

**Die Scherfestigkeit dreier kohäsiver Böden
in Abhängigkeit vom Lagerungszustand
und von der Materialart**

ABHANDLUNG

ZUR ERLANGUNG DER WÜRDE EINES DOKTORS DER
TECHNISCHEN WISSENSCHAFTEN DER
EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE
ZÜRICH

VORGELEGT VON

Herbert Einstein

dipl. Bauingenieur ETH
geboren am 31. Januar 1937
von Zürich

Angenommen auf Antrag von
Prof. G. Schnitter, Referent
Prof. Dr. F. Balduzzi, Korreferent

Promotionsarbeit
der Eidgenössischen Technischen Hochschule
in Zürich

Meinen Eltern

V O R W O R T

Im Anschluss an die Dissertation von Dr. H. Halter begann ich im Jahre 1962 mit den dieser Arbeit zugrunde liegenden Untersuchungen. - Die Versuche gelangten an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH zur Durchführung.

An dieser Stelle möchte ich Herrn Prof. G. Schnitter für seine stete Unterstützung und sein grosses Interesse bestens danken. Es ist mir ein besonderes Bedürfnis, meinen Dank Herrn Prof. Dr. F. Balduzzi auszusprechen, unter dessen Leitung ich arbeiten durfte, und der mir jederzeit mit seinem Rat zur Seite stand. Wertvolle Hilfe verdanke ich vor allem Herrn Dr. J. Huder sowie Herrn G. Amberg, dipl. Masch. Ing. ETH, der die Versuchseinrichtungen konstruierte, und Herrn A. Thut, dipl. Bauing. ETH. - In meinen Dank miteinschliessen möchte ich besonders auch die Stiftung für wissenschaftliche, systematische Forschung auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues, deren finanzielle Unterstützung mir diese Arbeit ermöglichte.

Herbert Einstein

Zürich, April 1966

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
Zusammenfassung - Summary - Résumé	6
1. Einführung	9
2. Vorgehen bei den Versuchen und bei der Verarbeitung der Resultate	46
3. Bestimmung von Materialeigenschaften mit dem Schrumpfvorgang	68
4. Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von Porenziffer bzw. Wassergehalt	87
5. Festigkeit bei statischer Beanspruchung	114
6. Aufbau der Festigkeit	142
7. Dynamische Scherfestigkeit	159
8. Anhang	167
Literaturverzeichnis	175

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der vielseitigen Beeinflussung der Scherfestigkeit von Lockergesteinen. Alle am strukturellen Aufbau eines Lockergesteins beteiligten Grössen - feste, flüssige und gasförmige Teile, vorangegangene und augenblickliche Spannungseinwirkungen - tragen einen gewissen Anteil zur Festigkeit bei. Es wird deshalb versucht, die bisherigen - in ihrer Anwendung auf Böden - idealisierenden Spannungs-Verformungsgesetze (Hooke, Mohr-Coulomb) durch Beziehungen zwischen der Festigkeit und den am Materialaufbau beteiligten Grössen zu ersetzen. Dieses Ziel wird durch ein stufenweises Vorgehen erreicht:

Zuerst wird der Zusammenhang zwischen dem strukturellen Aufbau und dem von aussen sichtbaren Verhalten eines Lockergesteins gesucht. Die verschiedenen Eigenschaften der Festteile und ihr Einfluss auf das Wasser können an äusseren Veränderungen von Proben während des Schrumpfens beobachtet und analysiert werden. Vor allem ist es möglich, das Wasser entsprechend der geometrischen Anordnung und der Stärke seiner Bindungen zu unterteilen, was eine Klassifikation sowohl des Wassers je nach seinem Zustand als auch der Lockergesteine gemäss ihren charakteristischen Eigenschaften erlaubt. - Beim weiteren Vorgehen werden die Veränderungen der Struktur während einer Scherbeanspruchung bis zum Bruch mit dem Spannungsverlauf verglichen. Damit kann vorerst ein Ausdruck für die Scherfestigkeit eines gesättigten, bindigen Bodens in Abhängigkeit von Lagerungsdichte, Tonanteil und Aktivität (nach Skempton) gefunden werden. Ausserdem gestatten die in der ersten Stufe erworbenen Kenntnisse zusammen mit dem jetzt untersuchten Spannungs-Verformungsverhalten, die bisher nur dem Prinzip nach bekannte Wechselwirkung zwischen Spannungen und strukturellen Grössen auch im einzelnen festzuhalten: Einerseits werden die Spannungseinflüsse auf die Bestandteile des Lockergesteins nachgewiesen, wobei zu unterscheiden ist, ob es sich um augenblickliche oder abgelaufene (sog. geschichtliche) Spannungseinwirkungen handelt. Andererseits kann gezeigt werden, wie die - aus den genannten Bestandteilen aufgebaute - Struktur ihrerseits wiederum den Spannungsverlauf beeinflusst. - Für die Anwendung ist aber nicht der ganze Spannungsverlauf von Interesse, sondern hauptsächlich der Bereich der Bruch- oder Scherfestigkeit. Deshalb wird im letzten Abschnitt der Zusammenhang zwischen der Scherfestigkeit und den strukturellen Grössen gesucht. Das Ergebnis erlaubt eine - auch für andere Materialien gültige - Gliederung der Festigkeit in drei Anteile:

- Der erste Anteil umfasst die augenblicklich vorhandenen Spannungen, durch welche die Struktur aufgebaut wird.
- Die sich daraus ergebenden festigkeitsbildenden Eigenschaften der Struktur (Veränderung der Bestandteile und deren gegenseitige Beziehungen) werden als zweiter Anteil eingeführt (Zugfestigkeit).
- Der dritte Anteil drückt die entsprechenden Wirkungen abgelaufener (geschichtlicher) Spannungen auf die Struktur und damit auf die Festigkeit aus (Axialfestigkeit).

So ist es nun - wie angestrebt - möglich, die Festigkeit statt durch idealisierende Gesetze durch reale Beziehungen zum Material auszudrücken.

S U M M A R Y

The present paper deals with the many and various factors which influence the shear-strength of a soil. The structure of a soil depends on its solid, liquid and gas components and on previous and present stresses. All of these factors contribute to its strength. An attempt is therefore made to establish relationships between these factors and the shear-strength and thus to replace the earlier stress-strain theories, (Hooke, Mohr-Coulomb) which are too ideal for application to soils. This is achieved by a stepwise procedure.

Firstly the relationship between the structure and the outward behaviour of a soil is sought. Shrinkage tests allow observation and analysis of the various characteristics of the solid particles and of their influence on the water. Differentiation of the water into various states according to the geometric arrangement and strength of coherence is possible and thus a classification of the water according to its state and of the soil according to its characteristic properties can be made.

Secondly, structural alterations during shear strain, for the entire range from rest to failure, are compared with the stress distribution. Thus an expression for the shear-strength of a saturated, cohesive soil in relation to its compactness, clay content and activity (Skempton) can be found. The results of the first step taken together with the stress-deformation behaviour give information on the relationship between stress and structural factors, which has previously only been known in principle. On the one hand the influence of stress on the constituents of the soil is shown, whereby a distinction must be made between present and previous (so called "historical") stresses. On the other hand it can be shown how the structure, made up of the constituents mentioned, influences the stress distribution. For practical application the range of failure or shear-strength is of more interest than the entire stress distribution. Therefore, finally, the relationship between the shear-strength and the structural factors is investigated. The results, which are also valid for other materials, show that the strength can be divided into three parts:

- The first part consists of the stresses which are momentarily present and by which the structure is being built up.
- The strength building characteristics of the structure resulting from these stresses (alteration of the components and their reciprocal relationships) comprises the second part (tensile strength).
- The third part expresses the corresponding effects of previous (historical) stresses on the structure and, thus, on the strength (axial strength).

Thus it is possible to achieve the original aim and to replace the earlier stress-strain theories by a true relationship between strength and material.

RESUME

Cette thèse examine les diverses influences de la résistance au cisaillement des sols. La structure des sols dépend de la répartition des corps solides, liquides et gazeux et des contraintes précédentes (historiques) et momentanées. Toutes ces qualités structurelles prennent une part dans la résistance, leur ensemble détermine la résistance totale. Pour cette raison on cherche à remplacer les théories tension-déformation (Hooke, Mohr-Coulomb) trop idéalisées connues jusqu'à présent par des relations plus réelles entre la résistance et les qualités structurelles mentionnées. Ce but est atteint par un procédé graduel.

D'abord on cherche la relation entre la structure et le comportement externe d'un sol. Les différentes propriétés des éléments solides et leurs influences sur l'eau peuvent être examinées et analysées par les transformations externes (transformation de volume et de poids) d'un échantillon soumis à un procédé de retrait. Avant tout il est possible de caractériser l'eau du sol selon la disposition géométrique et selon la force liant l'eau aux éléments solides. Cela mène à une classification de l'eau suivant sa condition (disposition géométrique et force d'adsorption) et des sols suivant leurs qualités caractéristiques. -

En continuant le procédé on étudie les transformations structurelles pendant un effort de cisaillement menant de l'état initial jusqu'à la rupture. De ces recherches une formule est développée exprimant la résistance au cisaillement d'un sol saturé et cohérant en fonction de la compacité, du pourcentage d'argile et de l'activité (d'après Skempton). En outre les résultats obtenus auparavant dans la première et la deuxième phase permettent de développer en détail les effets réciproques entre les contraintes et les éléments structurels qui jusqu'à présent étaient seulement connus en principe. D'une part on démontre comment les éléments du sol sont influencés par les contraintes momentanées ou précédentes (historiques). D'autre part il est possible de montrer comment la structure formée des éléments mentionnés influence à son tour la distribution des contraintes. -

Le but de cette thèse n'est pas de considérer l'ensemble de la distribution des contraintes, l'intérêt se concentre sur le domaine de la rupture, c'est-à-dire de la résistance au cisaillement. Pour cette raison on cherche dans la dernière partie de la thèse la relation entre la résistance au cisaillement et les éléments structurels. Le résultat montre que la résistance dépend de trois facteurs :

- 1) Les contraintes momentanées par lesquelles la structure est formée.
- 2) La résistance induite par les contraintes momentanées (par suite d'une transformation des éléments structurels et de leurs relations réciproques) (résistance à la traction).
- 3) L'influence des contraintes précédentes (historiques) sur la structure, respectivement sur la résistance (résistance axiale).

