

Zeitschrift:	Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	84 (1966)
Heft:	26
Artikel:	6. Int. Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Montreal 1965: Division 2: Bodeneigenschaften - Scherfestigkeit und Konsolidation
Autor:	Locher, H.G.
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-68940

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: 28.01.2026

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

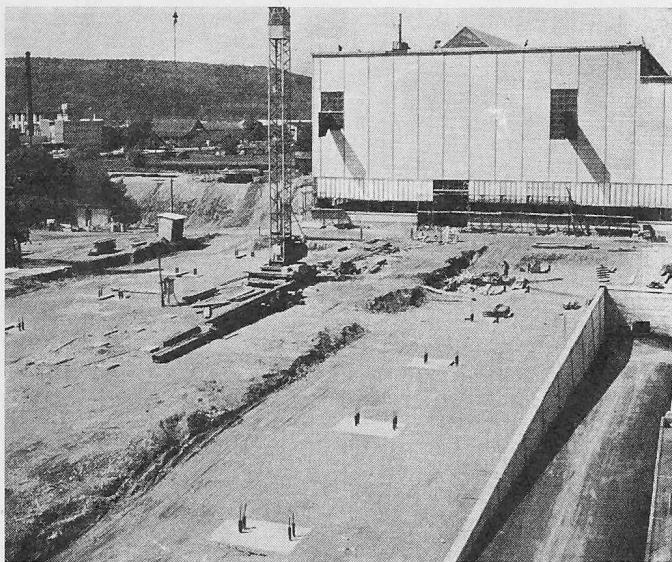


Bild 5. Freilager vor der Montage der Stahlkonstruktion

3. Freilager

Die Hofkranbahnen im Freilager wurde in Stahlkonstruktion ausgeführt und so bemessen, dass eine spätere Überdachung möglich ist. Besondere Sorgfalt erforderte der Rostschutz. Dazu sind die Konstruktionsteile durch Sandstrahlung gereinigt und anschliessend mit

einem 0,08 mm starken Grundanstrich versehen worden. Als Deckanstrich kam hier eine Schuppenpanzerfarbe auf Kunstharzbasis zur Anwendung. Der Zugang zu den Laufstegen der Kranbahn erfolgt über die Laufstege im Innern des Schmiedegebäudes durch die in der Ostfassade angebrachten Türen. Aus Sicherheitsgründen wurde auf eine Außenleiter verzichtet. Bild 5 zeigt das Freilager vor der Montage der Stahlkonstruktion.

4. Wasch- und Umkleideräume

Nach unseren Erfahrungen stellen unterirdisch angelegte Wasch- und Umkleideräume in den Zonen zwischen Hallen und Strassen oder unter den Verkehrswegen sowohl in betrieblicher als auch in wirtschaftlicher Hinsicht die beste Lösung dar. Im vorliegenden Falle wurde die ganze Anlage auf der Nordseite der Schmiede im Streifen zwischen Hallenrand und Strasse untergebracht. Die Zu- und Abgänge ergeben einen einwandfreien, unfallsicheren Personalfluss. Auf dem Platz über den Waschräumen fanden die Velo- und Motorradständer ihren Aufstellungsort. Die Wasch- und Umkleideräume selbst wurden gemäss den behördlichen Vorschriften als nahtreiffersichere Schutzzräume für 250 Personen ausgebildet. Der Verwendungszweck als Schutzaum hat weitgehend die Disposition der Räume bestimmt.

In einer ersten Etappe sind Garderobeneinrichtungen und Waschgelegenheiten für 92 Arbeiter, 14 Meister und 16 Frauen erstellt worden. In einer zweiten Etappe können die vorhandenen Schutzzräume für weitere 92 Arbeiter als Wasch- und Umkleideräume ausgebaut werden. Es besteht ferner die Möglichkeit eines Anbaues des Waschraumes gegen Osten für die Unterbringung von weiteren 200 Personen, während eine Vergrösserung des Schutzaumes noch für weitere 150 Personen zulässig wäre.

Fortsetzung folgt

6. Int. Kongress für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Montreal 1965

Division 2: Bodeneigenschaften — Scherfestigkeit und Konsolidation

Von H. G. Locher, dipl. Ing. ETH/S.I.A., Losinger & Co. AG., Bern

DK 624.131.439

Vortrag gehalten an der Herbsttagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik am 12. November 1965 in Bern

In der Sektion 2 wurden 61 Beiträge eingereicht, also mehr als ein Viertel der insgesamt 218 Beiträge. Prof. O. Moretto, Argentinien, hat sie in seinem gedruckten Generalbericht thematisch geordnet und einzeln kommentiert. Dieser Bericht wird zusammen mit den in Montreal gehaltenen Vorträgen und Diskussionen im dritten Band der Kongressberichte abgedruckt werden. Der nachfolgende Aufsatz wird sich daher nicht mit den einzelnen Kongressbeiträgen befassen, sondern einen allgemeinen Überblick über den heutigen Stand der Forschung zu geben versuchen und einige der eingereichten Beiträge besprechen. Den Abschluss bildet dann eine Übersicht über die vor dem Kongress in einem viertägigen Kurs an der Université Laval in Québec gehaltenen Vorträge.

Die Stabilitätsprobleme im weitesten Sinne beschäftigen die Bauingenieure nach wie vor stark. Grundsätzlich handelt es sich dabei immer um einen Vergleich zwischen den auftretenden Spannungen und der Fähigkeit des Baustoffes, diesen Spannungen ohne Bruch und mit annehmbaren Deformationen zu widerstehen. Es ist daher verständlich, dass seit dem Pariser Kongress 1961 eine beträchtliche Anzahl von Arbeiten über Scherfestigkeit und Konsolidation erschienen sind und Spezialkongresse (Brasilien 1963, Tokio 1963, Kanada 1963, Wiesbaden 1963, USA 1964) sich ausschliesslich mit diesen Problemen befasst haben.

Scherfestigkeit von Böden unter statischer Belastung

Allgemein werden heute die Scherfestigkeitsparameter c' und φ' aus der Coulomb'schen Gleichung in bezug auf die Effektivspannungen bestimmt. Die Versuchstechnik stützt sich dabei vorwiegend auf den Triaxialapparat und hat sich im Prinzip seit dem Pariser Kongress 1961 nicht wesentlich geändert. Dagegen werden die Apparaturen ständig verbessert und ihr Anwendungsbereich ausgeweitet.

Leussink und Prange (2/33) beschreiben eine Porenwasser-Messzelle von 25 mm Durchmesser und 25 mm Höhe, die in grosse Triaxialproben eingebaut werden kann und die Messresultate drahtlos mit Hilfe eines transistorisierten Miniatursenders nach aussen übermittelt. Weitere beachtliche Geräteteilungen beschreiben Bishop und Mitarbeiter (2/7) im Zusammenhang mit Versuchen mit Seitendrücken bis 70 kg/cm^2 , welche im Zusammenhang mit dem Laval-Kurs näher besprochen werden.

