Discussion

Autor(en): **Ellerbeck, L.**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **1 (1932)**

PDF erstellt am: **25.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-673

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

und Belastung zu $E_1 = \text{ctg}\ \alpha_1 = 63$ kg/cm². Bei der nächsten Ent- und Belastung ergab sich $E_2 = \text{ctg}\ \alpha_2 = 80$ kg/cm². Die Federung des Bodens war also geringer geworden. Mehrfache Ent- und Belastungen des Bodens bis 10 kg/cm² bewirkten ein ständiges weiteres Verdichten des Bodens. Der Versuch wird noch fortgesetzt und zwar mit Drücken bis 10 kg/cm², um die Aenderung von E zu verfolgen.

Fig. 9 zeigt das Verhältnis des Seitendruckes q zum Belastungsdrucke p des Bodens bei den verschiedenen Be- und Entlastungen. Es schwankt zwischen 0,3 und 0,5 und zeigt Hysteresisschleifen. Man wird für den mittleren Teil der Probe p und q als Hauptspannungen ansehen können. Für $\text{tg}\ \rho = 0{,}37$ ist für den Fall des Auftretens von Gleitbewegungen in dem Probekörper $\frac{q}{p} = 0{,}48$. Dieser Wert stellt den Kleinstwert dar. Da die gemessenen Werte $\frac{q}{p}$ fast alle $< 0{,}48$ sind, muss die Kohäsien der Bodenprobe durch die erheblichen Verdichtungen gegenüber dem Schubwiderstandsversuche vermehrt worden sein.

Fig. 10 zeigt die Verdichtungskurven für einen dunkelbraunen Moränenton, dessen Schubwiderstand im Zustande des natürlichen Wassergehaltes

$$\tau = 0{,}32\ \nu + 0{,}03$$

beträgt. Bei Belastungen bis 6,0 kg/cm² wurde der Elastizitätsmodul nach mehrfachen Ent- und Belastungen für $p = 2{,}0$ kg/cm² zu $E = 320$ kg/cm² ermittelt.

Fig. 11 zeigt, dass das Verhältnis $\frac{q}{p}$ wesentlich höher liegt als bei der vorher erwähnten Probe (Fig. 9). Nach dem Reibungswiderstande des Bodens muss für $\text{tg}\ \rho = 0{,}32$ das Verhältnis $\frac{q}{p} = 0{,}52$ sein, so lange Verschiebungen der Bodenteilchen innerhalb der Probe stattfinden, die den vollen Reibungswiderstand auslösen. Die gemessenen Werte liegen besonders am Ende des Versuches wesentlich höher. Es wird das daran liegen, dass der stark verdichtete Boden nur noch wenig Bewegungen ausführte, sodass auch die grösste auftretende Spannungsabweichung von der Flächennormalen nur gering war, das Spannungsellipsoid sich also der Kugel näherte.

Die mitgeteilten Untersuchungsergebnisse stellen nur kleine Beiträge zu den verschiedenen Fragen dar, die sich aus dem Gebiete des Erdbaues und besonders aus dem der Flachgründungen ergeben und die nur durch zahlreiche und sorgfältige Bodenuntersuchungen in Verbindung mit der Beobachtung des Verhaltens des Bodens unter fertigen Bauwerken ihre Beantwortung finden werden.

Traduction.

La section d'étude des terrains de la station d'Essai des Constructions Hydrauliques et Navales de Berlin s'est occupée de recherches dans le domaine de la capacité de charge des terrains de fondation. Quelques-uns des résultats obtenus sont indiqués ci-après.

1. — Essais avec dalles de charge.

La figure 1 représente la disposition adoptée pour un essai de charge au cours duquel ont été essayés les appareils électromagnétiques de compression fabriqués par la firme Fuess, de Steglitz. Ces appareils sont destinés à la mesure des contraintes verticales dans le sol sous l'influence d'une charge. La charge a été appliquée sous forme d'une dalle de béton armé de 1 mètre carré, rigide et circulaire. Les capsules de mesure ont été placées à la base d'un lit de sable de 0,50 m d'épaisseur, soigneusement nourri et battu, symétriquement par rapport à l'axe de la dalle. Au-dessous des capsules de mesure, se trouvait un sable dont l'épaisseur n'avait pas été sondée.

