Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht

Band: 1 (1932)

Artikel: Résistance des fondations en faible profondeur

Autor: Terzaghi, Karl v.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-479

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 11.07.2025

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

densein dieser Schwankungen kommt im Bohrprotokoll nicht zum Ausdruck. Um daher festzustellen, ob und in welchem Grade der Untergrund als gleichförmig betrachtet werden kann, ist es notwendig, die Probebohrung durch die oben angeführten Zusatzuntersuchungen zu ergänzen. Die Beobachtungsergebnisse geben daher Aufschluss über den Grad der Gleichförmigkeit scheinbar homogener Baugründe.

Schliesslich wäre hervorzuheben, dass wir erst dann imstande sind, die Theorien der Setzungsvorgänge im Grundbau zu verwerten, wenn die Vorarbeiten für die Gründungsentwürfe die zur Auswertung der Formeln notwendigen Daten betreffend die tieferen Bodenschichten liefern. Aus diesem Grunde muss die allgemeine Einführung der Verfahren zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften der tieferen Bodenschichten als unerlässliche Vorbedingung für das Zustandekommen weiterer Fortschritte auf dem Gebiete der praktischen Baugrundforschung bezeichnet werden.

TRADUCTION

Les études concernant la résistance des fondations en faible profondeur comportent les points suivants :

Résistance des matériaux qui composent les terrains de fondation (terres meubles et terres cohérentes).

Adaptation de la théorie aux résultats des expériences faites sur modèles et sur ouvrages exécutés.

Méthode d'estimation de la résistance des terrains rencontrés au cours des forages.

Dans ce rapport, l'auteur présente un résumé des progrès qui ont été réalisés au cours des dernières années. Par nécessité, ce résumé est loin d'être complet.

1. Lois de la résistance des terres meubles (sables et graviers).

En 1925 l'auteur a formulé l'hypothèse suivante sur la résistance et les propriétés élastiques du sable [1] : Supposons que la figure 1 a représente un élément prismatique de sable sollicité par trois efforts principaux égaux à p. Si l'on augmente l'un de ces efforts d'une pression supplémentaire q, la valeur des autres efforts restant constante, soit égale à p, on devrait obtenir entre la pression supplémentaire q et la compression spécifique $n = \frac{\Delta l}{l}$ la relation représentée par le diagramme figure 1 b. Le module d'élasticité E de cet élément est représenté par la formule

$$E = \frac{q}{n} = \operatorname{ctg} \alpha \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

D'après le diagramme, E se rapporte aux compressions réversibles aussi bien que, approximativement, aux compressions initiales de l'élément pour des

1. Terzaghi. Erdbaumechanik. Vienne, 1925.

petites valeurs de q. En plus, selon notre hypothèse, entre la valeur de E et la valeur de la pression constante p, la relation suivante devrait exister :

$$E = \text{const} \times p \times f \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad (2)$$

où f désigne le coefficient de frottement du sable. Selon cette formule on ne peut pas s'attendre à trouver un E constant pour les sables. Dans une simple couche de sable non chargé avec surface horizontale, le module d'élasticité devrait augmenter approximativement en proportion directe de la profondeur au-dessous de la surface. Au-dessous d'une fondation qui repose sur le sable, les conditions se compliquent davantage.

Quoique notre hypothèse soit basée sur des arguments bien fondés, il semble qu'elle n'ait pas été bien accueillie. La plupart des théoriciens ont continué d'appliquer les équations de Boussinesq au cas du sable sans cohésion, en admettant un E constant. On a même essayé de calculer, sur la base des affaissements mesurés, la valeur de cet E. L'auteur a donc jugé nécessaire de vérifier par des essais l'hypothèse exprimée par la formule (2).

Les expériences ont été exécutées au cours des derniers mois par le Dr. A. Scheidig dans le laboratoire de l'auteur à Vienne. Les éléments de sable (fig. 1 a) ont été représentés par des corps cylindriques d'un diamètre de 5 cm. et d'une hauteur de 6 à 8 cm., formés par des tuyaux en caoutchouc avec parois très minces, remplis de sable de quartz très uniforme et bien comprimé (diamètre des grains environ 0,15 mm.). Le fond et le dessus de ces échantillons étaient formés par des plaques rondes en laiton. Pour étudier l'élasticité et la résistance d'un échantillon, nous l'avons placé sur le fond d'un vase cylindrique de 20 cm. de diamètre, muni d'un couvercle. L'intérieur de ce vase communiquait avec un accumulateur hydraulique. En entourant l'échantillon avec de l'huile sous pression, on a pu donner à la pression p (fig. 1 a) des valeurs allant jusqu'à 10 kg/cm². Pour appliquer la force supplémentaire q, on a chargé l'extrémité supérieure de l'échantillon par l'intermédiaire d'une tige qui passait par un presse-étoupe dans le couvercle du vase. Pour mesurer les compressions, on s'est servi d'appareils qui permettaient de mesurer 1/100 de mm.