Der Triaxialapparat eignet sich sehr gut dazu, den Spannungszustand, die Konsolidation und die Sättigung – letzteres z. B. mit Gegendruck im Porenwasser – unter Kontrolle zu halten. Kenney und Landva (2/28) benützen diese Eigenschaften, um Scherflügelversuche mit dem norwegischen Laborflügel im Innern von dreiaxial beanspruchten Proben unter genau bekannten Verhältnissen auszuführen. Der Beitrag beschreibt das hiefür entwickelte Gerät, gibt aber keine Versuchsresultate.

In seinem Bericht zum Pariser Kongress 1961¹⁾ erwähnte Dr. J. Huder, dass folgende Probleme noch ungenügend untersucht seien:

¹⁾ siehe auch SBZ 1962, H. 28, S. 500

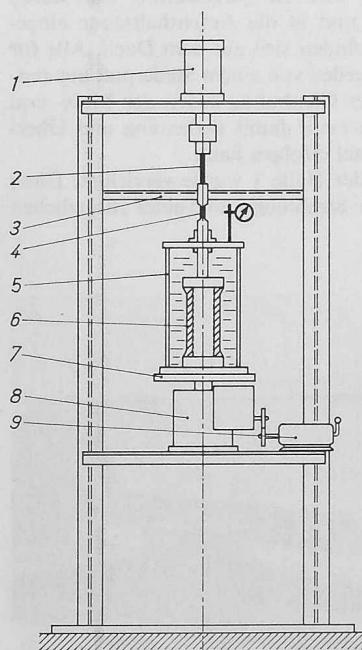


Bild 1. Triaxialer Scherapparat für hohle zylindrische Proben (aus [13], Beitrag 2/9, Broms B. B. und A. D. Casbarian)

- 1 Druckluftzylinder
- 2 Messzelle (Axiallast)
- 3 Torsionsarm
- 4 Messzelle (Torsion)
- 5 Triaxialzelle
- 6 Probe
- 7 Drehtisch
- 8 Reduktionsgetriebe
- 9 Motor

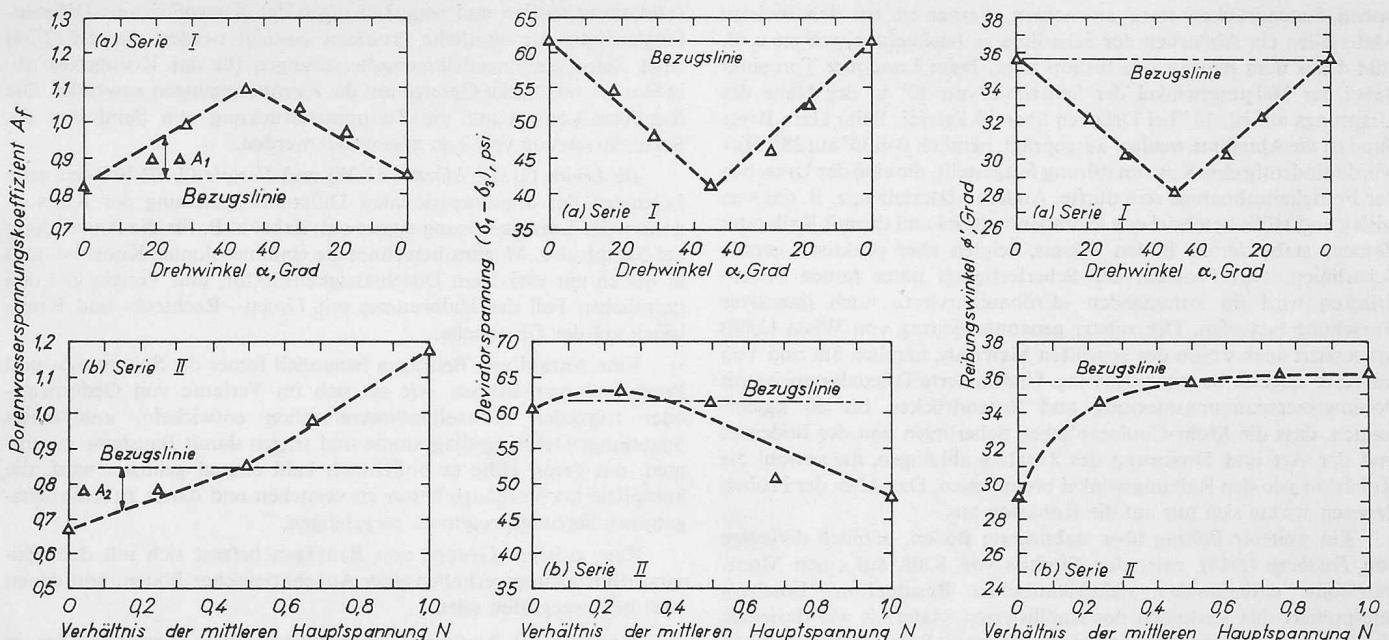


Bild 2. Einfluss einer Rotation der Hauptachsen sowie einer Variation der mittleren Hauptspannung auf Porenwasserkoeffizient A_f , Deviatorspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)$ und Reibungswinkel ϕ' auf kaolinitischen Ton mittlerer Plastizität (aus [13], Beitrag 2/9, Broms B. B. und A. D. Casbarian). 10 psi = 0,703 kg/cm²

- Abweichen der Feld- von den Laborbedingungen
- Drainierte Scherversuche
- Einfluss der Richtung der Hauptspannungen
- Langfristige Belastungen.

In der Zwischenzeit sind auf allen diesen Gebieten beachtliche Fortschritte festzustellen:

Vier Beiträge behandeln die Untersuchungen von anisotropen Spannungszuständen in Scherversuchen. Eine sehr geschickte Versuchsanordnung schlagen *Broms* und *Casbarian* (2/9) vor. Die Bodenprobe wird in Form eines hohlen Zylinders in einen leicht abgeänderten Triaxialapparat eingebaut. Sie ist innen und aussen mit einer Gummihaut überzogen, so dass der innere und der äussere Kammerdruck unabhängig variiert werden können. Zusätzlich kann die Probe noch tordiert werden, so dass auf einfache und kontrollierbare Weise jeder beliebige Spannungszustand hergestellt werden kann (Bild 1). Mit diesem Verfahren erhaltene Resultate an einem kaolinitischen Ton mittlerer Plastizität sind in Bild 2 dargestellt. Sie zeigen, dass sowohl die Lage der mittleren Hauptspannung wie auch die Rotation der Hauptspannungsrichtung die Resultate der Scherversuche beträchtlich beeinflussen.