Ainsi il est possible de réaliser l'intention originale. Les théories idéalisées sont remplacées par des relations plus réelles entre la résistance et les propriétés du matériau. - Ces résultats qui ont été développés pour des sols sont aussi valables pour d'autres matériaux.

1. EINFUEHRUNG

1.1. Für die Arbeit grundlegende Fragestellung

In der vorliegenden Arbeit sollen die Faktoren, welche die Festigkeit von Böden beeinflussen, untersucht werden. Die Festigkeit umschreibt das Verhalten eines Baumaterials unter aufgebrachtener Last, d. h. die Aenderungen der Abmessungen und Formen der den Lasten unterworfenen Baumaterialien. Durch Festigkeitsprüfungen wird dem berechnenden Ingenieur die Möglichkeit gegeben, Vorhersagen über den Zustand der Baumaterialien unter Last zu machen, und damit Aussagen über das Verhalten des ganzen Bauwerks zu gewinnen. Nun ist es aber so, dass sich Materialzustand (Abmessung und Form) und Last gegenseitig beeinflussen. Die Bodenmechanik befasst sich mit Lockergesteinen, einem Baumaterial mit besonders starker gegenseitiger Beeinflussung von Last und Zustand. Deshalb sind in der Berechnung oft verschiedene solcher Last-Zustands-Zusammenhänge, d. h. unterschiedliche Beanspruchungsarten zu berücksichtigen. - Für eine Stützmauer z. B. können Stabilität, Setzung oder Tragfähigkeit massgebend sein; ist in einem Fall z. B. vorerst die Stabilität massgebend, so können einseitige Setzungen Lastumlagerungen erzeugen, die die Tragfähigkeit massgebend werden lassen.

Wegen der gegenseitigen Beeinflussung von Last und Zustand sollte die Festigkeit deshalb am Material im Anfangszustand bestimmt werden können und jedes darauf mögliche Zusammenspiel von Spannung und Verformung beschreiben. Die Festigkeit fasst diese Zusammenhänge, welche nichts anderes als Materialeigenschaften sind, in einem für die Berechnung verwertbaren Ausdruck zusammen. Bei den sehr unterschiedlich aufgebauten Böden unterliegt die Festigkeit deshalb den sich überschneidenden Einflüssen vieler Faktoren. In der vorliegenden Arbeit soll der Einfluss jedes Faktors für sich analysiert werden.

1.2. Problemstellung

Das Problem bei der Lösung der vorliegenden Frage besteht darin, aus Versuchen isoliert den Einfluss eines der Faktoren zu ermitteln, in Kenntnis desselben den Einfluss eines weiteren Faktors zu finden, und so allmählich den Aufbau der Festigkeit vollständig abzuklären. Es geht dabei vor allem darum, die Faktoren nicht nur zu erkennen, sondern auch ihren zahlenmässigen Anteil an der Festigkeit festzulegen: - Bis jetzt konnte z.B. die Wirkung der Ueberkonsolidation auf die Setzungen oder den K_0 - Wert von Böden erkannt werden. So stellte Casagrande die deutliche Neigungsänderung einer Last-Setzungskurve von überkonsolidiertem Material an der Stelle fest, wo die Last vom überkonsolidierten in den normalkonsolidierten Bereich übergeht. Bishop fand bei Versuchen an London Clay deutliche Unterschiede des K_0 - Wertes, je nach Konsolidationsbereich, indem K_0 bei überkonsolidierten Böden >1 bei normalkonsolidierten <1 ist. Auch bei Vektorkurven konnte Huder einen vom Konsolidationsbereich abhängigen Verlauf erkennen, wie seine Versuche an Seekreide zeigen. Die Ueberkonsolidation kann demnach als einer der obgenannten Faktoren betrachtet werden, nämlich als der geschichtliche Einfluss auf die Festigkeit. In den erwähnten Beispielen wird aber nur eine Aenderung des ganzen Festigkeitsverhaltens durch die Ueberkonsolidation beobachtet; der Einfluss der Ueberkonsolidation kann aber nicht als wertmässiger Anteil an der Scherfestigkeit ausgedrückt werden, da die Festigkeitswerte gleichzeitig noch anderen Wirkungen unterliegen. Damit wird das in der vorliegenden Arbeit angegangene Problem verdeutlicht: Es geht darum, mit geeigneten Versuchen oder geeigneter Auswertung von bekannten Versuchen die einzelnen Faktoren in ihrer Wirkung auf die Festigkeit zu isolieren.

1.3. Erfassen der Festigkeit

Neben dem Problem die einzelnen Einwirkungen auf die Festigkeit abzuklären, besteht noch die Schwierigkeit, die Festigkeit überhaupt zu erfassen, wie in 1.1. schon angedeutet wurde. Im allgemeinen wird die Elastizitätstheorie bei Festigkeitsermittlungen angewendet: Deformationen und Spannungen verhalten sich proportional zueinander,

so dass mit der einen Grösse auch die andere erhalten werden kann. Wie Taylor in einer einleitenden Stellungnahme erklärt, ist die Elastizitätstheorie auch auf Materialien, die nicht elastisch sind, anwendbar, sofern sich Spannung und Deformation proportional verhalten. Somit können auch bei Böden verschiedene Belastungsfälle - vor allem im unteren Spannungsbereich - mit dieser Theorie behandelt werden. Dagegen kann bei einer Beanspruchung, die zum Bruch infolge Schub (Abscheren) führt, "von allem ausser einer Proportionalität zwischen Spannung und Deformation (Taylor)" gesprochen werden. Hier beeinflussen sich Spannung und Deformation, oder wie in 1. 1. gesagt, Last und Materialzustand gegenseitig. Auch Reiner erwähnt diese Erscheinung, die ebenfalls für andere Baumaterialien gilt. Auch die Anwendung der Elastizitätstheorie zur Uebertragung von Versuchsergebnissen auf das Bauwerk wird in solchen Fällen nicht möglich sein. Die Elastizitätstheorie kann deshalb nur dort angewendet werden, wo durch den Materialaufbau die Proportionalität zwischen Spannungen und Deformationen gewährleistet ist, d. h. wo die Deformationsunterschiede zwischen den Einzelteilen gering sind. Dies ist einmal dort der Fall, wo die Spannungen und damit die Deformationen absolut sehr klein sind; andererseits trifft es dort zu, wo die Abmessungen der Teile alle gleich oder im Verhältnis zum Prüfkörper sehr klein sind. Alle diese Voraussetzungen für die Anwendung der Elastizitätstheorie sind bei Böden im Bruchbereich nicht gegeben. Die Festigkeit von Böden muss deshalb - statt direkt aus der Beziehung Spannung-Deformation - so bestimmt werden, dass vom Aufbau des Materials stufenweise auf den Aufbau der Festigkeit geschlossen wird.

1.4. Der Aufbau der Festigkeit - Resultat der Arbeit

1.4.1

In einer ersten Stufe wird am Boden-Wassersystem untersucht, welchen Einfluss das Wasser auf die Teilchenabstände hat. Dabei lassen sich mit abnehmendem Wassergehalt verschiedene Zustände unterscheiden. Vorerst ist Wasser dermassen reichlich vorhanden, dass die feinen Teilchen sich darin in Suspension befinden und gegenseitig sich nur beschränkt beeinflussen. Das heisst, die wechselseitigen Wirkungen der Teilchen sind zufallsbedingt und es ist noch keine Struktur vorhanden.

Wird nun Wasser entzogen, so nähern sich die Körner. Diese sind Kristallkörper mit zugehörigen Kristalleigenschaften wie verschiedene Ladungen, Hydratisierung von allfällig vorhandenen Wassermolekülen und Doppelschichten. Je unregelmässiger die Kristalle aufgebaut sind, desto stärker machen sich diese Eigenschaften bemerkbar, da sie dann vor allem je nach Richtung verschieden sind. Bei Annäherung der Körner ist deshalb eine gegenseitige Beeinflussung festzustellen, die nun nicht mehr zufällig ist, sondern gewissen, durch den Kristallaufbau gegebenen Gesetzen folgt. Da allerdings immer noch viel Wasser vorhanden ist, können die Teile mit geringen Kräften verschoben werden, ohne dass aber die nun vorhandenen gegenseitigen Wirkungen aufgehoben werden können. - Das zwischen den Teilchen befindliche Wasser ist deshalb nicht mehr vollständig frei, sondern von der Lage derselben abhängig, wie die folgende Begründung zeigt: die aus Kristallen bestehenden Teile ziehen - wie oben gezeigt - das Wasser ihrer näheren Umgebung in ihren Wirkungsbereich. Sind nun die Teile ebenfalls im gegenseitigen Einflussbereich, so ist der Grossteil des im Boden-Wassersystem befindlichen Wassers von der Lage der Teilchen abhängig, d.h. gebunden. Allfälliges freies Wasser ist im System mehr oder weniger eingeschlossen (je nach räumlichem Anteil des gebundenen Wassers). In gebräuchlichen Begriffen ausgedrückt, befindet sich ein Material hier im plastischen Zustand.

Der Wasserentzug kann nun fortgesetzt werden, wobei vor allem das weniger stark gebundene Wasser entfernt wird, da dies einen geringeren Energieaufwand erfordert. Die Teilchen nähern sich auf diese Weise immer mehr. Das im engeren Wirkungsbereich der Körner liegende Wasser, das fester gebunden ist, verhindert aber ein Aneinanderstossen der Körner selbst. Die Struktur, der Aufbau des Korngefüges bleibt deshalb weitgehend erhalten und dort, wo sich freies Wasser befunden hatte, stellen sich Hohlräume ein, die mit Luft gefüllt sind. Der Wassergehalt, bei dem ein Material sein im gesättigten Zustand minimales Volumen erreicht, heisst Schrumpfgrenze; dort ändern sich das Volumenverhalten und der Sättigungsgrad (siehe auch 1.5. und 1.6.).

Mit entsprechend höherem Energieaufwand kann nun im weiteren Verlauf des Wasserentzuges auch das stärker gebundene Wasser entfernt werden. Da die Kristalleigenschaften, welche das Wasser beeinflussen, von verschieden starker Wirkung sind, können auch Unterschiede innerhalb des stärker gebundenen Wassers festgestellt

werden. Der Energieaufwand für die Lostrennung lässt sich deutlich in Stufen gliedern, was die verschiedenen Grenztemperaturen bei Wasserentzug durch Erwärmung zeigen (siehe Pallmann [4]).