Les études comprenaient entre autres des essais de compression et d'expansion élastiques répétés selon la fig. 1, pour différentes valeurs de p jusqu'à 10 kg/cm².

Les résultats de la série s'accordent approximativement avec notre hypothèse représentée par la fig. 1 b, et par la formule (2). Ils sont graphiquement représentés sur la fig. 2 b. La valeur E représente le module d'élasticité par rapport aux compressions réversibles et N la valeur correspondante par rapport aux compressions initiales sous de faibles pressions. Suivant l'équation (2), si le coefficient de frottement f était indépendant de la pression, la ligne qui représente la valeur de E dans le diagramme fig. 2 b devrait être une droite. Mais, à la suite des expériences que nous avons faites en 1929 à Cambridge, Mass., avec un appareil perfectionné, nous avons constaté que la valeur de f diminue considérablement lorsque la pression p augmente de 0 jusqu'à 1 kg/cm²[1]. Le

1. Terzaghi. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele, in Auerbach und Hort, Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, vol. IV, 2e partie. Berlin, 1931.

diagramme que nous avons obtenu pour la relation entre les valeurs f et p est reproduit en fig. 3. (Courbe A pour le sable comprimé et B pour le sable meuble.) La courbure de la ligne A, fig. 3, se retrouve d'une façon exagérée dans la courbure des courbes E et N, fig. 2 *b*. Il faudra donc définitivement éliminer l'idée que le module d'élasticité du sable pourrait être représenté par un seul chiffre. Actuellement, de nouveaux essais sont en cours, avec des appareils plus précis, pour contrôler les résultats de Scheidig et pour trouver les relations entre E et la densité de la couche.

Les essais de M. Bernatzik sont d'un intérêt particulier. Il a étudié la contraction latérale du sable, le « Ruhedruckziffer » (voir ci-après) et l'influence de la densité relative du sable. Les fig. 4 *a* et 4 *b* montrent les résultats obtenus, qu'on peut résumer comme suit : Si l'on augmente les trois efforts principaux en maintenant leurs proportions respectives, le coefficient de contraction latérale $\frac{1}{m}$ augmente. Le quotient de la pression latérale σ_h nécessaire pour empêcher la dilatation latérale de la cellule de sable et de la charge verticale σ_v (appelé « Ruhedruckziffer », « Coefficient de stabilité à la compression ») est d'autant plus grand — à charge égale — que le sable est moins cohérent. Ce chiffre augmente en proportion de la charge.

2. Propriétés élastiques de l'argile.

A peu d'exceptions près, les espaces vides dans les argiles plastiques qui se trouvent au-dessous des fondations sont complètement remplis d'eau. Si l'on augmente la pression qui agit sur un élément de cette argile, il se produit le phénomène suivant : la pression supplémentaire agit exclusivement comme pression hydrostatique sur l'eau qui remplit les espaces vides (état initial). Si la pression supplémentaire continue à augmenter, l'argile subit une lente compression au cours de laquelle une partie des eaux s'échappe par capillarité à travers les parois de l'argile. Cette fuite des eaux par capillarité diminue, jusqu'à ce que, finalement, l'équilibre entre la pression extérieure et la résistance de l'argile soit établie (état final). La théorie de ce processus fut publiée par l'auteur en 1925 [1]. A cette occasion, nous avons également démontré que, pour l'état final, la relation entre la pression et le module d'élasticité est déterminée par l'équation (2). Cette conclusion fut tirée des résultats d'expériences nombreuses. Par contre, pour l'état *initial*, il n'y avait pas d'expériences qui permettent de démontrer l'influence de la pression sur le module d'élasticité. Il nous a fallu nous borner à la conclusion théorique que cette influence est insignifiante.

Cette conclusion théorique fut récemment confirmée par les expériences de M. E. Gottstein, ingénieur, dans le laboratoire de l'auteur à Vienne, à l'aide du même appareil que nous avons utilisé pour nos expériences avec du sable. L'argile bleue que nous avons employée avait un coefficient de plasticité de 23 % (déterminé d'après la méthode d'Atterberg), une teneur en eau de 28 % (du poids de la matière sèche) et un angle de frottement intérieur de 24°.

