

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 103/104 (1934)
Heft: 15

Artikel: Beitrag zur Untersuchung des physikalischen und statischen Verhaltens kohärenter Bodenarten
Autor: Gruner, H.E. / Haefeli, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-83194>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 30.01.2025

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

INHALT: Beitrag zur Untersuchung des physikalischen und statischen Verhaltens kohärenter Bodenarten. — Wettbewerb zum Neubau der Schweiz. Lebensversicherungs- und Rentenanstalt, Zürich. — Optische Strassenverkehrssignale nach „Elektromatic-System“. — Aluminium im Brückenbau. — Mitteilungen: Durch elektrische Schweißung erzeugte Spannungen. Ein Saurer-Diesel-Leichtmotorwagen. Die

Neubauten des R. Politecnico di Milano. Die Zürcher Einäscherungsöfen mit Gasfeuerung. Felsenbrecher. Elektrische Wasserstands-Fernmelder. Physikalische Vorträge für Ingenieure. Internat. Ingenieurkongress in Stresa. Sicherungsarbeiten am Ulmer Münsterturm. — Nekrologe: Emil Burkhard. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Sitzungs- und Vortrags-Kalender.

Band 103

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Vereinsorgane nicht verantwortlich. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 15

Beitrag zur Untersuchung des physikalischen und statischen Verhaltens kohärenter Bodenarten.

Von Dr. H. E. GRUNER und Ing. R. HAEFELI, Basel.

I. EINLEITUNG.

Erhöhte Anforderungen an wirtschaftliches Bauen einerseits und das Bewusstsein der Verantwortung andererseits erwecken das Bestreben, den Sicherheitsgrad unserer Bauwerke möglichst exakt zu erfassen — eine Aufgabe, deren Lösung die genaue Materialkenntnis zur Voraussetzung hat. Vergleicht man die wichtigsten Baumaterialien wie Eisen, Beton, Fels, Erde etc., so ergibt sich, dass die Erde sich durch die grösste Mannigfaltigkeit und Kompliziertheit im Aufbau auszeichnet. Der Erdbau verlangt deshalb einerseits die Voruntersuchung des Materials in Laboratorien zur genauen Ermittlung seiner technisch wichtigen physikalischen Eigenschaften und andererseits seine laufende Kontrolle, um Änderungen im Aufbau rechtzeitig erkennen und berücksichtigen zu können. Die letztgenannte Arbeit wird bei grösseren Bauobjekten vorteilhaft auf dem Bauplatz selbst durchgeführt. Zu diesem Zwecke wurde z. B. anlässlich des Baues des Rheinkraftwerkes Albruck-Dogern an das Laboratorium für Beton und Zement eine kleine erdbauliche Prüfstelle angeschlossen. Eine ausführliche Beschreibung der dabei angewandten Methoden und Instrumente ist im unten zitierten Bericht¹⁾ enthalten.

Der Zweck des vorliegenden Aufsatzes besteht zunächst darin, durch die kritische Betrachtung einzelner Versuchsmethoden einen Einblick in die physikalische Untersuchung kohärenter Bodenarten zu geben. Einige Anregungen haben dabei die Entwicklung neuer und die Verbesserung bestehender Versuchsmethoden zum Ziel. Durch Wiedergabe von Versuchsergebnissen wird das physikalische Verhalten einer Anzahl Bodenproben veranschaulicht. In einem weiteren Abschnitt werden zwei statische Probleme des Erdbaues auf bodenphysikalischer Grundlage nach neueren Gesichtspunkten behandelt unter spezieller Berücksichtigung der im Porenwasser auftretenden Spannungen.

¹⁾ 1^{er} Congrès des Grands Barrages, Stockholm 1943, Question 2 a, Rapport No. 24 von H. E. Gruner und R. Haefeli: „Untersuchungsmethoden, um festzustellen, ob sich ein gegebenes Baumaterial für den Bau eines Erdammes eignet“.

II. VERSUCHSMETHODEN UND DEREN RESULTATE.

Unter den Versuchsmethoden der Bodenphysik lassen sich zwei Gruppen unterscheiden: Die eine führt zur direkten Bestimmung der technisch wichtigen Eigenschaften, die andere ermöglicht einerseits die Klassifizierung des Materials und gewährt andererseits einen tieferen Einblick in dessen physikalisches Verhalten. Von den nachträglich beschriebenen Versuchsmethoden gehört der Schubversuch zur ersten Gruppe, indem er die direkte Ermittlung der Scherfestigkeit ermöglicht. Die mechanische Analyse, die Bestimmung der Konsistenzgrenzen, die Ermittlung des spezifischen elektrischen Widerstandes, die Schwindprobe und der Nachweis des Kalkgehaltes sind dagegen in die zweite Gruppe einzureihen.

