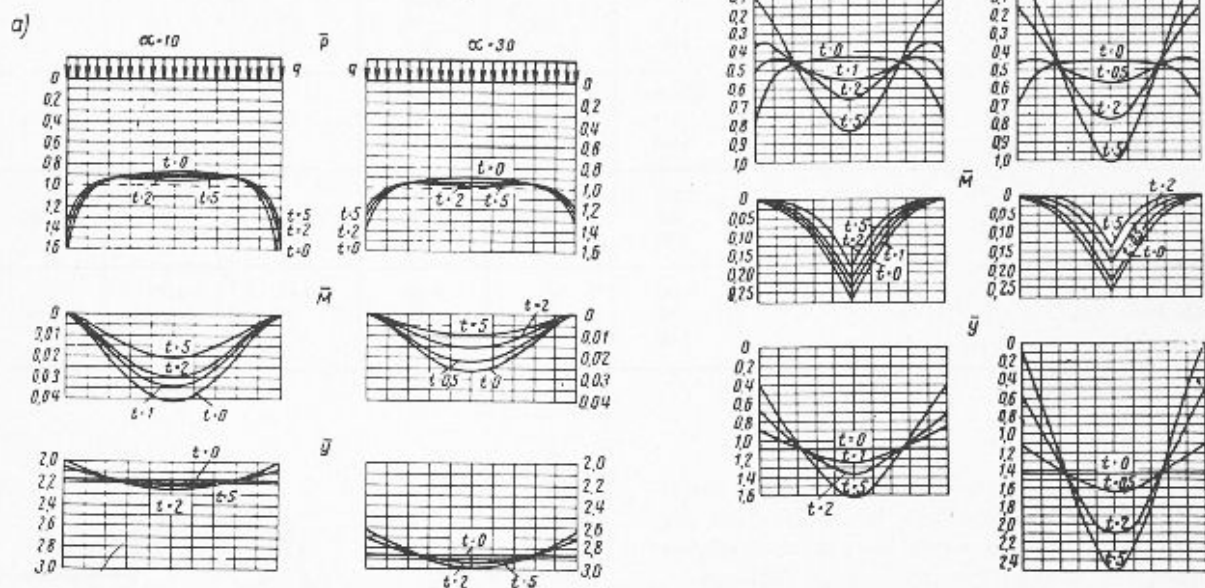


Fig. 11. — Graphiques exprimés en unités sans dimensions des réactions  $\bar{p}$ , des moments  $\bar{M}$  et des déflexions (tassements)  $\bar{Y}$  pour le calcul des poutres d'une rigidité et longueur limitées d'après les différents indices de la flexion de la poutre  $t$  et les rapports des côtés  $\alpha$  d'après les formules (2): a) dans le cas d'une charge uniforme  $q$ ; b) d'une charge  $P$  concentrée, appliquée au milieu de la poutre.

| Limite de plasticité de sols argileux $P_L$ pour cent | Caractéristiques du sol                                      | Indice de vide $e$                    |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                  |
|---|--|---------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|
|   |  | 0,41-0,50                             |                   | 0,51-0,60         |                   | 0,61-0,70         |                   | 0,71-0,80         |                   | 0,81-0,95         |                   | 0,96-1,10         |                  |
|   |  | Teneur en eau naturelle $W$ pour cent |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                  |
|   |  | 14,8-18,0                             |                   | 18,4-21,6         |                   | 22,0-25,2         |                   | 25,6-28,8         |                   | 29,2-34,2         |                   | 34,6-39,6         |                  |
|   |  | stand.                                | cal.              | stand.            | cal.              | stand.            | cal.              | stand.            | cal.              | stand.            | cal.              | stand.            | cal.             |
| 9,5-12,4  | $C$ kg/cm <sup>2</sup><br>$\phi$ 0<br>$E$ kg/cm <sup>2</sup> | 0,12<br>25<br>230                     | 0,03<br>23<br>160 | 0,08<br>24<br>210 | 0,01<br>22<br>150 | 0,06<br>23<br>130 | 21                |                   |                   |                   |                   |                   |                  |
| 12,5-15,4   | $C$<br>$\phi$<br>$E$   | 0,42<br>24<br>350                     | 0,14<br>22<br>210 | 0,21<br>23<br>210 | 0,07<br>21<br>150 | 0,14<br>22<br>150 | 0,04<br>20<br>120 | 0,07<br>21<br>120 | 0,02<br>19<br>120 |                   |                   |                   |                  |
| 15,5-18,4   | $C$<br>$\phi$<br>$E$   |                                       |                   | 0,50<br>22<br>300 | 0,19<br>20<br>200 | 0,25<br>21<br>190 | 0,11<br>19<br>180 | 0,19<br>20<br>130 | 0,08<br>18<br>100 | 0,11<br>19<br>100 | 0,04<br>17<br>80  | 0,08<br>18<br>80  | 0,02<br>16<br>16 |
| 18,5-22,4   | $C$<br>$\phi$<br>$E$   |                                       |                   |                   |                   | 0,68<br>20<br>300 | 0,28<br>18<br>180 | 0,34<br>19<br>180 | 0,19<br>17<br>130 | 0,28<br>18<br>130 | 0,10<br>16<br>110 | 0,19<br>17<br>90  | 0,06<br>15<br>15 |
| 22,5-26,4   | $C$<br>$\phi$<br>$E$   |                                       |                   |                   |                   |                   |                   | 0,84<br>18<br>260 | 0,36<br>16<br>160 | 0,41<br>17<br>160 | 0,25<br>15<br>110 | 0,36<br>16<br>110 | 0,12<br>14<br>14 |
| 26,5-30,4   | $C$<br>$\phi$<br>$E$   |                                       |                   |                   |                   |                   |                   |                   |                   | 0,94<br>16<br>220 | 0,40<br>14<br>140 | 0,47<br>15<br>140 | 0,22<br>13<br>13 |

