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-669

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

Fig. 9 zeigt einen Schnitt durch einen Eisenbetonrahmenbau mit einer Plattenfundierung auf einer mächtigen Sandschichte. Aus den Ergebnissen einer Belastungsprobe auf einer kreisrunden Lastplatte mit einem Durchmesser von 0, 30 m ergab sich der Wert der Bettungsziffer mit $k = 5$ kg/cm³.

Für die Werte der Bettungsziffer, die man bei der Berechnung der Fundamentplatte des in Fig. 9 dargestellten Rahmenbaues verwenden muss, ergeben sich aus den obzitierten Formeln die Werte von k mit :

$k = 1,0$ kg/cm³ für die Wellen erster Ordnung,
$k = 3,4$ » » für die äusseren Wellen zweiter Ordnung und
$k = 10,2$ » » für die Innenwellen zweiter Ordnung.

Diese Ziffern zeigen, dass der Wert der Bettungsziffer in hohem Mass von der Gestalt der elastischen Linie, das heisst von der Art der Lastverteilung und von den Abständen zwischen den Angriffspunkten der Last abhängt.

In der gleichen Abhandlung untersuchte der Verfasser die Faktoren, von denen die Beziehung zwischen der Gesamtsetzung und den Setzungsdifferenzen abhängt. Aus den Ergebnissen der Untersuchungen geht hervor, dass die Setzungsdifferenzen, die bei einer gesamten Setzung von 0, 02 m eines Gebäudes mit Sockelfundierung auftreten, viel gefährlicher sein können als die Setzungsdifferenzen, die mit einer mittleren Gesamtsetzung von 0, 20 m eines Gebäudes mit einer Platten-oder Pfahlfundierung verbunden sind.

Schliesslich sei noch auf die dringende Notwendigkeit hingewiesen, verhältnismässig einfache Methoden für die Bestimmung der zulässigen Setzungsdifferenz abzuleiten. Die zulässige Setzungsdifferenz hängt offenkundigerweise in hohem Masse von der Art des Oberbaues und der mittleren Entfernung zwischen den Angriffspunkten der Last ab. Die herrschende Gepflogenheit, die zulässige Bodenpressung ohne Rücksicht auf die Beschaffenheit des Oberbaues zu wählen. ist veraltet und gefährlich.

Traduction.

Depuis que ce rapport a été présenté, les nouveaux résultats, ci-après exposés, ont été obtenus.

M. Walter Bernatzik, ing., assistant de l'auteur à l'École Technique Supérieure de Vienne, a étudié la relation entre l'importance des contraintes principales et les déformations correspondantes, pour une gamme de compressions de 0 à 2 kg/cm² et pour des sables sans cohésion. Les résultats obtenus sont indiqués sur la figure 1, pour un sable tassé par secousses et accusant un coefficient de vide de 0,6. Il résulte de ce diagramme que le coefficient de Poisson 1/m dépend exclusivement de la valeur de la déformation longitudinale, sans distinction de l'état de tension qui correspond à cette compression longitudinale. Lorsque la compression augmente, la valeur de 1/m augmente rapidement. L'appareil qui a été utilisé par l'ing. Bernatzik pour ces essais est représenté sur les figures 2 et 3. La disposition adoptée pour les essais permet de faire croître les contraintes principales simultanément et à une allure presque constante. Le principe de la méthode consiste à soumettre l'élément de sable à la pression sur tous les côtés, en créant un vide partiel dans la

masse. En outre, on fait intervenir également une pression axiale, obtenue au moyen d'un cylindre à vide accouplé avec le dispositif de mise en charge. L'élément de sable et le cylindre de vide utilisé pour la production de la charge additionnelle sont reliés ensemble de telle sorte que les contraintes qui s'exercent sur le sable augmentent dans le même rapport.

