

| | |
|---------------------|---|
| Zeitschrift: | Schweizerische Bauzeitung |
| Herausgeber: | Verlags-AG der akademischen technischen Vereine |
| Band: | 82 (1964) |
| Heft: | 41 |
| Artikel: | Die Zusammendrückbarkeit des Bodens und deren Bestimmung: Vortrag |
| Autor: | Huder, Jachen |
| DOI: | https://doi.org/10.5169/seals-67591 |

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: 22.02.2026

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

Die Zusammendrückbarkeit des Bodens und deren Bestimmung

DK 624.131.431

Von Dr. sc. techn. J. Huder, VAWE, ETH, Zürich

Vortrag, gehalten an der Frühjahrstagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 24. April 1964 in der Aula der Universität Freiburg i. U.

Einleitung

Bei jeder Bauaufgabe, sei der Boden Baugrund oder Baumaterial, sind für deren Beurteilung die Verhältnisse der drei Systeme, feste, flüssige und gasförmige Phase, zueinander zu kennen. In der Sprache des Ingenieurs heisst das: Raumgewicht, Wassergehalt und Sättigungsgrad. Weitere Bestimmungsgrössen sind Kornverteilung und Plastizitätseigenschaften. Diese Daten sind direkt bestimmbar, wenn dem Boden eine ungestörte Probe entnommen werden kann. Zusätzliche Angaben erleichtern die Einteilung des Bodens als Baugrund. Es sind dies Kenntnisse über die Entstehung und Vorgeschichte, kurz, die Geologie des Baugrundes. Auf Grund der Erfahrung können unter Umständen diese Angaben zur Lösung der Bauaufgabe genügen. Ist aber eine Berechnung notwendig, so müssen Tragfähigkeit und Zusammendrückbarkeit des Bodens bekannt sein, sowie seine Durchlässigkeit. Diese Daten können erst anhand von Versuchen, sei es im Felde oder im Laboratorium, bestimmt werden.

Während kohäsives Material grosser Festigkeit für die Ingenieurberechnung den bekannten Gesetzen der Festigkeitslehre in hinreichendem Masse folgt, weicht der Boden infolge seines plastischen Verhaltens sehr stark davon ab. Wird trotzdem im Boden elastisches Verhalten für die Berechnung vorausgesetzt, sind die Ergebnisse im praktischen Falle zu überprüfen. So ist z.B. heute die Druckverteilung im homogenen Baugrund nach *Boussinesq* trotz der Voraussetzung des elastischen Halbraumes durch zahlreiche Messungen bestätigt und kann als allgemein anwendbar betrachtet werden. Diese Theorie bildet nämlich für die Behandlung jedes Deformationsproblems die Grundvoraussetzung.

Durch zweckmässige Anordnung der Versuche, die möglichst den Beanspruchungen des Bauwerkes im Boden entsprechen, ist es möglich, sich Berechnungsunterlagen zu verschaffen, die für die Lösung des Problems die erforderliche Sicherheit bieten. Solche Modell-Versuche werden auch zur Bestimmung der Zusammendrückbarkeit des Bodens angewandt. Hier sollen speziell die Oedometerversuche im Laboratorium und die Plattenversuche im Felde näher betrachtet werden.

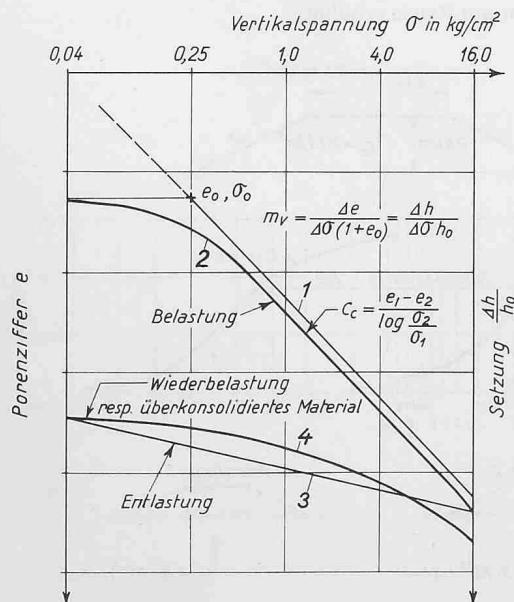


Bild 1. Normalkonsolidierter Ton mit Vorbelastung σ_0 und Anfangsporenziffer e_0 . 1 Normalkonsolidation, 2 Setzung mit der ursprünglichen Belastung, 3 Entlastung, 4 Wiederbelastung.

Bestimmung im Oedometer

Die Messung der Zusammendrückbarkeit eines Materials im Oedometer setzt die Möglichkeit der Entnahme ungestörter Proben voraus. Dies ist, dank neuer Entnahmegeräte, für bindige und bisweilen auch für nichtbindige, feinkörnige Böden möglich.

Das ungestörte Material wird im Oedometer stufenweise, wobei jede nächste Belastungsstufe verdoppelt wird, bis auf 8 oder 16 kg/cm^2 belastet (Bild 1). Die gemessenen Setzungen werden entweder als prozentuale Höhenänderung $\Delta h/h_0$ oder als Porenziffer e in Funktion der spezifischen Belastung aufgetragen. Die Konsolidation eines Tonsediments verläuft im halblogarithmischen Massstab annähernd linear, wie dies die Gerade 1 darstellt. Dieser Verlauf wird als Normalkonsolidation bezeichnet. Durch die Entnahme wird das Material entlastet, so dass sich der Verlauf der Normalkonsolidation erst wieder bei Überschreiten der ursprünglichen Belastung einstellt. Kleine Störungen bei der Entnahme des Materials lassen oft die ursprüngliche Belastung nur schwer erkennen. Dadurch werden nicht nur die Resultate der Setzung im Oedometer, und damit auch die Berechnung verfälscht, sondern auch wichtige Aussagen über die Vorgeschichte des Bodens verunmöglich. Die Kurve 2 im Bilde 1 stellt den Verlauf der Setzung eines Tones mit der ursprünglichen Belastung σ_0 dar. Weiter sind die Entlastung 3 und die Wiederbelastung 4 aufgetragen. Die Wiederbelastung kann auch als Setzungskurve eines Materials betrachtet werden, dessen ursprüngliche Belastung in diesem Falle $16 \text{ kg}/\text{cm}^2$ betrug, d.h. eines überkonsolidierten Materials. Der unterschiedliche Verlauf der Setzungskurve des normalkonsolidierten und überkonsolidierten Materials geht aus diesem Bilde deutlich hervor.

Nichtbindiges Material, Sand z.B., kann als einem überkonsolidierten Material äquivalent betrachtet werden. Der Setzungsverlauf ist auch demjenigen eines überkonsolidierten Tones ähnlich. Massgebend für seine Setzung ist die Lagerungsdichte.

Der Setzungsverlauf eines normalkonsolidierten Tones wird mit der Zusammendrückungszahl C_c gekennzeichnet. Der Zusammendrückungskoeffizient m_v ist aus der relativen Höhenänderung $\Delta h/h_0$ und dem Belastungszuwachs bestimmbar. Für normalkonsolidierten Ton gibt Skempton (Bild 2) den C_c -Wert in Abhängigkeit des prozentualen Tonanteiles in der Form eines Diagrammes an. Dieser Zusammenhang ist für Tone und tonige Silte gefunden worden. Neuere Resultate zeigen jedoch, dass die Aktivität des Materials ebenfalls einen Einfluss auf den C_c -Wert hat.

