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

Band: 1 (1932)

Artikel: Tragfähigkeit der Flachgründungen

Autor: Terzaghi, Karl v.

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-478

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: 01.07.2025

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

VII B

TRAGFÄHIGKEIT DER FLACHGRÜNDUNGEN

RÉSISTANCE DES FONDATIONS EN FAIBLE PROFONDEUR

BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS

Dr.-Ing. Karl. v. TERZAGHI,
Professor an der Technischen Hochschule, Wien.

Die Forschungsarbeit betreffend die Tragfähigkeit der Flachgründungen beschäftigt sich gegenwärtig vornehmlich mit folgenden Aufgaben :

Vertiefung unserer Kenntnisse betreffend die Festigkeitseigenschaften der kohäsionslosen und kohärenten Böden.

Anpassung der Theorien der Tragfähigkeit und der Setzungsvorgänge an die Ergebnisse der Beobachtung beim Modellversuch und an fertigen Bauwerken.

Ausbau der Methoden zur Beurteilung der Festigkeitseigenschaften der bei den Probebohrungen angetroffenen Bodenschichten.

Das vorliegende Referat enthält eine gedrängte Uebersicht über neuere Forschungsergebnisse auf den oben aufgezählten Gebieten, ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben.

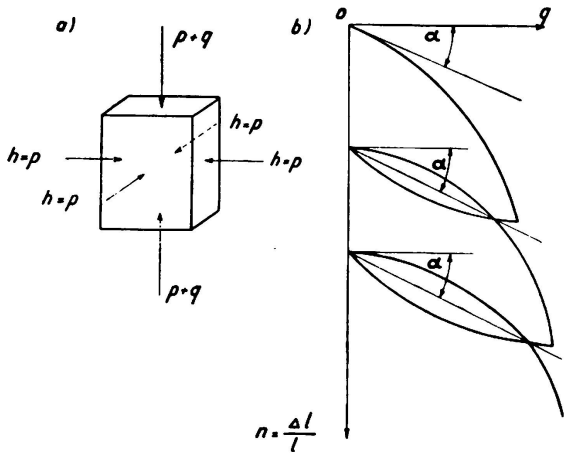

Fig. 1.

1. Festigkeitseigenschaften der kohäsionslosen Sande.

Vor mehreren Jahren entwarf der Verfasser von den Festigkeitseigenschaften des Sandes das folgende Bild[1] : Nehmen wir an, Fig. 1 a stelle das prismatische Element einer Sandmasse dar. Die Kantenrichtung decke sich mit der Richtung der Hauptspannungen. Die Grösse sämtlicher Hauptspannungen sei gleich p. Lässt man den Wert der lotrechten Hauptspannungen um einen Zusatzbetrag q zunehmen, während die wagrechten unverändert bleiben, so sollte man für die Beziehung zwischen der lotrechten Zusatzspannung q und der bezogenen Zusammendrückung $n = \frac{\Delta l}{l}$ das in Fig. 1 b dargestellte Schaubild

1. Terzaghi. Erdbaumechanik. Wien, 1925.

bekommen. Bezieht man den Begriff des Elastizitätsmoduls E auf den reversiblen Teil der Zusammendrückung, so ergibt sich für E aus der Figur der Wert

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

Zwischen diesem Wert E und dem Wert p der wagrechten, beim Druckversuch unverändert bleibenden Hauptspannungen sollte nach der vom Verfasser vertretenen Ansicht die Beziehung

$$E = cpf \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

bestehen, worin f die Ziffer der inneren Reibung des Sandes und c eine Konstante bedeutet. Diese Formel schliesst den Gedanken an einen eindeutigen Wert des Elastizitätsmoduls für Sande aus. Der Elastizitätsmodul für eine unbelastete Sandschicht sollte von der Oberfläche nach der Tiefe ungefähr in geradem Verhältnis zur Tiefe zunehmen. Im Spannungsbereich einer Lastfläche ergeben sich noch verwickeltere Verhältnisse.

Trotzdem sich die Anschauung des Verfassers auf ziemlich beweiskräftige Argumente stützt, schien sie auf keinen fruchtbaren Boden zu fallen, denn die Versuche, die Dehnungsgleichungen von Boussinesq in ihrer Anwendung auf die Tragfähigkeit des kohäsionslosen Sandes auf Grund der Annahme eines eindeutig festgelegten Elastizitätsmoduls auszuwerten, wurden von den meisten auf diesem Gebiet tätigen Theoretikern fortgesetzt. Es wurde sogar der Versuch unternommen, aus dem Ergebnis von Setzungsbeobachtungen auf theoretischem Weg den Wert des Elastizitätsmoduls des Sandes zu berechnen. Aus diesem Grund erschien es wünschenswert, die Richtigkeit der oben entwickelten Anschauungen im Versuchsweg zu überprüfen.

Die Versuche wurden im Laufe der letzten Monate von Herrn Ing. Dr. A. Scheidig im Laboratorium des Verfassers in Wien durchgeführt. Die Körperelemente des Sandes Fig. 1a wurden durch zylindrische Sandkörper mit einem Durchmesser von 5 cm und einer Höhe von 6-8 cm dargestellt, welche mit einer sehr dünnen Kautschukmembrane umgeben waren. Als Versuchsmaterial wurde ein sehr gleichförmiger Quarzsand mit einer mittleren Korngrösse von 0,15 mm benützt. Um den Sand in die Gummischläuche einstampfen zu können, musste man die Schläuche während der Einbringung des Sandes mit einem starren Ring umgeben. Die Basis und die obere Seite der Sandkörper wurden durch runde Messingplatten gebildet.

Um die elastischen Eigenschaften und die Druckfestigkeit der Sandkörper kennen zu lernen, wurden dieselben in einen kreisrunden Behälter mit einem Durchmesser von 20 cm und einer Höhe von 20 cm eingebracht. Sodann wurde das Gefäss mit Oel gefüllt, durch einen wasserdicht anschliessenden Deckel abgeschlossen und mit Hilfe eines hydraulischen Akkumulators unter Innendruck gesetzt. Mit Hilfe dieses Akkumulators konnten auf die Sandzylinder allseitige Drücke p (Fig. 1 a) bis zu 10 kg pro cm² ausgeübt werden. Zwecks Anbringung der lotrechten Zusatzbelastung q war in dem Deckel des Oelbehälters eine Stopfbüchse eingebaut, durch welche eine Stahlstange bis auf die Kopfplatte des Sandkörpers herabreichte. Durch Belasten dieser Stahlstange mit Hilfe einer Hebelvorrichtung konnte zu der lotrecht im Sandzylinder

wirksamen, durch den Oeldruck erzeugten lotrechten Hauptdruckspannung ein Zusatzdruck q hinzugefügt werden. Die Messung der Zusammendrückung erfolgte mit Hilfe von Messuhren mit einer direkten Lesung von 1/400 mm.