Bernatzik a effectué une autre série d'essais portant sur un grand nombre d'échantillons de sable sans cohésion, afin de déterminer l'influence de différents facteurs variables sur l'affaissement d'une surface chargée circulaire. Ces facteurs variables sont les suivants :

Rapport entre le diamètre de la surface chargée et l'épaisseur de la couche de sable sur laquelle s'appuie la surface chargée ;

État de la surface inférieure de la charge : membrane de caoutchouc sans frottement, membrane de caoutchouc renforcée au moyen d'anneaux rugueux collés, plaque rigide avec face inférieure graissée et plaque rigide avec face inférieure brute.

Après avoir effectué ses essais, tant dans la première série (figure 1), que dans la deuxième série (surfaces chargées), avec le même sable en même épaisseur, M. Bernatzik était ainsi en mesure d'entreprendre, à partir des données concernant l'affaissement, déduites des résultats obtenus au cours des essais sur éléments de sable, l'évaluation des contraintes horizontales se manifestant dans le sable au-dessous du centre de la surface de charge. La figure 4 donne la répartition des contraintes verticales et horizontales pour différentes valeurs du coefficient de Poisson suivant la théorie de Boussinesq, pour les points d'un milieu élastique situés au-dessous du centre d'un faisceau de charges circulaire. Les courbes C_I et C_{II} indiquent les contraintes horizontales déterminées par Bernatzik dans le cas d'une membrane parfaitement lisse (C_I) et dans le cas d'une membrane renforcée au moyen d'anneaux rugueux (C_{II}). La figure montre que les contraintes horizontales sont sensiblement plus faibles directement au-dessous de la surface de charge et que par contre, à une profondeur 2a, elles sont notablement plus élevées que les valeurs calculées d'après Boussinesq. La figure 5 donne une représentation graphique des résultats les plus intéressants.

J'ai signalé dans mon rapport, que l'American Foundation Committee de l'American Society of Civil Engineers était sur le point d'effectuer des mesures sur l'affaissement d'un bâtiment à Cambridge, Massachussets (États-Unis). La figure 6 donne précisément les résultats de ce travail : les courbes tracées en traits pleins représentent les courbes d'égal affaissement mesuré ; les courbes en traits discontinus représentent les courbes d'égal affaissement calculées. On a là un nouvel exemple du fait que nous sommes dès maintenant en mesure, dans de nombreux cas, de déterminer à l'avance, avec une précision suffisante, la répartition des affaissements d'après le plan d'un ouvrage.

En apportant une modification aux équations de Boussinesq, le Dr O. K. Fröhlich (La Haye) a étudié les états de tension qui règnent au-dessous d'une dalle de mise en charge. Il est arrivé, en particulier, au résultat suivant : si l'on augmente progresssivement la valeur de la charge à partir de zéro, l'état limite de Mohr se trouve dépassé, à l'intérieur du sable, tout d'abord dans une zone annulaire étroite située au-dessous du bord de la sur-

face chargée (figure 7*a*). Lorsque la charge augmente, la section de cette zone pertubée annulaire augmente également, jusqu'à ce qu'en définitive, la limite de résistance du sol se trouve dépassée. La charge unitaire q_{op} pour laquelle l'état de Mohr commence à être localement dépassé est donnée, suivant Fröhlich, par la formule suivante :

$$q_{op} = \frac{\pi (\gamma_S - \gamma_F) (1 - n) t_o}{ctg\ \varphi_r - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi_r\right)}$$

dans laquelle on désigne par :

γ_S le poids des grains du sable par unité de volume, kg/cm³ ;

γ_F le poids de la matière remplissant les pores par unité de volume, kg/cm³

n le volume des vides ;

t_o la profondeur de fondation ;

φ_r l'angle de frottement interne en mesure d'arc.

Il résulte de cette formule que la charge unitaire q_{op} ne dépend pas du diamètre de la surface chargée, mais seulement de la profondeur de fondation. Pour une profondeur de fondation $t_o = 0$, on a également $q_{op} = 0$.

Les valeurs que l'on peut obtenir avec cette formule montrent une bonne concordance avec les valeurs antérieurement déterminées expérimentalement, et correspondent à peu près aux valeurs de charge considérées comme admissibles pour le sable.