Die Setzungen im Material können sich nur durch Verminderung der Porosität einstellen, d.h. Wasser und/oder Luft, die den Porenraum ausfüllen, müssen entweichen. Das Material muss sich drainieren. Im gesättigten, feinkörnigen Material ist folglich der zeitliche Verlauf der Setzungen durch seine Durchlässigkeit bedingt. Dieser Setzungsvergang wird Konsolidation genannt. Kann das Wasser hingegen

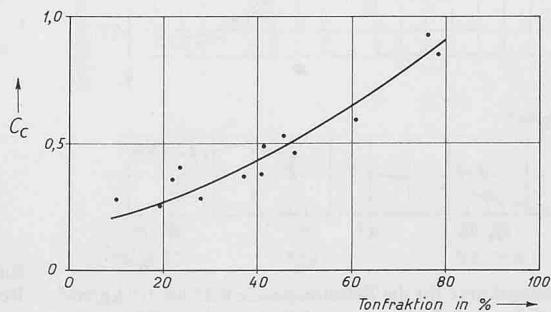


Bild 2. Zusammenhang zwischen Zusammendrückungszahl C_c und Tonfraktion in %, nach Skempton (1944).

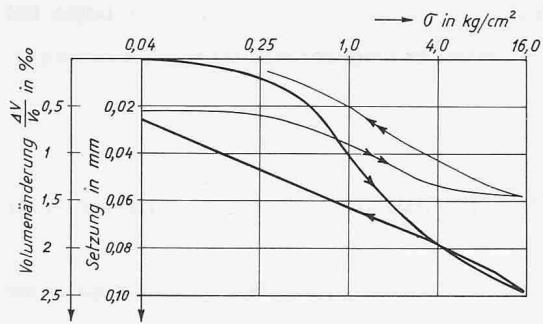


Bild 3. Zusammendrückungsdiagramm eines gesättigten Tones im undrainierten Zustand. Die stark ausgezogene Kurve entspricht der ersten Belastung mit anschliessender Entlastung; dünn ausgezogen ist die Wiederbelastung mit der Entlastung. Von $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$ an ist die Belastungs- wie die Entlastungsstufe konstant $\Delta\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$.

rasch abfließen, was z.B. im Sand der Fall ist, reden wir nur von Setzungen. Zunächst sei das Verhalten des Materials im undrainierten Zustand untersucht.

Im Bilde 3 ist die Zusammendrückung eines gesättigten Tones im undrainierten Zustand gezeigt. Die Deformationen sind in diesem Zustand sehr klein, obwohl das Material eine Porosität von $n = 39,2\%$ hat. Die Deformation bei 16 kg/cm^2 beträgt nur $2,5\%$. Ist z.B. nur 1% des Porenvolumens durch Luft eingenommen, so erhöht sich die Deformation um weitere $2,5\%$. Diese Deformation von $2,5\%$ tritt aber schon bei einer Belastung von weniger als $0,5 \text{ kg/cm}^2$ auf. Bei dieser Spannung wird die vorhandene Luft bereits im Wasser aufgelöst, und das Material ist wieder gesättigt. Solchem entsprechend zeigt die Kurve den erwähnten Verlauf. Daraus ist der grosse Einfluss der Sättigung auf die Deformation für kleine Belastungsänderungen im undrainierten Zustand erklärbar. Ein solcher Zustand tritt z.B. bei kurzfristiger Einwirkung einer dynamischen Beanspruchung ein.

Im undrainierten Zustand wird die Zusatzbelastung im gesättigten Boden allein vom Porenwasser aufgenommen. Im drainierten Zustand muss das Korngerüst die Spannungen sukzessive in dem Ausmass aufnehmen, in welchem die Porenwasserspannungen abklingen.

Im Bilde 4 ist für das gleiche Material die Zeitsetzungskurve der Konsolidation für die Laststufe $0,25 \text{ kg/cm}^2$ bis 1 kg/cm^2 aufgezeichnet. Sie weist die drei typischen Abschnitte auf: primäre Setzung, Konsolidationssetzung und Nachsetzung. Im Oedometer ist die seitliche Deformation des Materials durch die Wandung verhindert. Die Reaktionen, hervorgerufen durch die Spannungsänderung, können in diesem Gerät nicht gemessen werden. Durch Einhaltung der Oedometerbedingung, d.h. Verhinderung der Seitenausdehnung, kann hingegen das Material im Triaxialapparat auf Spannungsänderung, wie dies für diesen Versuch vorgenommen wurde, untersucht werden. Bei der auskonsolidierten Laststufe, bei der die totale Spannung σ gleich der effektiven Spannung $\sigma'_1 = 0,25 \text{ kg/cm}^2$ ist, beträgt das Verhältnis der effektiven Hauptspannungen $\sigma'_3/\sigma'_1 = 0,67$. Während der Konsolida-

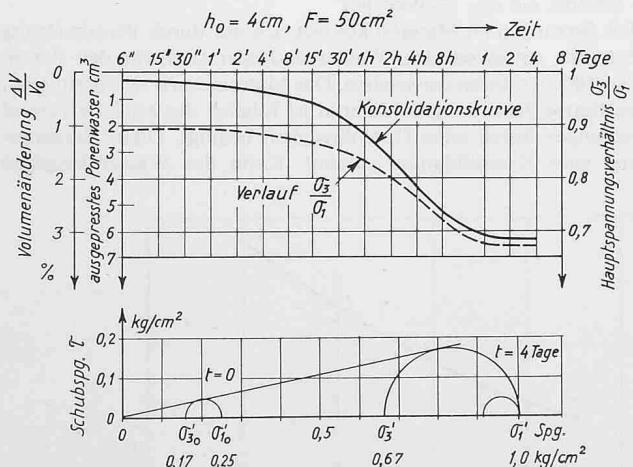


Bild 4. Zeitsetzungskurve für die Belastungsstufe $0,25$ bis $1,0 \text{ kg/cm}^2$ mit dem Verlauf des Hauptspannungsverhältnisses σ_3/σ_1 . Bild unten: Mohrsche Spannungskreise für die Zeit $t = 0$ und $t = 4$ Tage, in effektiven Spannungen.

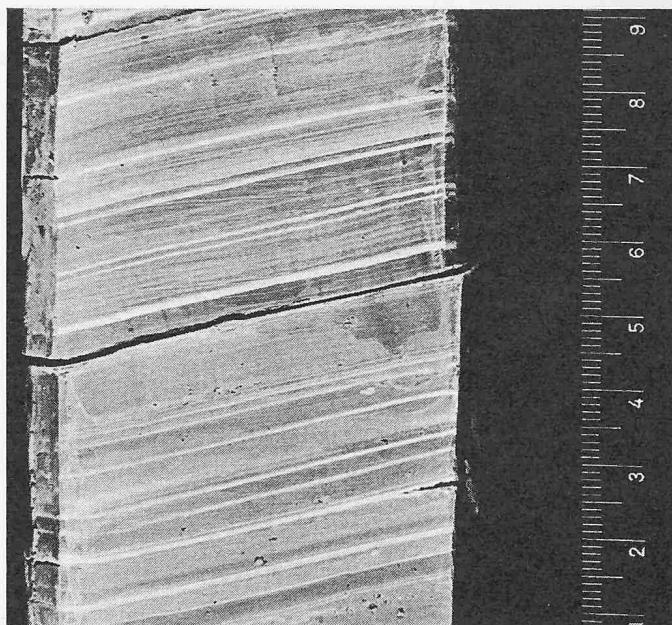


Bild 6. Aufnahme einer ungestörten Bodenprobe des Untergrundmaterials des Damms Bild 5. Im angetrockneten Zustand lassen sich die durchlässigen Siltschichten (hell) deutlich von den Tonschichten unterscheiden.

tion ändert sich das Verhältnis, in totalen Spannungen ausgedrückt, und erreicht im konsolidierten Zustand bei $\sigma_1' = 1 \text{ kg/cm}^2$ wieder den Wert $\sigma_3'/\sigma_1' = 0,67$. In effektiven Spannungen ausgedrückt bleibt aber das Verhältnis konstant. Die Ruhedruckziffer $K_0 = \sigma_3'/\sigma_1'$ bleibt also während einer Belastung im Oedometer konstant.