Zwei Aufsätze behandeln Zeiteinflüsse auf die Scherfestigkeit. — *Schmid* und *Kitago* (2/45) beschreiben Scherversuche an drei normalkonsolidierten Tonen, die in Zeiten zwischen 10 Sekunden und 90 Minuten undrainiert zum Bruch gebracht wurden. Die Resultate (Bild 3) werden in einfach logarithmischem Maßstab als Geraden dargestellt, wobei die Vergleichsspannung A (bei der Plastizitätsgrenze gewählt)

und die Neigung der Linien D eine gewisse Zeitabhängigkeit aufweisen. Die tatsächlichen Versuchsstreuungen sind aber, nach den übrigen Figuren des Beitrages zu schliessen, zu gross, um über diese Zeitabhängigkeit genaueres auszusagen. *Borowicka* (2/8) beschreibt die in Wien verwendete Technik des Scherversuchs, bei dem die Scherbewegung mehrmals hin und zurück ausgeführt wird, bis die Restscherfestigkeit erreicht wird. Je nach dem Gehalt an Kolloidalsubstanz in der Probe kann die Restscherfestigkeit sehr viel kleiner sein als die maximale Festigkeit. Prof. *Borowicka* erhält damit ungefähr dieselben Resultate, wie sie Prof. *Skempton* in der «Forth Rankine Lecture» im letzten Jahr gezeigt hat, obschon sein Versuchsverfahren etwas anders ist. Prof. *Haefeli* hat übrigens schon vor sehr vielen Jahren auf diese Eigenschaft gewisser Böden hingewiesen und im Ringscherapparat entsprechende Versuche ausgeführt. Diese Probleme werden im Zusammenhang mit dem Laval-Kurs behandelt.

Zu den von Dr. J. Huder vor vier Jahren erwähnten Problemen ist ein weiteres getreten: Infolge der immer grösseren Höhe der Erdämmen, sowie zur Abklärung von Problemen in grösserer Tiefe (lange Pfähle) mussten Triaxialapparate mit sehr hohen Seitendrücken gebaut werden. Die gerätetechnische Seite ist bereits erwähnt worden. Die Versuchsresultate in den Beiträgen von *Bishop* und *Mitarbeiter* (2/7), *Insley* und *Hillis* (2/23) und *Wissa* und *Mitarbeiter* (2/60) geben noch kein klares Bild über alle Folgen, die hohe Seitendrücke auf Scherfestigkeit und Deformationen haben. Allgemein kann aber festgestellt werden, dass das Prinzip der Effektivspannungen seine Gültigkeit bewahrt, und dass die Bruchdeformationen der Triaxialproben bei

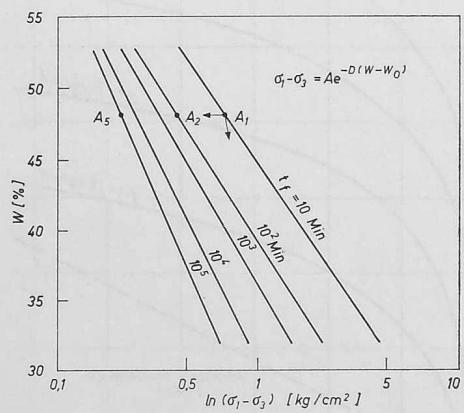


Bild 3. Prinzipieller Zusammenhang zwischen Deviatorspannung $\sigma_1 - \sigma_3$, Wassergehalt und Zeit bis zum Bruch der Probe t_f (aus [13], Beitrag 2/45, Schmid W. E. und S. Kitago)

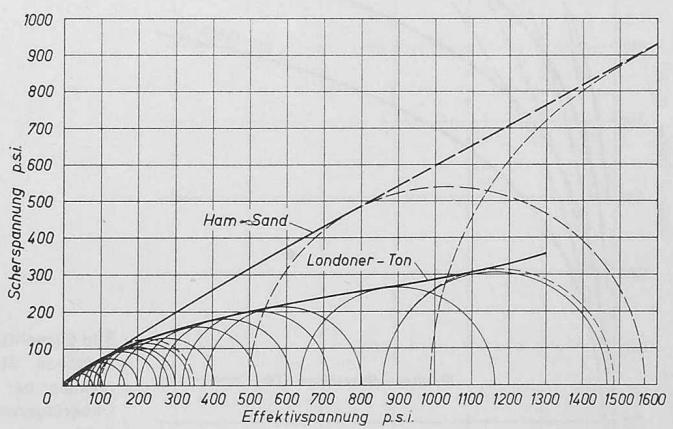


Bild 4. Mohrsche Umhüllungskurven für ungestörten Londoner Ton (aus 35 m Tiefe) und gewaschenen Sand aus dem Flusse Ham, unter hohen Seitendräcken (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und A. E. Skinner). 100 psi = 7,03 kg/cm²

hohen Seitendrücken stark anwachsen. Ferner ist bei den meisten Materialien ein Abflachen der Scherlinie zu beobachten, wie sie z. B. Bild 4 aus dem Beitrag von Bishop zeigt. Beim Londoner Ton sinkt dabei der Neigungswinkel der Scherlinie von 30° in der Nähe des Ursprungs auf rd. 10° bei Drücken über 50 kg/cm^2 . Beim Ham River Sand ist die Abnahme weniger ausgeprägt, nämlich von 33° auf 28° . Hier wurde eindeutig eine Kornzerstörung festgestellt, die eine der Ursachen der Festigkeitsabnahme sein dürfte. Andere Materialien, z. B. das von Insley und Hillis beschriebene Moränenmaterial und die mit Kalk oder Zement stabilisierten Böden Wissas, zeigten aber praktisch gerade Scherlinien. Das Problem der Scherfestigkeit unter hohen Seiten drücken wird im kommenden «Erdbaujahrviert» noch intensiver Forschung bedürfen. Der zuletzt genannte Beitrag von Wissa (2/60) interessiert auch wegen des geprüften Materials, nämlich Silt und Ton mit Kalk- oder Zementstabilisierung. Undrainierte Triaxialversuche mit Porenwasserspannungsmessung und Seitendrücken bis 60 kg/cm^2 zeigten, dass die Mohr-Coulomb'schen Scherlinien von der Bodenart und der Art und Dosierung des Zusatzes abhängen, die sowohl die Kohäsion wie den Reibungswinkel beeinflussen. Das Alter der Proben dagegen wirkte sich nur auf die Kohäsion aus.

Ein weiterer Beitrag über stabilisierte Böden, nämlich derjenige von Fossberg (2/18), zeigt den Einfluss von Kalk auf einen Montmorillonit enthaltenden südafrikanischen Residualton. Fossberg interpretiert das Verhalten des stabilisierten Materials wie dasjenige eines sensitiven Tones. Bei einem bestimmten Wassergehalt ergeben dabei Proben verschiedenen Alters Scherlinien und Konsolidationskurven, die denjenigen eines mit verschiedenen Drücken vorkonsolidierten Tones entsprechen.