La dalle a été tout d'abord chargée à 10 tonnes, puis soumise à des augmentations progressives de 5 en 5 tonnes jusqu'à 50 tonnes, avec décharges intermédiaires. La figure 2 représente les affaissements du milieu de la dalle par rapport à la charge. On a tracé en traits discontinus une courbe parabolique correspondante. La courbe accuse un très fort affaissement de la dalle jusqu'à 0,22 m, qui a malheureusement rendu vaines les mesures de précision qui étaient prévues sur les mouvements de la surface du sol à l'extérieur de la dalle. La figure 3 indique les contraintes accusées par les capsules de mesure pour la charge finale de 50 tonnes (courbe en traits pleins), et qui s'écartent notablement, en particulier, sur les bords, des contraintes calculées d'après la formule de Strohschneider (en trait discontinu). La cause de cet écart est vraisemblablement la forte déformation que subit la surface de mesure à la fin de l'essai et celles qui en résultent pour les capsules elles-mêmes. La figure 1 montre l'affaissement très prononcé de la dalle et la compression effective relativement faible du lit de sable au-dessus du plan de mesure, n'atteignant que 3 cm. environ, soit 6 % de son épaisseur, ainsi qu'un déplacement latéral et une déformation du bord des capsules de mesure latérales. L'épaisseur du lit de sable a été réduite de 10 cm, soit 20 % de son épaisseur initiale, malgré la faible valeur des contraintes verticales dans le sol vis-à-vis du centre de la dalle. Il s'est donc manifesté, dans cette zone, des efforts horizontaux importants, qui ont refoulé le sol latéralement. Ce point de vue est confirmé par l'augmentation du déplacement horizontal subi par les capsules de mesure vers l'extérieur ; ce déplacement augmente avec la diminution des contraintes verticales et des déplacements verticaux. Il m'a paru intéressant d'observer que les capsules de mesures qui sont les plus voisines de l'axe de la dalle se sont rapprochées l'une de l'autre et par suite de l'axe de la dalle de 5 à 7 mm. Ceci semble appuyer l'hypothèse suivant laquelle la dalle refoule le sol devant elle suivant le tracé d'un cône ayant son sommet vers le bas, ce qui a pour effet de refouler les autres parties du sol latéralement, ce cône étant lui-même ainsi soumis à de fortes pressions enveloppantes, qui provoquent sa compression. Il faut attirer également l'attention sur ce fait que la surface de mesure, primitivement plane, subit une courbure, dont la section en diagonale, que permet de repérer la position des capsules de mesure, accuse une allure semblable à celle de la courbe de répartition des contraintes verticales dans le sol. Il est à recommander, lorsque l'on fait intervenir des charges de cet ordre, de suivre les mouvements du sol en y incorporant des témoins.

Dans le calcul des contraintes verticales du sol, dans les sols sans cohésion, (figure 3), suivant la formule de Strohschneider :

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \frac{(\cos\varphi - \operatorname{ctg}\varphi_0 \sin\varphi)\cos^4\varphi}{Z^2(1-\cos\varphi_0)}$$

et particulièrement pour de grandes surfaces de fondation, le choix de φ_0 présente des difficultés. Nous avons donc cherché à déduire quelques précisions, en ce qui concerne la valeur de φ_0, des indications qui ont déjà été publiées sur les résultats des mesures des contraintes dans le sol. Nous avons admis : la répartition parabolique de la pression exercée par le radier avec symétrie par rapport à l'axe, la forme circulaire rigide de la dalle, l'action verticale de la charge, l'addition en un point des contraintes verticales provoquées par différentes charges. Si l'on se base sur les désignations de la figure 5, on peut exprimer comme suit la contrainte verticale σ_{max} dans le milieu de la dalle :