In welchem Masse die Kenntnis der Durchlässigkeit des Bodens für den Verlauf der Setzung von Bedeutung ist, sei am Versuchsdamm in Kloten gezeigt. Auf Grund der Untersuchung konnten die Setzungen gerechnet werden (Bild 5). Je nach Entwässerungsannahmen (nur vertikales Abströmen des Porenwassers oder Berücksichtigung der zusätzlichen horizontalen grossen Durchlässigkeit) ist der zeitliche Unterschied rund 200fach. Im Bilde sind auch die gemessenen Setzungen eingetragen. Die grosse horizontale Durchlässigkeit ist aus dem Materialaufbau des Untergrundes zu erklären.

Im Bilde 6 ist der geschichtete Aufbau des Untergrundes ersichtlich. Wird aber ein wenig tragfähiger Untergrund überbeansprucht, so können die vorhandenen Drainierungswege, wie im Bilde 7 gezeigt ist, abgeschnitten werden. Diese Probe entstammt ebenfalls demselben Untergrund aus einer überbeanspruchten Zone. Dass in einem solchen Falle eine Prognose über den zeitlichen Verlauf der Setzungen unmöglich ist, sei nur am Rande erwähnt.

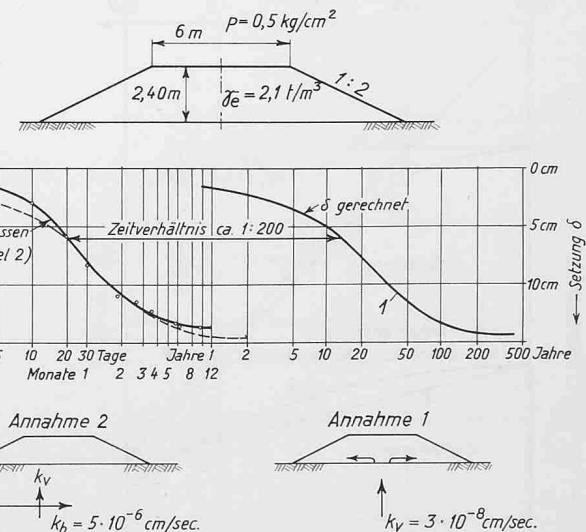


Bild 5. Einfluss des Sickerweges auf den zeitlichen Verlauf der Setzungen. Rechts im Bilde Resultat der Zeitsetzungsberechnung nur unter vertikalem Abströmen des Porenwassers, links auch unter Berücksichtigung der grösseren horizontalen Durchlässigkeit. Die gemessenen Setzungen sind mit der Berechnung verglichen.

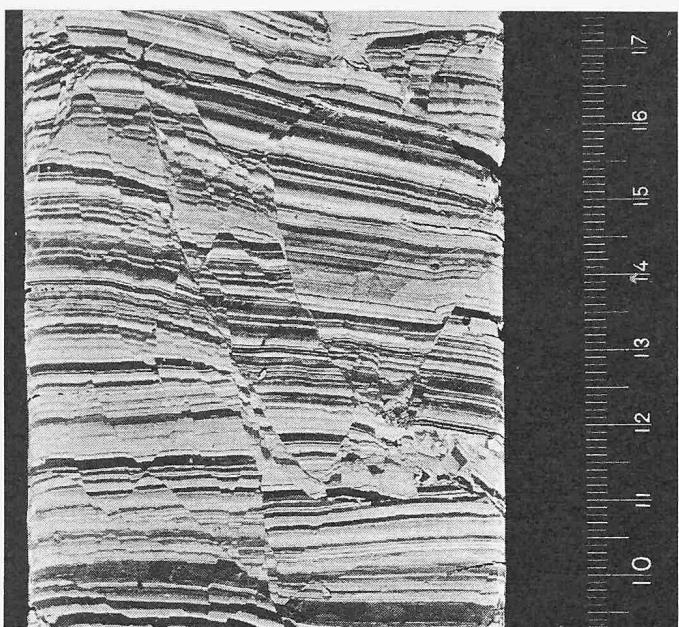


Bild 7. Gleiches Material wie Bild 6, jedoch aus einer überbeanspruchten Zone (ausserhalb des Versuchsdamms) mit typischen Scherdeformationen.

Bestimmung im Felde

Ist der Boden so grobkörnig, dass eine einwandfreie Entnahme von Bodenproben nicht möglich ist, wird die Zusammendrückung mittels Plattenbelastungsversuchen bestimmt. Dabei kommen kreisrunde und quadratische Platten zur Anwendung. Auch die Grösse der Platte variiert von 200 cm^2 bis rund 2000 oder $10\,000 \text{ cm}^2$, je nach Boden. Meistens wird die Plattengrösse durch die begrenzte Möglichkeit des Aufbringens der Gegenlast bestimmt. Die gegenseitige Beeinflussung der Spannungen im Boden, hervorgerufen durch Gegenlast und Belastungsplatte, ist bei der Versuchsdurchführung auszuschalten. Im Gegensatz zum Oedometer, bei dem die Probe seitlich gehalten ist, wird der Boden unter einer Plattenbelastung in seiner seitlichen Ausdehnung nur teilweise behindert. Dies ist ein entscheidender Unterschied zum Oedometer. Hinzu kommt noch, dass für die Auswertung des Versuches Annahmen über die Lastausbreitung getroffen werden müssen.

Im Bilde 8 ist das Resultat eines Belastungsversuches auf einem siltigen Untergrund festgehalten. Auch beim Plattenversuch werden Entlastung und Wiederbelastung bestimmt. Das Verhältnis zwischen der Neigung der ersten Belastung und der Entlastung bzw. Wiederbelastung beträgt im Mittel $1:5$ und variiert je nach Boden von $1:3$ bis $1:10$. Bei diesem Versuch ist noch eine 20fache Lastwiederholung eingeschaltet. Dadurch ist es möglich, den plastischen Anteil der Deformation vom elastischen zu trennen. Während den Wiederholungen nehmen die Deformationen immer noch zu, der elastische Anteil bleibt aber konstant, wie dies aus dem Bilde hervorgeht.

Der M_E -Wert ist von der Grösse der Belastungsplatte abhängig. Versuche zeigen, dass der elastische Anteil ebenfalls von der Platten-

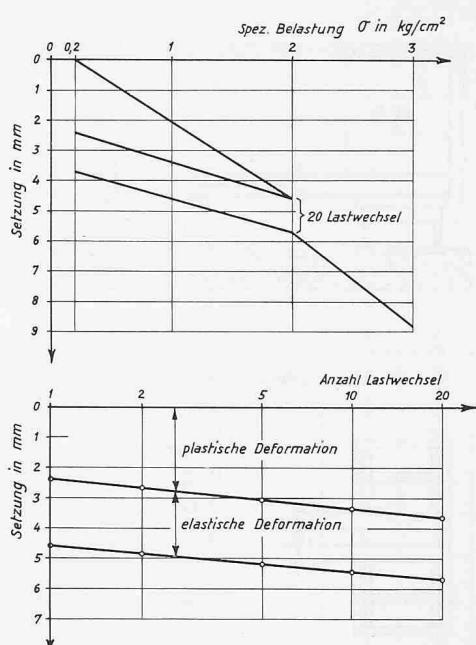


Bild 8. Belastungs-Setzungsdiagramm eines Plattenversuches (Lastplatte = 1000 cm^2) im siltigen Untergrund. Bild unten: Setzungen in plastischer und elastischer Deformation getrennt für 20 Lastwechsel.

grösse abhängt. Der Einfluss der Plattengrösse auf den M_E -Wert nimmt mit der Abnahme der Zusammendrückbarkeit des Bodens zu.