Die Untersuchungen umfassten unter anderem einfache Druckversuche nach Fig. 1 mit wiederholter Be- und Entlastung bei konstanten wagrechten Hauptspannungen mit Werten bis zu 10 kg pro cm².

Die Ergebnisse der Versuche bestätigten im grossen ganzen die durch Fig. 1 b und durch die Formel 2 ausgedrückten Anschauungen. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Fig. 2 b graphisch wiedergegeben. Die Bedeutung der Werte E und N ist aus Fig. 2a zu ersehen.

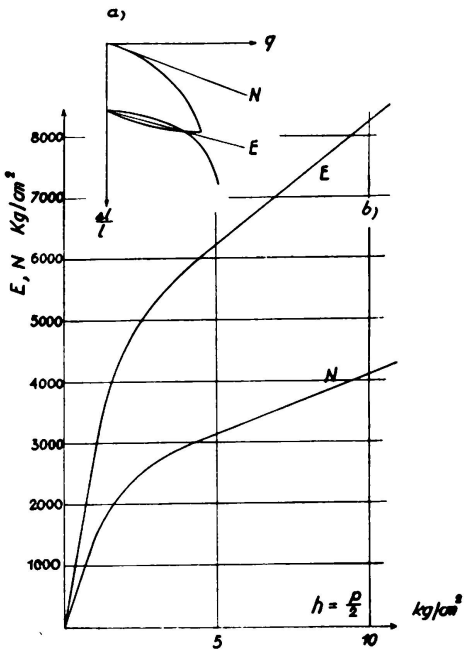

Fig. 2.

Falls die Reibungsziffer des Sandes vom Flächendruck unabhängig wäre, so sollte die E-Linie im Diagramm Fig. 2 b geradlinig verlaufen. Der Verfasser hat jedoch bereits im Jahre 1929 in seinem Laboratorium in Cambridge Mass. mit Hilfe eines sehr empfindlichen Apparates gezeigt, dass der Wert f der Reibungsziffer des Sandes für ein Druckintervall von p = 0 bis p = 1 kg pro cm² mit zunehmenden Flächendruck beträchtlich abnimmt[1]. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Fig. 3 graphisch dargestellt. In diesem Diagramm bezieht sich die Kurve A auf einen Sand in dichtester und B auf einen Sand in lockerer Lagerung. Die Krümmung der Schaulinie A Fig. 3 findet sich in übertriebenem Masstabe in der Krümmung der Schaulinien E und N der Fig. 2 wieder. Mit diesen Versuchsergebnissen ist wohl die Ansicht, dass der Sand einen eindeutig bestimmten Elastizitätsmodul habe, endgültig widerlegt. Die Versuche werden gegenwärtig mit verfeinerter Apparatur wiederholt, um die quantitative Seite der SCHEIDIG'schen Ergebnisse zu überprüfen und obendrein um die Beziehungen zwischen den E-Werten und der Lagerungsdichte kennen zu lernen.

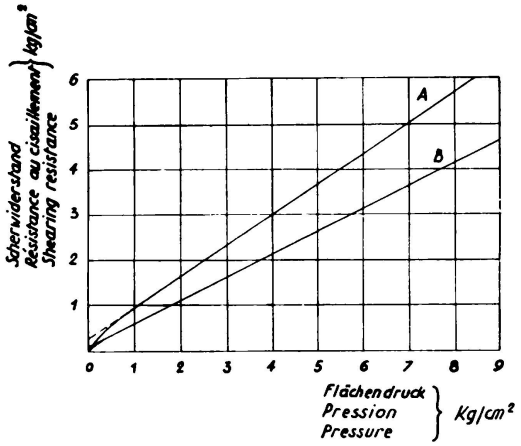

Fig. 3.

Von besonderem Interesse sind die Ergebnisse von Untersuchungen, welche Ing. W. BERNATZIK im Laboratorium des Verfassers über die Querkontraktion des Sandes, über die Ziffer des « Ruhedruckes » und über den Einfluss der relativen Dichte des Sandes auf die Ziffer des Ruhedruckes angestellt hat. Die bisherigen Ergebnisse sind in Fig. 4 a und 4 b dargestellt und lassen sich folgendermassen zusammenfassen :

1. TERZAGHI. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente und Gele, in Auerbach u. Hort, Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik, Bd. IV, 2 Hälfte. Berlin, 1931.

Vergrössert man sämtliche auf eine Sandzelle wirkenden Hauptspannungen in gleichem Verhältnis, so nimmt der Wert der Querkontraktionsziffer $\frac{1}{m}$ mit dem Wert der Hauptspannungen zu (Fig. 4a).

Der Quotient aus dem zur Verhinderung der seitlichen Ausdehnung einer Sandzelle erforderlichen Seitendruck σ_h und der lotrecht wirkenden Belastung σ_v (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 (Fig. 4b).

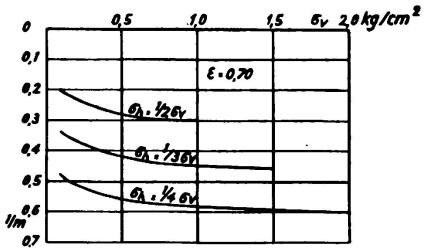

Fig. 4 a.

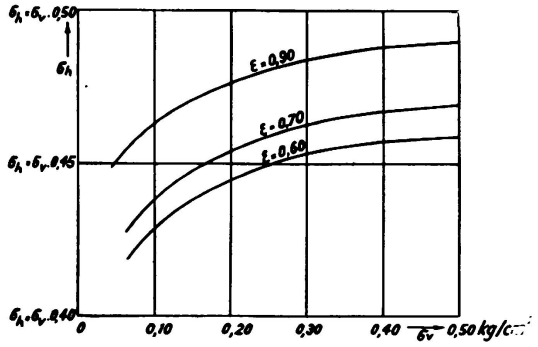

Fig. 4 b.