Somit ist es möglich, durch Beurteilung des Wassergehaltes oder noch besser durch Beurteilung der mit bestimmten Wassergehalten zusammenhängenden Eigenschaften auf die Abstände der Einzelteilchen zu schliessen, d. h. den strukturellen Aufbau zu erkennen. Diese mit dem Wassergehalt zusammenhängenden Eigenschaften sind die erwähnten: SUSPENSIONSZUSTAND (OBERHALB FLIESSGRENZE) - PLASTISCHER ZUSTAND - ZUSTAND MIT WESENTLICH VERMINDERTEN VOLUMENAENDERUNGEN (UNTERHALB SCHRUMPFGRENZE). -

Diese Unterteilung in verschiedene Materialaufbauten je nach Wassergehalt gilt in der beschriebenen Weise nur für feine Böden. Bei gröberen Teilchen kann nur der Zustand mit verminderten Volumenänderungen festgestellt werden, da die Teilchen sich stets aneinander lagern (bei bindigen Böden ist dies der Zustand unterhalb der Schrumpfgrenze).

Die erwähnte Reihenfolge der verschiedenen - wassergehaltsabhängigen - Materialaufbauten entspricht auch dem natürlichen Ablagerungsvorgang. Bei Sedimentation findet der Uebergang von der Suspension - zum plastischen Zustand statt. Mit fortschreitender Austrocknung, sei es durch Verdunstung oder steigenden Ueberlagerungsdruck, werden die stark gebundenen Strukturen erreicht. Mit dieser Ueberlegung lässt sich auch der Uebergang zu Festgesteinen finden. Die grobkörnigen Böden passen auch in dieses Bild, da dort einzig einige Zwischenzustände ausfallen.

1.4.2

Die vorhergehenden Ausführungen zeigen bereits, dass der Wassergehalt nicht nur Auswirkungen rein geometrischer Art (Abstände) auf die Struktur hat. Die verschiedenen Bindungen beeinflussen die Festigkeit gegenüber Beanspruchungen von aussen. Nachdem deshalb der Wassergehalt als repräsentative Grösse für den strukturellen Aufbau gelten kann, wird in einer zweiten Stufe der Arbeit der Zusammenhang Scherfestigkeit - Wassergehalt untersucht, d. h. die Bruchspannung (Scherfestigkeit) wird mit einer durch die Struktur bestimmten Grösse (Wassergehalt) verglichen.

Solche Untersuchungen wurden schon vor vielen Jahren vorgenommen, wie aus Kap. 4 zu entnehmen ist. (Unter anderem Johannson 1914 [8])

Die Beziehung Scherfestigkeit - Wassergehalt kann in zwei Teile gegliedert werden, nämlich in einen ungesättigten und einen gesättigten Bereich. - Bei nicht bindigen Böden ist ein deutlicher Unterschied zwischen den beiden Bereichen festzustellen. Im ungesättigten Zustand steigt die Scherfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt, um dann bei Eintritt der Sättigung plötzlich stark abzusinken *). - Die bindigen Böden hingegen weisen zwei ähnliche Kurvenabschnitte auf, die durch einen Unstetigkeitspunkt beim Uebergang vom gesättigten in den ungesättigten Zustand getrennt sind. In beiden Abschnitten sinkt die Festigkeit mit zunehmendem Wassergehalt. Der Unstetigkeitspunkt entspricht der Schrumpfgrenze.

Je nach Verhältnis der bindigen zu den nichtbindigen Teilen im Boden wird das Kurvenbild verändert und es entstehen Zwischenwerte. Deshalb ist es möglich, schon aus den Kurvenbildern der Abhängigkeit Scherfestigkeit - Wassergehalt Aufschluss über die Zusammensetzung des Materials zu gewinnen. Diese offensichtlichen Unterschiede, die schon Anlass zu intensiven Untersuchungen (Hvorslev, Bishop, Bjerrum etc.) gegeben haben, waren auch die Ursache für die folgenden Ueberlegungen.

Vorerst wurden die τ_f -e - Kurven (e Porenziffer statt w, da bei gesättigten Böden gleichbedeutend) bindiger, gesättigter Böden betrachtet. Es wurde dann versucht, die je nach Material verschiedenen Kurvenformen zahlenmässig mit den Materialeigenschaften zu verknüpfen. Die Kurvenformen sind im gesättigten, bindigen Bereich alle ähnlich, was die mathematische Erfassung derselben erleichtert. Es gelang, die Kurvenformen analytisch auszudrücken, und die Faktoren des analytischen Ausdruckes mit Bodeneigenschaften in Zusammenhang zu bringen :

Es stellte sich nämlich heraus, dass die τ_f -e - Beziehungen Potenzfunktionen sind, d.h. in doppelt log. Darstellung Geraden ergeben. Sämtliche normalkonsolidierte (nicht vorbelastete) bindige Böden bilden eine Schar paralleler Geraden im τ_f -e - Diagramm, wobei jedes Material eine zugehörige Gerade besitzt. Die Lage der Geraden $\tau_f = f(e)$ wird deshalb durch die Materialeigenschaften bestimmt und zwar durch die

*) Der plötzliche Festigkeitsverlust bei Sättigung ist versuchsbedingt, da die Probe frei aufliegt (Abb. 4. 1. Seite 88). In der Natur bleibt die Festigkeit nicht bindiger Böden bei Sättigung meist erhalten (Ausnahme : Kollaps der gleichförmigen, feinen Materialien).

Anzahl Tonteile (Teile $< 2\mu$) und deren Aktivität. Die Beziehung τ_f - e stellt sich dann dar zu $\tau_f = C \cdot a \cdot r^3 \cdot e^{-4,5}$ (wobei a = Aktivität nach Skempton, r = Anzahl Teile $< 2\mu$, C = Konstante, welche die Neigung der Geraden mitbestimmt). Der Faktor e gibt den mittleren Teilchenabstand an, r die Anzahl aktiver, d. h. bindekräftiger Teilchen und a die Aktivität oder Bindekraft zwischen den Teilchen.

Anhand des Schrumpfvorganges einer Probe konnte ausgesagt werden, dass die zum Austrocknen benötigte Energie mit zunehmender Aktivität (Bindekraft, Anzahl Teilchen $< 2\mu$ (bindekräftige Teilchen)) und abnehmendem Teilchenabstand zunimmt. Vergleicht man die beim Schrumpfen zur Energieerhöhung beitragenden Faktoren mit der vorerwähnten Form von $\tau_f \approx C \cdot a \cdot r^3 \cdot e^{-4,5}$, so sind es dieselben Faktoren, die eine Erhöhung der Festigkeit τ_f bewirken. Da unter Festigkeit die Kraft verstanden wird, die ein Material bis zum Bruch verformt, also über einen bestimmten Weg wirkt, repräsentiert sie ebenfalls einen Energiewert. - Die Veränderung der Faktoren r , a , e verursacht somit eine Änderung des Energieaufwandes, gleichgültig ob es sich um einen Scher-, Austrocknungs- oder Konsolidationsvorgang handelt. -

Wie gezeigt, hat eine Krafteinwirkung vor allem eine Veränderung der nahe am Teilchen angelagerten Wasserschichten zur Folge. Wird nun eine Kraft nach ihrer Einwirkung zum Teil wieder entfernt, so bleibt ein Teil der Veränderung erhalten. Ueberkonsolidierte, d. h. einer ehemals höheren Last unterworfenen Böden, zeigen deshalb eine andere τ_f - e -Beziehung als normalkonsolidierte. Es konnte gezeigt werden, dass für überkonsolidierte Materialien der Wert C und der Exponent von e in obiger Formel einen vom normalkonsolidierten Fall abweichenden Wert einnimmt; für sämtliche überkonsolidierte Materialien bleibt er aber wiederum gleich. Da C und der Exponent von e die Neigung der τ_f - e -Geraden in der doppelt log. Darstellung bestimmen, können die bindigen Böden demnach durch zwei verschiedene Parallelenscharen abgebildet werden, von denen eine Schar alle normalkonsolidierten, die andere alle überkonsolidierten Proben repräsentiert.

Wie nun eine Betrachtung früherer Versuche (Bjerrum, Smertman) und eigener Versuche zeigt, verhalten sich nicht nur ehemals höher vorbelastete Proben wie überkonsolidierte. Eine Aufbereitung von Proben, die nicht dem natürlichen Vorgang entspricht (z. B. unterhalb der Fließgrenze), lässt die Probe sich wie eine überkonsolidierte verhalten. Auch in der Natur können höhere Energien beim Ablagern mitwirken

als bei einem Absetzen aus der Suspension, indem gröbere Materialien durch Geschiebetrieb in ihre endgültige Lagerungsform gebracht werden. Da sich diese "geschichtlichen" Unterschiede in einem - dem überkonsolidierten entsprechenden - Verhalten äussern, wird von äquivalent überkonsolidierten Böden gesprochen (Huder) - .

1.4.3

In den vorangehenden Ueberlegungen konnte der Zusammenhang zwischen Materialstruktur und Entstehungsgeschichte, sowie zwischen Struktur und Scherfestigkeit nachgewiesen werden. Wie definiert wurde, gibt die Scherfestigkeit die Spannung bei einer bestimmten Deformation, nämlich bei Bruch an. - Es würde nun interessieren, den Materialaufbau nicht nur mit einer bestimmten Deformation in Zusammenhang zu bringen, sondern mit dem gesamten Spannungs-Deformationsverhalten während eines Versuches. Die gewählte Darstellungsmethode ermöglicht, Volumen-, Form- und Spannungsänderungen zugleich abzulesen. Der Vergleich dieser drei Grössenänderungen erlaubt noch weitgehendere Schlüsse auf den Materialaufbau zu ziehen, als dies mit dem Zusammenhang Scherfestigkeit - Porenziffer möglich ist.

Schon bei Belastungsbeginn können zwei deutlich verschiedene Materialgruppen unterschieden werden. Die Spannungs- und Formänderungen sind in beiden Fällen ähnlich, während die Volumenänderungen stark verschieden sind. Es ergibt sich, dass die Volumenänderungen von Materialien mit stark gebundenen Wasserschichten wesentlich kleiner sind, als die von Böden mit viel schwächer gebundenem Wasser. Somit ist die Kompressibilität von der Bindung der betrachteten Wasserschichten abhängig. Aus diesen Kompressibilitätsunterschieden kann deshalb umgekehrt auf die Bindungsstärken der vorhandenen Wasserschichten geschlossen werden.