1. — Cas de $\bar{\varphi} < \varphi_0$

$$\frac{\rho_{max}}{p_{max}}(1-\cos\varphi_0) = 1 - 2(1-\cos\bar{\varphi})\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi}\ldots$$

$$\ldots - \operatorname{ctg}\varphi_0\left(\sin\bar{\varphi} + 3\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi} - ln\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\bar{\varphi}}{2}\right)\right)$$

2. — Cas de $\bar{\varphi} > \varphi_0$.

$$\frac{\sigma_{max}}{p_{max}} = 1 - \frac{\operatorname{ctg}^2\bar{\varphi}}{1-\cos\varphi_0}\left[2 + \cos\varphi_0 - 3\operatorname{ctg}\varphi_0 .\ ln\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi_0}{2}\right)\right]$$

D'après les essais, on connaît σ_{max} p_m et par suite p_{max}, $r = \frac{1}{2D}$ et Z. A partir des formules 1 et 2 qui ont été données plus haut, on peut alors calculer φ_0. Ce calcul a été effectué pour les essais qui nous intéressent. Les valeurs de φ_0 sont portées sur la figure 4 en fonction de Z/D. La courbe correspondant aux essais de Strohschneider a une allure analogue. Nous proposons de déterminer l'angle φ_0 pour le calcul d'après la formule de Strohschneider, en adoptant la relation ;

$$\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$$

La courbe ainsi obtenue est indiqué en trait plein continu sur la figure 4.

La figure 5 donne les valeurs de $\frac{\sigma_{max}}{p_m}$ en fonction de Z/D pour les différents essais (p_m = pression moyenne du radier, σ_{max} = contrainte verticale dans le sol au milieu de la dalle à la profondeur Z). Les courbes s'écartent considérablement l'une de l'autre, particulièrement pour les faibles valeurs de Z/D. La courbe obtenue avec $\varphi_0 = 50^\circ + \frac{Z}{D} \cdot 5^\circ$ est tracée en trait plein continu.

La figure 6 indique la pression dans le sol sous le milieu de la dalle, à différentes profondeurs Z, calculée d'après la formule de Strohschneider, pour 2 dimensions différentes de la dalle : 1 m² et 10 m². La répartition de la pres-

sion au-dessous des dalles circulaires rigides a été supposée parabolique. Les deux dalles donnent la même pression moyenne au sol $p_m = 3$ kg/cm². On voit que la pression exercée par la dalle la plus grande intéresse des profondeurs beaucoup plus importantes que celle de la plus petite dalle. La grande dalle exerce donc son influence sur des couches qui sont situées en dehors de la zone d'influence de la petite dalle. Il faut donc être très circonspect lorsque l'on tire une conclusion à partir d'essais de charge, particulièrement lorsqu'il s'agit de sols de compression effective variable.

2. — Influence de la pression hydrostatique dans les sols cohérents.

La figure 7 a représente un appareil qui indique la pression de l'eau en différentes hauteurs d'une couche de limon noyé, à l'aide de manomètres accusant une consommation d'eau extrêmement faible. Il s'agit ici d'un limon calcaire, d'une épaisseur de 20 cm environ, en différentes couches, noyé sous 1,65 m d'eau, au-dessus d'un filtre à gravier situé à la partie inférieure de l'appareil.

L'essai avait pour but de déterminer si le limon s'opposait au passage de l'eau uniquement dans les couches inférieures situées directement sur le gravier, ou si la totalité de l'épaisseur de la couche participait à la transmission de la pression exercée par la colonne d'eau. Dès l'introduction de la première couche atteignant un niveau supérieur au manomètre n° 2, il se produisit une notable diminution de l'écoulement d'eau. Le manomètre n° 2 indiquait une hauteur d'eau de 1,65 m. En continuant les additions de limon, on constata que la pression tombait dans le manomètre n° 2, atteignant 0,2 m, pour une épaisseur de limon de 0,17 m. Les manomètres 3 à 5 accusaient la pleine hauteur d'eau de 1,65 m, quoique débouchant dans le limon. La vitesse de dépôt diminuant, le limon se tassa de 6 % de la hauteur initiale en 2 semaines 1/2. En augmentant la pression d'eau à 3,95 m (figure 7 b), le manomètre 3 accusa une faible chute de pression, allant à 3,25 m, tandis que les manomètres 4 et 5 continuaient à indiquer la pleine pression. Une nouvelle augmentation de la hauteur d'eau à 8,25 m, suivie d'une réduction à 1,65 m ne produisit, après 6 semaines, aucune chute de pression entre la surface d'arrêt et les manomètres 4 et 5 ; on constata une légère chute de pression entre 4 et 3, une forte différence de pression entre 3 et 2 et une faible chute entre 2 et 1 (fig. 7 b).