2. Elastische Eigenschaften des Tones.

Die Poren der Tone, welche bei Gründungsarbeiten als Unterlagen der Fundamente in Betracht kommen, sind fast ausnahmslos vollständig mit Wasser ausgefüllt. Erhöht man sämtliche Hauptspannungen, welche auf ein Element dieser Tonmasse wirken, so erleidet es folgende Zustandsänderungen : In dem Augenblick, da man den Zusatzdruck aufbringt, tritt in dem Porenwasser des Tones ein hydrostatischer Ueberdruck auf, welcher den Aussendruck fast zur Gänze aufnimmt (Anfangszustand). Dauert die Druckwirkung weiter, so erleidet der Ton unter dem Einfluss des Zusatzdruckes eine langsam fortschreitende, mit einer Volumsverminderung verbundene Zusammendrückung, welche mit einem Entweichen von Porenwasser verbunden ist. Die Geschwindigkeit, mit welcher diese Zusammendrückung des Tones vor sich geht, nimmt im Laufe der Zeit ab, und der Ton nähert sich asymptotisch einem Endzustand, wobei der vom Zusatzdruck im Porenwasser geweckte hydrostatische Ueberdruck gleich null wird (Endzustand). Die Theorie dieses Vorganges wurde vom Verfasser bereits im Jahre 1925 veröffentlicht [1]. Zu gleicher Zeit wurde auch vom Verfasser auf Grund zahlreicher Versuche dargelegt, dass die Beziehung zwischen dem Druck und dem Elastizitätsmodul des Tones für den Endzustand durch die Gleichung 2 gegeben ist. Im Anfangszustand, d. h. im Augenblick der Drucksteigerung, sollte die Zunahme, die der Wert des Elastizitätsmoduls erfährt, sehr geringfügig sein ; eine experimentelle Bestätigung für diese Behauptung konnte jedoch nicht beigebracht werden.

Der im vorangegangenen Abschnitt beschriebene Apparat gab uns die

1. Terzaghi. Erdbaumechanik. Wien, 1925.

Möglichkeit, die Wirkung des Aussendruckes auch für den Anfangszustand des oben geschilderten Vorganges im Versuchswege zu studieren. Die Versuche wurden von Herrn Ingenieur E. Gottstein im Laboratorium des Verfassers in Wien durchgeführt. Das Versuchsmaterial bestand aus einem blauen Ton mit einer Plastizitätsziffer von 23 (nach Atterberg), einem Wassergehalt von 28 % (% des Trockengewichtes) und einem Reibungswinkel von 24°. Die Probekörper hatten einen Durchmesser von 8 cm und eine Höhe von 12 cm. Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls und der Druckfestigkeit erfolgte unter einem Oeldruck von $p = 0$ bzw. 2 und 6 kg per cm². Für die Beziehung zwischen einem lotrechten Zusatzdruck q und der zugehörigen Zusammendrückung n bei konstanten wagrechten Hauptspannungen ergaben sich Schaulinien von der Art Fig. 5b. Die Ergebnisse der Versuche sind in Fig. 5a nach dem Mohrschen Verfahren graphisch dargestellt. Die Abszissen der Endpunkte der Durchmesser der einzelnen Kreise geben die Werte der Hauptspannungen an, die im Augenblick des Bruches wirksam waren. Die voll ausgezogenen Kreise stellen den Spannungszustand für den Bruch der Probekörper beim Oeldruckversuch, *d. h.* für den Anfangszustand dar. Die Ergebnisse unserer seinerzeitigen Untersuchung betreffend die Bruchfestigkeit des Tones im Endzustand sind durch die strichlierten Kreise gegeben. Die den Kreisen beigeschriebenen Werte E_1, E_2 und E_3 liefern die aus dem Oeldruckversuch abgeleiteten Werte des Elastizitätsmoduls für Aussendrücke von 0 bezw. 2 und 6 kg per cm², während die Werte E'_2 und E'_3 die Elastizitätsmoduli für den Endzustand angeben. Aus dem Schaubild Fig. 5a geht ohne weiteres hervor, dass die Steigerung sämtlicher Hauptspannungen bei vollkommen verhindertem Wasseraustritt einen sehr geringen Einfluss auf die Elastizität und die Festigkeit des beanspruchten Materiales ausübt. Nachdem das Entweichen des überschüssigen Porenwassers auch bei unbehindertem Wasseraustritt infolge der geringen Durchlässigkeit des Tones äusserst langsam erfolgt, so stellen die kleinen Kreise Fig. 5a auch die Festigkeitsverhältnisse für den Anfangszustand der Erhöhung des Aussendruckes bei unbehindertem Wasseraustritt dar. Lässt man jedoch den Aussendruck bei unbehindertem Wasseraustritt lange Zeit hindurch wirken, so erfährt der Probekörper eine langsam fortschreitende Verdichtung, wobei sowohl der Elastizitätsmodul als auch die Festigkeit sehr bedeutend zunehmen (Fig. 5a strichlierte Kreise und Werte E'_2, E'_3).

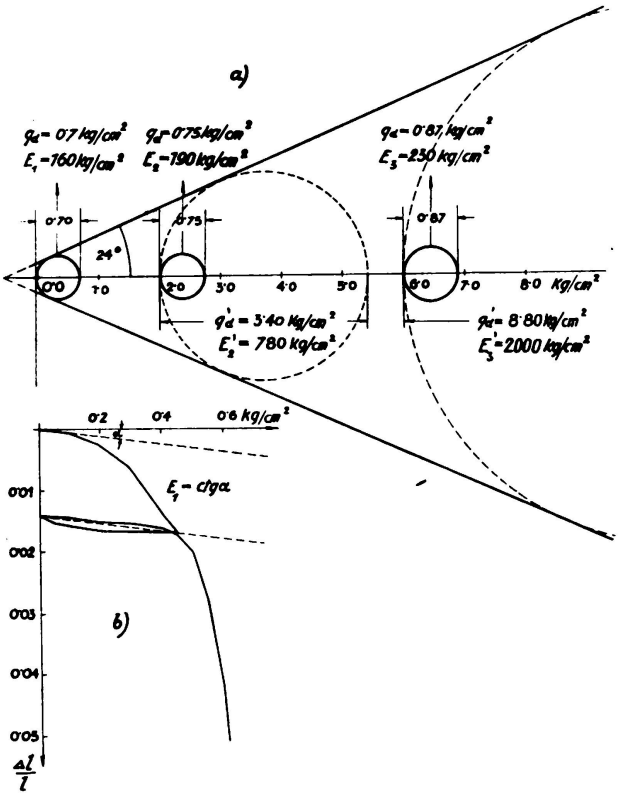

Fig. 5. — $\left(\frac{\Delta l}{l} = n\right)$

Fliesserscheinungen im Ton bei schwacher Scherbeanspruchung.