Die bei der Untersuchung verschiedener Materialien nach den obigen Methoden erhaltenen Resultate sind in untenstehender Tabelle zusammengestellt²⁾.

1. Die mechanische Analyse, die früher als wichtigste Materialuntersuchung galt, kann nur eine erste Orientierung über die Materialbeschaffenheit vermitteln. Durch kombinierte Schlamm- und Siebanalyse werden die Gewichtsanteile der verschiedenen Korngrössen festgestellt. Für die meisten Fälle der Praxis kann man sich damit begnügen, als untere Grenze der Korngrösse diejenige vom äquivalenten Durchmesser 2μ ($\mu = 1/1000$ mm) zu bestimmen. Der Gewichtsanteil derjenigen Teile, die kleiner sind als 2μ , wird als Kolloidgehalt bezeichnet. Der Mangel der mechanischen Analyse besteht hauptsächlich darin, dass sie nur Aufschluss gibt über die Grösse der Körner, ohne z. B. deren Form zu berücksichtigen. Daher zeigen Materialien mit ähnlicher Siebanalyse im übrigen oft ganz verschiedene physikalische Eigenschaften (vergl. Materialproben 1 und 4 der Tabelle).

2. Die Bestimmung der Konsistenzgrenzen ergibt den in Prozenten des Trockengewichtes des Materials ausgedrückten Wassergehalt, den es bei einer durch gewisse

²⁾ Auf der selben Grundlage wurden im ganzen 20 verschiedene Bodenarten der Schweiz untersucht. Die vollständige Tabelle kann bei Dr. H. E. Gruner, Nauenstrasse 7, Basel, bezogen werden.

Versuchsergebnisse der Untersuchung feinkörniger Bodenmaterialien.

Nr.	Bezeichnung des Materials	1. Kornzusammensetzung						2. Konsistenzgrenzen				3. Verdichtungs- und Schubversuch				4. Spezifischer Elektr. Widerstand			5. Schwindmass	6. Kalkgehalt	
		Maschenweiten in mm						C	P	K	A	w_2	R_2	ϵ_2	tg φ_0	w	C_{Hmin}	Δ_2	S	Ord-nungs-zahl	
		1	0,5	0,2	0,06	0,02	0,002														°/°
1	Kreide in Pulverform	0,6	8,8	14,4	19,1	28,2	98,0	2,0	19,8	26,0	28,5	22,0	2,06	0,61	1,10	25	6,97	—	3	0,5	6
2	Löss	0	0,5	0,9	5,0	61,8	99,7	0,3	25,0	26,6	29,8	22,0	2,04	0,59	0,90	26	3,34	5	1,6	4	
3	Lösslehm	1,4	2,4	4,2	8,4	49,8	99,6	0,4	25,0	27,4	38,3	19,0	1,96	0,46	0,52	27,4	1,55	7	5,7	3	
4	Kreidelehm	5,2	8,7	19,5	38,6	45,6	96,4	3,6	28,2	36,0	88,2	42,0	1,73	0,94	0,28	42	0,72	25	11,3	2	

LEGENDE: C = Gehalt an Teilen < 0,002 mm (Kolloidgehalt). Wassergehalt in % des Trockenmaterials: P = Plastizitätsgrenze, K = Klebegrenze, A = Ausbreitungsgrenze. — w_2 = Wassergehalt (nat. Porenwasser), R_2 = Raumgewicht, ϵ_2 = Porenziffer für $\sigma = 2$ kg/cm²; tg φ_0 = Tangente des Winkels der natürlichen inneren Reibung (bestimmt für $\sigma = 2$ kg/cm²); w = Wassergehalt bei grösster elektr. Leitfähigkeit; C_{Hmin} = Minimaler spez. elektr. Widerstand \perp zur Verdichtungsrichtung; $\Delta_2 = 100 (\lambda_2 - \lambda_0)$ [hierin ist $\lambda_2 = \frac{C_{V_2}}{C_{H_2}}$ für $\sigma = 2$ und nat. Porenwasser, $\lambda_0 = \frac{C_{V_0}}{C_{H_0}}$ für $\sigma = 0$, ferner C_H = Spez. elektr. Widerstand \perp zur Verdichtungsrichtung, C_V dergl. = zur Verdichtungsrichtung]; C = elektr. Widerstand des Zentimeterwürfels; spez. elektr. Widerstand des zur Sättigung des Materials verwendeten Wassers = 5000 bis 10 000 Ω cm.

Regeln definierten Konsistenz aufweist. Am bekanntesten sind die Atterberg'schen Konsistenzgrenzen³⁾. Von denselben bestimmten wir im vorliegenden Fall deren zwei, nämlich die Plastizitäts- oder Ausrollgrenze *P* und die Klebegrenze *K*. An Stelle der Fließgrenze, die sich ohne mechanische Hilfsmittel nicht leicht mit genügender Genauigkeit ermitteln lässt, haben wir durch Anwendung eines neuen mechanischen Verfahrens eine Konsistenzgrenze bestimmt, die wir als Ausbreitgrenze *A* bezeichnen.

