

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.

Fondations superficielles

Shallow Foundations

par MM. R. L'HERMINIER, Ing. E.P., Directeur Technique du C.E.B.T.P., P. HABIB, Ing. E.P., Dr. Sc., Ingénieur en Chef à la D.G.R.B.T.P. ; Y. TCHENG, Dr. Sc., Ingénieur en Chef au C.E.B.T.P. ; J. BERNEDE, Ingénieur au C.E.B.T.P. 12, rue Brancion, Paris XV^e, France

Sommaire

L'influence de différents facteurs sur la force portante des fondations superficielles a été étudiée ; les auteurs examinent :

- La forme des fondations (ronde, carrée, rectangulaire) ;
- La dimension des fondations ;
- Le voisinage d'autres fondations.

L'étude a été faite avec des fondations supportant des charges diverses allant de la centaine de grammes à la centaine de tonnes, dans le cas de milieux pulvérulents et de milieux cohérents avec des essais au Laboratoire et in situ.

Ces derniers ont été entrepris dans une carrière de sable du Stampien.

Les fondations utilisées sont constituées par des anneaux ou des cadres rigides de 6 cm de largeur, s'emboîtant les uns dans les autres.

La résistance de rupture, due au seul terme de surface d'un matériau pulvérulent, est calculée en éliminant du résultat global les termes de profondeur et surtout de cohésion.

Cette recherche est divisée en deux parties. La première partie étudie l'influence de la forme des fondations superficielles sur la portance ; MM. HABIB et BERNEDE s'en sont plus spécialement chargés. La deuxième partie donne le compte rendu des essais de portance in situ sur des semelles isolées carrées et circulaires. Ces essais ont été conduits par MM. L'HERMINIER et TCHENG.

PREMIÈRE PARTIE

I. Introduction

Bien que l'emploi des fondations superficielles soit tout à fait exceptionnel dans les travaux de génie civil, il est extrêmement important, au point de vue pratique comme au point de vue théorique, d'en connaître la force portante. C'est pourquoi de nombreux auteurs, parmi lesquels CAQUOT, MEYERHOF, DE BEER, etc., se sont penchés sur ce problème. Le but de la présente communication est de présenter des résultats expérimentaux relatifs à l'influence de la forme sur la force portante des fondations superficielles, pour les matériaux pulvérulents et pour les matériaux cohérents. C'est un problème à trois dimensions ; on ne peut espérer le résoudre actuellement par la voie théorique et il existe des écarts, d'ailleurs minimes, entre les valeurs données par différents auteurs. Pour obtenir une grande précision, nous avons essentiellement conduit l'étude sur modèle réduit en écartant délibérément l'analyse des ruptures de fondations réelles qui apparaît toujours comme un ensemble complexe avec en général une incertitude sur l'homogénéité du sol et des caractéristiques ϕ et c du milieu.

Nous n'insisterons pas sur les détails opératoires qui sont d'ailleurs fort simples et ne demandent que du soin. Il faut

Summary

The author examines the influences of various factors on the bearing capacity of shallow foundations. These included the shape, whether circular, square or rectangular ; dimensions ; and the effect of nearby foundations.

Research was undertaken on foundations carrying loads ranging from a few hundred grams to hundreds of tons, tested in granular non-cohesive soils and in cohesive ones, in the laboratory and on construction sites. The latter were in a sand pit in the Stampien. The foundations were rings or square frames of 6 centimetres side, loaded centrally. Ultimate bearing capacity on the surface only was calculated, eliminating the effect of depth and cohesion.

veiller à avoir un milieu homogène, une fondation petite par rapport au massif, des efforts centrés et rigoureusement verticaux. La courbe de l'enfoncement en fonction de la charge permet de choisir un critère de rupture et d'apprécier la charge limite. On observe la forme et la dimension des vagues de refoulement autour de la fondation. On mesure la densité du milieu, son angle de frottement et éventuellement sa cohésion. En général, tout est fini lorsque l'enfoncement a atteint 20 pour cent de la largeur de la fondation.

Nous résumerons ci-dessous les résultats obtenus au cours de quelques quatre cents essais avec des charges comprises, pour la plupart, entre 100 g et 10 t. Quelques cas extrêmes encadrent ces valeurs, jusqu'à 10 g d'un côté, jusqu'à 100 t de l'autre. Les premiers sont à la limite de ce que l'on peut interpréter, les derniers à la limite de ce que l'on peut dépenser : ils ont d'ailleurs été faits à l'occasion des essais menés au Laboratoire du Port Autonome du Havre.