Für die folgenden Betrachtungen muss noch eine kurze Ueberlegung angestellt werden: Das innerhalb eines Korngerüstes vorhandene Wasser befindet sich grundsätzlich an zwei Orten. Einmal zwischen den Berührungsflächen zweier Nachbarteile - sog. Zwischenschichtenwasser - und im Innern der Poren - sog. Porenwasser. Wegen der näheren Anlagerung an die Körner ist das Zwischenschichtenwasser stärker gebunden als das Porenwasser. - Wird nun bei einer Belastung hauptsächlich das Zwischenschichtenwasser beansprucht, so sind die Volumenänderungen gering, wird hingegen das gesamte in der Probe befindliche Wasser (Zwischenschichten- und Porenwasser)

beansprucht, so treten grosse Volumenänderungen auf. Die Volumenänderungen sind auch umso geringer, je stärker die Zwischenschichten gebunden sind.

Wie sich aus den Versuchen ergibt, sind die Volumenänderungen bei strukturempfindlichem oder überkonsolidiertem bindigen Material bei Belastungsbeginn klein. Bei Belastungsbeginn wird vorerst nur das Zwischenschichtenwasser beansprucht. Dieses besteht bei strukturempfindlichen Materialien vorwiegend aus stark gebundenem Wasser. Bei strukturempfindlichem Material befindet sich das schwach gebundene Wasser nur im Poreninnern, während es bei normalen bindigen Böden auch in den weiter vom Korn weg liegenden Zonen des Zwischenschichtenwassers vorhanden ist. Bei Ueberkonsolidation normaler bindiger Böden wird nun schwächer gebundenes Wasser entfernt, so dass sich die Böden danach ebenfalls durch kleine Volumenänderungen auszeichnen. - Normalkonsolidierte, bindige Böden weisen von Beginn an grössere Volumenänderungen auf.

Die weitere Zunahme der Belastung führt nun auch zu Formänderungen und stärkeren Volumenänderungen. Die Last verteilt sich jetzt auf alle Teile der Probe, so dass das gesamte in der Probe befindliche Wasser beansprucht wird. Damit wird auch das eigentliche - kompressiblere - Porenwasser zusammengedrückt mit den entsprechenden grösseren *) Volumenänderungen. - Dabei ändert die Probe ihre Form wenig, wenn es sich um Material handelt, das von hohen Kräften in seiner Form gehalten wird, nämlich Material, das unter hohen Drücken konsolidiert wurde. Sind die hohen Drücke während der Belastung noch vorhanden, so erhalten hohe äussere Kräfte die Form. Sind die Drücke entfernt worden - bei hoch überkonsolidierten Proben - so handelt es sich um hohe "innere" Bindekräfte, die von den vormaligen hohen Drücken erzeugt worden sind. - Der Fall mittlerer Formänderungen tritt bei mittleren inneren oder äusseren Kräften auf, wie sie bei normalkonsolidiertem, strukturempfindlichem Material oder mittelüberkonsolidiertem, bindigem Material vorhanden sind. - Hohe Formänderungen werden dann gefunden, wenn eine innere Umlagerung der Einzelteile erfolgt, wie dies bei normalen, bindigen Böden der Fall ist. Dort werden nämlich die plättchen- oder stengel-förmigen wirt angeordneten Teile in eine Parallellagerung gebracht.

*) (bis zu zehnmal grösser als bei Belastungsbeginn)

Die weitere Belastungszunahme führt in jedem Fall zu grossen Formänderungen und grosser Spannungszunahme. Je nach Lagerung spielt sich dies unter Volumenveränderung oder Volumenkonstanz ab. Das Volumen bleibt gleich, wenn die Lagerung locker ist, wogegen bei dichter Lagerung eine Zunahme des Volumens festzustellen ist *).

Bricht die Probe, so erfolgt dies längs einer Fläche, wenn die inneren oder äusseren "haltenden" Kräfte gross sind. Sind diese Kräfte dagegen klein, so findet der Bruch in einer ganzen Zone statt.

Die Betrachtung des gesamten Spannungs-Deformationsverhaltens liefert demnach weitgehende Aufschlüsse über den Aufbau eines Materials. Es zeigt sich, dass die Beanspruchung eines Materials teilweise auf das Wasser der Zwischenschichten wirkt, teilweise das ganze in der Probe befindliche Wasser betrifft. - Das Wasser allein trägt natürlich nicht, sondern im Rahmen eines strukturellen Aufbaues, der durch Lagerungsdichte, durch Kräfte, welche vom momentanen Aussendruck abhängen (sog. AK) und durch Kräfte, welche von einem ehemals wirkenden Aussendruck (sog. IK), bestimmt ist. Diese drei Grössen Lagerungsdichte, AK und IK lassen sich aus dem Spannungs-Deformationsverhalten bestimmen. Die entsprechenden Kombinationen der drei Grössen definieren ein bestimmtes Material mit einer bestimmten Belastungsvorgeschichte.

Mit diesen Angaben wird dem erstrebten Ziel - dem Aufbau der Festigkeit - ein Stück näher gerückt: Bei der Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Porenziffer kann der Zusammenhang zwischen einem einzigen Spannungswert - bei Bruch - und dem Material angegeben werden. - Mit vorigen Ueberlegungen ist bereits ein Zusammenhang zwischen den am Materialaufbau mitwirkenden Teilen und dem ganzen Spannungsverhalten bekannt. - Diese Erkenntnis wird durch Betrachtung ganzer Probenreihen erweitert: Im Mohr'schen Diagramm wird die Umhüllende an verschiedene Bruchkreise gezeichnet. Aus den Versuchen ergab sich eine vom Spannungsnullpunkt aus steigende Umhüllende, die sich asymptotisch einer Horizontalen nähert. Dies entspricht dem Verhalten anderer Baumaterialien wie Stahl, Beton, konnte bei Böden bis jetzt aber nicht gefunden werden. Die Festigkeit steigt demnach von einem "absoluten

*) Diese Erscheinungen sind absolut betrachtet sehr klein, so dass z.B. kein Transport des Porenwassers infolge Volumenvergrösserung, sondern nur eine Abnahme der Porenwasserspannungen beobachtet werden kann.

Nullwert" aus an. - Der horizontale Verlauf am Ende deutet auf ein flüssigkeitsähnliches Verhalten hin, das durch den hohen allseitigen Druck erzeugt wird: Eine Steigerung des Druckes in einer Axe kann dann nur noch bei gleichzeitiger Drucksteigerung in den andern beiden Axen erfolgen.

Da der gekrümmte Verlauf einer Bruchspannungskurve auch bei anderen Materialien anzutreffen ist, können hiezu Analogieüberlegungen angestellt werden: Auch diese Materialien müssen einen Nullwert kennen: Stahl z.B. in der Schmelze, Beton im flüssigen Zustand. Die Steigerung der Festigkeit erfolgt hier aber nicht durch äussere Kräfte wie bei den Böden (Konsolidation), sondern durch andere Kräfte z.B. chemischer Natur. - Die Betrachtungsweise erlaubt es somit, den Aufbau der Festigkeit klar zu legen, gleichgültig wie diese Festigkeit entstanden ist. Auch bei den anderen Materialien sind die drei Grössen vorhanden: Lagerungsdichte, momentan wirkende Kräfte und ehemals wirkende Kräfte. Zu den ehemals wirkenden Kräften gehören nun bei Stahl z.B. diejenigen Kräfte, die den Uebergang vom flüssigen zum festen Zustand ermöglichen.

Ein weiteres interessantes Resultat, das sich aus dem von Null gegen die Horizontale verlaufenden Kurvenbild ergibt, ist folgendes: Ein Material, das sich aus bestimmten Teilen (z.B. Körner, Wasser) aufbaut, kann nur eine maximale Scherfestigkeit haben, nämlich den Wert beim horizontalen Verlauf der Umhüllenden. Eine vorhergehende Beanspruchung hat nur einen Einfluss auf den Verlauf zwischen Nullwert und horizontalem Verlauf, nicht aber auf den festgelegten Maximalwert. So erzeugt eine Ueberkonsolidation einen anfänglich steileren Verlauf der Kurve. Diese geht aber dort in die Ursprungskurve über, wo die Vorbelastung wieder erreicht wird. (Bei 8 kg/cm^2 Vorbelastung wird die Ursprungskurve wieder erreicht, wo der bei 8 kg/cm^2 normalkonsolidierte Bruchkreis die Umhüllende berührt). All dies gilt unter der Voraussetzung, dass die beteiligten Materialien nicht verändert werden.

1.4.4

Der gekrümmte Verlauf der Bruchkurve, die in jedem Fall vom Nullpunkt ausgeht, beinträchtigt die Anwendung der Coulomb'schen Ueberlegungen. Die Mohr-Coulomb'sche Gerade ist die Tangente an die Bruchkurve. Die sich daraus ergebenden Teilgrössen der Scherfestigkeit ($c, \sigma \cdot \tan \phi'$) sind demnach beide lastabhängig und nicht nur wie bisher der Faktor $\sigma \cdot \tan \phi'$. Wie schon zu Beginn erwähnt, geht es darum, den Festig-

keitswert in Teile zu gliedern, die mit dem Materialaufbau in direkten Zusammenhang gebracht werden können. Auch dies ist mit den bisherigen Werten nur beschränkt möglich.