Die Ausbreitgrenze ermittelten wir unter Verwendung des für Beton-Untersuchungen vorhandenen Rütteltisches in der nachstehend beschriebenen Weise: 1800 gr des Materials mit bekanntem Wassergehalt wurden in durchknetetem Zustand in den konischen Blechkegel von 7 cm Höhe und 15 cm unterem Durchmesser satt eingefüllt, derselbe abgehoben und nun wie beim Beton das Ausbreitmass *a* festgestellt, d. i. der Durchmesser des Materialkuchens nach zehnmaligem Heben und Fallenlassen der Tischplatte in ca. 1 Minute (Hubhöhe von Plattenmitte = 20 mm). Bei richtiger Wahl des anfänglichen Wassergehaltes durfte dieses erste Ausbreitmass nicht mehr als 22 cm betragen. Nach Zugabe einer bestimmten Menge Wasser (z. B. 100 gr) und erneutem Durchkneten des Materials wurde das neue Ausbreitmass bestimmt. Durch Wiederholen dieses Vorganges und graphisches Auftragen der zugehörigen *a*-Werte erhielt man das Ausbreitmass in Funktion des Wassergehaltes angenähert in Form einer Geraden, deren Schnittpunkt mit der Horizontalen *a* = 22,5 cm die gewünschte Ausbreitgrenze *A* ergab, d. i. den Wassergehalt des Materials für diejenige Konsistenz, bei welcher der Durchmesser des ausgebreiteten Kuchens das 1 1/2 fache des Durchmessers der Blechform beträgt. Bei geeigneter Wahl des anfänglichen Wassergehaltes genügen in der Regel drei Ausbreitversuche zur Bestimmung von *A* (Zeitaufwand ca. 1/2 Stunde).

Die Ausbreitgrenze *A*, die sich nach obiger Methode leicht auf dem Bauplatz ermitteln lässt, zeichnet sich aus durch geringe Streuungen der Resultate. So ergab z. B. ihre sechsmalige Bestimmung bei dem selben Material eine maximale Abweichung von ± 0,5 % gegenüber dem Mittelwert. Dabei variierte sie für die untersuchten Materialien innerhalb der weiten Grenzen von 28,5 bis 90 %. Im allgemeinen zeigen Bodenarten mit hoher Ausbreitgrenze eine geringe innere Reibung, doch darf umgekehrt aus einer niedrigen Ausbreitgrenze nicht auf eine hohe innere Reibung geschlossen werden.

Interessant sind in diesem Zusammenhang die auf Niederländisch-Indien gemachten Erfahrungen, die dort dazu führten, bei der Prüfung der Eignung von Bodenarten für den Bau von Staudämmen besonderen Wert auf die Ermittlung der Konsistenzgrenzen nach Atterberg zu legen⁴⁾. Die vulkanischen Verwitterungsböden zeigten nämlich gegenüber denjenigen der tertiären Sedimentgesteine oder den alluvialen Tonböden ein sehr verschiedenes Verhalten, das einerseits in den Atterberg'schen Konsistenzgrenzen und andererseits in der Natur selbst zum Ausdruck kam. Während bei normalen sedimentären Detritusböden die Klebegrenze stets tiefer liegt, als die Fließgrenze (negativer Ueberschuss), ergaben vulkanische Bodenarten den umgekehrten Fall (positiver Ueberschuss). In der Natur blieben in vulkanischen Böden steile Böschungen standfest, während in tertiären Hügelländern häufige Abschiebungen entstanden. Diese Erfahrung führte dazu, bei Dammbauten den Bodenarten mit positivem Ueberschuss gegenüber denjenigen mit negativem Ueberschuss den Vorzug zu geben.

Ferner sei hier daran erinnert, dass die Konsistenz einer ungestörten Bodenprobe durch das Durchkneten eine sprunghafte Änderung erfährt. Eine befriedigende physikalische Erklärung dieser auffallenden Erscheinung ist erst neuerdings A. Casagrande auf Grund eingehender Versuche und des Studiums des Strukturbildes des Lehmes gelungen⁵⁾. Der unmittelbare praktische Wert dieser Studie besteht insbesondere darin, dass sie den Misserfolg von Pfahlfundierungen in gewissen Tonböden physikalisch erklärt und aus

der gewonnenen Erkenntnis neue Richtlinien für solche Fundierungen entwickelt.