II. Milieux pulvérulents ($c = 0$)

A. *Résultats expérimentaux.* — La principale difficulté dans l'interprétation des essais est la dispersion des résultats et la mesure précise de l'angle de frottement interne du milieu. En particulier la dispersion des résultats ne permet pas de distinguer la fondation rugueuse de la fondation lisse, la fondation rigide de la fondation souple, le poinçon guidé verticalement du poinçon articulé à la base. En utilisant différents sables, naturels ou artificiels (billes de verre de quelques 1/10 mm de diamètre par exemple), en modifiant les granulométries ou en changeant la compacité, on peut étudier l'influence de ϕ . Là encore on est gêné par la dispersion des résultats ; la valeur moyenne est cependant 1,5 fois plus grande que la valeur qu'on peut calculer par la théorie clas-

sique [1]. Les valeurs mesurées sont presque toutes supérieures aux valeurs calculées : on peut dire que l'emploi de la théorie classique protège de la dispersion des essais. Ces résultats sont en bon accord avec les travaux expérimentaux les plus récents [2] [3] que nous connaissions. Avec des fondations homothétiques, on constate que le taux de travail croît proportionnellement à la dimension.

Enfin, le rapport de la largeur de la vague qui apparaît à la surface du sol, à la largeur de la fondation est très variable mais toujours inférieur à la valeur théorique

$$\frac{L}{B} = e^{2 \operatorname{tg} \varphi} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right).$$

La valeur moyenne des longueurs de vague est à peu près égale à la moitié de la largeur théorique.

B. Influence de la forme de la Fondation. — Si on fait varier le rapport $\frac{L}{B}$ de la longueur à la largeur de la fondation,

on peut s'attendre, dans des coordonnées sans dimensions, à la forme de courbe indiquée sur la Fig. 1. L'ordonnée f du

point d'abscisse $\frac{L}{B} = 1$ (c'est-à-dire du carré) est pratiquement suffisante pour définir expérimentalement l'influence de la forme car on démontre facilement que la tangente en ce point a pour pente $\frac{f}{2}$.

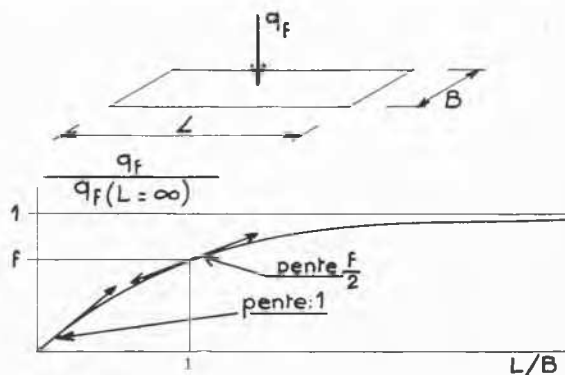


Fig. 1 Influence de la forme de la fondation. (Milieu pulvérulents). Influence of foundation shape (granular medium).

Les résultats obtenus, par exemple avec un sable artificiel, sont donnés sur la Fig. 2. On voit que la dispersion des résultats empêche d'évaluer f avec précision. Une valeur comprise entre 0,7 et 0,8 nous paraît acceptable.

Enfin, dans le cas particulier des fondations carrées et rondes, lorsque les surfaces d'appui sont égales, il ne nous paraît pas possible de les distinguer au point de vue de la portance.

C. Influence de la présence d'autres fondations au voisinage. — S'il existe déjà un appui sur le sol, peut-on majorer le taux de travail d'une fondation ? De même, à partir de quel écartement un quadrillage de poutres placées sur le sol, peut-il être assimilé à un radier ? Ces problèmes sont en général difficiles car il faut faire intervenir la raideur des structures. Dans le cas des fondations indépendantes, la solution théorique nous a été indiquée par Monsieur le Professeur J. MANDEL. Sur la Fig. 3, nous avons tracé le réseau des lignes marginales sous les fondations. On peut calculer les contraintes en partant d'un point de la surface libre AB et en