Deformation von Böden unter statischer Belastung

Die Vorhersage von Setzungen stellt eines der schwierigsten Probleme dar, die dem Bauingenieur gestellt werden. Fehlerquellen von massgebendem Einfluss sind dabei bei fast allen Operationen für eine Setzungsvorhersage zu finden. Die Störung der Proben bei der Probeentnahme und beim Einbau in das Oedometer hat auf die Deformation einen wesentlichen Einfluss. Der Oedometerversuch ist streng genommen nur bei Belastungsfällen anwendbar, die der Terzaghi-Theorie entsprechen, und die Spannungsverteilung im Boden nach den Theorien von Boussinesq oder Westergaard ist ziemlich stark idealisiert. Die bisher verfügbaren Methoden versuchten, diese Fehler mit Korrekturfaktoren zu kompensieren, im übrigen aber die altgewohnten Hilfsmittel zu gebrauchen [1], [2].

Diese Unzulänglichkeiten machen es verständlich, dass, z. T. unter Heranziehung neuer Rechenmethoden und Rechengeräte, neue Kon-

solidationstheorien und neue Lösungen der Konsolidations-Differentialgleichung für sämtliche Probleme gesucht werden. Marsal (2/36) leitet Zeit-Zusammendrückungsbeziehungen für das Korngerüst ab, indem er statistische Gesetze auf die Kornbewegungen anwendet. Die Resultate können auf die Zusammendrückung von Sand und die Sekundärsetzung von Ton angewandt werden.

De Leeuw (2/32), Martins (2/37) und Verigin (2/57) bringen neue Lösungen der dreidimensionalen Differentialgleichung der Konsolidation. De Leeuws Lösung eignet sich dabei z. B. für die Anwendung auf Sanddrains. Martins berechnet die eindimensionale Konsolidation in Boden mit variablem Durchlässigkeitsfaktor, und Verigin löst den räumlichen Fall des Halbraumes mit Linien-, Rechteck- und Kreislasten auf der Oberfläche.

Eine Anzahl von Beiträgen behandelt ferner die Spannungs- und Porenwasserverhältnisse, wie sie sich im Verlaufe von Oedometer- oder triaxialen Konsolidationsversuchen entwickeln, analysieren Spannungs-Dehnungsdiagramme und tragen damit Bausteine zusammen, mit deren Hilfe es hoffentlich bald einmal gelingen wird, die komplizierten Vorgänge besser zu verstehen und damit zu wahrheitsgetreuen Setzungsprognosen zu gelangen.

Eine grössere Gruppe von Beiträgen befasst sich mit dem Zusammendrückungsverhalten einer Anzahl typischer Böden, von denen zwei herausgegriffen seien.

Varga (2/56) beschreibt einen ausgedehnten Vergleich, der in Ungarn zwischen den gemessenen Setzungen von Platten auf Lössböden und den entsprechenden, aus Oedometerversuchen berechneten Werten angestellt wurden. Das Verhältnis der berechneten zu den gemessenen Setzungen von insgesamt 105 Versuchen variiert zwischen 0,18 und rd. 16,2 mit einem Mittel von 4,5. Der Autor erklärt diese ausserordentlich grossen Unterschiede, die die Berechnungen natürlich vollständig wertlos machen, z. T. mit der Strukturstörung im Boden bei der Probenentnahme und beim Einbau in den Oedometer, z. T. damit, dass sich Makroporen im Boden schliessen müssen, bevor sich der Seitendruck im Oedometer entwickeln kann. Der Hauptgrund scheint aber zu sein, dass die Oedometermethode für normalkonsolidierte, gesättigte Tone konzipiert ist und, unter anderen Voraussetzungen angewendet, fast notgedrungen falsche Resultate geben muss.

Schultze und Melzer (2/47) berichten, in Fortführung der Untersuchungen an der TH Aachen, über empirisch gefundene Korrelationen zwischen diversen dynamischen und statischen Penetrometern und der relativen Dichte sowie der Steifeziffer eines gleichkörnigen

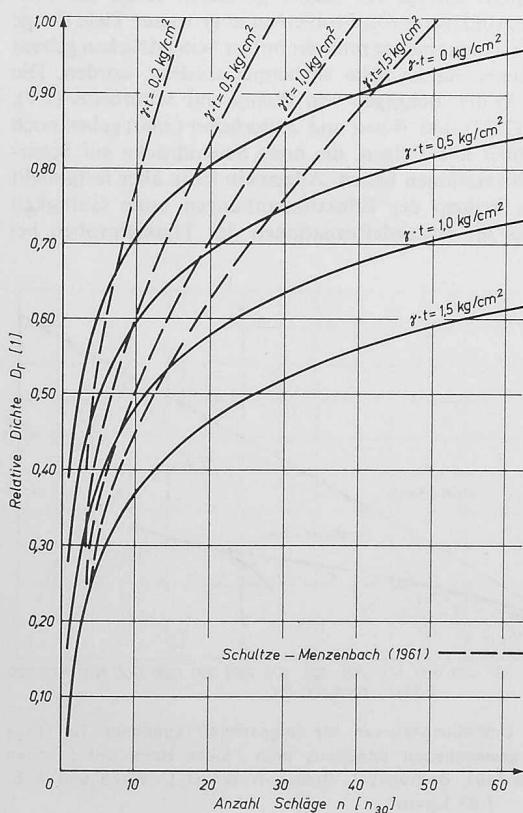


Bild 5 (links). Zusammenhang zwischen relativer Dichte D_r , Ueberlagerungsdruck $\gamma \cdot t$ und Schlagzahl n im «Standard Penetration Test» für Sand über dem Grundwasserspiegel (aus [13], Beitrag 2/47, E. Schultze und K.-J. Melzer)

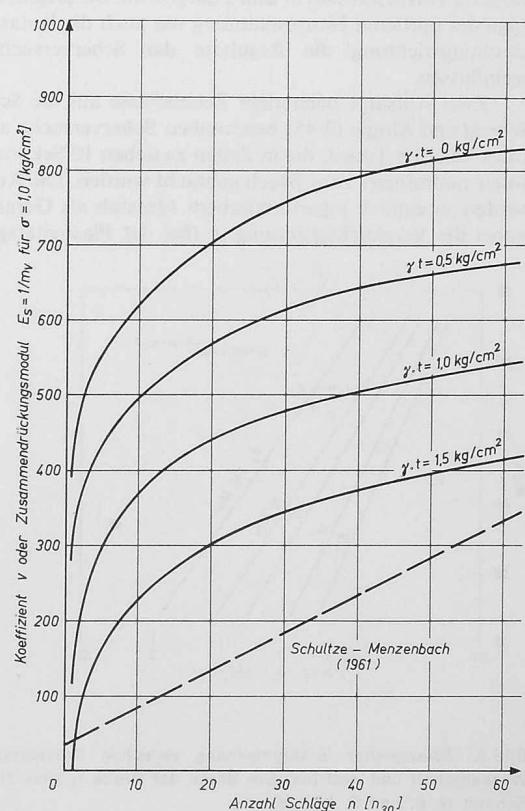


Bild 6 (rechts). Zusammenhang zwischen Steifeziffer E_s (gemessen bei $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$), Ueberlagerungsdruck $\gamma \cdot t$ und Schlagzahl n im «Standard Penetration Test» für Sand über dem Grundwasserspiegel (aus [13], Beitrag 2/47, E. Schultze und K.-J. Melzer)