3. Der kombinierte Verdichtungs- und Schubversuch besteht aus zwei Vorgängen: der Zusammendrückung oder Verdichtung des Materials unter konstantem Druck bei verhinderter seitlicher Ausdehnung, event. unter Anwendung verschiedener Laststufen, und dem eigentlichen Schubversuch für natürliches oder gespanntes Porenwasser.

In wissenschaftlichen Laboratorien erfolgt zweckmässig die zeitraubende Vorbereitung des Materials für den Schubversuch, d. h. die Herstellung des natürlichen Porenwassers in besonderen Apparaten. Ferner ist normalerweise neben dem eigentlichen Schubapparat ein spezieller Verdichtungsapparat vorhanden, der auf Grund der zeitlichen Verdichtungskurve nach einer von Terzaghi entwickelten Methode auch die rechnerische Bestimmung der Durchlässigkeit *k* ermöglicht, welche die Bodenprobe während des Verdichtungsvorganges aufweist⁶⁾.

Auf dem Felde muss man sich oft auf Kosten der Genauigkeit der Resultate mit einfachen Mitteln behelfen. Zu diesem Zweck haben wir einen Apparat konstruiert, der die Kombination von Verdichtung und Abscherung des Materials gestattet (Abb. 1). Er besteht im wesentlichen aus drei Teilen: einer vertikalen Belastungsvorrichtung, einem dreiteiligen Messing-Zylinder, dessen mittlerer Ring querverschieblich ist, und der horizontalen Belastungsvorrichtung. Nach Einfüllen des Messingzylinders mit durchknetetem Material erfolgt die Verdichtung desselben unter konstanter Vertikallast. Das dabei austretende Wasser entweicht durch die obere und untere Abschlussplatte. Nachdem die Zusammendrückung sich vollzogen hat, ist das sogenannte natürliche Porenwasser (entspanntes Porenwasser) erreicht. Auf die Technik des Schubversuches näher einzutreten würde zu weit führen.

Bezüglich der für den Schubversuch massgebenden Grundbegriffe möchten wir folgendes erwähnen:

Ausgehend von der von Coulomb aufgestellten Beziehung kann die Schubfestigkeit von Erdmaterial durch die Gerade:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi' \dots \dots \dots (1)$$

dargestellt werden, worin bedeuten: *c* die durch reine Kohäsion erzeugte Scherfestigkeit, *σ* die Normalspannung und *φ'* den Winkel der kohäsionsfreien inneren Reibung (Abb. 2).

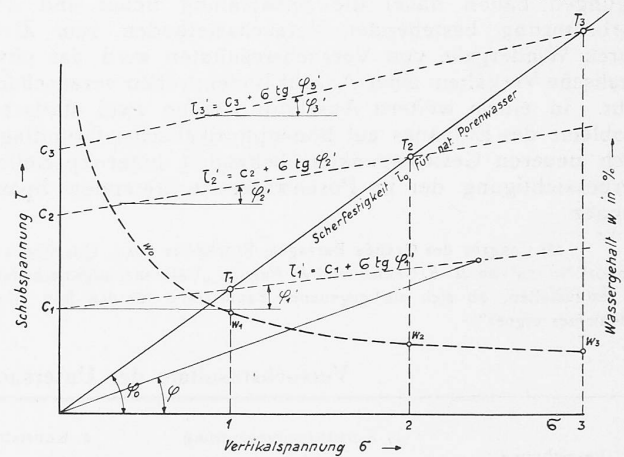


Abb. 2.

Bei der praktischen Anwendung dieser Formel ist zu beachten, dass weder die Kohäsion *c* noch der Winkel der kohäsionsfreien inneren Reibung *φ'* für ein gegebenes Material feste Grössen sind. Beide sind vom Wassergehalt abhängig. Ferner kommt es darauf an, ob sich der Boden im ungestörten oder durchkneteten Zustand befindet und ob es sich um „echte“ oder „scheinbare“ Kohäsion handelt. Unter echter Kohäsion versteht man hierbei denjenigen Anteil der scheinbaren Kohäsion, der nach Ueberflutung der Probe und erfolgter Schwellung erhalten bleibt. Betrachten wir obige Verhältnisse als gegeben, so lässt sich auf Grund der Gleichung (1) die Scherfestigkeit des Materials durch eine Schar von Geraden darstellen, wobei jedem Wassergehalt *w₁* eine Gerade entspricht von der Form:

$$\tau_i = c_i + \sigma \operatorname{tg} \varphi_i' \dots \dots \dots (2)$$

Zur Veranschaulichung dieser Zusammenhänge empfiehlt es sich, den Begriff des natürlichen Porenwassers ein-

³⁾ Redlich-Terzaghi-Kampe: „Ingenieurgeologie“, S. 335.