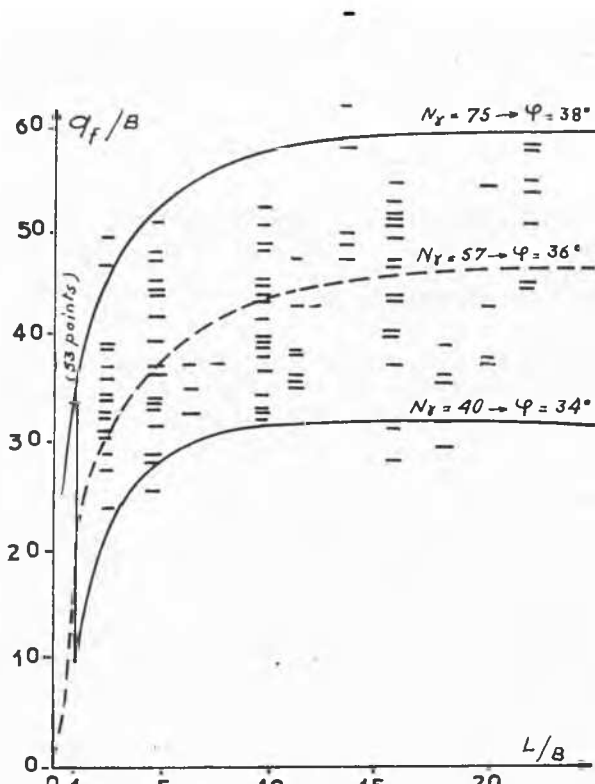


Fig. 2 Influence de la forme des fondations. Influence of foundation shape, glass bead sand 0.1/0.2 mm. Grain size.

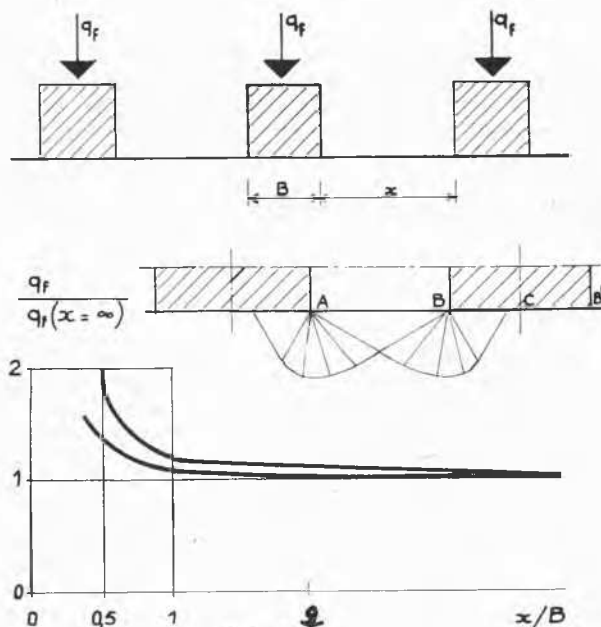


Fig. 3 Influence de la présence de fondations voisines. Influence of proximity of adjacent foundation (granular medium).

cheminant le long d'une ligne marginale : comme le réseau est identique à celui du problème du poinçon la solution est la même sous le segment BC . Au-delà, des lignes marginales aboutissant dans la partie centrale de la fondation émanent

du sommet A de l'éventail de Prandtl et donnent sous la semelle des pressions plus élevées. Le cas limite est atteint lorsque BC est la demi largeur de la fondation. A ce moment

$$AB = \frac{BB'}{2} e^{\frac{\pi}{2} \operatorname{tg} \varphi} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right).$$

Ce résultat est confirmé parfaitement par l'expérience (Fig. 3).

III. Milieux cohérents ($\varphi = 0$)

A. *Résultats expérimentaux.* — La principale difficulté dans l'interprétation des essais provient de l'hétérogénéité du milieu : si on utilise une argile naturelle, il s'y trouve souvent des fissures. Si l'on emploie un sol artificiel, il est, en général, mou car il faudrait des charges très élevées pour consolider un volume suffisamment grand. La résistance du sol comporte alors une partie visqueuse qui rend difficiles les comparaisons. Par contre la dispersion des résultats est faible, ce qui permet de diminuer le nombre des essais. Avec des fondations allongées, l'accord avec la théorie est tout à fait satisfaisant pour des argiles naturelles, comme pour des milieux artificiels ou des argiles reconstituées. La valeur théorique du taux de travail $(2 + \pi) c$ donnée par Prandtl donne d'excellents résultats.