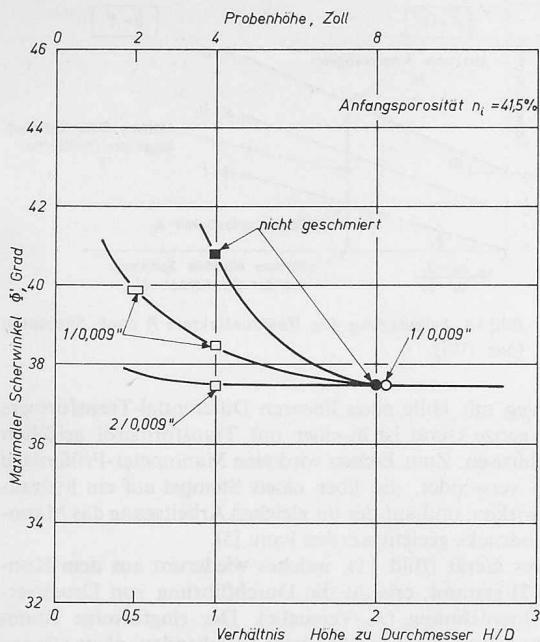


Bild 7 (links). Einfluss der Reibung an den Endflächen von Triaxialproben von Sand auf die Scherfestigkeit (aus [5])

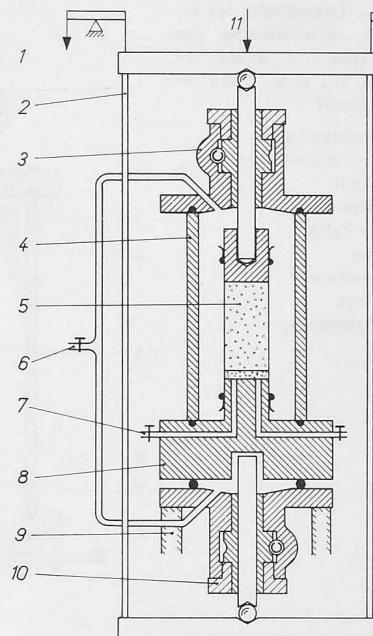


Bild 9 (rechts). Triaxialzelle mit hydraulisch ausbalanciertem Stempel und rotierenden Lagern, für Zellendrücke bis 70 kg/cm^2 (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und A. E. Skinner)

- 1 Gegengewicht
- 2 Joch
- 3 Rotierendes Lager
- 4 Stahlzylinder
- 5 Probe
- 6 Anschluss für Seitendruck
- 7 Anschluss für Drainage oder Porenwasserspannungsmessungen
- 8 Grundplatte
- 9 Auflager für Zelle
- 10 Rotierendes Lager

Mittel- bis Grobsandes. Die Bilder 5 und 6 mögen die Art der dabei erhaltenen Resultate charakterisieren. Sie zeigen die relative Dichte sowie die Steifeziffer des Sandes in Abhängigkeit von der Schlagzahl mit Terzaghi's Standardsonde (Standard Penetration Test). Interessant ist dabei der grosse Unterschied zwischen den heutigen Kurven und denjenigen aus früheren Publikationen desselben Autors, den Schultze auf Fortschritte in der Bestimmung methodisch für die relative Dichte (Isotopengerät) und die Steifeziffer zurückführt. Es scheint hier noch viel Forschungsarbeit nötig zu sein, bis die Press- und Rammsondierungen neben den qualitativen Angaben einigermaßen zuverlässige quantitative Aussagen zu geben vermögen.

Verhalten der Böden unter dynamischer Belastung

Das Verhalten der Böden unter dynamischer Beanspruchung hat in den letzten 10 bis 15 Jahren grosse Beachtung gefunden. Die Gründe dafür liegen einmal beim Strassenbau, wo sich die Erkenntnis durchsetzt, dass rein statische Untersuchungsmethoden nicht genügen. Zweitens bedeuten Erdbeben für unsere Bauten eine grosse Gefahr. Weitere Impulse gehen von Raketenforschung und Atomwaffen aus.

Die beiden Beiträge von Mitchell und McConnel (2/38) und Olson und Kane (2/41) berichten über Versuche an verdichteten Tonen mit einzelnen, sehr kurzen Laststößen. Die Ergebnisse bestätigen weitgehend Casagrandes Arbeiten auf diesem Gebiet [3], [4].

Der Einfluss von zyklischen Vibratoren bildet den Inhalt von fünf weiteren Beiträgen. Drei davon untersuchen, wie die verschiedenen Bodeneigenschaften durch Vibratoren verändert werden. Ein vierter Beitrag von Bažant und Dvořák analysiert die Wirkung von Vibratoren auf Sand und leitet aus der Coulomb'schen Gleichung einen Ausdruck ab, der erlaubt, das Verhalten des Sandes unter Vibratoren zu beurteilen.

Schliesslich befasst sich ein Schweizer Beitrag von Bamert, Schnitter und Weber (2/3) mit Spannungs-Deformations-Zeit-Zusammenhängen unter dynamischen Belastungen. Aus diesen Untersuchungen geht u. a. hervor, dass die dynamischen Moduli, berechnet aus der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Front einer Störungswelle, wesentlich grösser sind als diejenigen des Maximums der Welle und dass letztere mit den Moduli für langsame wiederholte Belastungen übereinstimmen.