Fig. 12.



| Sol            | Caractéristiques du sol | Indice de vide $e$ |      |           |      |           |      |
|----------------|-------------------------|--------------------|------|-----------|------|-----------|------|
|                |                         | 0,44-0,50          |      | 0,51-0,60 |      | 0,61-0,70 |      |
|                |                         | stand.             | cal. | stand.    | cal. | stand.    | cal. |
| Sable grossier | $C$ kg/cm <sup>2</sup>  | 0,02               |      | 0,01      |      |           |      |
|                | $\phi^\circ$            | 43                 | 41   | 40        | 38   | 38        | 36   |
|                | $E$ kg/cm <sup>2</sup>  | 460                |      | 400       |      | 300       |      |
| Sable moyen    | $C$                     | 0,03               |      | 0,02      |      | 0,01      |      |
|                | $\phi$                  | 40                 | 38   | 38        | 36   | 35        | 33   |
|                | $E$                     | 460                |      | 400       |      | 330       |      |
| Sable fin      | $C$                     | 0,06               | 0,01 | 0,04      |      | 0,02      |      |
|                | $\phi$                  | 38                 | 36   | 36        | 34   | 32        | 30   |
|                | $E$                     | 370                |      | 280       |      | 240       |      |
| Sable limoneux | $C$                     | 0,08               | 0,02 | 0,06      | 0,01 | 0,04      |      |
|                | $\phi$                  | 36                 | 34   | 34        | 32   | 30        | 20   |
|                | $E$                     | 140                |      | 120       |      | 100       |      |

Fig. 13.

Il est intéressant de noter que les ingénieurs russes cherchent — dans les limites de la classification des divers sols — à fixer certaines de leurs caractéristiques mécaniques. Les figures 12 et 13 — deux tableaux — illustrent cette tentative. On voit que la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\phi$  et le module de déformation  $E$  y sont représentés en fonction de la teneur en eau  $w$ , de la limite de plasticité  $P_L$  et de l'indice des vides  $e$ . La colonne « cal » renseigne sur la dispersion des valeurs moyennes « stand ». Le tableau fig. 12 se réfère aux sols cohérents, le tableau fig. 13 aux sables et silts. Les valeurs renseignées pour  $c$ ,  $\phi$  et  $E$  correspondent dans l'ordre de grandeur à celles des terrains de chez nous.

Tochkov (3A/46) détermine la hauteur d'un « coussin de sable » pour une fondation massive (rigide) dans un sol hautement compressible (fig. 14). Des essais photo-élastiques ont conduit à la conclusion que l'intercalation d'une couche de sable dont l'épaisseur est de  $0,2.B$  (c'est-à-dire un cinquième de la largeur de la semelle filante) élimine les zones plastiques qui se forment aux arêtes. Pour une fondation isolée (carrée ou circulaire) l'auteur recommande une épaisseur de sable de  $0,6.B$ ,  $B$  étant la demi-largeur (resp. le rayon) de la fondation.

##### 5. Fondations dans des terrains particuliers

Les huit articles figurant sous ce titre traitent de fondations sur des terrains d'intérêt local, loess, argile expansive, terrains décomposés *in-situ* à forte porosité. Seul le problème du loess est à retenir : un tassement brusque sous la forme d'un collapse se produit lorsque ces terrains sont subitement immergés.

##### 6. Problèmes spéciaux

C'est dans ce chapitre que la communication suisse (Bendel/Bouvet, 3A/6) a été classée. Il s'agit de la description d'un appareillage permettant de produire,

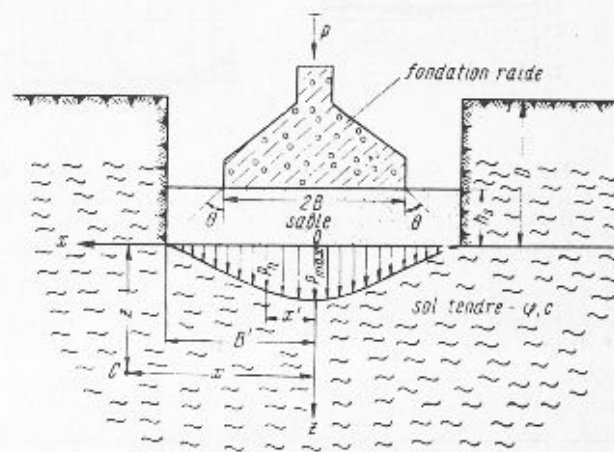


Fig. 14. — Répartition des pressions sur la surface de contact entre le sable et le sol argileux tendre.

$$h_s > 0,20.2B.$$

d'enregistrer et d'analyser des vibrations mécaniques ainsi que d'une méthode pour l'exploitation dynamique des couches superficielles du sol.

Un problème de mécanique des roches, celui du frottement béton-rocher, est exposé par deux auteurs russes.

En résumé nous pouvons conclure que les communications présentées au 5<sup>e</sup> Congrès (Paris, 1961) dans la section 3A, sans comporter de grandes découvertes, apportent de nombreuses propositions utiles pour leur emploi dans la pratique du génie civil.

Si nous avons relevé plus particulièrement certaines suggestions qui nous sont parvenues des pays de l'Est, c'est dans l'unique intention de vous permettre de comparer ces solutions avec celles qui nous sont plus accessibles.