Pour déterminer l'influence qu'exercerait une couche de gravier de protection au-dessus du limon, celui-ci fut chargé au moyen d'une plaque perméable, à raison de 0,017 kg/cm². Il se produisit un tassement ultérieur du limon de 10 % de sa hauteur initiale. Les manomètres supérieurs accusèrent alors eux aussi une faible chute de pression. Les figures 7 c et d traduisent la répartition de la pression pour des hauteurs d'eau de 3,95 et 8,25 m. après 14 et 19 semaines d'infiltration. C'est entre les manomètres 2 et 3 que l'on constate le maximum de compacité et par suite la plus forte chute de pression. Il est probable qu'au cours du dépôt du limon, c'est à cet endroit que se sont déposées les particules les plus fines. Le coefficient de perméabilité d'après la formule de Darcy a atteint pour cette couche k = 0,9. 104- cm/min.

En arrêtant l'écoulement de l'eau, la pression monta rapidement dans tous

les tubes des manomètres jusqu'à la pleine valeur de la pression d'eau au-dessus du limon. La surface du filtre à gravier n'avait plus alors à supporter que le poids des particules solides de limon, diminué de la poussée hydrostatique correspondante. En ouvrant à nouveau l'écoulement de l'eau de l'appareil, dans une proportion telle qu'il ne règne plus aucune pression d'eau sur le filtre, la surface du filtre se trouvait avoir à supporter, outre le poids indiqué ci-dessus, celui de la colonne d'eau résiduelle provenant du frottement de l'eau à son passage entre les particules de limon.

3. — Essais de compression sur des sols cohérents.

Ces essais se distinguent des autres essais de même nature par ce fait que l'on a adopté des échantillons d'essai de plus grandes dimensions (cylindres d'environ 17 cm de hauteur). Les essais se sont prolongés sur plus d'un an et demi, par suite des hautes pressions qui ont été mises en jeu et de la faible perméabilité des échantillons d'argile. Ils ont été effectués dans un espace « thermostatique » afin d'éliminer l'influence de la température. La nature des appareils employés a également permis de mesurer la pression latérale provoquée, dans les échantillons, par l'action des charges verticales.

La figure 8 représente l'appareil employé. Un cylindre de verre à parois épaisses est fermé au moyen d'une plaque métallique et d'un couvercle, dans lequel se trouve un cylindre muni d'un piston. Le piston permet de mettre en charge l'éprouvette (constituée avec le sol à essayer) qui se trouve dans le cylindre de verre rempli d'eau. L'échantillon lui-même est séparé de son enveloppe d'eau au moyen d'une mince feuille de caoutchouc. Il est maintenu latéralement par l'enveloppe d'eau pendant la mise en charge et par suite considérablement limité dans son expansion latérale. Par ailleurs, il ne se produit aucun frottement sur les parois latérales au cours de la mise en forme de l'échantillon pendant la mise en charge. Le guidage latéral de l'échantillon par une chemise d'eau et l'étanchéité qu'assure en sa faveur la feuille de caoutchouc ont été réalisés pour la première fois avec ce dispositif. L'action de charge exercée par le piston est commandée à l'air comprimé, avec transmission par huile. L'eau de capillarité qui est exprimée hors de l'échantillon pendant la mise en charge peut s'écouler à l'extrémité de l'échantillon à travers des trous très fins et est mesurée dans des éprouvettes spéciales graduées en verre. Le mouvement du piston et par suite la compression de l'échantillon sont mesurés avec une précision de 1/100 de millimètre.