Nachdem nun der Materialaufbau mit bestimmten Erscheinungen des Spannungs-Verformungsverhaltens der Einzelprobe verbunden werden konnte, muss er auch mit dem gesamten Spannungs-Verformungsverhalten eines bestimmten Materials - nämlich mit der Bruchkurve - in Beziehung gesetzt werden :

Mit einer von Halter entwickelten Methode ist es möglich, die Zugfestigkeit direkt zu messen. Dies wird durch Aufbringen kurzzeitiger Erhöhungen des Innendruckes in einer Probe bewerkstelligt. Da der Innendruck den Aussendruck dabei übersteigt, wird die Zugfestigkeit beansprucht. Wird nun die Zugfestigkeit an Proben des gleichen Materials aber mit verschiedenen Scherfestigkeiten gemessen, so ergibt sich folgendes : Die Zugfestigkeit macht einen Teil der Hauptspannungsdifferenz aus. Bei Scherfestigkeit 0 ist auch die Zugfestigkeit 0. Wird die Mohr'sche Umhüllende horizontal, so ist die Zugfestigkeit gleich der Hauptspannungsdifferenz. - Der Anteil der Zugfestigkeit an der gesamten Festigkeit steigt also mit dem von aussen wirkenden allseitigen Druck. Die Zugfestigkeit wirkt ebenfalls allseitig. Deshalb ist es einleuchtend, dass beim horizontalen Verlauf der Bruchkurve, d. h. beim flüssigkeitsähnlichen Zustand, nur noch allseitige Festigkeitsanteile (Aussendruck und Zugfestigkeit) vorhanden sind. - Eine weitere Feststellung zeigte, dass die Zugfestigkeit nicht nur mit dem allseitigen Druck steigt, sondern direkt von ihm abhängt. Dabei ist nur der augenblickliche allseitige Druck massgebend und die Geschichte hat keinen Einfluss. Die Zugfestigkeit und der allseitige Druck umfassen also die Kraftwirkungen für die Gesamtprobe, welche für die Einzelteilchen mit AK bezeichnet wurden.

Neben dem allseitigen Druck und der Zugfestigkeit ist noch ein weiterer Festigkeitsanteil vorhanden, der dem Teil der Belastung entgegengesetzt ist, der nur in einer Axe wirkt. Dieser Anteil wird als Axial-Festigkeit bezeichnet. - Vorher ist gezeigt worden, dass die Mohr'sche Umhüllende zwischen den zwei festen Grenzen (Nullpunkt/Horizontale) je nach Geschichte verschieden verläuft. Nachdem aber die Zugfestigkeit für einen bestimmten allseitigen Druck gleich ist, müssen die Gesamtfestigkeitsunterschiede auf Unterschieden der Axialfestigkeit beruhen. - Das heisst, die Axialfestigkeit enthält die aus der Belastungsvorgeschichte herrührenden Einflüsse. Die Axial-

festigkeit hängt somit vom allseitigen Druck ab, der einmal vorhanden gewesen ist ; sie umfasst also die Kraftwirkungen für die Gesamtprobe, welche für die Einzelteilen mit IK bezeichnet wurden.

Die Gesamtfestigkeit setzt sich demnach zusammen : aus dem allseitigen Druck, der Zugfestigkeit (vom allseitigen Druck abhängig) und der Axialfestigkeit (vom einmal vorhanden gewesenen allseitigen Druck abhängig). (Zur Kontrolle werden alle Festigkeitsanteile für sich und die Gesamtfestigkeit gemessen.) - Diese Abhängigkeit vom allseitigen Druck beruht auf zwei Wirkungen. Einmal verkleinert er die Abstände und andererseits deformiert er die gebundenen Wasserschichten, was beides Einflüsse auf die zwischen den Körnern vorhandenen Kräfte hat. -

Aehnlich wie mit der Mohr-Coulomb'schen Scherfestigkeitsaufteilung lässt sich die Festigkeit mit der neuen Methode aufteilen. Es ist nun aber wesentlich, dass die einzelnen Teile mit ganz bestimmten Eigenschaften des Materialaufbaues verbunden sind. Das anfänglich angestrebte Ziel konnte erreicht werden : Zwei Faktoren erfassen das Material und die Wirkungen der Umgebung (allseitiger Druck und Zugfestigkeit), der dritte Faktor erfasst die Einflüsse der Geschichte. Auf diese Weise kann die Festigkeit eines beliebigen Materials dargestellt werden, indem z.B. die Wirkungen der Umgebung physikalischer Natur (reiner Druck) oder physikalisch-chemischer Natur (Kräfte infolge Abbinden) sein können. -

1.4.5

Zum Abschluss der Arbeit wurden die Untersuchungen der dynamischen Scherfestigkeit von Halter [2] ergänzt, indem Wechselbeanspruchungen im Bereich des statischen Bruches aufgebracht wurden. Es wird bestätigt, dass die dynamische Scherfestigkeit von den Amplituden abhängt. Nach Ueberwindung der Zugfestigkeit verliert die Probe unter Wechselbeanspruchung ihren Zusammenhalt vollständig. Eine Wiedererlangung der Festigkeit ist möglich, hängt aber vom Konsolidationsgrad ab. Eine Festigkeitserhöhung durch Wechsellast ist auch im gebrochenen Bereich nur bei Wasserzug möglich.

1.5. Versuchsdurchführung

Um die Anzahl der die Festigkeit beeinflussenden Grössen möglichst gering zu halten, wurde ein einfaches Material-System gesucht. Die sogenannten geschichtlichen Einflüsse, d.h. Wirkungen vorheriger Belastungen, konnten durch Verwendung eines oberhalb der Fliessgrenze aufbereiteten Boden-Wassersystemes ausgeschaltet werden. Eine dritte Phase (Luft) neben Boden und Wasser kann nur durch einen zusätzlichen Energieaufwand in das System gebracht werden. Ebenso ist eine störungsfreie Lagerung der Teile bei einem Wassergehalt unterhalb der Fliessgrenze unmöglich. Sobald solche zusätzlichen Kräfte einwirken, bilden sich künstliche Lagerungsformen, die einer allgemein gültigen Anwendung der Versuche abträglich sind.

Eine Kontrolle für den gewünschten gleichmässigen - in störungsfreier Lagerung entstandenen - Probenaufbau bildet der Schrumpfvorgang: Wird aus einer Bodenprobe Wasser entfernt, so nimmt deren Volumen bis zu einer bestimmten Grösse stark ab und verringert sich nachher nur noch wenig; zugleich findet der Uebergang in den ungesättigten Zustand statt. Der Wassergehalt an diesem Punkt wird als Schrumpfgrenze bezeichnet. Ist nun die Lagerung gestört, so schrumpft die Probe nicht gleichmässig, sondern es bilden sich Trennschichten (siehe Abb. 2.2. und 2.3., Seite 48). - Selbstverständlich wäre es noch besser, direkt den Einfluss einer Störung auf die Festigkeit messen zu können. Dies ist aber wegen der zu groben Messinstrumente nicht möglich. Andererseits hat Haefeli [20] gezeigt, dass die Trennschichten beim Schrumpfen ein gutes Mass für die Festigkeit bilden.

Die Störung der Lagerung führt die verstreuten Einzelteile in geschlossene Folien über mit einem vorwiegend zweidimensionalen Verhalten. Bei einer Störung durch das vorerwähnte Auftreten einer zusätzlichen Luftphase im System oder das Aufbereiten unterhalb Fliessgrenze, wird das zweidimensionale Verhalten nur durch Schrumpfen sichtbar. Dagegen gibt es Erscheinungen, die diese Folien wesentlich deutlicher werden lassen, und vom ersten Auftreten der Störung an sich bemerkbar machen. Dazu gehört z.B. die Eislinnenbildung oder die Schieferbildung metamorpher Gesteine bei Umlagerung unter hohen Drücken.

All die mehr oder weniger offensichtlichen Materialbeeinflussungen (wie z.B. Luft einschlüsse, Aufbereitungsunterschiede) machen deutlich, wie schwierig es ist, die

Versuchsergebnisse eindeutig auszulegen. Die der Arbeit zugrunde liegenden Versuche wurden deshalb an möglichst einfachen Boden-Wassersystemen ausgeführt. In Kap. 2 wird näher erläutert, welches Material verwendet wurde und wie die Proben aufbereitet wurden. Im selben Kapitel werden auch die Versuchseinrichtungen beschrieben, und es werden die zu beachtenden Fehlerquellen erwähnt.

1.6. Kurze Beschreibung der Arbeit

Während in 1.4. "der Aufbau der Festigkeit - Resultat der Arbeit" die den Untersuchungen zugrunde liegende Idee und die Gedankenentwicklungen dargestellt wurden, soll hier vor allem die ausgeführte Versuchsarbeit und ihre Folgerungen beschrieben werden.

Die in der nun folgenden kurzen Beschreibung aufgeführten Resultate und Erkenntnisse werden dann in den Kapiteln 3 bis 7, d.h. dem Hauptteil der Arbeit ausführlich begründet. Die Beschreibung ist deshalb in gleicher Weise (1.6.3 bis 1.6.7) wie die Kapitel des Hauptteils gegliedert, so dass für jedes in der Beschreibung gegebene Resultat die Begründung mit den zugehörigen Versuchen und Ueberlegungen im entsprechenden Kapitel nachgeschlagen werden kann.

1.6.3 Bestimmung von Materialeigenschaften mit dem Schrumpfvorgang

Das Hauptgewicht in diesem Kapitel liegt darin, eine Verbindung zwischen dem strukturellen Aufbau und dem Wassergehalt eines Bodens zu finden. Kräftemässige Wirkungen werden hier nur am Rande betrachtet. Die Schrumpfgrenze wurde schon in 1.5. definiert: Der Wassergehalt w_s = "Schrumpfgrenze" wird mit der Aenderung des Volumenverhaltens und mit dem Uebergang vom gesättigten in den ungesättigten Bereich - einer typisch strukturell bedingten Erscheinung - in Zusammenhang gebracht. - In der Arbeit wurde nun aber nicht nur die Schrumpfgrenze, sondern auch der ganze übrige Vorgang beim Wasserentzug, d.h. der sog. Schrumpfvorgang betrachtet, was wesentlich aufschlussreicher ist. In Abb. 3.1.a (Seite 68) ist dieser Vorgang schematisch für bindige und nicht bindige Böden aufgetragen, wobei als kennzeichnend für die Struktur das Volumen pro gr. Festsubstanz gewählt wurde.

Aus dieser Darstellung ergeben sich folgende beachtenswerte Tatsachen: Bei bindigen Böden können Wassergehalt und Volumen pro gr. Festsubstanz auch innerhalb des gesättigten Bereiches zunehmen; d. h. nachdem die Hohlräume gefüllt sind - Sättigung - tritt weiter Wasser zu, das dann - um Platz zu finden - die Festteile auseinander treibt, ohne dass der Zusammenhang der Probe dadurch verloren geht. Bei einem nicht bindigen Boden ist dies nicht möglich. Sobald die Probe gesättigt ist, tritt weiteres zugefügtes Wasser aus dem Material aus, und das Volumen der Probe bleibt erhalten. - Es ist somit möglich, mit dem Schrumpfvorgang eine erste Materialklassifikation vorzunehmen: Dem zu untersuchenden Material wird Wasser beigegeben, bis es aus der Probenoberfläche austritt, und hernach durch Trocknung wieder entzogen; handelt es sich um nicht bindiges Material, so bleibt das Volumen während des ganzen Geschehens konstant.