Auf dem gleichen Untergrund, es handelt sich hier um Versuche auf dem projektierten Flugplatz von Locarno, sind zwei Versuchsdämme mit 10 m Kantenlänge von 1,5 m und 3 m Höhe zur Kontrolle der Berechnung der Setzung geschüttet und die Setzungen gemessen worden. Im Bild 9 sind die Setzungen der beiden Dämme in Abhängigkeit der Zeit aufgetragen. Diese Setzungen, als M_E -Werte ausgedrückt, stimmen gut mit dem Mittel derjenigen der Belastungsversuche aus der Erstbelastung überein. Auch beim Versuchsdamm in Kloten sind vergleichende Platten-Belastungsversuche ausgeführt worden. Der M_E -Wert beträgt dort im Mittel 30 bis 50 kg/cm^2 . Während beim Versuchsdamm in Kloten in tonigem Untergrund vorwiegend Konsolidationssetzungen bestimmt wurden, traten in den beiden Beispielen von Locarno in siltigem Untergrund $\frac{2}{3}$ der Setzungen während der Schüttungszeit auf und $\frac{1}{3}$ als Nachsetzung.

Bjerrum hat in seinem Beitrag an der Tagung in Wiesbaden 1963 auf Grund zahlreicher Setzungsvergleiche einen Zusammenhang zwischen Setzungsverhältnis und Plattenverhältnis angegeben, wie er im Bilde 10 gezeigt ist. Der Einfluss der Lagerungsdichte in diesem Zusammenhang ist klar ersichtlich. Die beiden hier erwähnten Beispiele sowie drei weitere, hier nicht behandelte Objekte sind zusätzlich eingezeichnet. Bei lockerer Lagerung des Untergrundmaterials geben die Resultate der Plattenversuche noch zulässige Genauigkeit für die Setzungsberechnung. Für feste Lagerung dagegen spielt das Verhältnis

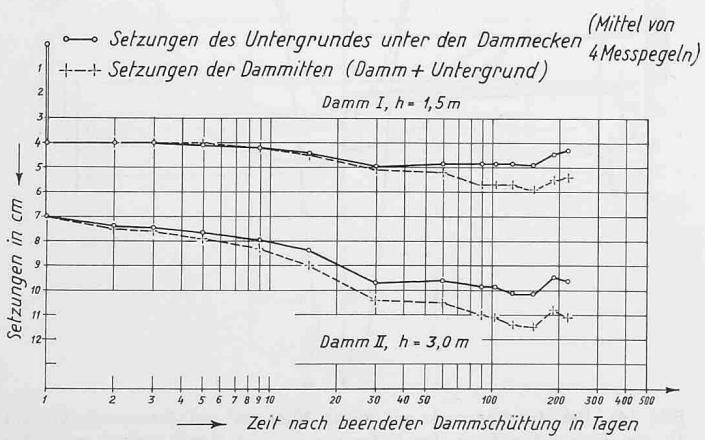


Bild 9. Setzungen des siltigen Untergrundes der Versuchsdämme I und II.

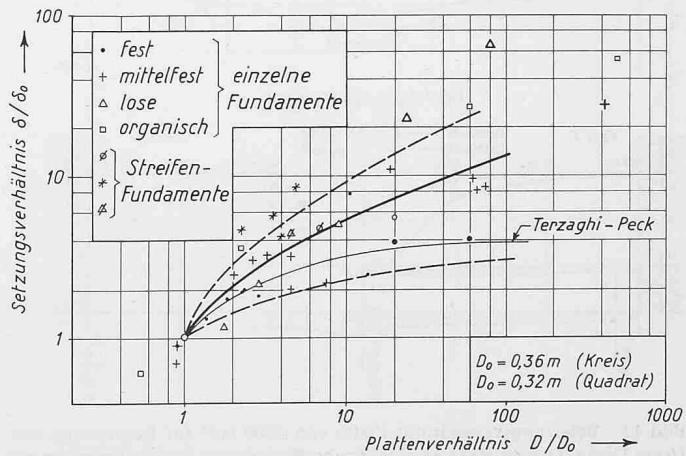


Bild 10. Vergleich zwischen Setzungen und Belastungsfläche kontrollierter Beispiele (nach Bjerrum, 1963).

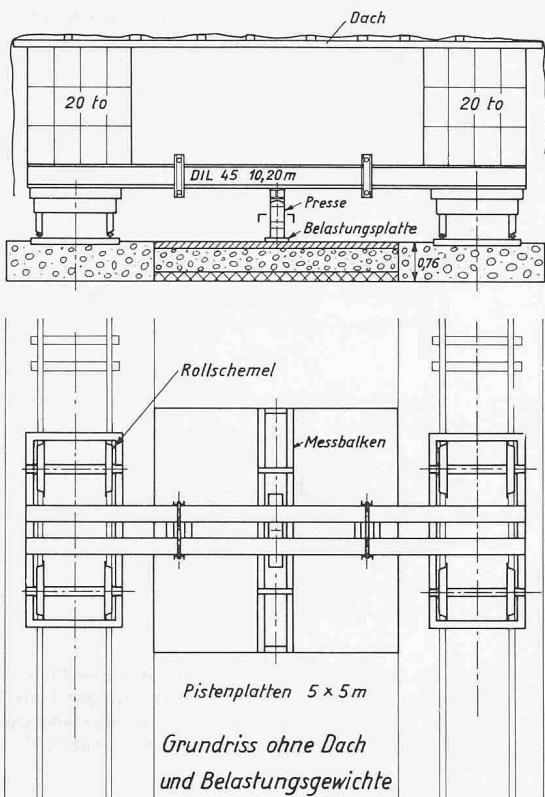


Bild 11. Schema der Versuchseinrichtung

der Fundamentabmessung zur Plattengröße eine wesentliche Rolle. *Terzaghi* und *Peck* geben für rollige Böden einen ähnlichen Zusammenhang zwischen Setzungsverhältnis und Plattenverhältnis an.

Die Deformationen der Strassendecken unter einer Last haben durch den grossen Bauaufwand unserer Nationalstrassen allgemeines Interesse erlangt. Zwei Deckarten aus einer Reihe von Versuchsfeldern, die für die Ausbildung des Aufbaues des zivilen Flugplatzes Locarno geprüft wurden, sollen hier betrachtet werden. Die anzuwendende Radlast beträgt 30 t, sie wird über ein Fahrgestell mit 4 Rädern auf die Piste abgegeben. Die Lastfläche ist für die Versuche durch eine 2000-cm²-Fläche approximiert worden. Damit die Gegenlast von rund 40 t rasch und ohne Einfluss auf die Felder verschoben werden können, sind zwei Eisenbahnschienenstränge beidseitig der Versuchsfelder erstellt worden (Bild 11). Die Träger für die Belastung ruhen auf zwei Drehgestellen. Dieses Tragsystem konnte von Hand in die gewünschte Lage verschoben werden. Mit einer 50-t-Presse wurde die Belastung auf die starre Belastungsplatte aufgebracht. Jedes Feld hatte eine Abmessung von 5 × 5 m. Auf dem Bilde 12 ist die getroffene

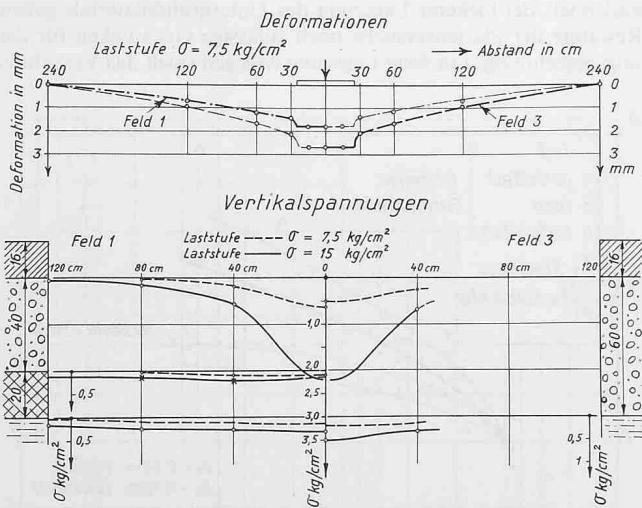


Bild 13. Belastungsversuch mit Platte von 2000 cm² auf Betondecke von 16 cm Dicke. Deformationen an Deckenoberfläche sowie Vertikalspannungen in verschiedenen Ebenen sind für zwei Aufbauarten gemessen. Links im Bilde mit Stabilisierung, rechts ohne Stabilisierung.