⁴⁾ Ier Congrès des Grands Barrages, Stockholm 1933, Rapport No. 21, Dr. Jr. L. J. C. Van Es: „Das Untersuchungsverfahren über die Eignung von Boden-Arten für den Bau von Staudämmen mit Hilfe der Konsistenzwerte von Atterberg“.

⁵⁾ Bulletin de l'Association Internat. Permanente des Congrès de Navigation 1933, No. 16, A. Casagrande: „La structure de l'argile et son importance dans l'étude des travaux de fondation“.

⁶⁾ Redlich-Terzaghi-Kampe: „Ingenieurgeologie“, S. 330.

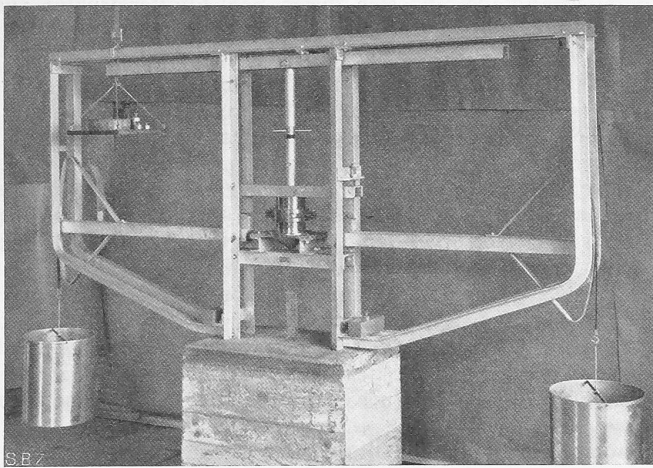


Abb. 1. Apparat Gruner-Häfeli für Schubversuche mit verdichteten Bodenarten im Bauplatz-Laboratorium des Kraftwerks Albruck-Dogern.

zuföhren. Der Boden besitzt natürlichen Wassergehalt dann, wenn er bei einem bestimmten Druck gesättigt und sein Porenwasser entspannt ist⁷⁾. Wir setzen nun voraus, dass die Wassergehalte $w_1, w_2 \dots w_i$, für die sich die Geraden $\tau_1', \tau_2' \dots \tau_i$ ergaben, das natürliche Porenwasser für die Vertikaldrücke $\sigma = 1, 2 \dots i \text{ kg/cm}^2$ darstellen. Damit erscheint auf jeder Geraden τ_i' ein Punkt T_i , für den der Wassergehalt w_i der natürliche ist. Verbindet man diese Punkte T_1, T_2, T_3 , so erhält man eine Kurve, die innerhalb des Bereiches der praktisch vorkommenden Drücke durch eine Gerade ersetzt werden kann. Ihr Ursprung liegt im Koordinaten-Nullpunkt, ihre Gleichung lautet:

$$\tau_0 = \sigma \operatorname{tg} \varphi_0 \dots \dots \dots (3)$$

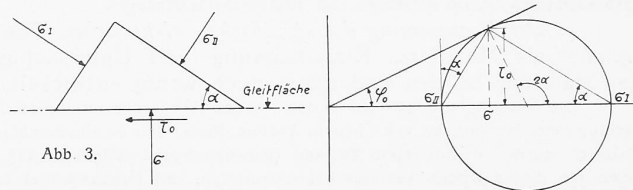
worin bedeuten: τ_0 die Scherfestigkeit für natürliches Porenwasser, σ die Normalspannung und φ_0 den Winkel der natürlichen inneren Reibung. Diese Gerade teilt die zwischen den beiden Koordinatenachsen liegende Fläche in zwei Sektoren. Der rechte Sektor stellt den Bereich gespannten Porenwassers dar, für den die Scherfestigkeit stets kleiner ist, als für natürliches Porenwasser, weil sich das Wasser an der Druckübertragung beteiligt. Der diesbezügliche Winkel der inneren Reibung φ wird als Winkel der partiellen inneren Reibung bezeichnet. Der linke Sektor dagegen enthält alle jene Fälle, für welche die Scherfestigkeit grösser ist, als für natürliches Porenwasser, weil die entsprechenden Wassergehalte kleiner sind. Dies hat zur Folge, dass sich der Einfluss der Kohäsion in erhöhtem Masse bemerkbar macht. Der zugehörige Winkel φ sei als Winkel der vollen inneren Reibung bezeichnet. Für jedes Material gibt es somit einen bestimmten Winkel φ_0 der natürlichen inneren Reibung für natürliches Porenwasser, dessen experimentelle Ermittlung auf Grund der Beziehung

$$\operatorname{tg} \varphi_0 = \frac{\tau_0}{\sigma} \dots \dots \dots (4)$$

erfolgen kann. Darin bedeutet τ_0 die durch den Schubversuch sich ergebende mittlere Scherfestigkeit des Materials, σ die mittlere, in der Scherfläche vorhandene Vertikalspannung, die sich aus der vertikalen Belastung der Probe nach Abzug des Einflusses der seitlichen Wandreibung annähert berechnen lässt. Die eingangs erwähnte Tabelle (Seite 171) enthält die mit unserem Schubapparat (Abb. 1) erhaltenen $\operatorname{tg} \varphi_0$ -Werte der untersuchten Bodenarten, wobei es sich lediglich um einen Vergleich handelt.