Kurs in Bodenmechanik an der Laval-Universität in Quebec

Prof. A. W. Bishop sprach über den Einfluss der Reibung an den Endflächen bei Scherversuchen an Sand. Der Hauptteil dieser Versuche ist seither in [5] erschienen. Hier sei lediglich die Schlussfolgerung wiedergegeben, ohne auf die Untersuchungen einzugehen, die nötig waren, um an Proben mit verschiedenen Verhältnissen von Höhe zu Durchmesser vergleichbare Resultate zu erhalten. Bei den in Bild 7

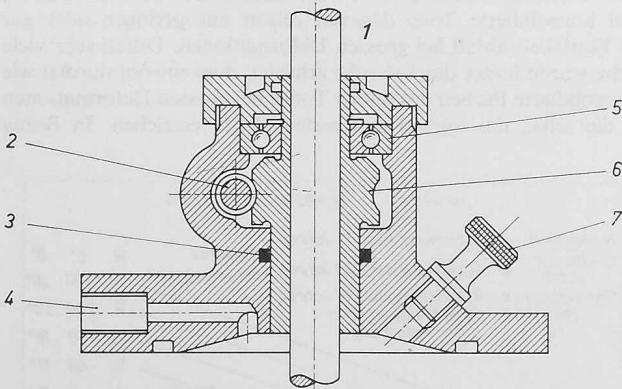


Bild 8. Druckstempel des Triaxialapparates mit rotierendem Bronzelager, für Zellendrücke bis 70 kg/cm^2 (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und Skinner)

- 1 Rostfreier Stahlkolben
- 2 Schneckenantrieb
- 3 O-Ring (Oeldichtung)
- 4 Oelzufuhr
- 5 Kugellager
- 6 Rotierendes Bronzelager
- 7 Luftauslassventil

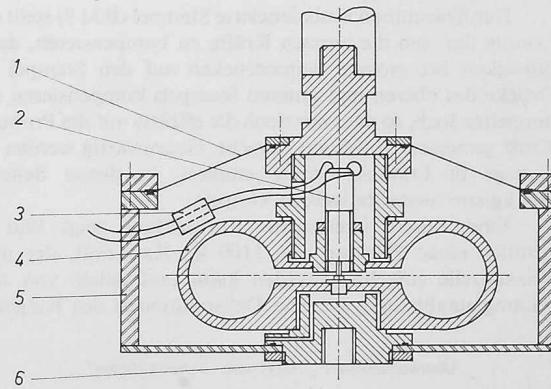
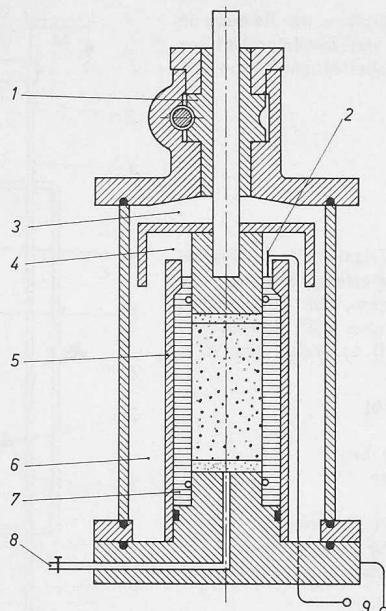


Bild 10. Druckmesszelle von 1100 kg Kapazität, zum Einbau in die wasserfüllte Triaxialzelle (aus [5])

- 1 Plastik-Membran
- 2 Induktionsgeber (Typ F. 52 B. P. A.)
- 3 Oeldichtung für Kabel
- 4 Prüfring
- 5 Plexiglasgehäuse, mit Öl gefüllt
- 6 Auflageplatte

Bild 11. Triaxialzelle für K_o -Versuche, schematische Darstellung (aus [13], Beitrag 2/7, Bishop A. W., D. L. Webb und A. E. Skinner)

- 1 Rotierendes Lager
- 2 Platin-Iridium-Nadel
- 3 Rizinusöl
- 4 Transformeröl
- 5 Innere Zelle
- 6 Wasser
- 7 Quecksilber
- 8 Drainage
- 9 Servosteuerung



dargestellten Versuchen mit einer Anfangsporosität $n_i = 41,5\%$ (die untersuchten Porositäten variierten zwischen 38 und 46% und zeigten überall dasselbe Bild) war bei sehr gut geschmierten Endflächen, d. h. bei Verwendung von 2 mit Silikonfett geschmierten Gummimembranen auf den Endflächen der Probe, kein Einfluss der Probenhöhe auf die Scherfestigkeit festzustellen. Bei nicht geschmierten Endflächen dagegen ergaben kurze Proben wesentlich höhere Scherfestigkeiten als lange, während mit nur einer silikongeschmierten Membran versehene Proben dazwischen lagen. Dies bestätigt die alte Regel, dass bei Triaxialproben das Verhältnis von Höhe zu Durchmesser 2 bis 2½ betragen soll, damit sich die Scherflächen auch ohne besondere Massnahmen an den Endplatten ungehindert einstellen können.

Bishop zog dann einige Lehren für Scherversuche in Geräten, die eine Variation der mittleren Hauptspannung oder Versuche unter ebenen Verformungszuständen erlauben. Werden hier die Spannungen durch Platten in drei Richtungen auf eine würfelförmige Probe übertragen, so ist ein beträchtlicher Einfluss infolge der Reibung der Platten zu erwarten.

Neuentwicklungen von Geräten für Triaxialversuche bezeichnen genauere Messungen der Axialkräfte und die Messung der Ruhedruckziffer. Bild 8 zeigt das auch im Beitrag (2/7) beschriebene rotierende Lager für den Stempel des Triaxialapparates. Die Bronzebüchse wird durch einen kleinen Elektromotor über ein Schneckengetriebe langsam rotiert. Dadurch wird die Stempelreibung auch bei grossen Querkräften auf den Stempel, wie sie bei hohen Seitendrücken auftreten können, praktisch eliminiert.

Der hydraulisch ausbalancierte Stempel (Bild 9) stellt eine elegante Lösung dar, um die grossen Kräfte zu kompensieren, die die Zellenflüssigkeit bei grossen Seitendrücken auf den Stempel ausübt. Die Drücke des oberen und unteren Stempels kompensieren sich über ein doppeltes Joch, so dass nur noch die effektiv auf die Probe übertragene Kraft gemessen zu werden braucht. Gegenwärtig werden am Imperial College in London Geräte studiert, in denen Seitendrücke bis 700 kg/cm² ausgeübt werden können.

Eine weitere interessante Entwicklung zeigt Bild 10 aus [5], nämlich einen Prüfring von 1100 kg Kapazität, der innerhalb der Triaxialzelle eingebaut werden kann und daher von der Stempelreibung unabhängig ist. Die Deformationen des Ringes werden auf

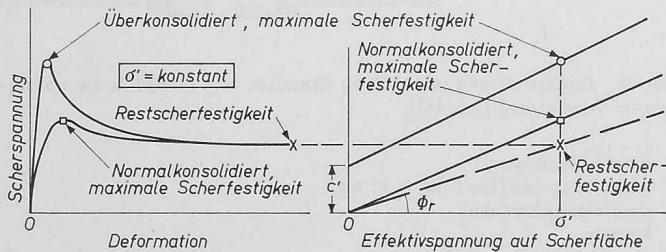


Bild 12. Scherverhalten von normal konsolidiertem und überkonsolidiertem Ton (schematisch) bei grossen Scherdeformationen (aus [10])

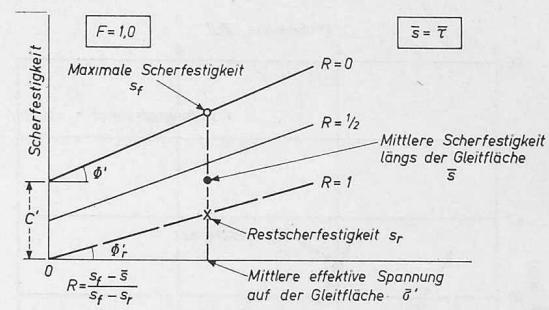


Bild 13. Erläuterung des Residualfaktors R nach Skempton (aus [10])

elektrischem Weg mit Hilfe eines linearen Differential-Transformers gemessen. Das ganze Gerät ist in einer mit Transformeröl gefüllten Kapsel eingeschlossen. Zum Eichen wird eine Manometer-Prüfanlage mit Gewichten verwendet, die über einen Stempel auf ein hydraulisches System wirken, und auf der im gleichen Arbeitsgang das Manometer des Seitendrucks geeicht werden kann [5].