Belastet man die Oberfläche eines plastischen Tonlagers durch die Aufbringung eines Fundamentseckels, so stellt sich beinahe sofort eine Senkung der belasteten Oberfläche ein, welche lediglich auf die Formänderung der belasteten Masse zurückzuführen ist. Auf diese rasch sich einstellende Setzung des Sockels (1. Phase) kommt eine fortschreitende Zusatzsetzung infolge allmählichen Entweichens des überschüssigen Porenwassers. Wegen der ausserordentlich geringen Durchlässigkeit des Tones verläuft diese zweite Phase des Setzungsvorganges sehr langsam. Die Gesetze des zeitlichen Verlaufes dieser zweiten Setzungsphase sind ebenfalls bekannt[1]. Der Vorgang ist u. a. dadurch gekennzeichnet, dass die Setzungsgeschwindigkeit allmählich abnimmt und schliesslich gleich Null wird. In vielen Fällen stimmt der am Bauwerk beobachtete zeitliche Verlauf der Setzungen mit dem theoretischen Setzungsverlauf gut überein. In einigen Fällen konnten wir jedoch feststellen, dass auf die zweite Phase des Setzungsvorganges eine dritte Phase folgt, in welcher sich das Bauwerk jahrelang mit beinahe unveränderter Geschwindigkeit senkt. Fig. 6a stellt das Setzungsdiagramm eines Bauwerkes dar, dessen Untergrund eine plastische Tonschicht mit einer Dicke von etwa 16 m einschliesst. Jener Teil der Setzungskurve, welcher den ersten 20 seit Baubeendigung verstrichenen Jahren entspricht, hat beinahe streng den Verlauf der theoretischen Kurve für Setzungen infolge fortschreitender Zusammendrückung des Tones. Anstatt sich jedoch asymptotisch einer wagrechten Tangente zu nähern, geht die Kurve etwa in Punkt A in eine leicht geneigte gerade Linie über, welche anzeigt, dass sich das Gebäude seit der Zeit, die dem Punkte A entspricht, um etwa 0,8 cm per Jahr senkt. Fig. 6 b zeigt die Setzungskurve für einen Eisenbahndamm, welcher ebenfalls auf einem hochplastischen Tonlager aufruht. 20 Jahre nachdem die Dammschüttung beendigt wurde, stellte sich eine nahezu konstante Senkungsgeschwindigkeit von etwa 1,5 cm per Jahr ein, welche heute noch weiterdauert. Das Gebäude, dessen Setzungskurve in Fig. 6c dargestellt ist, ruht auf Pfahlgruppen. Unterhalb der Pfahlspitzen befindet sich eine plastische Tonschichte mit einer Dicke von etwa 20 m. Seit mehr als 10

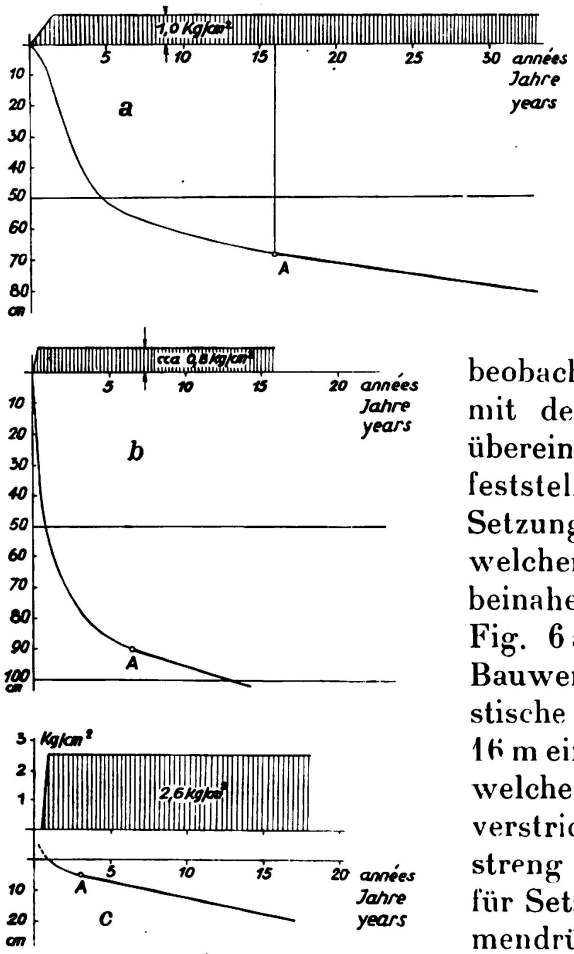

Fig. 6.

1. Terzaghi. Festigkeitseigenschaften der Schüttungen, Sedimente u. Gele, in Auerbach u. Hort, Handbuch der physikalischen u. technischen Mechanik, Bd. IV, 2. Hälfte. Berlin, 1931.

Jahren senkt sich dieses Gebäude mit einer Geschwindigkeit von ungefähr 1 cm per Jahr. Diesen Beispielen liesse sich noch eine beträchtliche Anzahl anderer hinzufügen.

Die dritte, durch eine durch nahezu unveränderliche Setzungsgeschwindigkeit gekennzeichnete Phase des Setzungsvorganges liess sich durch keine der uns bisher bekannten physikalischen Eigenschaften der Tone erklären, da die Werte der Scherspannungen, die in den geschilderten Fällen durch die Auflasten im Ton erzeugt wurden, weit geringer sind als die Scherfestigkeit der belasteten Tonschichten. Um die dritte Phase der Setzungen der in den Fig. 6 a-c dargestellten Setzungsvorgänge zu erklären, sahen wir uns zu der Hypothese genötigt, dass manche Tone auch dann eine langsame aber stetig fortschreitende Formänderung erleiden, wenn die durch die Belastung geweckten Scherspannungen wesentlich kleiner sind als die Scherfestigkeit des Materials. Die physikalisch-chemische Seite dieser Hypothese wurde bereits an anderer Stelle erörtert[1].