1. Terzaghi. Erdbaumechanik, Vienne, 1925.

Les éprouvettes avaient un diamètre de 8 cm. et 10 cm. de hauteur. Elles furent introduites dans le vase cylindrique décrit dans le paragraphe précédent. La pression de l'huile fut portée à 2 kg/cm² et l'échantillon soumis à une compression verticale supplémentaire. Dans une autre série d'essais, la pression de l'huile était 6 kg/cm². La figure 5 b montre le résultat de chaque essai. La fig. 5 a représente les résultats de tous les essais selon la méthode graphique bien connue de M. Mohr. Les abscisses des extrémités du diamètre horizontal de chaque cercle déterminent la valeur des efforts principaux au moment de la rupture. Les cercles pleins représentent les résultats de nos essais récents pour l'état initial et les cercles pointillés pour l'état final. Les valeurs de E_1, E_2, et E_3 donnent, pour des pressions respectives de 0,2 et 6 kg/cm², les modules d'élasticité déterminé à l'aide des graphiques fig. 5 b et les valeurs E'_2 et E'_3 donnent le module d'élasticité pour l'état final. Le graphique fig. 5 a montre que, immédiatement après l'application d'une forte pression hydrostatique sur les parois de l'échantillon, la résistance et l'élasticité de l'échantillon sont presque identiques avec ce qu'elles étaient avant l'application de la pression. S'il y a possibilité pour que les eaux s'échappent par capillarité à travers les parois de l'échantillon, la densité de l'échantillon, sa résistance et son module d'élasticité augmentent et l'état de l'échantillon approche graduellement, à une vitesse décroissante, de celui que nous avons appelé l'état final, représenté dans le graphique fig. 5 a par les cercles pointillés.

3. Déformation visqueuse des argiles sous faible sollicitation au cisaillement.

Si l'on établit une fondation sur une couche d'argile, on constate immédiatement un affaissement dû à la déformation de cette masse. Il est suivi d'un affaissement supplémentaire graduel causé par la fuite capillaire de l'eau. A cause de la perméabilité très faible de l'argile, cette seconde phase évolue assez lentement, les lois qu'elle suit sont connues [1]. D'après ces lois, la vitesse de l'affaissement diminue graduellement et à la fin, elle est pratiquement égale à zéro. En général les affaissements des fondations suivent ces lois. Par contre, pour quelques cas, nous avons pu constater que ces affaissements causés par la compression graduelle de l'argile furent suivis d'un affaissement se poursuivant pendant de nombreuses années avec une vitesse presque constante. La fig. 6 a représente les affaissements d'un bâtiment fondé sur une couche d'argile très plastique d'une épaisseur d'environ 16 m. Au cours des vingt premières années, les affaissements ont suivi presque exactement la courbe de l'affaissement par compression graduelle de l'argile. Par contre, depuis cette première période (point A), le bâtiment s'affaisse avec une vitesse presque constante de 0,8 cm. par an. La fig. 6 b représente les affaissements d'un remblai sur un terrain argileux très plastique. Vingt ans après l'exécution du remblai, la vitesse d'affaissement a cessé de diminuer et reste constante (presque 1,5 cm. par an). Le bâtiment fig. 6 c repose sur des groupes de pieux en bois; au-dessous des pieux se trouve une couche d'argile d'une épaisseur d'environ

1. Terzaghi. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen. Sedimente und Gele, in Auerbach Hort. Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, Berlin, 1931, vol. IV, 2e partie.

20 m. Depuis plus de 10 ans, le bâtiment s'affaisse à une vitesse d'environ 1 cm. par an. Nous avons choisi ces exemples parmi un nombre considérable d'autres.

Ce phénomène des affaissements à vitesse constante semblait être en contradiction avec les propriétés connues des argiles, puisque les taux de cisaillement de l'argile, dans les cas précités, étaient bien moindres que sa résistance au cisaillement. Pour expliquer ce fait, nous avons été amenés à admettre l'hypothèse que certaines argiles très plastiques subissent une déformation lente mais continuelle même dans le cas où les taux de cisaillement sont beaucoup plus petits que la résistance du cisaillement. Le côté physique et chimique de cette hypothèse a déjà été traité ailleurs [1].