B. *Influence de la forme de la fondation.* — Si on fait varier le rapport $\frac{L}{B}$, on peut s'attendre dans des coordonnées sans dimensions à la forme de courbe indiquée sur la Fig. 4. L'ordonnée f du point d'abscisse $\frac{L}{B} = 1$ (carré) est pratiquement suffisante pour définir expérimentalement l'influence de la forme car on démontre facilement que la tangente en ce point est nulle. D'après nos résultats expérimentaux, f semble compris entre 1.20 et 1.25.

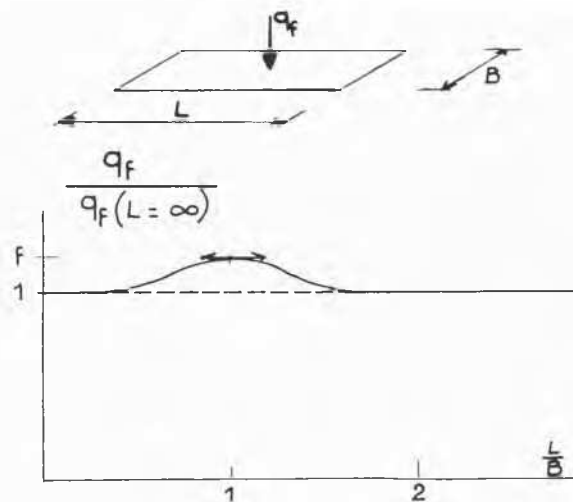


Fig. 4 Influence de la forme de la fondation. (Milieux cohérents $\varphi = 0$).

Influence of foundation shape, (cohesive medium $\varphi = 0$).

Pour le cas particulier des fondations carrées et rondes, la charge limite est pratiquement la même, à surfaces d'appui égales.

Enfin, signalons que pour des milieux ayant φ et c il est très difficile de voir une influence quelconque de la forme, la majoration du terme de cohésion s'opposant à la minoration du terme d'appui.

C. *Influence de la présence d'autres fondations au voisinage.* — Nous avons déjà indiqué la solution théorique de ce problème pour les milieux pulvérulents. Le raisonnement est le même ici mais puisque $\varphi = 0$, le résultat est tout à fait surprenant : l'influence d'une fondation voisine ne se fait sentir que si l'écartement est inférieur à la moitié de la largeur de la semelle. Ce résultat est parfaitement confirmé par l'expérience (Fig. 5). Il montre qu'il ne faut pratiquement jamais majorer le taux de travail d'une fondation superficielle pour profiter de la présence d'un appui sur le sol.

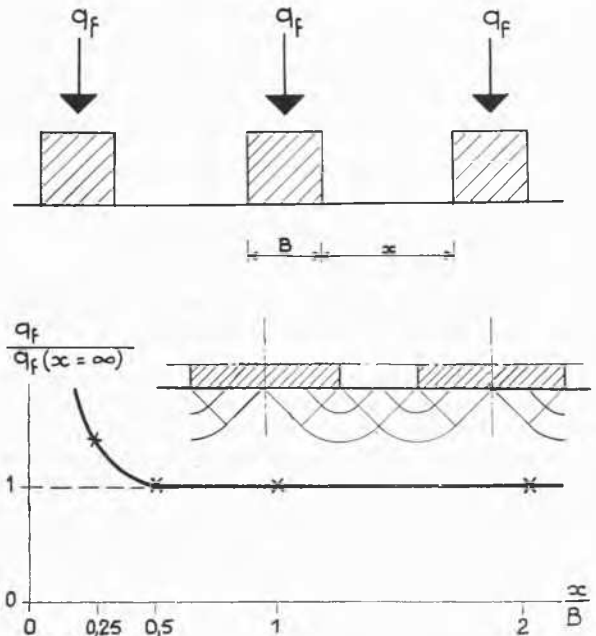


Fig. 5 Influence de la présence de fondation voisine. (Milieux cohérents $\varphi = 0$).

Influence of proximity of adjacent foundation (cohesive medium $\varphi = 0$).

DEUXIÈME PARTIE

ESSAIS DE PORTANCE SUR DES SEMELLES CARRÉES ET CIRCULAIRES

IV. Descriptions générales

A. *Lieu et sable d'essai.* — Tous les essais ont été effectués dans une carrière de sable des Vaux-de-Cernay au Sud-Ouest de Paris. Le sable en place (sable de Fontainebleau) a un diamètre compris entre 0,08 et 0,5 mm. Plusieurs prélèvements effectués à divers emplacements et à des profondeurs différentes ont été soumis à l'analyse granulométrique et leur composition granulométrique était pratiquement la même.