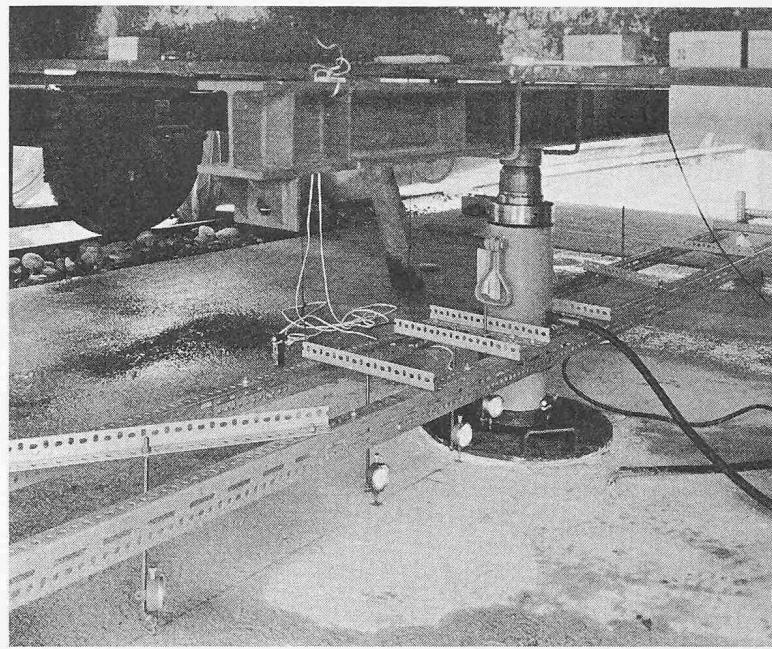


Bild 12. Ausschnitt der Belastungsanordnung

Anordnung sichtbar. Die Messungen sind unter einem Zelt ausgeführt um so Temperaturinflüsse auszuschalten. Zusätzlich zu den Deflexionen an der Oberfläche sind auch die Vertikalspannungen direkt unter den Decken und in verschiedenen Ebenen mit Druckdosen gemessen worden.

Im Bilde 13 sind die Defektion der Betondecke sowie die Spannungen unter der Decke für zwei Fundationsarten aufgetragen. Der Aufbau ist aus der Skizze ersichtlich. Die Plattenwirkung ist gross, was sich auch in den gemessenen Vertikalspannungen widerspiegelt. Die günstige Einwirkung der zementstabilisierten Schicht von 20 cm ist

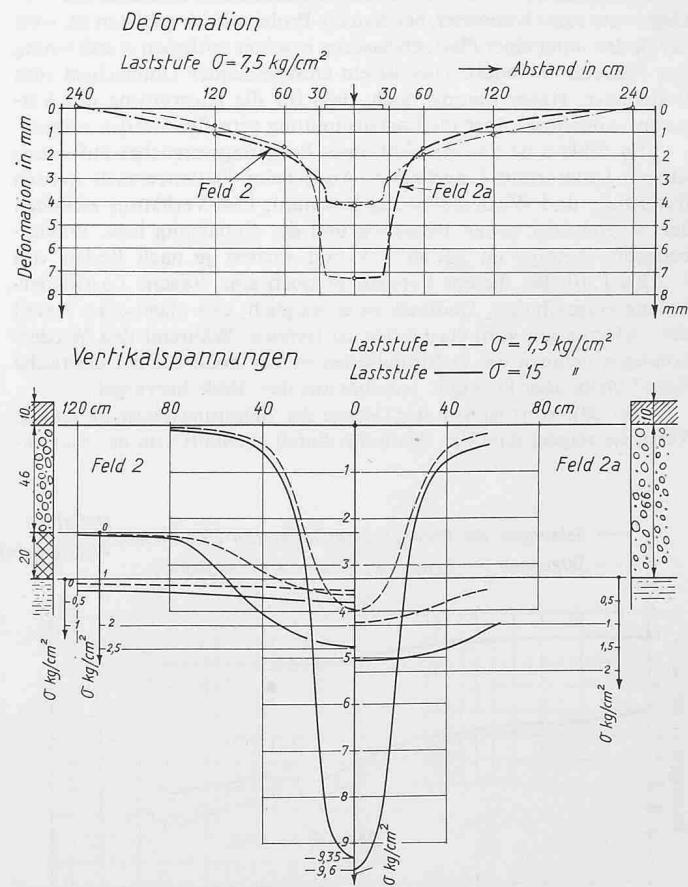


Bild 14. Belastungsversuch mit Platte 2000 cm² auf Bitumendecke von 10 cm Dicke. Resultate der Deformation und Vertikalspannungen für Aufbau mit Stabilisierung (links im Bilde) und ohne Stabilisierung (rechts im Bilde).

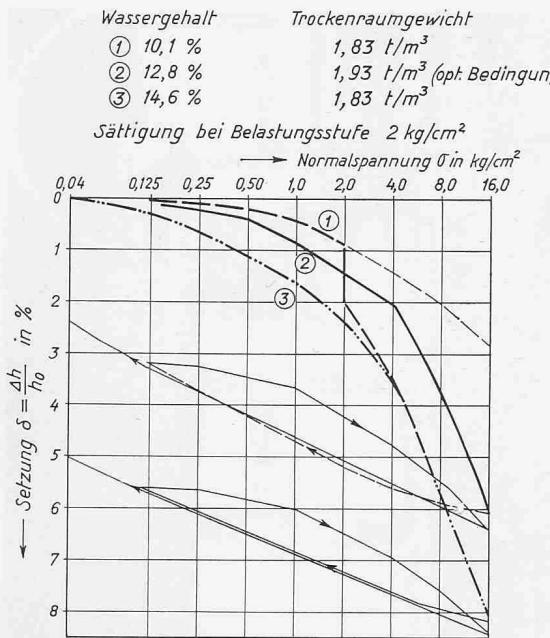
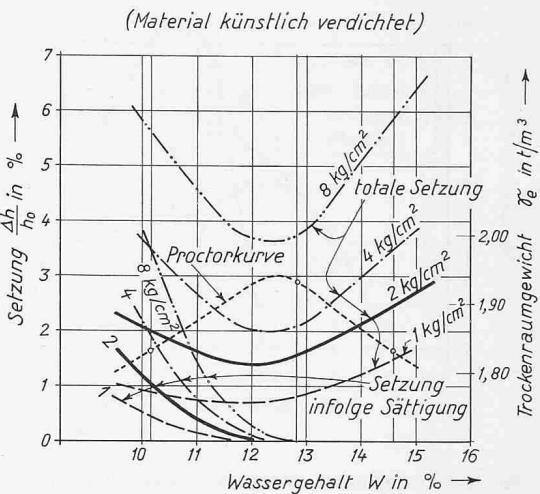


Bild 15 (links). Belastungssetzungskurve künstlich verdichteter Proben.

Bild 16 (rechts). Setzung $\Delta h / h_0$ in Funktion des Wassergehaltes w für die Belastungen 1, 2, 4 und 8 kg/cm^2 , und Einfluss der Sättigung. Die Kurven gleicher Signatur entsprechen den gleichen Spannungen.



sowohl aus der geringeren Defektion als auch an den kleineren Spannungen deutlich zu erkennen.