Bei der Beurteilung derartiger Schubversuche ist folgendes zu beachten: Nach vollzogener Zusammendrückung des Materials kann im Zustand der Ruhe mit genügender Genauigkeit angenommen werden, dass in allen Punkten des Probekörpers die erste Hauptspannung vertikal, die zwei andern einander gleich und horizontal gerichtet sind. Wird nun die Schubkraft allmählich gesteigert, so tritt in

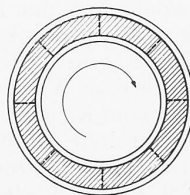
der Scherzone eine Störung des Spannungsbildes ein. In Abb. 3 ist in Mohr'scher Darstellung der Gleichgewichtszustand eines der Gleitfläche benachbarten Körperelementes unter Annahme eines ebenen Spannungszustandes im Grenz-zustande (des Gleichgewichtes) schematisch dargestellt. Wichtig ist, dass die dabei auftretende Hauptspannung σ_1 grösser ist als die Normalspannung und frühere Hauptspannung σ , für die der Zustand des natürlichen Porenwassers hergestellt wurde. Erfolgt somit die Steigerung der Querkraft rascher, als die Anpassung des Porenwassers an den veränderten Spannungszustand, so gerät das Porenwasser in der Scherzone erneut unter Spannung.



Daraus geht hervor, dass die Zeit beim Schubversuch eine wesentliche Rolle spielt. Ein leicht durchlässiges Material kann relativ rasch abgeschert werden, ohne dass gespanntes Porenwasser entsteht, während ein schwer durchlässiges Material dazu wesentlich mehr Zeit benötigt.

Wird nun bei allmählich ansteigender Querkraft die Querverschiebung zunächst in Funktion der Zeit und dann in Funktion der Querkraft aufgetragen, so erhält man normalerweise stetig ansteigende Kurven. Nur ausnahmsweise zeigen diese Linien deutliche Bruchpunkte, durch welche die Scherfestigkeit eindeutig bestimmt ist. Verlaufen die Kurven stetig, so muss die Scherfestigkeit auf Grund einer einheitlichen, jedoch bis zu einem gewissen Grade willkürlichen Regel, definiert werden.

Wesentliche Fortschritte können auf diesem Gebiete durch Vervollkommnung der Versuchsapparate erzielt werden. Als besonders günstige Form der Scherfläche schlagen wir die zum Kreisring gebogene Fläche nach Abb. 4 vor, wobei die Abscherung durch Rotation erfolgt, ohne dass wesentliche Differenzen zwischen den Verschiebungswegen der verschiedenen Punkte der Gleitfläche entstehen. Durch Anwendung des von Terzaghi empfohlenen Kammes zu beiden Seiten der Scherfläche kann ferner dafür gesorgt werden, dass die Abscherung in allen Punkten gleichzeitig erfolgt.



Neben den oben beschriebenen Methoden, welche die Bestimmung der inneren Reibung durch den direkten Schubversuch zum Ziele haben und die sich insbesondere zur Untersuchung jener Fälle eignen, bei denen es sich um die Beurteilung der Sicherheit gegen Abgleiten handelt, besteht die Möglichkeit, durch Messung des Seitendruckes bei verhinderter Seitenausdehnung den Winkel der inneren Reibung festzustellen. Der diesbezügliche räumliche Spannungszustand ist dadurch gekennzeichnet, dass von den drei Hauptspannungen zwei einander gleich sind ($\sigma_{II} = \sigma_{III}$). In diesem Falle kann die Darstellung der Spannungen durch den Mohr'schen Spannungskreis wie für den ebenen Spannungszustand erfolgen. Damit besteht zwischen dem Winkel der inneren Reibung φ und dem Verhältnis n der ungleichen Hauptspannungen folgende, für den Mohr'schen Kreis gültige Beziehung.

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{1-n}{2\sqrt{n}}; \quad n = \frac{\sigma_{II}}{\sigma_I} \dots \dots \dots (5)$$

Darin bedeutet σ_I die vertikale Hauptspannung, die aus der vertikalen Belastung unter Berücksichtigung der seitlichen Wandreibung ermittelt wird.