Ein weiteres Gerät (Bild 11), welches wiederum aus dem Kongressbeitrag (2/7) stammt, erlaubt die Durchführung von Druckversuchen ohne Querdehnung (K_o -Versuche). Der ringförmige Raum zwischen der Probe und einer aus Plexiglas bestehenden, oben offenen inneren Zelle ist mit Quecksilber gefüllt. Die Querdehnung der Probe beträgt Null, solange das Niveau des Quecksilbers im ringförmigen Spalt konstant bleibt, was durch den elektrischen Kontakt zwischen einer Platinnadel und dem Quecksilber kontrolliert wird. Wird das Gerät zusätzlich mit einem Kontrollzylinder versehen, durch den Quecksilber durch die Basisplatte hinein- oder herausgepresst werden kann, so eignet es sich für die Volumenmessungen bei langdauernden drainierten Versuchen. Das Quecksilber hat dabei die günstige Eigenschaft, jegliches Einsickern von Luft oder Wasser durch die Gummimembran in die Probe zu verhindern.

Den weitaus interessantesten Teil des Kurses stellten die Ausführungen von Prof. A. W. Skempton über die Restscherfestigkeit von überkonsolidiertem Ton und über Stabilitätsprobleme in solchen Tonen dar. Obwohl darüber mehrere Publikationen existieren [10], [11], [12], sei die Synthese, die Prof. A. W. Skempton am Kurs gab, im folgenden zusammengefasst.

Bei der Ausführung von drainierten Scherversuchen mit sehr grossen Deformationen – Skempton benutzt dazu einen direkten Scherapparat, bei dem die Bewegungsrichtung umgekehrt und eine Hin- und Herbewegung mehrmals wiederholt werden kann – zeigt sich, dass überkonsolidierte Tone bei geringen Verschiebungen eine ausgesprochene Festigkeitsspitze aufweisen, während die Festigkeit nachher stark absinkt (Bild 12). Dieses Phänomen ist nicht mit der Sensitivität zu verwechseln, da diese ja an undrainierten Versuchen bestimmt wird, sondern ist vor allem auf die Orientierung der Tonpartikel und auf eine Wassergehaltszunahme in der Bruchfläche zurückzuführen. Normal konsolidierte Tone dagegen zeigen nur geringen oder gar keinen Festigkeitsabfall bei grossen Deformationen. Durch sehr viele Versuche wurde ferner die Tatsache erhärtet, dass sowohl normal wie überkonsolidierte Proben des selben Tones bei grossen Deformationen genau die selbe, die sog. «Restscherfestigkeit» erreichen. In Bezug

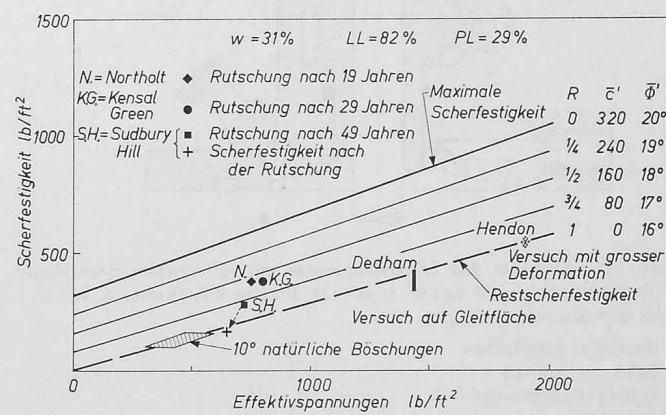


Bild 14. Zusammenhang zwischen mittleren Effektivspannungen und Scherfestigkeiten bei Rutschungen in Londoner Ton (aus [11]). 1000 lb/ft² = 4,882 t/m²

Tabelle 1. Werte für den Residualfaktor R

Zustand des Tones	Strati-graphie	Ort	Natürliche Böschung N Einschnitt C (Zeit bis zum Bruch)	Residual-faktor R
Keine Risse oder Klüfte, unverwittert	Grundmoränen-lehm	Selset	N	0,08
Risse und Klüfte, verwittert	Londoner Ton	Northolt	C(19 Jahre)	0,56
		Kensal Green	C(29 Jahre)	0,61
		Sudbury Hill	C(49 Jahre)	0,80
		Sudbury Hill 10° Böschungen	C(nach dem Bruch)	1,04
	Coalport Schichten	Jackfield	N	0,92÷1,06
Bewegungen auf bestehenden Gleitflächen in jeder Art von Ton			rd. 1,0	

auf Effektivspannungen in der Scherfläche lassen sich die Resultate vereinfacht durch die drei Scherlinien im rechten Teil von Bild 12 darstellen. Interessant ist ferner, dass Scherversuche an natürlichen Rutschharmischen Scherfestigkeiten ergeben, die genau der Restscherfestigkeitslinie entsprechen.