Die Defektion und die Spannungsverteilung unter einer bituminiösen Decke sind im Bild 14 gezeigt. Da die Deckenstärke variiert (Beton 16 cm, Bitumendecke 10 cm), ist ein direkter Zahlenvergleich der beiden Bauarten nicht zulässig. Jedoch geht das grundsätzlich unterschiedliche Verhalten beider Bauarten aus diesen Darstellungen hervor. Der Untergrund wird im Falle der Betondecke ohne stab. Schicht mit 3,5% der Kontaktspannung, mit der stabilisierten Schicht mit 2% beansprucht. Bei der Anwendung der Bitumendecke ohne stabilisierte Schicht betragen die Normalspannungen auf dem Planum 12% und mit dem Einbau einer stabilisierten Schicht 3,5% der Kontaktspannungen.

Zusammendrückung künstlich verdichteter Materialien

Mit diesen beiden kurzen Betrachtungen über verschiedene Aufbauarten für Flugpisten oder auch Straßen ist auch schon das Gebiet der künstlichen Aufschüttungen und der Verdichtung angeschnitten. Die Verwendung des Bodens als Baumaterial selbst hat in den letzten Jahrzehnten einen grossen Aufschwung genommen. Gross sind auch die Probleme, die mit diesem billigen aber auch komplexen Baustoff sich stellen.

Sollen die Setzungen minimal sein, muss das Material unter optimalen Bedingungen verdichtet werden. Diese Bedingungen werden mit dem Verdichtungsversuch ermittelt. Durch die Verdichtungsarbeit

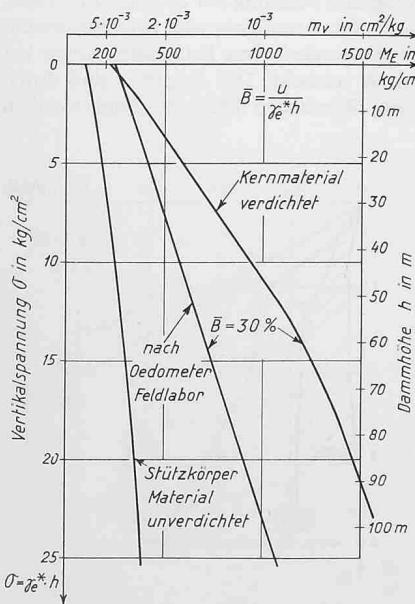
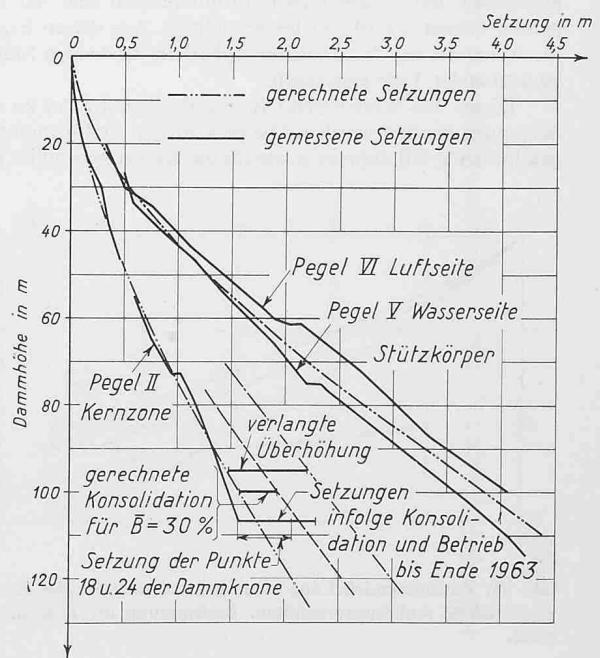


Bild 17 (links). Kompressibilität des Stützkörper- und des Kernmaterials, gemessen am Göschenalpdamm.

Bild 18 (rechts). Gemessene Setzungen der beiden Stützkörper und der Kernzone des Göschenalpdamms.



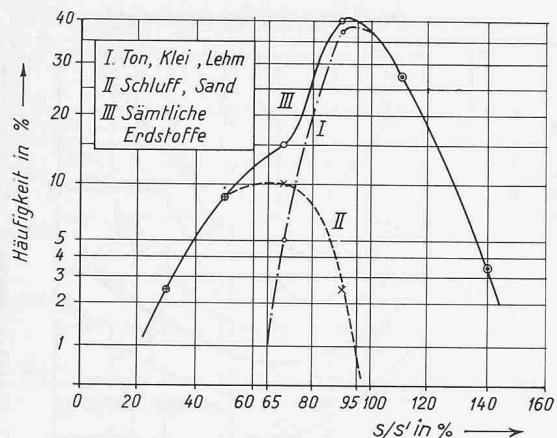


Bild 19. Verhältnis zwischen gemessenen und gerechneten Setzungen, aufgetragen im Häufigkeitsnetz für 40 einwandfreie Werte (nach Leussink, 1953).

Materials erklärt auch die Streuungen der Ergebnisse bei Plattenversuchen auf der Fundationsschicht.

Aufschlussreiche Resultate über das Verhalten künstlicher Schüttungen konnten aus den Deformationen des Götschenenalpdamms gewonnen werden. Während des Baues sind sowohl in beiden Stützkörpern als auch im zentralen Dichtungskern Setzungspiegel eingebaut worden. Durch den Einbau von Kreuzarmen war es möglich, die Setzungen einzelner Schichten infolge der zunehmenden Auflast periodisch zu messen. Die Setzungen der Schichten zweier benachbarter Kreuzarme, bei bekannter Überlagerung, konnte ähnlich einem Oedometerversuch ausgewertet werden. Der Verlauf war durch Oedometerversuche bekannt, so dass die Mittelwertkurve der betrachteten Schichten extrapoliert werden konnte. Dadurch war es möglich, bei etwa halber Dammhöhe, die voraussichtlichen Setzungen, die während des Baues eintreten werden, zu berechnen. Für die Berechnung der Überhöhung der Kernzone war es notwendig auch die Porenwasserspannungen zu kennen. Diese sind berechnet und mit den Messungen verglichen worden. Der Anteil der Porenwasserspannungen u ist in Funktion der Dammhöhe bzw. der Überlagerung als $B = u/\gamma_e^* h$ zu 30% bestimmt worden.

In Bild 17 ist der Verlauf der M_E -Werte in Funktion der Höhe für das Stützkörpermateriale und für das Kernmaterial aufgetragen. Das Stützkörpermateriale wurde in Schichtstärken von rund 3 m geschüttet und ist nicht verdichtet. Der maximale Korndurchmesser betrug rund 75 cm. Das Kernmaterial hingegen ist optimal verdichtet worden. Der maximale Korndurchmesser war mit 12 cm begrenzt. Die Schichtstärke, lose gemessen, betrug 30 cm. Die M_E -Werte des Kernmaterials sind rund 2½ mal grösser als diejenigen des Stützkörpermaterials. Im Diagramm ist auch eine mittlere Oedometerkurve des Kernmaterials angegeben. Bei diesem Laboratoriumsversuch sind nur die Komponenten kleiner als 10 mm berücksichtigt. Aus diesen Ergebnissen ist die Abnahme der Zusammendrückbarkeit der beiden Materialien mit zunehmender Tiefe ersichtlich.