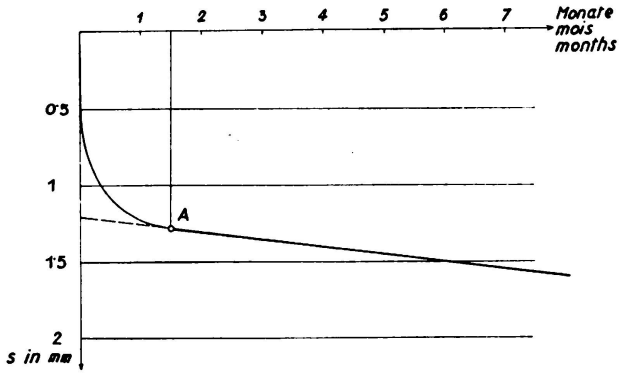

Fig. 7.

Um jedoch die Hypothese auch im Versuchswege zu überprüfen, wurden aus einem hochplastischen Ton mehrere Probezylinder hergestellt. Die Plastizitätszahl des Materials belief sich auf 37 % (Atterberg), sein Wassergehalt auf 38 % und seine Druckfestigkeit auf 1 kg pro cm². Der Bruch erfolgte beim Druckversuch durch Bildung von Scherflächen. Um während des Dauerversuches die Austrocknung des Materials zu verhindern, wurden die Probekörper mit einer dünnen Paraffinhaut bekleidet und obendrein mit einem Feuchtluftraum umgeben. Einer von diesen Probekörpern wurde bei unbehinderter seitlicher Ausdehnung mit 0,5 kg pro cm² d. h. mit der Hälfte der Bruchlast belastet und nach erfolgter Aufbringung der Last 7 Monate lang beobachtet. Die Ergebnisse der Beobachtung sind im Schaubild Fig. 7 dargestellt. Die Last erzeugte sofort eine Zusammendrückung des Probekörpers um 0,6 mm. Im Laufe der nächsten 6 Wochen nahm diese Zusammendrückung mit abnehmender Geschwindigkeit auf etwa 1,3 mm zu. Die Ursachen dieser Verzögerung der durch die Last bewirkten Zusammendrückung sind bereits bekannt und wurden an anderer Stelle erörtert[2]. Sie liegen in der Auswirkung unausgeglichener Reibungsspannungen. Anstatt des Gleichgewichtszustandes stellte sich jedoch nach diesen 6 Wochen ein Fliessvorgang ein, welcher bewirkte, dass die Zusammendrückung des Probekörpers im Laufe der nachfolgenden 6 Monate mit nahezu unveränderter Geschwindigkeit zunahm. Nachdem dieser Versuch unsere Hypothese zu bestätigen scheint, ist geplant, die einschlägigen Untersuchungen in grösserem Masstabe fortzusetzen.

---

1. Terzaghi. The static rigidity of plastic clays. Journal of Rheology. Vol. 2, n° 3, July 1931.
2. Terzaghi. Erdbaumechanik. Wien, 1925.

3. Hydrostatischer Auftrieb im Ton.

Wird eine Schichte groben Sandes unter Wasser gesetzt, so vermindert sich ihr Gewicht um den vollen Betrag des hydrostatischen Auftriebes und die Anwesenheit des Sandes hat auf die Grösse des hydrostatischen Auftriebes, der auf die Sohle eines von Sand unterstützten Fundamentkörpers wirkt, gar keinen Einfluss. Diese Tatsachen werden von niemandem bezweifelt. Hinsichtlich des feinen Sandes wurde von manchen Ingenieuren behauptet, dass die Anwesenheit des Sandes vermindernd auf den hydrostatischen Auftrieb wirke. Diese Meinung wurde jedoch von Parsons[1] im Versuchswege widerlegt. Die Erddruckversuche grossen Masstabes, welche der Verfasser im Jahre 1929 in Cambridge Mass. ausführte, lieferten als Nebenprodukt die Erkenntnis, dass auch im Geschiebelehm der hydrostatische Auftrieb voll wirksam ist. Für die

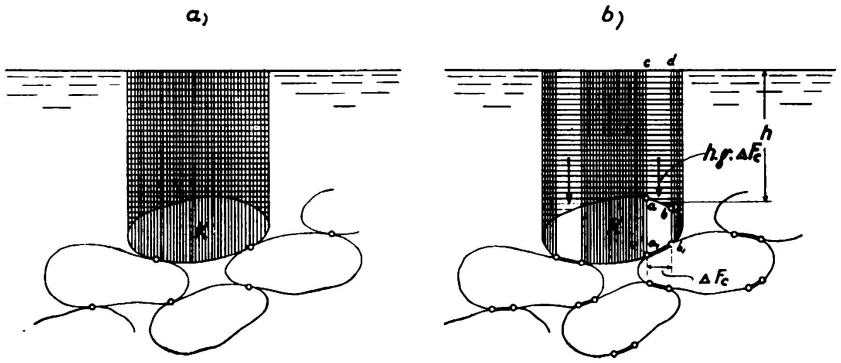

Fig. 8.

Beurteilung der im plastischen Ton herrschenden hydrostatischen Auftriebsverhältnisse fehlten jedoch bisher ziffernmässige Anhaltspunkte.