La densité humide en place varie de 1,45 à 1,68 et la teneur en eau de 3,1 à 11 pour cent. La nappe phréatique est pratiquement inexistante pour les dimensions des fondations utilisées.

B. *Fondations modèles.* — Les fondations sont soit carrées, soit circulaires. Les semelles carrées sont formées par des cadres en bois dur de 6 cm de largeur et l'élément central est un carré de 6 cm de côté. Tous les cadres peuvent s'emboîter les uns dans les autres.

Les semelles rondes sont composées de deux plateaux annulaires métalliques de 6 cm d'épaisseur reliés par des tiges verticales uniformément réparties le long d'une circon-

férence. Il s'agit en quelque sorte de cages d'écureuil rigides à évidement central et les différentes cages peuvent s'emmancher les unes dans les autres.

C. *Mode opératoire.* — Nous avons utilisé un camion pénétromètre dont le poids total atteignait 25 t environ, pour nos essais de portance.

Avant chaque essai, nous avons enlevé quelques cm de sable superficiel puis posé bien à plat les fondations modèles. Nous avons mis ensuite le camion en place. Après le calage du camion, nous avons déplacé légèrement les fondations afin de centrer la charge. Au cours du fonçage, nous avons noté les charges verticales en fonction de la déformation verticale. Au bout de 2 ou 3 cm d'enfoncement, la charge diminuait brusquement et c'est la valeur maximale que nous avons adoptée comme charge de rupture. Quand la charge atteignait son maximum, il apparaissait à la surface du sol des lignes de rupture.

Deux sortes de rupture ont été observées au cours de nos expériences :

- (a) Rupture en trèfle à quatre feuilles (Fig. 6) ;
- (b) Rupture radiale (Fig. 7).

Il est à noter que nous avons obtenu parfois également des ruptures en trèfle à quatre feuilles pour des fondations circulaires.

Après la fin de chaque essai, nous avons dégagé la fondation et mesuré la teneur en eau naturelle et la densité apparente du sable, sous l'emprise de la fondation et à côté, à plusieurs niveaux différents. En même temps, nous avons procédé à des essais au micropénétrömètre avec des diamètres de poinçons différents.

L'utilisation du micropénétrömètre à plusieurs diamètres avait pour but de déterminer le produit αCN_c du sable en place, α étant un coefficient de forme, qui n'avait pas besoin d'être précisé pour cette étude.

Par ailleurs, nous avons prélevé une certaine quantité de sable pour les essais de cisaillement rectiligne et triaxial.

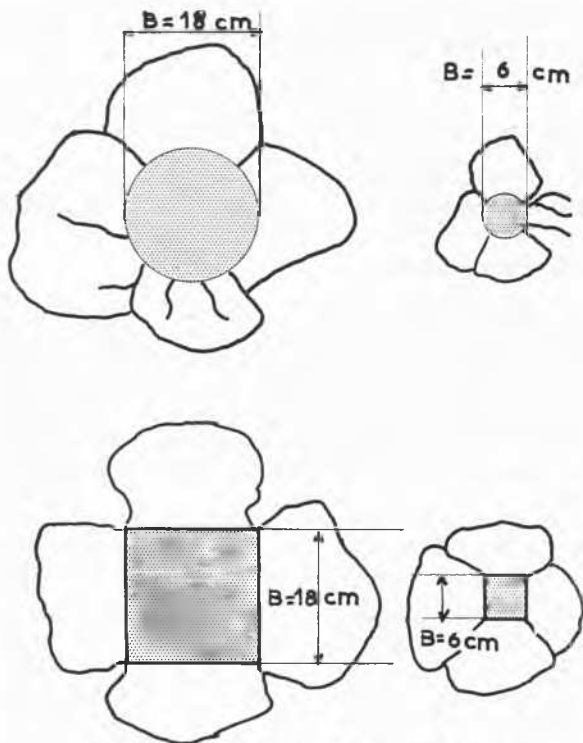


Fig. 6 Rupture en trèfle à quatre feuilles.
Four leaved clover failure.