Pour examiner cette hypothèse, nous avons préparé une éprouvette cylindrique d'une argile très plastique. Le coefficient de plasticité de cette argile était de 37 %, sa teneur en eau de 38 % et sa résistance à la compression était de 1 kg/cm². (L'essai de rupture a fourni des surfaces de rupture obliques, dus à l'effort tranchant.) Pour empêcher le desséchement de l'argile, l'éprouvette était munie d'un enduit en paraffine et complètement entourée d'une chambre remplie d'air saturé de vapeur. La surface supérieure de l'éprouvette fut soumise à une pression de 0,5 kg/cm², c'est-à-dire la moitié de la charge de rupture. Cette charge a été maintenue pendant sept mois. On a mesuré la compression tous les jours; le graphique fig. 7 en montre les résultats. L'application de la charge a été immédiatement suivie d'un raccourcissement de l'éprouvette d'environ 0,6 mm. Pendant six semaines, ce raccourcissement a augmenté à vitesse décroissante jusqu'à une valeur d'environ 1,3 mm. Les causes de ce ralentissement du raccourcissement sont connues et ont été discutées ailleurs [2]. Elles résultent du frottement intérieur non équilibré de l'argile.

Mais, au lieu de l'état d'équilibre, on constata après ces six semaines une déformation visqueuse qui provoqua une augmentation constante du raccourcissement de l'éprouvette pendant les six mois suivants. Cet essai paraissant confirmer notre hypothèse, les recherches seront continuées sur une plus grande échelle.

4. Dépression hydrostatique dans l'argile.

Si une couche de sable se trouve au-dessous du niveau de l'eau, son poids est réduit de la valeur totale de la dépression hydrostatique, et la présence du sable n'a aucune influence sur la grandeur de la dépression qui agit sur une fondation établie dans ce sable. Pour le sable grossier, il n'y a pas de doute que cette thèse est correcte. En ce qui concerne le sable très fin, beaucoup d'ingénieurs ont supposé que la dépression est considérablement réduite à cause du grand nombre de points de contact entre les grains, mais les expériences de Parson ont démontré que le sable fin ne fait pas d'exception [3]. Les

1. Terzaghi. The static rigidity of plastic clays. Journal of Rheology. Vol. 2, nº 3, juillet 1931.

2. Terzaghi. Erdbaumechanik, Vienne, 1925.

3. H. de B. Parsons. Hydrostatic uplift in pervious soils. Trans. Am. Soc. C. E., vol. 93, p. 1317 (1929).

expériences de l'auteur, avec du limon très sableux, ont également prouvé, pour ces matériaux, la présence de 100 % de dépression. Mais, pour les argiles plastiques, il n'y avait pas de base empirique pour prouver ou nier l'existence de la poussée verticale et presque tous les ingénieurs étaient d'avis que, dans l'argile, la poussée verticale n'existe presque pas.

Pour obtenir des informations positives concernant ce sujet important, nous nous sommes basés sur la réflexion suivante : supposons que K, fig. 8, représente un grain qui repose, à une profondeur de h au-dessous du niveau de l'eau, sur une couche sédimentaire. La pression hydrostatique de l'eau agit sur toute la surface du grain excepté sur les surfaces de contact. Si ces surfaces de contact sont très petites par rapport aux dimensions du grain, la pression hydrostatique ne produit qu'une diminution apparente du poids du grain, fig. 8 a. C'est le cas avec des grains de sable ou de gravier. Par contre, si les surfaces de contact représentent une partie importante de la surface totale du grain, le poids $h \gamma \Delta F_c$ (γ = poids spécifique de l'eau, ΔF_c = aire de la projection horizontale de la surface de contact $a_1 b_1$) de la colonne d'eau $abcd$, fig. 8 b, n'est pas éliminé par une poussée verticale correspondante. Il se transmet comme une force verticale d'un point de contact à l'autre jusqu'à la base de la couche sédimentaire, et, comme toutes les forces qui agissent sur la surface de la couche sédimentaire, il devra produire une compression de cette dernière.

Désignons par F_c l'aire totale de toutes les surfaces de contact ΔF_c, alors la pression hydrostatique qui devrait produire une compression de la couche sédimentaire est égale à $h \gamma F_c$ par unité de la surface de la couche. Dans l'intérieur de la couche, la poussée verticale est égale à $(1 - F_c) \times$ (poussée verticale totale).

Ces relations simples nous ont donné un moyen d'estimer l'importance de la réduction de la poussée verticale dans une couche d'argile plastique. Nous avons placé un échantillon d'argile en forme de plaque entourée d'un anneau en métal sur le fond d'un vase. Le vase a été alors rempli d'eau, fermé par un couvercle, et l'eau a été soumise à une pression de 6 kg/cm². Cette pression a été maintenue pendant deux jours, et pendant cette période nous avons essayé de mesurer, de temps en temps, la réduction de l'épaisseur de la couche produite par la pression de l'eau, mais elle était tellement petite qu'on ne pouvait pas y parvenir. Un échantillon identique a été comprimé par pression directe appliquée par l'intermédiaire d'un filtre chargé. Dans ce cas, une pression de 0,5 kg/cm² a commencé à provoquer une compression accusée. L'expérience a démontré que la poussée verticale ne subit presque aucune réduction.