Um die einschlägigen Fragen endgültig zu beantworten, gingen wir von folgender Ueberlegung aus : Nehmen wir an, K in Fig. 8 stelle ein Bodenkorn dar, das sich in der Tiefe h unter der Wasseroberfläche einer Sedimentschichte befinde. Der Wasserdruck wirkt auf die gesamte Oberfläche dieses Kornes, ausgenommen jene Stellen, an denen das Korn auf seiner Unterlage aufruht. Ist der Flächeninhalt dieser Stellen sehr klein im Vergleich zu der gesamten Oberfläche des Kornes (Fig. 8 a), so bewirkt der Wasserdruck, dessen lotrechte Komponente durch die schraffierten Flächen dargestellt ist, lediglich eine scheinbare Gewichtsverminderung. Dieser Fall trifft auf Sande und andere grobkörnige Sedimente zu. Beläuft sich hingegen der Flächeninhalt jener Oberflächenteile, an denen der hydrostatische Auftrieb infolge direkter Druckübertragung ausgeschaltet ist, auf einen erheblichen Bruchteil der ganzen Kornoberfläche, so wird das auf dem Flächenabschnitt a b lastende Gewicht $h.\gamma.\Delta F_c$ (γ = Einheitsgewicht der Flüssigkeit, ΔF_c = Flächeninhalt der wagrechten Projektion der Fläche a b) durch keine nach oben hin gerichtete Auftriebskraft kompensiert. Infolgedessen hat die Ausschaltung des hydrostatischen Auftriebes auf der Fläche a b mechanisch die gleiche Wirkung wie

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

die Anbringung einer lotrechten Last von der Grösse $h \gamma \Delta F_c$ auf der Fläche a b.

Bezeichnen wir mit F_c den Flächeninhalt aller Flächen ΔF_c, an welchen der hydrostatische Auftrieb an der Unterseite der obersten Kornschichte pro Flächeneinheit dieser Schichte ausgeschaltet ist, so bewirkt der Wasserdruck eine Belastung von der Grösse γ. h. F_c pro Flächeneinheit der Oberfläche des Sedimentes, welche durch keine hydrostatischen Auftriebskräfte kompensiert wird und wie jede andere, auf die Oberfläche wirkende Last eine Zusammendrückung der Sedimentschichte bewirken muss. Der im Innern der Sedimentschichte wirksame hydrostatische Auftrieb beläuft sich auf $(1-F_c)$. voller hydrostatischer Auftrieb.

Diese einfache Tatsache gab uns ein Mittel an die Hand, zu untersuchen, in welchem Masse der hydrostatische Auftrieb im Innern einer Schichte plastischen Tones wirksam ist. Wir füllten zwei Metallringe mit plastischem Ton und liessen zunächst den Ton in beiden Ringen mit einem Ueberdruck von 1 kg pro cm² ins Gleichgewicht kommen. Dann setzten wir einen der Ringe in ein mit Wasser gefülltes Gefäss, steigerten den Wasserdruck auf 6 kg pro cm² und versuchten die durch den gesteigerten Wasserdruck erzeugten Zusammendrückungen der Tonschichte zu messen. Die Zusammendrückungen erwiesen sich jedoch als so klein, dass sie keine merkbare Bewegung des Zeigers der Messdose hervorriefen. Für den im anderen Ring befindlichen Ton wurde mit Hilfe eines einfachen Kompressionsapparates der Zusammenhang zwischen Druck und Zusammendrückung festgestellt und es ergab sich, dass bereits eine Pressung von 1/2 kg pro cm² eine Bewegung des Zeigers um mehrere 100 Teilstriche bewirkte. Aus diesem Versuch geht hervor, dass der hydrostatische Auftrieb in der plastischen Tonschichte nahezu vollkommen wirksam war.

4. Theoretische Untersuchung der Setzungsvorgänge.

Den Ausgangspunkt für theoretische Untersuchungen der Setzungsvorgänge bildet nach wie vor die Theorie von Boussinesq. Die strenge Gültigkeit dieser Theorie ist jedoch auf vollkommen dem Hooke'schen Gesetz gehorchende Körper beschränkt, während die bei Fundierungsproblemen in Betracht kommenden Bodenarten dieser Bedingung keineswegs entsprechen. Infolgedessen ist es unerlässlich, durch experimentelle Untersuchungen festzustellen, inwieweit die Ergebnisse der Theorie von der Wirklichkeit abweichen. Unter neueren Untersuchungen dieser Art wären folgende hervorzuheben : Im Jahre 1927 veröffentlichte Hugi die Ergebnisse von wertvollen Untersuchungen betreffend die Verteilung der Vertikalspannungen im Untergrund von Lastflächen sowie die Einzelheiten eines Apparates zur Messung der Druckspannungen im Inneren von Bodenmassen [1]. Gerber setzte die Untersuchungen von Hugi fort und lieferte zum erstenmal verlässliche Angaben über die Grösse der im belasteten Boden wirksamen wagrechten Spannungen [2]. Koegler und seine Mitarbeiter machten

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

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

Versuche grossen Masstabes betreffend den Einfluss des Durchmessers der Lastfläche auf die Setzung sowie betreffend die Verteilung der lotrechten Spannungen im örtlich belasteten Boden [1]. Durch die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind wir heute schon ziemlich gut über die Verteilung der lotrechten Spannungen im örtlich belasteten Boden unterrichtet. Was jedoch die Horizontalspannungen anbetrifft, sind die bisher vorliegenden Daten noch sehr spärlich und lassen obendrein vermuten, dass die wirklichen Werte der Horizontalspannungen von den nach Boussinesq berechneten sehr beträchtlich abweichen. Die Ergebnisse der Untersuchungen über die elastischen Eigenschaften des Sandes haben gezeigt, dass die Zusammendrückungen durch lotrechte Beanspruchungen in ausserordentlich hohem Masse von der Grösse der wagrechten Spannungen beeinflusst werden, so dass eine Einschätzung der durch die lotrechten Spannungen bewirkten Zusammendrückungen nur dann möglich ist, wenn wir eine halbwegs zutreffende Vorstellung von der Grösse der wagrechten Spannungen haben. Infolge dessen bildet die Messung der im Untergrunde von belasteten Flächen auftretenden Horizontalspannungen eine der nächsten und dringensten Aufgaben der experimentellen Forschung. Als wichtigen Beitrag zur Lösung dieser Aufgabe führen Koegler und Scheidig in Freiberg Untersuchungen durch, um mit Hilfe von Grundpegeln die Verteilung der Zusammendrückungen im Untergrund belasteter Flächen zu bestimmen. Nachdem man die elastischen Eigenschaften des Sandes bereits kennt, dürfte es gelingen, aus der Verteilung der Zusammendrückungen und der lotrechten Spannungen brauchbare Rückschlüsse auf die Verteilung der wagrechten Spannungen zu ziehen.