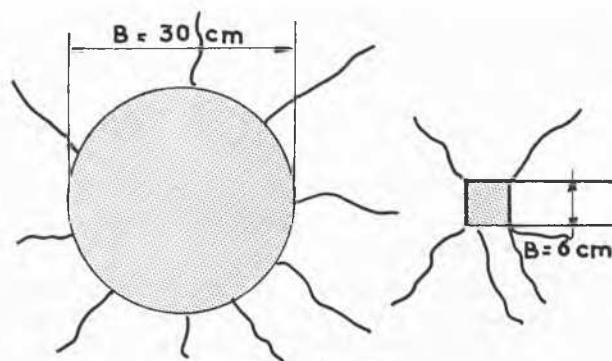


Fig. 7 Rupture radiale.
Radial failure.

Nous avons fait varier la compacité du sable en vue de dresser des abaques donnant les valeurs de l'angle de frottement interne en fonction de la densité.

A la suite des résultats des premiers essais, nous avons constaté que le sol en place était très hétérogène. Nous avons alors décidé d'exécuter une tranchée de 2 m de largeur sur plus de 2 m de profondeur et d'une cinquantaine de mètres de longueur. Nous avons remis en place le même sable excavé après l'avoir au préalable tamisé et ensuite damé à densité constante.

Pendant le déblayage et lors du remblayage, nous avons mesuré, tous les 10 à 20 cm, la teneur en eau, la densité apparente et la cohésion, cette dernière à l'aide des micropénétrömètres.

Si toutes ces caractéristiques étaient essentiellement variables pour le sable en place, par contre le sable remanié avait une teneur en eau de 11 pour cent, une densité sèche de 1,53 et un terme de cohésion (αCN_c) de 4 kg/cm² suivant toute la longueur de la tranchée et à tous les niveaux.

V. Résultats des essais

Le terme de surface $\gamma \frac{B}{2} N \gamma$, du point de vue expérimental est pratiquement impossible à isoler. En effet, non seulement la cohésion d'un sable naturel n'est jamais nulle, mais en outre la moindre charge verticale provoque un enfoncement de la fondation ce qui entraîne des résistances supplémentaires. Heureusement, pour les dimensions des fondations utilisées qui sont presque de l'ordre de grandeur des fondations réelles, le terme de profondeur (γDN_c) est toujours négligeable.

Nous avons effectué les calculs de la manière suivante :

Pour chaque essai, nous connaissions la densité apparente, l'angle de frottement interne ainsi que les dimensions géométriques de la fondation d'essai.

De la charge de rupture rapportée à la section de la fondation, nous avons retranché la résistance de cohésion, et soustrait de la différence ainsi obtenue, le terme de profondeur puisque nous connaissions la profondeur exacte atteinte par la fondation au moment de la rupture du sol.

La valeur finale obtenue est le terme de surface ($\gamma \frac{B}{2} N \gamma$) d'un milieu pulvérulent.

Les résultats expérimentaux, malgré toutes les précautions prises, sont très dispersés. Nous pensons qu'il s'agit là d'un phénomène dû non pas à l'imperfection du mode opératoire

mais à la nature même des choses. Peut-être est-il bon de rappeler les expériences effectuées par M. DANTU [4] auxquelles nous avons assisté. Le milieu était constitué par un empilement de petits cylindres de verre et les expériences ont mis en évidence des réseaux de grains, transmettant les contraintes. Autrement dit, cette transmission ne se faisait pas dans la masse mais suivant des chemins privilégiés. S'il en est de même pour les sols sableux, rien d'étonnant à ce que les résultats soient très dispersés puisque ces chemins privilégiés peuvent changer de position d'une expérience à l'autre.

Nous donnons sur les 2 graphiques suivants (Fig. 8 et 9) tous les résultats des essais effectués.