5. Étude théorique des affaissements.

Le point de départ pour l'étude théorique des affaissements est donné par la théorie bien connue de Boussinesq. Comme l'application de cette théorie est limité aux corps homogènes, tandis que le terrain de fondation est en général bien loin d'être homogène, il faut la modifier pour l'adapter aux résultats des expériences. Parmi les études récentes concernant la distribution des efforts au-dessous des surfaces chargées, nous signalons les suivantes : en 1927, M. Hugi a publié les résultats de ses études concernant la distribution des efforts

verticaux et les détails d'un appareil pour mesurer ces efforts [1]. Comme suite aux études de M. Hugi, M. Gerber a fourni quelques renseignements importants concernant l'intensité des efforts horizontaux au sol sous une surface chargée [2]. Koegler et Scheidig ont fait des expériences à grande échelle concernant la relation entre l'affaissement et le diamètre de la surface chargée, et sur la distribution des efforts verticaux dans le terrain [3].

Grâce à ces études nous sommes aujourd'hui assez bien informés sur la distribution des pressions verticales sur le terrain exposé à une charge concentrée. En même temps, les expériences semblent signaler une différence très considérable entre les valeur théoriques et réelles des efforts horizontaux. Les recherches concernant la résistance et l'élasticité du sol ont démontré qu'il est tout à fait impossible d'évaluer l'affaissement de la surface chargée sans tenir compte des efforts horizontaux aussi bien que des efforts verticaux. Le problème le plus important est donc actuellement la recherche de l'intensité et de la distribution des efforts horizontaux. Pour arriver à une solution de ce problème il nous faut d'abord accumuler des données empiriques sur la distribution des affaissements sous la surface chargée. De telles études se font à présent sous la direction du Professseur Koegler à Freiberg. La distribution des efforts verticaux étant donnée, et les lois de la résistance et de l'élasticité du sable étant connues, les résultats des études de M. Koegler permettront d'évaluer la distribution des efforts horizontaux.

Tout récemment, O. Fröhlich a réussi à modifier les équations simplifiées de Boussinesq de façon à obtenir une concordance remarquable entre les valeurs calculées et mesurées des tensions normales sous une dalle. Il a également réussi à calculer les affaissements de la surface du terrain qui entoure la surface chargée.

5 *a*. Étude des affaissements aux bâtiments.

Le meilleur critérium concernant la validité des théories sur les affaissements, c'est la comparaison entre les résultats théoriques et l'observation. Etant donné le manque d'homogénéité des prémisses de nos théories, on ne doit pas accepter en pratique une théorie des fondations avant d'avoir démontré sa validité approximative d'après l'observation des ouvrages exécutés, ce que l'auteur a appelé l'étude des affaissements. Chaque étude de cette sorte est d'une importance fondamentale pour notre technique. En outre, il est bien difficile de trouver un bâtiment qui se prête à de telles études. De préférence, il faut choisir un bâtiment dont les affaissements ont été soigneusement observés depuis de nombreuses années.

Le rapport du Congrès International d'Ingénieurs à Tokio, en 1929, contient une étude des affaissements d'une grande bâtisse en Amérique, présentée par

---

1. H. Hugi. Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Dissertation. Zürich, 1929.

2. E. Gerer. Untersuchungen über die Druckverteilung im örtlich belasteten Sand. Dissertation. Zürich, 1929.

3. F. Koegler und A. Scheidig. Druckverteilung im Baugrunde. Die Bautechnik, 1927, nos 29, 31; 1928, nos 15, 17, und 1929, no 18, 52.

F. Koegler. Über Baugrund Probebelastungen. Die Bautechnik 1931, no 24.

l'auteur [1]. Cette analyse contient une confirmation de la théorie des affaissements progressifs, produits par la compression graduelle d'une couche d'argile.

L'année passée, nous avons eu l'occasion d'étudier un cas semblable. La fig. 6a montre les affaissements d'un point du bâtiment. Les nivellements des repères comprennent une période de plus de trente ans. Au cours de notre étude, nous avons foré un trou de sondage de 20 m. de profondeur. Nous avons retiré de ce trou un grand nombre d'échantillons à l'état naturel. Au laboratoire, nous avons déterminé les propriétés physiques des échantillons et sur ces données, nous avons calculé la vitesse des affaissements. La forme de la courbe théorique correspond parfaitement avec la courbe empirique, à cette exception près que la courbe théorique se rapproche, aux environs du point A, d'une tangente horizontale, tandis qu'en pratique, les affaissements continuent à faible vitesse constante. Cette différence imprévue nous a conduit aux études précitées. L'affaissement maximum calculé est environ la moitié de l'affaissement observé.