Vor kurzem gelang es O. Froehlich durch Verallgemeinerung der vereinfachten Boussinesq'schen Gleichungen eine bemerkenswerte Uebereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten, im Druckgebiet von Lastflächen auftretenden Normalspannungen zu erzielen und die Senkung der die Lastfläche umgebenden Bodenoberfläche zufriedenstellend theoretisch zu behandeln.

5. Setzungsanalyse.

Die Bodenschichten, auf denen wir unsere Bauwerke errichten, sind weit davon entfernt, homogen zu sein. Obendrein stützen sich unsere Theorien der Setzungsvorgänge auf weitgehend vereinfachte Voraussetzungen. Infolgedessen ist es unerlässlich, den Genauigkeitsgrad und den Gültigkeitsbereich unserer theoretischen Vorstellungen nicht blos durch Laboratoriumsversuche, sondern auch durch Vergleich zwischen den berechneten und den wirklichen Setzungen ausgeführter Bauwerke zu überprüfen um auf diese Weise eine empirische Rechtfertigung der theoretischen Verfahren zu erbringen. Der Vorgang wurde vom Verfasser als Setzungsanalyse bezeichnet. Nachdem man nur selten Fälle antrifft, welche sich zur Durchführung solcher Untersuchungn eignen, bildet jede Setzungsanalyse einen wichtigen Beitrag zur praktischen Bodenforschung.

---

1. F. Kögler u. A. Scheidig. Druckverteilung im Baugrunde. Die Bautechnik, 1927, Heft 29, 31; 1928, Heft 15, 17, 1929, Heft 18, 52.
F. Kögler. Ueber Baugrund Probebelastungen. Die Bautechnik, 1931, Heft 24.

Eine der ersten Analysen wurde vom Verfasser in den Verhandlungen des Internationalen Ingenieur-Kongresses in Tokio 1929 veröffentlicht [1]. Diese Analyse führte zu dem Ergebnis, dass die Theorie der Setzungen infolge allmählicher Zusammendrückung einer Tonschichte das Verhalten eines ausgedehnten Bauwerkes in den westlichen Vereinigten Staaten zufriedenstellend beschrieb.

Im vergangenen Jahr hatten wir Gelegenheit, einen ähnlichen Fall zu studieren. Fig. 6 a zeigt die Setzungskurve eines Punktes dieses Bauwerkes. Die Setzungsbeobachtungen erstrecken sich bereits über einen Zeitraum von mehr als 30 Jahren und wurden mit ungewöhnlicher Sorgfalt durchgeführt. Um die über den Untergrund des Bauwerkes vorliegenden Daten zu ergänzen, liessen wir in der Nachbarschaft des Gebäudes ein Bohrloch mit einer Tiefe von 20 m niederbringen und entnahmen aus diesem Bohrloch eine grosse Anzahl von ungestörten Bodenproben. Die physikalischen Konstanten dieser Bodenproben wurden im Laboratorium bestimmt und auf Grund der Versuchsergebnisse konnten sowohl die Setzungsbeträge als auch der zeitliche Setzungsverlauf theoretisch ermittelt werden. Bis zum Punkte A fig. 6 a stimmt der Verlauf der theoretischen Zeit-Setzungskurve fast vollständig mit jenem der wirklichen Setzungskurven überein. Vom Punkte A angefangen verläuft jedoch die theoretische Setzungskurve nahezu horizontal, während die wirkliche Setzungskurve gleichmässig abfällt. Dieser Widerspruch veranlasste uns zu den bereits angeführten Untersuchungen betreffend das Fliessen von Tonböden unter schwachem Druck. Die berechneten Setzungsbeträge belaufen sich für die erste und die zweite Phase des Setzungsvorganges ungefähr auf die Hälfte der beobachteten.

Im nördlichen Russland wird gegenwärtig eine Staumauer errichtet, deren Untergrund bis zu grosser Tiefe aus devonischen Tonen besteht. Um die künftigen Setzungen des Staudammes abzuschätzen, haben die beratenden Ingenieure der Bauleitung (Vattenbyggnadsbyran in Stockholm) eine grosse Zahl von ungestörten Bodenproben aus Bohrlöchern entnommen. Auf Grund der physikalischen Bodenkonstanten dieser Proben wurden dann die künftigen Setzungen des Bauwerkes berechnet. Bisher wurde etwa die Hälfte der Lasten aufgebracht und der Unterschied zwischen den berechneten und den beobachteten Setzungen ist durchwegs kleiner als 50 %.

Eine ähnliche Setzungsanalyse wird gegenwärtig im Auftrag des American Foundation Committee an einem Bauwerk in Cambridge Mass. durchgeführt. Der Schlussbericht über die Ergebnisse dieser Untersuchungen dürfte Anfang des nächsten Jahres erscheinen.

6. Methoden für die Beurteilung der Festigkeitseigenschaften der bei den Probebohrungen angebohrten Bodenschichten.

Nach der im Jahre 1882 veröffentlichten und seither im grossen ganzen durch Versuchsergebnisse bestätigten Theorie von Boussinesq geht hervor, dass die als Setzung bezeichnete Zusammendrückung des Untergrundes einer belasteten

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

Fläche keineswegs nur in der obersten Bodenschichte ihren Sitz hat, sondern dass sich die Druckwirkungen und Zusammendrückungen bis in beträchtliche Tiefen unter die Bauwerksohle erstrecken. Infolgedessen kann man nur dann aus den Ergebnissen eines in der Höhe der künftigen Gründungssohle durchgeführten Belastungsversuches kleinen Masstabes einen halbwegs verlässlichen Schluss auf die Tragfähigkeit des Untergrundes ziehen, falls der Boden bis zu einer Tiefe nahezu homogen ist, welche mindestens der Breite des verbauten Raumes gleichkommt. Um die Tragfähigkeit eines aus verschiedenen Schichten zusammengesetzten Untergrundes zu beurteilen, ist es unerlässlich, die Widerstandsfähigkeit sämtlicher im Spannungsbereich des künftigen Bauwerkes befindlichen Schichten kennen zu lernen.