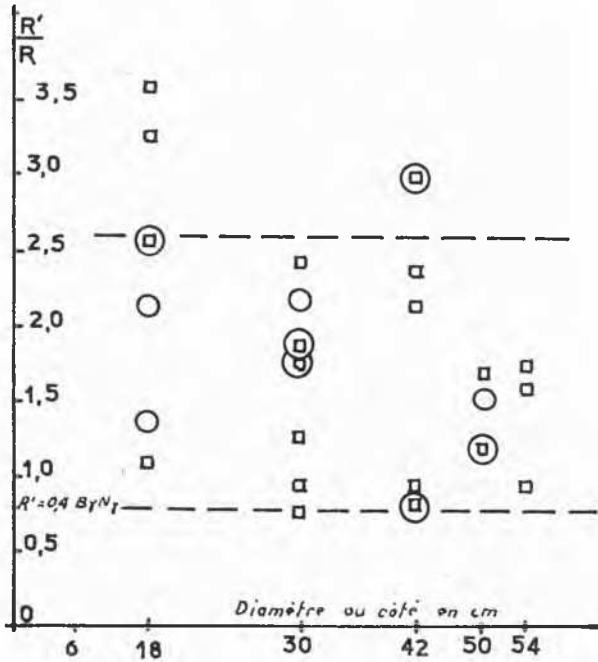


Fig. 8 Rapport de la résistance à la rupture expérimentale à la résistance théorique en fonction du côté ou du diamètre des fondations modèles.

Ratio of experimental to theoretical failure values as factors of foundation width or diameter.

En ordonnée, nous avons porté le rapport $\frac{R'}{R}$ dans lequel

R' représente la résistance à la rupture mesurée expérimentalement après déduction des termes de cohésion et de pro-

fondeur, et R la résistance théorique $\gamma \frac{B}{2} N\gamma \cdot B$ est le côté

d'une semelle carrée ou le diamètre d'une fondation circulaire et $N\gamma$ le coefficient S_{13} de Caquot et Kérisel.

En abscisse, nous avons porté :

— soit B (Fig. 8),

— soit φ (Fig. 9).

On voit que les résultats d'expériences pour les semelles carrées et circulaires sont intimement mélangés.

Il est à noter que tous les résultats sont supérieurs aux valeurs théoriques. On ne peut attribuer l'écart entre les résis-

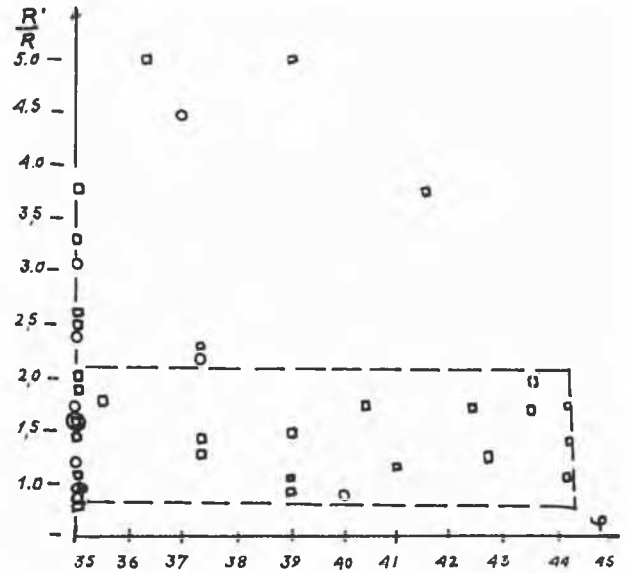


Fig. 9 Rapport de la résistance à la rupture expérimentale à la résistance théorique en fonction de l'angle φ .

Ratio of experimental to theoretical failure values in accordance with variation in the value of the angle φ .

tances mesurées et celles calculées à partir des formules à l'accroissement de la compacité du sable sous charge puisque nous avons pris pour angle de frottement φ celui correspondant à la densité finale du sable après chaque essai.

VI. Conclusions

De l'ensemble de nos essais, nous pouvons dégager les conclusions suivantes :

1° Un sable peut posséder une cohésion non négligeable qui tend à diminuer d'une façon notable au moindre remaniement même si on reconstitue la teneur en eau et la densité initiales.

2° Les résistances à la rupture mesurées sous les fondations carrées et circulaires s'inscrivent à l'intérieur de zones de dispersion qui se superposent.

3° Les résultats expérimentaux (pour des fondations carrées et circulaires) varient de 80 pour cent de la résistance théorique relative à une semelle filante à deux fois et demie cette résistance.

Références

- [1] CAQUOT A. et KERISEL J. (1956). Traité de mécanique des sols, Paris, Gauthier-Villars.
- [2] DE BEER E. et VESIC A. (1958). Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface, *Annales des Travaux Publics de Belgique*, n° 3, 1958, Gand.
- [3] MEYERHOF, G. (Déc., 1951). The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*.
- [4] DANTU (1957). Compte rendu du 4^e Congrès International de la Mécanique des Sols, Londres.