Au nord de la Russie, on construit actuellement un grand barrage dans un terrain constitué jusqu'aux grandes profondeurs par une argile dévonienne. Pour évaluer à l'avance les affaissements de cet ouvrage, les conseillers techniques de cette entreprise (Vattenbyggnadsbyrån, Stockholm) se sont procuré, à l'aide de puits et de forages, un grand nombre d'échantillons. Sur la base des résultats d'essais au laboratoire on a calculé les affaissements. Jusqu'à présent la différence entre les affaissements calculés et observés ne dépasse pas 50 %, ce qui est tout à fait remarquable.

Une étude semblable est en cours d'exécution par l'« American Foundation Committee » à Cambridge (Massachussetts). Elle comprend le calcul des affaissements et une comparaison entre les résultats du calcul et les résultats du nivellement. Très probablement le rapport concernant cette étude sera publié au début de l'année prochaine.

6. Méthodes d'évaluation de résistance des terrains rencontrés au cours des forages.

Depuis la publication de la théorie de Boussinesq, en 1882, les ingénieurs savent qu'un essai de charge à petite échelle, exécuté à la surface du terrain, ne donne aucune information sur la résistance du terrain lui-même, sauf dans le cas très rare où le terrain est bien homogène jusqu'aux grandes profondeurs. Au cas où le terrain est stratifié, il faut s'informer sur la résistance de toutes les couches successives, jusqu'à une profondeur au moins égale à la largeur du bâtiment.

Une simple connaissance du caractère et de l'épaisseur des différentes couches, telle qu'on l'obtient à la suite des sondages ordinaires, est évidemment insuffisante. Ce qui manque, ce sont des informations positives concernant la propriété la plus importante du terrain, à savoir la résistance des différentes

---

1. Terzaghi. Settlement Analysis — the Backbone of Foundation Research. World Engineering Congress. Tokio, 1929.

couches. Une « argile plastique » ou un « sable fin » peut représenter un bon ou un mauvais terrain de fondation, suivant la densité relative des matériaux. Pour les terrains cohérents, on peut compléter les travaux de forage en retirant du terrain des échantillons à l'état naturel. Au laboratoire, on détermine les propriétés physiques des échantillons. Pour les terrains peu cohérents, nous n'avons pas de moyen de retirer des échantillons à l'état naturel. Dans ce cas, il n'y a qu'un moyen d'étudier la résistance du sol, c'est de faire des essais de charge à différentes profondeurs sous la surface du terrain, sur le fond des trous de forage. Il y a déjà vingt-cinq ans que la nécessité d'essais de ce genre fut reconnue par quelques ingénieurs. Mais il n'y a que quatre ans qu'on a commencé à introduire ce procédé indispensable dans la pratique des travaux. A présent on emploie trois méthodes différentes, voir :

Système Wolfholz (Siemens Bau-Union, Berlin). Essais de charge sur le fond d'un trou de forage d'un diamètre de 35 cm [1].

Système Koegler. Essais de charge en sens horizontal à l'aide de corps semi-cylindriques qui s'appliquent contre les parois d'un trou de sondage d'un diamètre de 15 cm. au-dessous du fond du tubage.

Système Terzaghi. Détermination de la résistance à la pénétration d'un corps conique en acier, d'un diamètre de 7 cm dans le fond d'un trou de forage d'un diamètre de 9 cm. [2].

Dans un autre ordre d'idées, le Prof. Hertwig à Berlin étudie les possibilités d'estimer la compressibilité moyenne du terrain sur la base des résultats d'une détermination de la vitesse de propagation des vibrations. Les études relatives ne sont pas encore terminées.

Le système Terzaghi a été employé en 1929 à l'occasion des travaux préliminaires pour la construction d'une section nouvelle du chemin de fer souterrain de New-York. Un peu plus tard on a employé le système Wolfholz pour l'exploration du sol de fondation de la centrale thermique ouest près de Berlin. L'invention du système Koegler est toute récente. Les procédés de Wolfsholz et de Koegler fournissent des informations exactes concernant la résistance du sol en quelques points seulement de la profondeur totale du forage. La résistance des couches intermédiaires reste inconnue. Le poids total et les frais de l'outillage sont considérables.