Die in den üblichen Bohrprotokollen enthaltenen Daten sind unzulänglich, weil sie uns bestenfalls über die petrographische Beschaffenheit der angebohrten Schichten aufklären, jedoch keine Angaben über deren Festigkeitseigenschaften enthalten. So kann z. B. die Tragfähigkeit eines im Bohrprotokoll als « plastischer Ton » oder « feiner Sand » bezeichneten Materiales sehr verschieden sein je nach der Konsistenz oder der Dichte, welche dieses Material in seiner natürlichen Lagerung aufweist. Bei der Untersuchung von Baugründen, die aus kohärenten Bodenschichten zusammengesetzt sind, kann man die Bohrungen dadurch ergänzen, dass man aus den Bohrlöchern ungestörte Bodenproben entnimmt und im Laboratorium die Festigkeitseigenschaften der Proben im Versuchswege feststellt. Dies hat der Verfasser auf Bauten in den Vereinigten Staaten und Europa bereits wiederholt mit Erfolg getan. In kohäsionsarmen oder kohäsionslosen Bodenschichten versagt jedoch dieses Verfahren, da wir bisher noch kein Mittel besitzen, um aus solchen Bodenschichten ungestörte Proben zu entnehmen. In solchen Fällen ist es daher unerlässlich, in den Bohrlöchern u. zw. in verschiedener Tiefe unterhalb der Erdoberfläche Belastungsproben vorzunehmen. Dieses Verfahren wurde schon vor etwa 25 Jahren in Vorschlag gebracht, aber erst vor etwa 4 Jahren in grösserem Masstabe in die Praxis des Grundbaues eingeführt. Gegenwärtig stehen folgende Methoden in Verwendung :

System Wolfsholz (Siemens Bau-Union, Berlin), einfacher Belastungsversuch am Boden eines Bohrloches mit einem Durchmesser von 35 cm [1].

System Koegler. Wagrechter Belastungsversuch mit Hilfe zweier halbzylindrischer Metallbacken, die unterhalb des unteren Endes der Verrohrung eines Bohrloches mit einem Durchmesser von 15 cm gegen die Seiten des Bohrloches gepresst werden.

System Terzaghi [2]. Bestimmung des Widerstandes gegen Eindringung eines konischen Metallkörpers in den Boden eines Bohrloches mit einem Durchmesser von 9 cm. Der Konus wird zugleich als Spüllanze benützt, so dass dieses Verfahren gewissermassen eine Verbindung von Spülbohrung und von Belastungsprobe darstellt (« Belastungsbohrung »).

Professor Hertwig in Berlin versucht die mittlere Zusammendrückbarkeit des Untergrundes aus dem Ergebnisse von Beobachtungen über die Fortpflan-

1. Zeitschrift der Siemens Bauunion. Jg. 8, No. 10, Oktober 1929.
2. Terzaghi. Die Tragfähigkeit der Pfahlgründungen. Die Bautechnik 1930. Heft 31, 34.

zungsgeschwindigkeit von Stosswellen abzuleiten. Die einschlägigen Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen.

Das System TERZAGHI wurde zum ersten Mal im Jahre 1929 bei den Vorarbeiten für die Erbauung einer neuen Strecke der Untergrundbahn von New York verwendet. Ungefähr zu gleicher Zeit bediente man sich des Systems WOLFSHOLZ bei den Vorarbeiten für die Fundierung des Kraftwerkes West bei Berlin. Die Erfindung des KOEGLERschen Apparates erfolgte in allerjüngster Zeit.

Die Apparate von WOLFSHOLZ und von KOEGLER geben uns genauen Aufschluss über die Festigkeit des Untergrundes in einigen Punkten des Bohrloches, während die Festigkeitseigenschaften der dazwischenliegenden Schichten unbekannt bleiben. Die Kosten der mit diesen Apparaten durchgeführten Belastungsproben und das Gewicht der zu transportierenden Teile sind ziemlich beträchtlich.

Bei Verwendung des Apparates von TERZAGHI erhält man angenäherte Aufschlüsse über die Widerstandsfähigkeit sämtlicher von dem Bohrloch durchörterten Schichten, denn dass Verfahren liefert gewissermassen eine Widerstandslinie für das ganze durchbohrte Schichtensystem. Die Kosten der « Belastungsbohrung » unterscheiden sich nur wenig von den Kosten einer einfachen Probebohrung.

Die Erfahrung wird zeigen, welches von diesen Verfahren sich am besten für praktische Zwecke eignet. Wichtig ist gegenwärtig nur die Tatsache, dass man bereits beginnt, in breiten Kreisen die Notwendigkeit zu erkennen, die Ergebnisse der bisher gebräuchlichen Probebohrungen durch zusätzliche Untersuchungen über die Festigkeit der bei den Bohrungen durchörterten Bodenschichten zu ergänzen.

In Verbindung mit der Erörterung der Methoden, die uns zu diesen Zusatzarbeiten zur Verfügung stehen, ergibt sich die Frage nach den Schlussfolgerungen, welche wir aus den Ergebnissen ziehen können.

Nehmen wir an, wir hätten ein Gebäude hergestellt und die Setzungen, welche dieses Gebäude erlitten hat, fortlaufend beobachtet. Mehrere Jahre später kommen wir in die Lage, an einer anderen Stelle ein ähnliches Bauwerk zu errichten, dessen Untergrund nach den Ergebnissen der Probebohrungen dem Untergrund des ersten Bauwerkes ähnelt. Nachdem sich jedoch die im Bohrprotokoll enthaltenen Angaben lediglich auf die petrographische Beschaffenheit der durchbohrten Bodenschichte, nicht aber auf ihre Lagerungsdichte und ihre Festigkeitseigenschaften erstrecken, so sind wir nicht in der Lage, die beim ersten Bauwerk gesammelten Erfahrungen beim zweiten Bauwerk zu verwerten. Wenn wir jedoch die an den beiden Baustellen durchgeführten Probebohrungen durch Erhebungen betreffend die Festigkeitseigenschaften der durchbohrten Schichten ergänzen, so ändert sich die Sachlage und wir sind imstande festzustellen, ob und in welchem Grade die Untergründe der beiden Bauwerke nicht nur in petrographischer sondern auch in festigkeitstechnischer Hinsicht miteinander identisch sind. Die Beobachtungsergebnisse versetzen uns daher in die Lage, Baugründe festigkeitstechnisch miteinander zu identifizieren.

Wir wissen ferner, dass die Lagerungsdichte und mit ihr die Zusammendrückbarkeit von Sand- oder Tonschichten sowohl in wagrechter als auch in lotrechter Richtung grossen Schwankungen unterworfen sein können. Das Vorhan-

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.

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.