Zur Messung des Seitendruckes σ_{II} schlagen wir folgende Einrichtung (Abb. 5) vor: Ein aus einem elastischen Material bestehender Hohlzylinder wird durch zwei horizontale Schnitte in drei Teile geteilt. Das Material wird in den Zylinder eingefüllt und unter dem gegebenen Druck verdichtet. Die elastische Deformation des mittleren Ringes ist dem Seiten-

⁷⁾ Wasserkraft und Wasserwirtschaft, 1929, Heft 23, Ehrenberg: „Grundlagen der Berechnung von Staudämmen“.

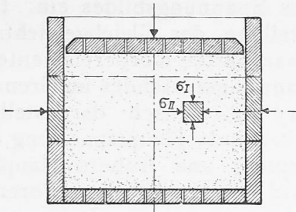


Abb. 5.

weitere Entwicklung dieser Methode wäre der Einfluss der Wandreibung, der sich auf Grund von Versuchen mit verschiedener Höhe h ergibt, zu berücksichtigen, sowie derjenige von Temperaturänderungen.

4. Die Bestimmung des spezifischen elektrischen Widerstandes als Mittel zur Klassifizierung und Untersuchung des Materials ist neu und daher noch wenig entwickelt.

Die Messung erfolgte unsererseits mittels Wechselstrom unter Benützung einer Messbrücke von Chauvin Arnoux, Paris. Das zu untersuchende Material wurde in luftfreiem Zustand (Konsistenzgrad: Klebegrenze) in einen für diesen Zweck besonders konstruierten, mit Druckstempel und Bodenplatte versehenen Rahmen aus Isoliermaterial eingebracht. Dieser besteht aus zwei Abteilungen, wovon die eine für horizontalen und die andere für vertikalen Stromdurchfluss. Dieser Rahmen wurde zwecks Belastung ($\sigma = 2 \text{ kg/cm}^2$) und Zusammendrückung des Materials in den erwähnten Verdichtungs- und Schubapparat (Abb. 1) eingespannt. Die Messung des spezifischen Widerstandes erfolgte im Laufe der Verdichtung periodisch in beiden Stromrichtungen, d. h. senkrecht und parallel zur Richtung der Bewegung des Stempels bei gleichzeitiger Beobachtung der Zusammendrückung und der Temperatur der Probe. Der Einfluss der Temperaturänderung wurde auf Grund der bekannten Koeffizienten für Wasser berücksichtigt.

Die vorgenommenen Messungen ergaben im allgemeinen folgendes Bild: Die Veränderung des spezifischen elektrischen Widerstandes bei zunehmender Verdichtung vollzog sich bei sämtlichen Materialien in einer stetig verlaufenden Kurve, die bei einem gewissen Grad der Zusammendrückung, der einem bestimmten Wassergehalt entspricht, ein Minimum aufwies. Dieses Minimum, das sich auf die horizontale Stromrichtung bezieht und das in der Tabelle (S. 171) mit $C_{H_{\min}}$ bezeichnet wird, schwankte für die untersuchten Materialien innerhalb der erheblichen Grenzen von 680 bis 7000 $\Omega \text{ cm}$. Eine mehrmalige Wiederholung einzelner Versuche, z. T. mit vertauschten Klemmen, zeigte, dass der Streubereich der Messresultate gering ist. Auffallend ist ferner, dass das Material mit grösstem Schubwiderstand (1) auch den grössten elektrischen Widerstand aufweist und dass umgekehrt die Materialien mit der kleinsten inneren Reibung (4) sich andererseits durch relativ kleinen elektrischen Widerstand auszeichnen. Obschon zwischen den beiden Messgrössen offenbar kein rein physikalisch definierbarer Zusammenhang besteht, dürfte obige Erscheinung doch zum grossen Teil durch die Form der kleinsten Teile und das Strukturbild des Materials bedingt sein. Hinsichtlich des Unterschiedes der elektrischen Leitfähigkeit in beiden Richtungen stimmten alle untersuchten, durch natürliche Verwitterung entstandenen Bodenarten darin überein, dass bei genauer Berücksichtigung der Längen- und Querschnittsänderungen der Proben mit zunehmender Verdichtung der Quotient aus dem spezifischen elektrischen Widerstand in Richtung der Zusammendrückung, zu demjenigen senkrecht dazu, grösser wurde. Wie zu erwarten ist, zeigte sich dieser Effekt bei den reinen Tönen am deutlichsten, bei sandigen Materialien kaum. Ein genauer Vergleich müsste auf dem Unterschiede der Quotienten der elektrischen Widerstände bei natürlichem Porenwasser für zwei verschiedene Laststufen basieren.