L'auteur a eu récemment l'opportunité de mesurer l'affaissement d'une feuille d'acier mince (fond d'un réservoir à liquide), ayant un diamètre de 30 mètres, sous l'influence d'une charge uniformément répartie de 1,5 kg/cm². Le réservoir reposait sur une couche d'argile plastique. Les résultats de ces observations sont portées sur la figure 8 ; ils montrent d'une manière très nette qu'une charge superficielle uniformément répartie ne provoque nullement un affaissement uniforme. La figure montre en outre que le coefficient de compressibilité que l'on rencontre dans les formules pour le calcul des éléments de fondation supportés élastiquement ne possède nullement une valeur fixe déterminée. Les recherches ultérieures de l'auteur ont conduit à cette conclusion que le coefficient de compressibilité élastique dépend non pas seulement des dimensions des éléments de fondation supportés et des caractéristiques élastiques du milieu qui constitue le support, mais également et dans une large mesure de la longueur d'onde de la courbe élastique de l'élément supporté [1].

Si l'on désigne par :

a l'écartement entre deux points de changement de sens successifs de la courbe élastique (points d'inflexion) ;

s l'affaissement d'une plaque circulaire chargée, ayant un diamètre « a », sous l'influence d'une charge unitaire *q* ;

k la valeur du coefficient de compressibilité ;

d'après les résultats obtenus par l'auteur, les valeurs du coefficient de com-

---

1. K. v. Terzaghi, Bodenpressung und Bettungsziffer, Jahrbuch des Oest. Betonvereins, 1931, et Oest. Bauzeitung, 1932.

pressibilité élastique peuvent être données, en première approximation, par la relation suivante :

pour une courbe élastique ne comportant pas plus de deux points de changement de sens :

$$k = \frac{5}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

pour une courbe élastique comportant plus de deux points de changement de sens :

pour les deux ondes extrêmes :

$$k = \frac{5}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

pour les ondes intermédiaires :

$$k = \frac{15}{4} \cdot \frac{q}{s}$$

La figure 9 représente la coupe effectuée à travers un ouvrage constitué par des cadres en béton armé, comportant un radier en dalle, sur une forte couche de sable. A partir des essais de charge sur une dalle circulaire ayant un diamètre de 0,30 m, on a obtenu pour le coefficient de compressibilité élastique la valeur suivante :

$$k = 5 \text{ kg/cm}^3.$$

En ce qui concerne les valeurs du coefficient de compressibilité que l'on doit appliquer au calcul du radier de l'ouvrage représenté sur la figure 9, on obtient, à partir de la formule ci-dessus indiquée, les valeurs suivantes :

$k =$ 1,0 kg/cm³ pour les ondes de premier ordre,
$k =$ 3,4 kg/cm³ pour les ondes extrêmes de second ordre
$k =$ 10,2 kg/cm³ pour les ondes intermédiaires de second ordre.

Ces chiffres montrent que la valeur du coefficient de compressibilité élastique dépend en grande partie de la forme de la courbe élastique, c'est-à-dire du mode de répartition de la charge et des intervalles qui séparent les points d'application.

L'auteur a étudié en même temps les facteurs dont dépend la relation entre l'affaissement total et les différences entre les affaissements. Les résultats de ses recherches montrent que les différences d'affaissement qui se produisent pour un affaissement total moyen de 0,02 m dans un ouvrage avec fondation sur semelles, peuvent être beaucoup plus dangereuses que celles qui se manifestent avec un affaissement total moyen de 0,20 m, dans un ouvrage avec fondation sur radier ou sur pieux.

Pour conclure, il importe d'attirer l'attention sur l'impérieuse nécessité d'adopter des méthodes relativement simples pour la détermination des différences d'affaissement admissibles. La différence d'affaissement admissible dépend manifestement, dans une large mesure, de la nature de la superstructure et de l'écartement moyen entre les points d'application des charges. L'habitude largement répandue qui consiste à adopter une pression admissible au sol sans tenir compte de la nature de la superstructure de la construction, est périmée et dangereuse.