Le procédé de Terzaghi donne des indications approximatives concernant la résistance des couches sur toute la profondeur du forage, avec des frais qui ne dépassent guère les frais d'un forage ordinaire.

L'expérience montrera lequel de ces procédés répond le mieux aux besoins de la pratique. Ce qui est important actuellement, c'est de commencer à comprendre la nécessité d'explorer la résistance du sol jusqu'à des profondeurs considérables, et de connaître déjà plusieurs procédés pour effectuer cette exploration.

A propos de la discussion des méthodes pour l'exploration de la résistance du sol, envisageons encore la conclusion qu'on peut tirer des résultats obtenus.

---

1. Zeitschrift der Siemens Bauunion, 8e année, n° 10, octobre 1929.
2. Terzaghi. Die Tragfähigkeit der Pfahlgründungen, Die Bautechnik, 1930, nos 31, 34.

Supposons qu'on ait construit un bâtiment ayant subi des affaissements progressifs mesurés à plusieurs reprises et que, plus tard, on veuille construire un bâtiment à un autre endroit, dont le terrain, d'après les sondages, ressemble au terrain du premier bâtiment. Les résultats des sondages ne donnent que des informations concernant le caractère pétrographique des couches, sans indication sur leurs propriétés mécaniques, qui sont beaucoup plus importantes. On ne peut tirer avantage des expériences faites sur le premier bâtiment que si l'on complète les données géologiques par des essais de charge exécutés dans les trous de forage et qui représentent un moyen précieux pour utiliser les expériences pratiques précédentes.

Envisageons alors le cas où la densité et, par conséquent, la compressibilité d'une couche de sable ou d'argile change fréquemment d'un endroit à l'autre. Ce n'est que par des explorations complétant les travaux de forage que nous pouvons reconnaître la présence et l'importance de ces variations et constater si une distribution uniforme des pressions produira des affaissements approximativement uniformes, ou non.

Enfin, il faut insister sur le fait que l'application pratique de nos théories des affaissements est impossible si nous ne connaissons pas la compressibilité et l'élasticité des couches qui composent le terrain de construction jusqu'à une profondeur assez considérable au-dessous de la base de la fondation. La différence entre la compressibilité de deux sables grossiers, pétrographiquement identiques, peut être dix fois plus grande que la différence entre un « sable grossier, très pur » et un « sable fin, un peu argileux ». Donc l'application systématique et générale des méthodes pour l'exploration de la résistance des couches rencontrées dans les trous de forage représente la condition la plus indispensable pour le progrès de la technique des travaux de fondation.

Zusammenfassung.

Das Referat enthält eine gedrängte Uebersicht über einige der neueren Forschungsergebnisse betreffend die Tragfähigkeit der Flachgründungen. Nachfolgend eine Zusammenfassung der behandelten Ergebnisse :

Experimentelle Klarstellung der Beziehung zwischen dem auf ein prismatisches Element einer Sandmasse wirkenden Druckes und dem zugehörigen Elastizitätsmodul.

Vergrössert man sämtliche auf eine Sandzelle wirkenden Hauptspannungen in gleichem Verhältnis, so nimmt der Wert der Querkontraktionsziffer mit dem Wert der Hauptspannungen zu.

Der Quotient aus dem zur Verhinderung der seitlichen Ausdehnung einer Sandzelle erforderlichen Seitendruck und der lotrecht wirkenden Belastung (Ziffer des Ruhedruckes) ist bei gleicher Belastung um so grösser, je lockerer die Lagerung des Sandes ist. Bei zunehmender Belastung einer Sandzelle nimmt der Wert der Ziffer des Ruhedruckes zu.

Experimenteller Nachweis, dass die rasche Steigerung des allseitigen, auf einen plastischen Tonzylinder wirkenden Druckes zunächst nur eine geringfügige Zunahme der Festigkeit und des Elastizitätsmoduls hervorruft. Eine

ausgiebige Verfestigung vollzieht sich *nur* unter dem Einfluss einer langandauernden Druckwirkung bei gleichzeitigem Austritt von Porenwasser.

In manchen plastischen Tonen stellt sich schon bei einer tief unter der Schergrenze liegenden Scherbeanspruchung ein langsames, aber mit beinahe konstanter Geschwindigkeit stattfindendes Fliessen ein. Belegt durch Beobachtungen im Laboratorium und an fertigen Bauwerken.

Beschreibung eines einfachen Versuchsverfahrens zur Bestimmung der Grösse des im Innern feinstkörniger Böden wirksamen hydrostatischen Auftriebes. Für einen hochplastischen Ton ergab sich, dass der hydrostatische Auftrieb innerhalb der Fehlergrenze von etwa 5 % voll wirksam ist.