Dieser M_E -Wert-Verlauf ist zur Berechnung der zu erwartenden Setzungen benutzt worden. Die gerechneten und gemessenen Setzungen für beide Stützkörper sowie für die Kernzone sind im Bilde 18 ent-

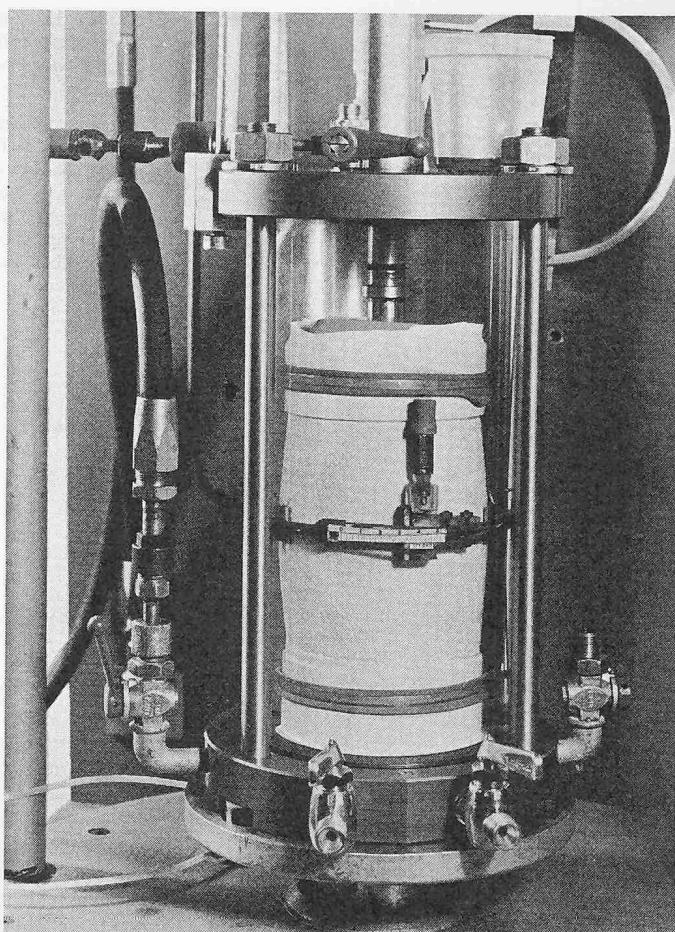


Bild 20. Triaxialzelle mit Gerät zur Messung der seitlichen Deformation.

halten. Die gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung zeigt, dass der bestimmte Verlauf der M_E -Werte richtig ist. Im Bilde sind die gerechneten und die gemessenen Setzungen für beide Stützkörper (Pegel V und VI) und für die Kernzone (Pegel II) in Abhängigkeit der Dammhöhe dargestellt. Die Setzungen im Stützkörper betragen rund 4% der Dammhöhe. Dagegen sind die Setzungen im Kern rund 2% der Dammhöhe. Für die Kernzone waren noch Setzungen aus der Konsolidation ($B = 30\%$), die infolge des Abbaues der Porenwasserspannung auftreten, zu bestimmen. Die Setzungen der Kronenpunkte 18 und 24 zeigen, dass die getroffene Annahme über die Grösse der Porenwasserspannungen richtig war. Praktisch sind die Setzungen abgeschlossen. Das Verhalten des Damms wird durch die Elektro-Watt AG weiter verfolgt.

Nach diesen Beispielen, die alle eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messung der Setzung aufweisen, sei auch die Frage beantwortet, wie zuverlässig eine Setzungsberechnung sei. Die Frage nach der Genauigkeit einer Setzungsprognose hat Leussink (1953) zu beantworten versucht. Die Angaben sind durch neue Auswertungen (Leussink, Wiesbaden 1963) bestätigt worden.

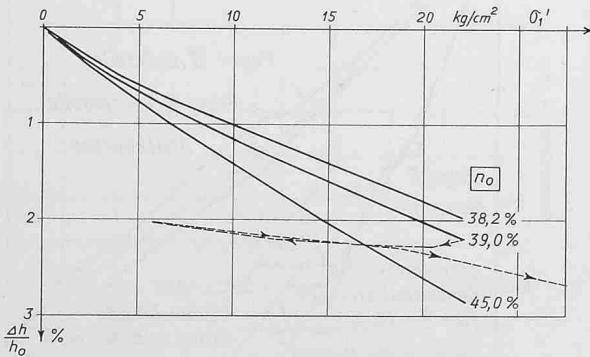


Bild 21. Zusammendrückung eines gebrochenen Sandes für verschiedene Anfangsporositäten. Bestimmung im Triaxialgerät.

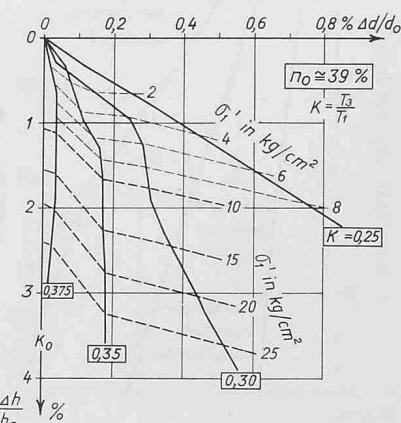


Bild 22. Einfluss der seitlichen Verformung auf die Zusammendrückung eines gleichkörnigen Sandes mit Anfangsporosität $n_0 = 39\%$.

Im Bilde 19 ist das Verhältnis zwischen den aufgetretenen Setzungen S mit der Prognose S' im Häufigkeitsnetz für 40 einwandfreie Werte aufgetragen. Es zeigt sich dabei, dass die gerechneten Werte für bindige Materialien relativ gut mit den gemessenen Setzungen übereinstimmen. Für rollige Böden ist die Übereinstimmung weniger gut. Im Mittel sind hier die gemessenen Setzungen nur 65% des gerechneten Wertes.

Bestimmung im Triaxialgerät

Die Zusammendrückbarkeit des Bodens steht im engen Zusammenhang mit seiner Scherfestigkeit. Es ist somit verständlich, dass auch dieses Problem im Triaxialapparat untersucht wird. Gegenwärtig sind an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (VAWE) solche Untersuchungen im Gange, und zwar für statische als auch für dynamische Belastung. Die Durchführung dieses Versuches im Triaxialapparat setzt nämlich die Möglichkeit der seitlichen Deformationsmessung mit einer hinreichenden Genauigkeit voraus. Diese Voraussetzung ist für statische Versuche durch die Anwendung der im Bilde 20 dargestellten Messeinrichtung erfüllt. Das Messsystem besteht darin, dass in der Mitte der Probenhöhe zwei diametrale Taster die seitliche Verformung kontrollieren. Im Bereich von 1 mm Deformation ist die Genauigkeit der Ablesung rund $1/50$ mm. Für Proben von 8 cm Durchmesser beträgt die ablesbare Durchmesseränderung $1/4\%$. Für grössere Deformationen als 1 mm wird diese über eine Noniusskala mit der Genauigkeit von $5/8\%$ abgelesen. Diese Genauigkeit erlaubt, die Versuche auf zwei Arten durchzuführen. Entweder werden für die Grösse der zugelassenen seitlichen Deformation der beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_3 bestimmt oder bei einem bestimmten Hauptspannungsverhältnis die eintretende Deformation gemessen. Das Verhältnis der beiden Hauptspannungen σ_3/σ_1 in effektiven Spannungen ausgedrückt, bei denen keine seitliche Deformation auftritt, ist als Ruhedruckziffer $K_0 = \sigma_3/\sigma_1$ definiert. Das erwähnte Messsystem erlaubt, dieses Verhältnis auch zu bestimmen. Bei diesem Versuch werden die Vertikalspannungen kontinuierlich gesteigert, während der Seitendruck so reguliert wird, dass keine seitliche Deformation auftreten kann. Einige Versuche an einem sauberem, gebrochenen Sand sind im Bilde 21 dargestellt. Die Anfangsoporosität des Materials ist dabei für jeden Versuch anders gewählt. Der Einfluss der Lagerungsdichte auf die Kompressibilität ist relativ gross.