La figure 8 représente la courbe de compression d'une argile jurassique noire, dont la résistance à l'état d'humidité naturelle a été trouvée égale à

$$\tau = 0.37\,\nu + 0{,}03$$

Elle a été soumise à plusieurs séries de charges et de décharges. Le module d'élasticité de ce sol comprimé a atteint après la première série de charge et décharge, $E_1 = \text{ctg}\ \alpha_1 = 63$ kg/cm² Après la série de charge et décharge suivante, il a atteint $E_2 = \text{ctg}\ \alpha_2 = 80$ kg/cm². L'élasticité du sol était donc devenue plus faible. Une succession de charges et de décharges allant jusqu'à 10 kg/cm² provoqua une augmentation régulière de la compression de ce sol.

L'essai se continue afin de suivre les variations de E, avec des pressions allant jusqu'à 10 kg/cm².

La figure 9 indique le rapport entre la pression latérale q et la pression de charge du sol au cours des différentes charges et décharges. Ce rapport oscille entre 0,3 et 0,5, en parcourant une boucle hystérétique. Pour la partie moyenne de l'échantillon, on peut considérer p et q comme contraintes principales. Pour tg $\rho = 0{,}37$ et à l'apparition de mouvements de glissement dans l'échantillon, $q/p = 0{,}48$. Cette valeur représente le minimum. Comme les valeurs mesurées de q/p sont presque toutes inférieures à 0, 48, il faut en conclure que la cohésion du sol de l'échantillon s'est trouvée augmentée par les essais de compression par rapport à la valeur donnée par les essais de résistance à l'état normal.

Le cliché 10 donne les courbes de compression pour une argile morainique brun-foncé, dont la résistance à l'état normal d'humidité atteint

$$\tau = 0{,}32\nu + 0{,}03.$$

Pour des charges allant jusqu'à 6 kg/cm², le module d'élasticité, pour $p = 2$ kg/cm², a atteint $E = 320$ kg/cm², après plusieurs cycles de charges et de décharges.

La figure 11 montre que le rapport q/p est sensiblement plus élevé que dans les échantillons précédents (figure 9). D'après la résistance au frottement, le rapport q/p doit être égal à 0,52 pour tg $\rho = 0{,}32$, tant qu'il se produit, à l'intérieur de l'échantillon, des déplacements des particules, qui ne permettent pas à la résistance au frottement de se manifester pleinement. Les valeurs mesurées sont, particulièrement à la fin de l'essai, sensiblement plus élevées. Le sol, qui se trouvait alors fortement tassé, n'accusait plus que des mouvements internes très faibles, de telle sorte que le maximum d'écart de tension par rapport à la normale à la surface restait très faible et que l'ellipse des tensions tendait vers une sphère.

Les résultats d'essais ainsi communiqués ne constituent d'ailleurs qu'une faible contribution aux différentes questions qui se posent dans le domaine de l'étude des terrains et des fondations planes, questions qui ne seront résolues que par de nombreuses études très poussées, appuyées par l'observation du comportement du sol et des constructions elles mêmes.

Dr. Ing. K. W. MAUTNER,

Professor, Direktor i. Fa. Neue Baugesellschaft Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M.

Im Nachfolgenden bringe ich einen Beitrag zur Frage der Setzungsgrösse in Abhängigkeit von der Grösse der belasteten Fläche. Bereits im Jahre 1928 sind auf meine Veranlassung vergleichende Messungen der Setzungen probebelasteter Pfeiler von 50 × 50 cm (Bodenbelastungsversuch nach Baurat Künzel) und der Senkungen der Eisenbetongrundplatten zweier Schornsteine vorgenommen worden. Die Schornsteinfundamentplatte hatte Achteckgestalt mit eingeschriebenem Kreis von rd. 26 m Durchmesser. Die Schornsteine