Aufzählung der im Gang befindlichen Untersuchungen zur Aufklärung der im Druckbereich einer Lastfläche herrschenden Horizontaldrücke.

Kurze Beschreibung einiger Versuche, die durch allmählige Zusammendrükkung von Tonschichten verursachte Setzung von Bauwerken aus den im Laboratorium bestimmten Bodenkonstanten zu berechnen. Gute Uebereinstimmung zwischen dem berechneten und dem beobachteten zeitlichen Setzungsverlauf. Berechnete Setzungsgrössen mit Fehlern bis zu 50 % behaftet.

Uebersicht über die wichtigsten Verfahren zur Probebelastung im Bohrloch. Praktische Verwertung der Beobachtungsergebnisse.

Résumé.

Le rapport contient un résumé des résultats de quelques recherches récentes concernant la technique des fondations. Les sujets que nous avons choisis sont les suivants :

Étude expérimentale des propriétés élastiques des sables sans cohésion. Si l'on augmente tous les efforts principaux qui agissent sur un élément prismatique d'une couche de sable, le coefficient de contraction latérale augmente. Le quotient de la pression latérale nécessaire pour empêcher la dilatation latérale d'une cellule de sable et de la charge verticale (« Ruhedruckziffer ») est d'autant plus plus grand à charge égale que la cohésion du sable est plus faible.

Etude expérimentale de l'influence d'une augmentation de tous les efforts principaux qui agissent sur un élément prismatique d'une couche d'argile plastique. Si l'on empêche la fuite capillaire des eaux, l'influence de cette augmentation est insignifiante. Par contre, si les eaux peuvent s'échapper, la résistance à la pression et le module d'élasticité de l'échantillon augmentent lentement et s'approchent graduellement des valeurs finales.

Quelques argiles plastiques subissent de lentes déformations visqueuses sous l'influence d'efforts de cisaillement qui sont beaucoup plus petits que la résistance au cisaillement du matériau. Exemples pratiques.

Description d'une méthode expérimentale simple pour déterminer l'intensité de la dépression qui agit à l'intérieur des couches sédimentaires argileuses. Pour une argile plastique, à l'aide de notre méthode, nous avons trouvé que la dépression agit presque avec la même intensité que dans une couche de sable.

Études expérimentales récentes concernant l'intensité des efforts horizontaux dans le sol au-dessous des surfaces chargées.

Comparaisons entre les affaissements calculés et mesurés pour plusieurs bâtiments. La théorie a donné des résultats très satisfaisants concernant les affaissements progressifs des fondations sur argiles plastiques.

Méthodes sur l'exécution des essais dans les trous de forage. Interprétation des résultats des observations.

Summary.

The report contains a compressed survey of some of the more recent résults of research on the carrying capacity of flat foundations. The following is a summary of the results mentioned :

Experimental determination of the relation between the pressure acting on a prismatic element of a body of sand and the respective modulus of elasticity. If all the principal stresses acting on a sand cell are increased in the same proportion, the value of the coefficient of cross-sectional contraction increases with increase in the principal stresses. The quotient obtained by dividing the side pressure necessary to prevent a sand cell from expanding laterally by the load acting vertically is the greater, the more loosely the sand is packed. As the load on a sand cell increases, the above quotient increases.

Experimental proof that rapid increase of the pressure acting on all sides of a plastic clay cylinder causes at first only a slight increase in compactness and in the modulus of elasticity. Great compactness is attained *only* under the influence of long-applied pressure with simultaneous escape of water from the pores.

In many plastic clays, a flow, which is small but takes place at a nearly constant rate, starts already with a shearing stress lying far below the shearing limit. Verified by observations made in the laboratory and in finished structures.

Description of a simple experimental method of determining the value of the effective buoyancy in the interior of finegrained soils. In the case of a highly plastic clay, it was found that the buoyancy was fully effective within a limit of error of about 5 %.

Mention of the investigations at present being undertaken to clear up the question of the horizontal pressures in the pressure zone of a bearing surface.

Short description of some attempts to use soil constants obtained by laboratory experiments to calculate the settling of structures caused by gradual compressing together of the earth layers. Good agreement between the calculated and the observed rates of settling. Calculated rates of settling subject to errors up to 50%.

Mention of the most important methods of test loading in a bore hole. Practical application of the observed results.

MACON, PROTAT FRÈRES, IMPRIMEURS. — MCMXXXII.

Leere Seite
Blank page
Page vide