Im gesättigten Bereich ist die Veränderung des Porenvolumens gleich der Änderung der Wassermenge. Der Abschnitt 1 in Abb. 3. 1. b (Seite 70) stellt dieses lineare Verhalten dar. - Darauf folgt der Uebergang in den ungesättigten Bereich, der allmählich vor sich geht - nicht in der ganzen Probe gleichzeitig - und deshalb gekrümmt dargestellt wird. - Als letztes folgt Abschnitt 2, wo das Porenvolumen und der Wassergehalt sich nicht mehr gleich stark verändern, sondern das Porenvolumen nur noch schwach abnimmt, während der Wassergehalt gegen Null sinkt.

Wird der Schrumpfvorgang - dargestellt gemäss Abb. 3. 1. b (Seite 70) - von verschiedenen Materialien verfolgt, so zeigen sich deutliche Unterschiede. Die relative und absolute Länge der einzelnen Abschnitte sowie deren Steilheit sind stark verschieden. Es liegt daher nahe, diese Unterschiede im Sinne einer Klassifikation zu benutzen:

Diese Klassifikation bringt die Struktur - ausgedrückt durch das Volumen der Probe und deren Wassergehalt - mit den Eigenschaften der Einzelteile, d. h. den Mineraleigenschaften, in Zusammenhang. (Da im nächsten Kapitel dann eine für die Struktur repräsentative Grösse mit der Scherfestigkeit in Verbindung gebracht wird, kann darauf von den Mineraleigenschaften über die Struktur auf die Scherfestigkeit geschlossen werden). - Die Mineraleigenschaften bindiger Böden beeinflussen vor allem die um den Einzelteil befindlichen Wasserschichten. Es kann nämlich mit dem Schrumpfvorgang festgestellt werden, dass im Boden-Wassergemisch deutlich ver-

schiedene Eigenschaften der Wasserschichten vorhanden sind. Diese Wasserschichten wiederum bewirken einen bestimmten Strukturaufbau (Volumen und Wassergehalt). Es können verschiedene Wassertypen *) unterschieden werden, nämlich :

1. Völlig frei bewegliches Wasser, das von den Teilchen nicht mehr beeinflusst ist. Der Wassergehalt liegt über der Fließgrenze, und die Wasserabnahme hat noch keinen linearen Zusammenhang mit der Probenvolumenabnahme. Das heisst, die Schrumpfkurve verläuft gekrümmt, bevor sie in den eigentlichen Abschnitt 1 übergeht.
2. Wasser mit geringer Bindung, das die plastische Wirkung verursacht, d. h. beim Trocknen von der Fließgrenze bis zur Ausrollgrenze wird dieses Wasser geringer Bindung entfernt. Dem plastischen Zustand entsprechend ist dieser Wassertyp in Wechselwirkung mit allen umliegenden bindigen Teilchen, so dass der Boden ständig eindeutig zusammenhält. Umgekehrt lässt es sich aber noch nicht mit dem normalen Konsolidations- oder Lufttrocknungsvorgang entfernen. Die vom Wasser auf die Teilchen und umgekehrt wirkenden Bindekräfte werden noch von der Schwerkraft überwogen, so dass keine ungesättigten Poren entstehen können. In der Schrumpfkurve entspricht der Entfernung dieser Schicht der geradlinige Teil des Abschnittes 1. Dieser geradlinige Teil bedeutet nämlich eine Abnahme von Probenvolumen und Wassermenge um gleich grosse Werte, was nur im gesättigten Zustand zutrifft.
3. Wasser mittlerer Bindung, das den Hauptanteil des bei Ausrollgrenze in der Probe vorhandenen Wassers ausmacht. Es gehört wohl eindeutig zu einem Teilchen, ist

*) Im vorliegenden Abschnitt der Beschreibung werden verschiedene, das Wasser betreffende Begriffe verwendet, die hier kurz erklärt werden sollen : Wasserschichten oder Wassertypen sind die konzentrisch um die Einzelteilchen liegenden Wasserhüllen, die verschieden stark gebunden sind. Diese Hüllen sind nicht gleichmässig dick, sondern je nach Form des Einzelteils und Abstand des Nachbarteilchens von ungleichmässiger Stärke. - In einem Haufwerk von Einzelteilchen gibt es grössere Hohlräume - die Poren - und andere Stellen, wo die Teilchen sich berühren oder sehr nahe beieinander liegen. (Das in den Poren befindliche Wasser wird als "Porenwasser" bezeichnet, das zwischen nahe aneinander liegenden Stellen befindliche Wasser wird "Zwischenschichtenwasser" oder "zwischen den Teilchen befindliches Wasser" genannt, gemäss Definition S. 16).

aber von den umliegenden Teilchen noch beeinflusst. Diese Wasserschicht bildet nicht eine gleichmässige Hülle um das betreffende Teilchen, sondern nimmt je nach Kornabständen mehr oder weniger Raum ein, so dass es im Grenzfall in der Lage ist, die Probe zu sättigen. Die Entfernung dieser Schicht erfordert bereits einen erhöhten Energieaufwand, und das dabei vor sich gehende Schrumpfen ist komplizierter: Teilweise gehen die Poren in den ungesättigten Zustand über, teilweise fliesst Wasser zwischen den Teilchen weg, ohne wasserleere Hohlräume entstehen zu lassen. Da der erste Vorgang ohne Volumenänderung der Gesamtprobe, der zweite aber mit einer solchen vor sich geht, entsteht das gekrümmte Uebergangsstück im Schrumpfdiagramm.

4. Wasser mit stärkerer Bindung.

Auch diese Schicht ist nicht mehr regelmässig, sondern bei kleinen Kornabständen dünner als in den grossen Poren. Um nicht in die grossen Poren abgedrängt zu werden, muss das Wasser an den dünneren Schichtstellen stärker gebunden sein. Dieses stärker gebundene Wasser kann nur mit entsprechend höherer Energie (Trocknung mit 110° C während 12 h) entfernt werden. Die Wegnahme von Wasser zwischen den Körnern beeinflusst das Volumen der Gesamtprobe, während das Wasser aus den Poren ohne Wirkung auf das Gesamtprobenvolumen entfernt werden kann. Diese beiden Vorgänge treten nur kombiniert auf und bilden den geradlinigen Abschnitt 2 des Schrumpfdiagrammes.

Dieser Abschnitt 2 ermöglicht eine Klassifikation der Bodenteilchen. Der volumenabhängige Teil des Schrumpfvorganges im Abschnitt 2, d.h. das Entfernen von zwischen den Teilen liegenden Schichten beeinflusst die Neigung des Abschnittes 2. Je grösser der Anteil des zwischen den Teilchen liegenden Wassers - sog. Zwischenschichtenwasser - am totalen noch vorhandenen Wasser ist, desto stärker ist die Neigung des Abschnittes 2 des Schrumpfdiagrammes. Dieser Teil des Schrumpfens, der absolut gesehen klein ist, wird als Nachschrumpfen bezeichnet.

Es zeigt sich nun, dass die gleichen Böden einen hohen Anteil Zwischenschichtenwasser aufweisen, bei denen auch hohe Aktivitäten a (nach Skempton [17]), auftreten. - Ein Vergleich ergibt einen linearen Zusammenhang zwischen Aktivität und dem beim Nachschrumpfen entfernten Wasservolumen. Die Aktivität ist also das Mass für die von den Teilchen ausgehenden Bindekräfte, welche die Wasserschichten an die Teilchen binden.

Diese Bindekräfte betreffen selbstverständlich nicht nur das Wasser der 4. Schicht, sondern alles unter dem Einfluss der Teilchen stehende Wasser. - Ueberhaupt ist die Unterteilung in Schichten mehr ein Hilfsmittel bei der Behandlung von Boden-Wassergemischen, um eine Verbindung zu bisher bekannten Grenzen herzustellen (Fließ-, Ausrollgrenze), während in Wirklichkeit ein kontinuierlicher Uebergang stattfinden wird.

Nachdem die Aktivität, oder besser, das Nachschrumpfen eindeutig von den Bindekräften abhängige Werte - Volumen der gebundenen Schichten - ergibt, kann auch die Grösse der Bindekräfte ermittelt werden. Durch Messung des Energieaufwandes, der zum Entfernen eines bestimmten Volumens benötigt wird, kann die Kraft bestimmt werden. Das Nachschrumpfen erlaubt also nicht nur eine qualitative Klassifizierung der Böden durch Vergleich der verschiedenen Wasserschicht - Volumen, sondern eine quantitative Angabe über die von den Einzelteilchen der Böden ausgehenden Kräfte.

Neben dieser ersten Klassifizierung anhand der Aktivitäten kann mit dem Schrumpfvorgang noch mehr gefunden werden: Für das Verhalten in der Natur ist nicht nur die Aktivität der einzelnen bindigen (tonigen) Teilchen massgebend, sondern auch deren mengenmässiger Anteil im Boden. Dies kann durch den Vergleich zwischen Ausroll- und Schrumpfgrenze ebenfalls aufgedeckt werden. Die Ausrollgrenze bestimmt den Wassergehalt, bei dem Korngruppen von angenommener Grösse nur noch im Innern der Gruppen Wasser enthalten, zwischen den einzelnen Gruppen aber kein Wasser vorhanden ist. Zudem können einmal unterbrochene Bindungen nicht mehr durch blosses Zusammenfügen wieder hergestellt werden..-

Es ergibt sich dann: Liegt die Ausrollgrenze über der Schrumpfgrenze, so ist das Material sehr aktiv und enthält viele aktive Teilchen. - Sind die beiden Grenzen etwa gleich, so handelt es sich um normale, bindige Böden mit Aktivitäten um 1 herum und einem Anteil aktiver Teilchen bis max. 50%. - Die Ausrollgrenze ist tiefer als die Schrumpfgrenze, wenn das Material wenige (unter 5%) aber sehr aktive oder sehr viele (über 80%) schwach aktive ($a < 0,5$) Teile enthält.