Wo liegt nun die praktische Bedeutung dieser Ergebnisse? Die Analyse einer grossen Anzahl von Rutschungen zeigt, dass unsere heutigen Stabilitätsrechnungsmethoden zwar diejenigen Rutsche erklären können, die durch Schüttungen oder durch Einschnitte in intakten Tonen erfolgten, dass aber die selbe Berechnungsmethode in überkonsolidierten, von Rissen durchzogenen Tonen oftmals Sicherheitsfaktoren von 2 bis 3 statt 1 ergeben, also absolut nicht zuverlässig sind. Skempton führt nun den Begriff des Residualfaktors ein, der angibt, wo im Bereich zwischen Maximal- und Restfestigkeit die Festigkeit einer bestimmten Probe in einem bestimmten Zeitpunkt liegt (Bild 13). Rechnen wir für jeden analysierten Rutsch die mittlere Scherfestigkeit im Moment des Rutsches und die zugehörige mittlere Normalspannung auf der Scherfläche aus und tragen sie in dieses Diagramm ein, so ergibt sich, hier für den Londoner Ton, folgendes Bild (Bild 14):

- Natürliche Hänge, die seit sehr langer Zeit auserodiert sind, aber sich naturgemäß im labilen Gleichgewicht befinden, liegen auf der Linie $R = 1$
- Rutschungen in künstlichen Einschnitten liegen im Gebiet zwischen $R = 0$ und $R = 1$
- Eine gewisse Gesetzmässigkeit scheint sich abzuzeichnen, indem grösseren Werten von R auch längere Zeiten zwischen dem Aushub und dem Rutsch entsprechen

Die neueste Publikation Skempton [12] beschreibt die Rutschungen in der Baugrube des Atomkraftwerks bei Bradwell. Hier erfolgten Rutsche in Londoner Ton etwa eine bis drei Wochen nach dem Aushub, und der entsprechende Wert für R lag zwischen 0,2 und 0,45. Tabelle 1 gibt eine Zusammenstellung der untersuchten Rutschungen und Böschungen. Bradwell wäre hier oberhalb Northolt einzufügen.

Daraus muss folgende Schlussfolgerung gezogen werden: In von Rissen und Klüften durchzogenen, überkonsolidierten Tonen darf für die Stabilitätsanalyse von Einschnitten nicht der volle Wert der Scherfestigkeit eingesetzt werden. Je nach der Zeitdauer, während der die Böschung stehen muss, ist die Festigkeit bis wenigstens zu einer Linie, die etwa $R = 0,4$ bis 0,5 entspricht, für definitive Böschungen sogar bis $R = 1$, d. h. bis zur Restscherfestigkeit abzumindern. Dies ist eine Warnung, die wir im Zeitalter der Verkehrsbauteile mit ihren grossen Einschnitten nicht überhören dürfen.

Weitere Vorträge hielten: Prof. Rowe über Modellversuche für passiven Erddruck, theoretische Spannungs-Dehnungs-Zusammenhänge und Konsolidationen von geschichteten Böden. Dr. K. H. Roscoe über seine Bruchtheorie in einem dreidimensionalen Spannungs-Deviator-Porenziffer-System [6], [7], [8]; Prof. Ladanyi von der Laval-Universität über eine theoretische Untersuchung über Spannungen und Deformationen in der Umgebung von Tunneln, und Prof. J. Brinch Hansen über seine Erddruck-Berechnungsmethode [9].

Literaturverzeichnis

- [1] A. W. Skempton and L. Bjerrum: A contribution to the settlement analysis of foundations on clay. «Géotechnique», Vol. VII, pp. 168-178, 1957.
- [2] G. A. Leonards: Foundation Engineering. McGraw-Hill Book Company, Inc., 1962.
- [3] A. Casagrande and W. L. Shannon: Strength of soils under dynamic loads. Trans. ASCE, Vol. 114, pp. 755-772, 1949.
- [4] A. Casagrande and S. D. Wilson: The effect of rate of loading on strength of clays and shales at constant water content. «Géotechnique», Vol. II, pp. 251-263, 1951.
- [5] A. W. Bishop and G. E. Green: Influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil. «Géotechnique», Vol. XV, pp. 243-266, 1965.
- [6] K. H. Roscoe, A. N. Schofield and C. P. Wroth: On the yielding of soils. «Géotechnique», Vol. VIII, pp. 22-53, 1958.
- [7] K. H. Roscoe, A. N. Schofield and A. Thurairajah: Yielding of clays in states wetter than critical. «Géotechnique», Vol. XIII, pp. 211-240, 1963.
- [8] J. R. F. Arthur, R. G. James and K. H. Roscoe: The determination of stress fields during plane strain of a sand mass. «Géotechnique», Vol. XIV, pp. 283-308, 1964.
- [9] J. Brinch Hansen: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer-Verlag, 1960.
- [10] A. W. Skempton: Long-term stability of clay slopes. «Géotechnique», Vol. XIV, pp. 77-101, 1964.
- [11] A. W. Skempton and F. A. DeLory: Stability of natural slopes in London clay. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech., London, Vol. 2, pp. 378-381, 1957.
- [12] A. W. Skempton and P. LaRochelle: The Bradwell slip: a short-term failure in London clay. «Géotechnique», Vol. XV, pp. 221-242, 1965.
- [13] Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. University of Toronto Press, 1965.

Adresse des Verfassers: H. G. Locher, dipl. Ing., Mittelstrasse 5 3073 Gümligen.

Unverkleidete Stahlkonstruktionen für alle Garagen

DK 624.94 : 699.81

Von Curt F. Kollbrunner, Dr. sc. techn., Zollikon, Präsident der Kommission 3 «Feuerschutz» der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände

Die Schweiz hat seit der Gründung der *Europäischen Konvention der Stahlbauverbände* im Jahre 1955 das Präsidium der Kommission 3 «Feuerschutz». Dieser Konvention gehören folgende elf Staaten an: Belgien, Deutschland, Frankreich, Grossbritannien, Italien, Jugoslawien, Niederlande, Österreich, Schweden, Schweiz, Spanien. Das Ziel der Kommission «Feuerschutz» ist, die verschiedenen Feuerpolizeivorschriften in Europa zu vereinheitlichen und auf einen gemeinsamen Nenner zu bringen. Heute ist man auf dem besten Wege, dies bald zu verwirklichen, denn die Feuersicherheit ist nicht an politische Grenzen gebunden.

In Europa gelten meist als «feuerbeständig» Bauteile aus nicht brennbaren Baustoffen, die während mindestens 90 Minuten unter der Einwirkung des Feuers und des Löschwassers ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und damit ihre Tragfähigkeit und ihre Standsicherheit nicht über das zulässige Mass verlieren.

Schon ein Laie erkennt jedoch, dass es unlogisch ist, bei modernen Büro- und Geschäftshäusern mit maximalen Brandbelastungen von 25 kg/m^2 (heute meist unter 15 kg/m^2), d. h. einer für den Einzelraum maximalen Brändauer von 20 Minuten (sofern man als Brändauer die Zeit des Erreichens und teilweise Überschreitens der maximalen Temperaturen in der Höhe der EMPA-Standard-Kurve annimmt) eine Brandsicherheit für 90 Minuten zu verlangen. Eine so lange Brändauer kann in modernen Büro- und Geschäftshäusern überhaupt nicht auftreten.

Für jeden mit der Materie vertrauten Fachmann ist es selbstverständlich, dass Wegleitungen, Vorschriften und Normen strenger abgefasst werden sollen, als dies unbedingt nötig ist. Denn diese Richtlinien sind ja leider nicht nur für die seriösen Fachleute, sondern auch für diejenigen geschrieben, welche ohne grosse Vorbildung, Praxis, Erfahrung und Einfühlungsvermögen sich einbilden, die Feuersicher-