In einer weiteren Versuchsserie, die bei konstanter Anfangsoporosität $n = 39\%$ durchgeführt wurde, ist die seitliche Deformation bei konstantem Hauptspannungsverhältnis K gemessen worden. Bild 22 zeigt das interessante Resultat dieser Versuche. Hier sind die seitliche spezifische Deformation $\Delta d/d_0$ als Abszisse, die spezifische Längenänderung $\Delta h/h_0$ als Ordinate, das Hauptspannungsverhältnis K und die erste Hauptspannung σ_1 als Parameter aufgetragen.

Der Einfluss der seitlichen Verformung auf die Längenänderung ist gross. Dieses Versuchsergebnis zeigt auch, dass ein Zusammenhang zwischen dem Oedometerversuch und dem Plattenversuch ohne Kenntnis der seitlichen Deformation ausgeschlossen ist.

Schlussbemerkungen

Die Bestimmung der Zusammendrückbarkeit des Bodens bildet die Grundlage zur Berechnung der Setzungen und zur Wahl der zulässigen Bodenpressungen. An Bauwerken führen aber die Setzungsunterschiede zu Schäden. Diese werden in der Literatur für relativ homogenen Baugrund in der Grössenordnung bis zu $1/3$, ja sogar $1/2$ der Gesamtsetzung angegeben. Skempton und MacDonald (1956) geben auf Grund vergleichender Untersuchungen an 98 Bauwerken an, dass leichte Risschäden dann auftreten, wenn die Setzungsunterschiede $1/300$ des zu betrachtenden Abstandes betragen. Für einen Stützenabstand von 5 m z.B. kann ein Setzungsunterschied von ungefähr 1,7 cm ohne Schaden toleriert werden. Tatsächliche Schäden sollen nach diesen Autoren erst bei 3 cm Setzungsunterschied auftreten. Andere Autoren kommen zu ähnlichen Resultaten. Bei allen diesen Vergleichen fehlen leider die Angaben über Baustoff und Tragsystem, so dass diese Werte nur informatorischen Charakter besitzen.

Die Prognose der Setzung kann, was zeitlichen Verlauf und auch Grösse anbelangt, von beschränkter Aussagefähigkeit sein. Die Bauwerke können Setzungsunterschiede von gewisser Grösse ohne Schäden zu erleiden aufnehmen. Dadurch sind auch der verlangten Genauigkeit der Kenntnis der Setzungen Grenzen gesetzt. Es ist ein lösbares Bauingenieur-Problem, die Bauwerke innerhalb dieser tolerierten Grenzen zu dimensionieren. Dadurch werden sowohl unwirtschaftliche als auch unsichere Lösungen gleichermassen ausgeschaltet.

Adresse des Verfassers: Dr. Jachen Huder, dipl. Bau-Ing., VAWE, Gloriastrasse 39, 8006 Zürich.

Thun

DK 711.4:93

Im vergangenen Sommer feierten die Einwohner Thuns den 700. Jahrestag der Erteilung des Stadtrechts. Die Vertreter der Behörden und aller am kulturellen und wirtschaftlichen Leben der Stadt beteiligten Kreise nahmen dieses Ereignis zum Anlass, die Entwicklung und das Leben ihrer Stadt in Tradition und Fortschritt darzustellen. Es ergab sich ein vielfältiges Bild von reichem Gehalt an historischen, baulichen und kulturellen Werten, mit wirtschaftlichen, industriellen und in diesem Falle auch militärischen Aspekten. Auf das Thuner Jubiläum hin konnten zwei Wahrzeichen der Stadt, das Schloss und das Rathaus, umgebaut, renoviert und den heutigen funktionellen Erfordernissen angepasst, erneut in den Dienst der Öffentlichkeit gestellt werden.

Zusammen mit den Abhandlungen anderer Chefbeamter und das Gemeinschaftsleben Thuns betreuender Persönlichkeiten hat Stadtbaumeister Hans Keller die bauliche Entwicklung der Aarestadt in der Jubiläumsnummer (12. Juni 1964) des «Geschäftsblatt», der ältesten oberländischen Zeitung, dargestellt. Wir folgen im nachstehenden einzelnen dieser interessanten Aufsätze kurzurisch, um damit einen Rahmen für die anschliessende Publikation über das neugestaltete Rathaus zu geben. Mit der glücklichen Lösung dieser delikaten Bauaufgabe verdient Architekt Keller den Dank Thuns und aller, die eine bauliche Erneuerung historischer Monuments zu schätzen wissen, welche die historischen Grundzüge wahrt und dennoch dem «Heute» gerecht zu werden vermag.

G. R.

700 Jahre Thuner Handveste

Am 12. März des Jahres 1264 hat die verwitwete Gräfin Elisabeth von Kiburg der Stadt Thun die Handveste erteilt — eine vierseitige lateinische Urkunde, die in einer bunten Folge von etwa 100 Artikeln die dem Stadtherrn und den Bürgern zustehenden zivilen und politischen Rechte und Pflichten enthält und von der Stifterin durch Auflegen ihrer Hand feierlich «befestet», d. h. bekräftigt worden ist (daher die Bezeichnung «Handveste»). Die heutige Stadt Thun hat diesen Sommer das Jubiläum «700 Jahre Thuner Handveste» durch

eine Reihe von Veranstaltungen, darunter auch eine Ausstellung über die zähringische Stadtbaukunst, festlich begangen. Die Handveste fällt in die Mitte einer Entwicklung, die seit dem Hochmittelalter (freilich mit zeitweiligen Unterbrüchen) dokumentierbar ist und über die Herrschaftsfolge der Zähringer (1191 erhebt Berchtold V. Thun zur Stadt) und der Grafen von Kiburg (Freibrief Hartmanns des Jüngeren von 1256) nach einer wirren kiburgisch-habsburgischen Lehens- und Abenteuerpolitik schliesslich zum Übergang an Bern führte (1384). Diesem hielt die Stadt mit dem ihr in den Burgunderkriegen verliehenen goldenen Stern im Banner bis in die Mediationszeit hinein die Treue. Die Herrschaftsverhältnisse hinderten Thun, eine bedeutendere eigene Stadtpolitik zu betreiben. Dafür verbrachten die Thuner während Jahrhunderten ein eher ruhiges Dasein ohne politische Aspirationen.

Thuns Aufschwung begann anfangs des 19. Jahrhunderts mit der Entdeckung der Schweiz als Reiseland. Wegbereiter dieser neuen Ära, in der Thun als Tor zum Berner Oberland besondere Bedeutung erlangte, waren Albrecht von Haller und Rousseau. In weiten Kreisen bekannt wurden das Oberland und Thun durch die nach 1800 geschaffenen Veduten bedeutender Kleinmeister wie Aberli, Biermann, Brucker, König, Lory und Wocher (dessen Panorama vor wenigen Jahren in Thun einen würdigen baulichen Rahmen erhalten hat und zu einer biedermeierlichen Sehenswürdigkeit der Stadt geworden ist). Der mittelalterliche Mauerring wurde gesprengt, die Tortürme fielen (zuletzt das Berntor 1873). Schon 1959 entstanden die Stationen der Centralbahn bei der Allmendbrücke und bei Scherzliggen, wo man aufs Schiff umsteigen konnte (ins engere Oberland führte damals allein der Wasserweg). Laufend wurden Hotels eröffnet (1875 der Thunerhof, eines der grössten Oberländer Hotels). Vor dem ersten Weltkrieg verfügte Thun über rund 1500 Fremdenbetten — heute sind es keine 600 mehr!

Von grosser Tragweite für die Entwicklung Thuns wurde der Tagsatzungsbeschluss von 1818, der die Stadt zum eidgenössischen Artillerie-Waffenplatz erhob. 1861 begann man mit dem Bau des Zeug-