Neben dieser ziemlich weitgehenden Klassifizierung erlaubt der Schrumpfvorgang auch strukturempfindliche Materialien auszuscheiden. Dazu dient die Betrachtung des Uebergangsstückes U im Schrumpfdiagramm. Auch das in diesem Teil des Schrumpfung entfernte Wasservolumen steht in linearem Zusammenhang mit der Aktivität,

da ja für alles im Boden gebundene Wasser die gleichen Bindekräfte massgebend sind. Deshalb ist das Kurvenstück U umso schärfer - d. h. das entfernte Wasservolumen umso kleiner - je niedriger die Aktivität ist. - Von diesem proportionalen Verhalten weichen die strukturempfindlichen Böden ab, indem wesentlich mehr Wasser entfernt wird als der Aktivität entspricht. Ca CO₂ weist eine wesentlich flachere Uebergangskurve U auf, als der Aktivität $a \sim 1$ entsprechen würde. Wie gezeigt werden kann, beruht dies darauf, dass bei strukturempfindlichen Böden das Zwischenschichtenwasser nur aus fester gebundenen Wasserschichten besteht, während das locker gebundene Wasser nur im Poreninnern vorkommt. Beim Schrumpfen wird dieses locker gebundene Wasser zuerst entfernt, was wegen der Lage im Poreninnern im wesentlichen ohne Volumenänderungen vor sich geht - deshalb tritt der volumenunabhängige Schrumpfvorgang bei strukturempfindlichen Böden früher ein als der Aktivität entsprechen würde (U ist flacher).

Die charakteristische Uebergangskurve U erlaubt auch die Unterscheidung der nicht aufbaubaren und der wieder aufbaubaren strukturempfindlichen Böden. Nicht aufbaubare strukturempfindliche Böden wie z. B. Seekreide enthalten im Innern des Teilchengerüsts Tonteilchen, die bei einer Störung zwischen die andern Teilchen geraten und einen Wiederaufbau des ursprünglichen Gerüsts verhindern. Diese Tonteilchen sind von Wasserschichten aller Bindungen umgeben. Der Schrumpfvorgang bei gestörten strukturempfindlichen Böden weist wegen dieser Tonteilchen den gleichen Verlauf wie normal bindige Böden auf, d. h. die Uebergangskurve U entspricht der Aktivität. Dagegen enthalten wieder aufbaubare strukturempfindliche Böden keine solchen Tonteilchen und weisen damit auch nach einer Störung den typischen Schrumpfvorgang strukturempfindlicher Böden auf, d. h. die Uebergangskurve U ist ausgedehnter als es der Aktivität entspricht. -

1.6.4 Zusammenhang zwischen Scherfestigkeit und Struktur

Mit dem Schrumpfvorgang konnte ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den Bindekräften und den Wasserschichten nachgewiesen werden. Nun sind die Bindekräfte massgebend für die Scherfestigkeit eines Materials und die Wasserschichten für die Struktur desselben. Es sollte demnach möglich sein, zwischen Scherfestigkeit und Struktur eine direkte Beziehung zu finden. Während die Scherfestigkeit d. h. Bruchspannung auf

verschiedenste Weise gemessen werden kann, ist es schwierig, eine für die Struktur repräsentative Grösse zu finden. - Schon früh wurde aber der Wassergehalt bei gesättigten Böden mit der Scherfestigkeit in Beziehung gesetzt, wobei schon ziemlich weitgehende Abhängigkeiten gefunden werden konnten. - Bei gesättigten Böden kann der Wassergehalt durch die Porenziffer e als für die Struktur massgebende Grösse ersetzt werden. Die Porenziffer e ist von den Abständen der Einzelteilchen abhängig und die Abstände wiederum von den Wasserschichten, so dass e repräsentativ für die Struktur ist.

Die ursprünglichen Versuche über den Zusammenhang Scherfestigkeit - Wassergehalt erlauben eine Unterteilung in nicht bindige und bindige Böden vorzunehmen. Wie schon die Versuche von Johansson [8] zeigen, haben bindige und nicht bindige Böden charakteristische Kurvenverläufe, wenn die Beziehung $\tau_f - w$ im linearen Masstab dargestellt wird.

Bei nicht bindigen Böden nimmt die Festigkeit mit steigendem Wassergehalt zu oder bleibt von Anfang an annähernd konstant, um dann bei vollständiger Sättigung plötzlich bis auf Null abzusinken. (Abb. 4.2. und 4.3., Seite 89).

(Die zwei verschiedenen Varianten vor dem Sättigungspunkt sagen aus, ob es sich um einen reinen *) nicht bindigen Boden handelt - steigende Festigkeit bei steigendem Wassergehalt - oder ob bereits Feinanteile einen Einfluss haben - ungefähr gleichbleibende Festigkeit bei steigendem Wassergehalt.)

Bei bindigen Böden (Abb. 4.2. und 4.3., Seite 89) sinkt die Festigkeit von einem hohen Wert aus mit steigendem Wassergehalt. Das Absinken geht im ungesättigten Bereich längs einer logarithmischen Kurve vor sich, die mit einem Unstetigkeitspunkt bei Sättigung in eine zweite logarithmische Kurve im gesättigten Bereich übergeht. Bei

*) Bei reinen nicht bindigen Böden spielt nur das Korngefüge eine Rolle. So steigt die Scherfestigkeit bei gleichem Wassergehalt (im ungesättigten Bereich), wenn die Korngrösse abnimmt, sowie bei nicht kugeligen Kornformen. Handelt es sich um einen gleichförmig aufgebauten Boden, so sinkt die Festigkeit bei Sättigung plötzlich ab, während ungleichförmige Böden nach der Sättigung mit steigendem Wassergehalt allmählich ihre Festigkeit verlieren. Somit kann das $\tau_f - w$ - Verhalten reiner, nicht bindiger Böden Aussagen liefern über Form und Grösse der Einzelkörner, sowie die Kornverteilung des Gesamtgefüges. (Siehe auch Fussnote Seite 14).

hohen Wassergehalten nähert sich die Scherfestigkeit dann asymptotisch dem Nullwert. - Der Verlauf im gesättigten Bereich liefert alle für den Materialaufbau wesentlichen Aussagen. Wie auf Seite 14 gesagt, wird die Beziehung τ_f - e für die Untersuchung gewählt und für verschiedene Böden im doppelt logarithmischen Masstab dargestellt, so dass die logarithmischen Kurven zu Geraden werden. -

Die in Abb. 4.5. (Seite 95) gezeichneten Geraden stammen von Bodenuntersuchungen, die zum Teil selbst durchgeführt wurden, zum grössten Teil bekannten Scherfestigkeitsuntersuchungen der Literatur entnommen sind. Damit ist es möglich, weitestgehende Aussagen über bindige Böden zu machen.

Die Geraden der Beziehung τ_f - e bilden zwei Parallelscharen. Somit ist jede Gerade durch einen Lageparameter und einen Neigungsparameter bestimmt. Wie die Untersuchungen zeigen, repräsentiert der Lageparameter die Materialeigenschaften gemäss Unterschieden der Bestandteile und der Neigungsparameter die Materialeigenschaften gemäss Unterschieden der Geschichte.

Die Wirkung der Bestandteilsunterschiede auf die Lage der Geraden wird an der Parallelschar mit Neigung I (Abb. 4.5., Seite 95) untersucht: - Die Geraden in Abb. 4.5. liegen umso weiter rechts, je höher der Plastizitätsindex ist. Der Plastizitätsindex fasst die zwei Grössen - Aktivität und Anzahl bindiger Teilchen - zusammen: $I_p = a \cdot r$. Wie in Kap. 3 gezeigt wurde, ist a (Aktivität) ein Mass für die Bindungsstärke des Einzelteilchens. Somit gibt I_p ein Mass für die totale Bindungsstärke eines Materials. Abb. 4.5. zeigt denn auch: bei gleicher Porenziffer - Hohlraumgehalt - nimmt die Scherfestigkeit mit dem Plastizitätsindex zu. - Eine genauere Betrachtung zeigt nun aber, dass die Scherfestigkeit nicht linear vom Plastizitätsindex abhängt, sondern, dass eine der beiden Grössen a und r eine verstärkte Wirkung hat. Die Beziehung τ_f - e lässt sich dann in der Form $\tau_f = C_1 \cdot \frac{1}{e^n} \cdot a \cdot r^3$ schreiben, wobei $C_1 = \text{konstant}$, $e = \text{Porenziffer}$, $a = \text{Aktivität nach Skempton}$, $r = \text{Anzahl aktiver (bindiger) Teilchen}$ ist. Die Zahl bindiger Teilchen spielt gegenüber der Aktivität des Einzelteilchens eine weit überragende Rolle.

Eine weitere Betrachtung bezieht sich auf die Porenziffer bei der Schrumpfgrenze, diese folgen dem Gesetz $e = C_2 \cdot \left(\frac{r}{a}\right)^m$, d.h. je aktiver desto kleiner der Hohlraumgehalt, je mehr bindige Teilchen desto höher der Hohlraumgehalt. Dies passt

gut in die bisherigen Vorstellungen hinein: je kräftiger die gegenseitige Anziehung ist, desto näher die Anlagerung - je mehr bindige Teilchen, desto mehr gebundenes Wasser und damit Hohlräume sind vorhanden. - Einzig bei strukturempfindlichen Böden gilt das erwähnte Gesetz für die Porenziffer bei Schrumpfgrenze nicht, da die gegenseitige Anlagerung auch bei relativ schwacher Anziehung vorhanden ist. Deshalb können strukturempfindliche Böden anhand der Abweichung von obigem Gesetz erkannt werden.