Nach Atterberg und Terzaghi sind die spezifischen Eigenschaften der Tone und Lehme durch die blättrige Form der feinsten Teile bedingt. Der Mechanismus dieses Zusammenhanges erhellt aus den neueren Forschungsergebnissen von Terzaghi, Gilboy, Goldschmid und a. m., wonach die Plastizität und die geringere innere Reibung der Tone an die beiden nachfolgenden Bedingungen gebunden sind: an das Vorhandensein einer festen Phase mit einem genügenden Prozentsatz schuppenförmiger Mi-

neralbestandteile, die sich durch Schichtgitterstruktur auszeichnen, und einer flüssigen Phase mit bipolaren Molekülen (z. B. Wasser), die sich senkrecht zu den Spaltflächen anordnen. Der oben erwähnte Unterschied des elektrischen Widerstandes in den beiden Richtungen dürfte daher auf der bei der Zusammendrückung des Materials erfolgten inneren Umlagerung der schuppenförmigen Teile und der Wassermoleküle beruhen, wobei die erstgenannten sich bei zunehmendem Druck senkrecht zur Druckrichtung einstellen, sodass die Isotropie der Struktur gestört wird. Bei der Orientierung der Wassermoleküle dürfte es sich z. T. um ähnliche Erscheinungen handeln, wie sie bei den innern Vorgängen der Schmierung, speziell im Gebiet der „halbflüssigen Reibung“, beobachtet wurden. Dort macht sich der orientierte Aufbau des Schmierfilms ausser durch die Verringerung der inneren Reibung noch dadurch bemerkbar, dass beim Durchgang eines Wechselstromes durch die Schmierphase im halbflüssigen Reibungsgebiet ein Teil des Wechselstromes gleichgerichtet wird. — Das anlässlich der elektrischen Widerstandsmessung bestätigte nicht isotropische Verhalten gewisser kohärenter Materialien infolge Umlagerung der feinsten Teile unter Druck dürfte sich bei näherer Untersuchung auch hinsichtlich anderer physikalischer Eigenschaften, wie z. B. der inneren Reibung, der Festigkeit, oder der Wasserdurchlässigkeit, bemerkbar machen. Da diese Fragen jedoch noch wenig erforscht sind und das unterschiedliche Verhalten des Materials in verschiedenen Richtungen gegenüber andern Unsicherheiten normalerweise nicht stark ins Gewicht fällt, so wird vorläufig für statische Untersuchungen das Material als quasiisotrop betrachtet.

5. Die Schwindmessung gibt die Längenänderung in Prozenten der ursprünglichen Länge, die prismatische Probekörper bei künstlicher Austrocknung (Erwärmung auf rd. 100°C) erfahren. Die unsererseits bei der Herstellung der Probekörper angewandte Konsistenz entsprach der Klebegrenze. Die Grösse der Schwindmasse hängt weniger ab von der Menge des beim Austrocknen entzogenen Wassers, als von der Form des Kapillarsystemes und den dadurch bedingten Spannungsverhältnissen im Porenwasser. Die Art, wie die feste Phase auf diesen Spannungszustand durch mehr oder weniger starkes Schwinden reagiert, hängt wiederum aufs engste mit deren Struktur und der Schuppenform der feinsten Teile zusammen.

6. Der Nachweis des Kalkgehaltes des Materials hat hier nur qualitative Bedeutung, indem die Intensität des Aufbrausens bei Befeuchten des Materials mit Salzsäure durch Ordnungszahlen (0 bis 6) gekennzeichnet wurde. Die Ansichten darüber, ob ein kausaler Zusammenhang zwischen Kalkgehalt und innerer Reibung besteht, sind sehr geteilt. Nach unserer Auffassung dürfte eine erfassbare Beziehung zwischen diesen Grössen nur vorliegen, wenn es sich um Materialien gleichen Ursprungs handelt, die sich in verschiedenen Verwitterungsstadien befinden. Je weiter die Verwitterung fortschreitet, umso geringer wird die innere Reibung und umso mehr tritt der im Wasser leicht lösliche Kalk zu Gunsten anderer Elemente zurück. Die Reduktion des Kalkgehaltes geht somit in diesem speziellen Falle mit Abnahme der inneren Reibung parallel. Als Beispiel dazu betrachte man die Versuchsergebnisse der Proben (1 bis 4), wobei zu beachten ist, dass Material 4 aus 1 und Material 3 aus 2 durch natürliche Verwitterung hervorgegangen sind. (Schluss folgt.)

Wettbewerb zum Neubau der Schweiz. Lebensversicherungs- und Rentenanstalt, Zürich.

(Schluss von Seite 164.)

Nr. 88, „19120“. Die erste und zweite Bauetappe bilden ein geschlossenes Ganzes von klarer Gesamtdisposition und logischer Durchbildung. Dadurch, dass die Erweiterung um ein Geschoss niedriger gehalten ist, als die erste Etappe, gewinnt der Hof günstigere Belichtungsverhältnisse.

Die vier Treppenhäuser liegen in den Ecken des Hofes, wodurch die gegen den Hof gelegenen Bureaugruppen klar umgrenzte