Die Unterschiede in der Geschichte eines Materials erzeugen verschiedene Neigungen der $\tau_f - e$ -Geraden. Ist ein Material normalkonsolidiert, so nimmt es die Neigung I (Abb. 4. 5., Seite 95) ein, ist es überkonsolidiert, die Neigung II. Strukturempfindliche Böden liegen auf Geraden der Neigung I. - Es ist nun interessant zu sehen, dass nicht nur die eigentliche Ueberkonsolidation - Belastung und anschliessend teilweise Entlastung - den Uebergang zu Neigung II verursacht. Bei den zahlreichen aus der Literatur ausgewählten Versuchen konnten verschiedene Aufbereitungsarten erkannt werden, die denselben Einfluss ausüben (z. B. sind die unterhalb Fließgrenze aufbereiteten Versuche von Bjerrum [10] deutlich "überkonsolidiert", die bei Fließgrenze aufbereiteten normalkonsolidiert). - Die spannungsmässige Geschichte, die einem Material zu eigen ist, übt somit dieselbe Wirkung aus, gleichgültig wie sie sich abgespielt hat. Dies kann auch unter einem anderen Gesichtspunkt betrachtet werden:

In Abb. 4. 8. (Seite 105) ist das Verhalten der Porenziffer bei zunehmendem allseitigen Druck für Normalkonsolidation und Wiederbelastungen aufgezeichnet. Dabei zeigt es sich, dass einer bestimmten Porenziffer ein bestimmter allseitiger Druck bei Normalkonsolidation zugehört, aber bei Ueberkonsolidation verschiedene allseitige Drücke dieser Porenziffer zugehören. Da Porenziffer und Scherfestigkeit eine feste Beziehung zueinander haben, gehören bei Ueberkonsolidation verschiedene allseitige Drücke zu einer bestimmten Scherfestigkeit. - Der allseitige Druck bewirkt nämlich eine bestimmte bleibende Deformation der Teilchen. Die Bindekraft der Teilchen ist umso höher, je grösser diese Deformation ist, d. h. je höher der einmal vorhanden gewesene Druck war. Diese vom ehemals wirkenden Druck abhängige Bindekraft und der momentan wirkende allseitige Druck zusammen erzeugen die Scherfestigkeit. Es gibt beliebig viele Kombinationen von ehemaligem und aktuellem allseitigen Druck, die die gleiche Scherfestigkeit erzeugen, d. h. bei Ueberkonsolidation können beliebige Aussendrucke einer bestimmten Scherfestigkeit zugehören.

Wie schon gesagt, kann die Ueberkonsolidation auf verschiedenen ehemaligen Spannungseinwirkungen beruhen. Dies betrifft auch die sog. äquivalent überkonsolidierten Böden. Huder [12] verwendet diesen Ausdruck für Böden, die nur erstbelastet sind, aber Eigenschaften wie überkonsolidierte aufweisen. Bei diesen Böden verursacht ein anderer ehemaliger Spannungszustand (z.B. Aufbereitung, Sedimentation) die Ueberkonsolidations-Erscheinungen.

Die beiden zu einem Material gehörigen τ_f -e -Geraden kreuzen sich. Dies bedeutet, dass die Scherfestigkeit eines normalkonsolidierten Materials je nach Porenziffer kleiner, gleich oder grösser als die Festigkeit des überkonsolidierten Materials ist. Mit Hilfe der für Abb. 4. 8. Seite (105) angestellten Ueberlegungen lässt sich dies erklären: - Die ehemals höhere Belastung überkonsolidierter Böden erzeugt wohl bleibende Deformationen - ein Teil derselben bildet sich aber zurück. Somit sind dann auch die Bindekräfte schwächer und vermögen zusammen mit dem noch verbleibenden momentanen Aussendruck nicht die gleiche Scherfestigkeit zu erzeugen, wie sie ein normalkonsolidierter Boden gleicher Porenziffer besitzt. - Von einer bestimmten Porenziffer an erzeugt der Aussendruck aber die Bildung von Teilchengruppen, die auch bei Rückgang des Aussendruckes erhalten bleiben. Damit bleibt auch die Bindekraft erhalten und die Scherfestigkeit im überkonsolidierten Fall liegt über derjenigen des normalkonsolidierten Falles. - Diese Gruppenbildung wurde auch schon bei anderen Erscheinungen beobachtet. So bestimmt der Begriff Dilatanz die Wassergehalte bei denen getrennte Bindungen durch blosses Zusammenfügen nicht wiederhergestellt werden können. Das heisst, dass die Bindungen ermöglichende Wasser im Innern von Teilchengruppen konzentriert und fehlt an der Oberfläche dieser Gruppen. Das Auftreten der Dilatanz beginnt dieser Definition gemäss bei Ausrollgrenze und hat die gleiche Ursache wie der Scherfestigkeitswechsel (von normal- zu überkonsolidiert), nämlich die Gruppenbildung.

Strukturempfindliche Böden haben nur die τ_f -e -Gerade der Neigung I des normalkonsolidierten Falles. Bei diesen Böden berühren sich die Teilchen schon bei höchsten Wassergehalten mit ihren stark gebundenen Wasserschichten. Die Bindekräfte haben deshalb überragende Bedeutung und für eine bestimmte Porenziffer besteht deshalb nur eine Scherfestigkeit, sofern die Ablagerung gleich erfolgt ist. Wegen der ständigen Berührung stark gebundener Schichten hat die Ablagerung eine entscheidende Bedeutung:

Sie bestimmt das τ_f - e -Verhalten, dieses bleibt dann aber unabhängig von allen späteren Spannungsänderungen, wie Versuche in Kap. 4 bestätigen.

Bei Betrachtung von Abb. 4.5. (Seite 95) fällt ein einziges Material auf, das ein abweichendes τ_f - e -Verhalten in Form einer Kurve aufweist: - Es handelt sich um Bentonit, der bei hohen Porenziffern noch Scherfestigkeitswerte besitzt, die gegenüber dem gesetzmässigen Zusammenhang τ_f - e weit überhöht sind. - Dies beruht darauf, dass bei Bentonit grosse Anteile des Wassers im Innern der Teilchen eingelagert werden. Da nur die zwischen den Teilchen liegenden Wasserschichten die Scherfestigkeit beeinflussen, haben die im Innern eingelagerten Wassermengen keine Wirkung - die Scherfestigkeit ist gegenüber der gesamten im Material enthaltenen Wassermenge (ausgedrückt durch die Porenziffer) überhöht. - Dies gilt aber nur bei statischer, stetig und langsam zunehmender Last. Bei dynamischen Einflüssen strömt das Wasser aus dem Innern der Teilchen zwischen diese und erniedrigt die Scherfestigkeit auf den Wert, der der normalen - geradlinigen - τ_f - e -Beziehung entspricht.

Dieser Unterschied der Scherfestigkeit je nach Art der Beanspruchung ist eine Eigenschaft thixotroper Böden, die somit auch im τ_f - e -Diagramm erkannt werden können.

Die Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Porenziffer (bzw. Wassergehalt) erlaubt es also, wie die soeben aufgeführte Zusammenfassung von Kapitel 4 gezeigt hat, weitere Grössen zu erkennen, die am Aufbau der Festigkeit teilhaben. Es sind dies - neben den schon aus 1.6.3 (d.h. Kap. 3) bekannten Eigenschaften der Einzelteilchen - die Wirkungen der Materialgeschichte, d.h. die Art der Ablagerung und der darauf folgenden Spannungseinflüsse. Nachdem also im vorhergehenden Abschnitt 1.6.3 (d.h. Kap. 3) die Mineraleigenschaften und die Struktur verknüpft worden sind, konnte in 1.6.4 (d.h. Kap. 4) der Zusammenhang zwischen Struktur und Scherfestigkeit gefunden werden.

1.6.5 Der Spannungs-Deformationsverlauf bei statischer Beanspruchung

Es konnte - wie gesagt - nachgewiesen werden, dass die Scherfestigkeit eindeutig von der Struktur eines Materials abhängt. Dabei sind im Begriff Struktur die Wirkungen aller beteiligten Grössen zusammengefasst: Mineraleigenschaften, Form und Grösse

der Teilchen, sowie die Materialgeschichte. Zugleich wurde festgestellt, dass alle diese Grössen die Scherfestigkeit beeinflussen; ihre wertmässigen Anteile an der Scherfestigkeit sind aber noch nicht ermittelt worden. Zu dem Zweck kann die Festigkeit nicht als Ganzes betrachtet werden, sondern der ganze Spannungs-Deformationsverlauf von Belastungsanfang bis zum Bruch muss untersucht werden.

Vorerst wurde der Spannungs-Deformationsverlauf unter statischer Belastung an verschiedenen Einzelproben untersucht, bevor dann zur Betrachtung ganzer Probenreihen übergegangen werden konnte. Der Spannungs-Deformationsverlauf wurde in einem vom Casagrande'schen Vektorkurvenbild abgeleiteten Verfahren dargestellt: im sog. DS (Deviator, eff. Seitendruck) Diagramm, das von Halter [2] entwickelt wurde *).

In Abb. 5. 2. (Seite 117) sind einige DS-Diagramme aufgezeichnet, die von verschiedenen Materialien und innerhalb derselben von verschieden beanspruchten Böden stammen. Um die Beziehung zwischen Materialeigenschaften - entstanden aus Einzelteileinflüssen und Spannungseinflüssen - und dem Spannungs-Deformationsverhalten besser zu sehen, wird das DS-Kurvenbild in einige typische Abschnitte gegliedert (Abb. 5. 3., Seite 120). Vor Eintritt des Bruches lassen sich 3 verschiedene Kurvenabschnitte feststellen.

In einem ersten Abschnitt sind die Formänderungen und die Volumenänderungen klein. Wie gezeigt werden kann, sind zu Beginn des Belastungsvorganges vor allem die zwischen den Körnern befindlichen Wasserschichten - die sog. Zwischenschichten - beansprucht. Da sich je nach Material Wasser verschiedener Bindungsstärken in diesen Schichten befindet, ist der Verlauf des ersten Kurvenabschnittes materialabhängig. - Bei Uetliberglehm und Opalit werden kleinere Vertikalspannungen mit höheren Porenwasserspannungen erreicht als bei Ca CO_3 , obwohl Ca CO_3 wesentlich höhere Wasser-

*) Wie gezeigt wird, ist dabei zu beachten, dass die abgelesenen Spannungen nicht genau den wirklich vorhandenen entsprechen. Die Spannungsmessung mit einer Umrechnung aus der Kraftmessung setzt eine Beibehaltung der Zylinderform der Probe voraus, während sich in Wirklichkeit eine Fassform oder zwei schief abgleitende Teile einstellen. Im ersten Fall tritt eine Flächenvergrösserung, im zweiten eine -verkleinerung ein, was bei bekannten Kraftgrössen eine Beeinträchtigung der Spannungsgrössen zur Folge hat. - Eine wesentliche Beobachtung zeigt auch, dass das Wasser nicht mehr inkompressibel angenommen werden darf.

gehalte aufweist. Dies bestätigt den in den vorigen Kapiteln gefundenen Aufbau der Wasserschichten : Bei Ca CO_3 ist nur fester gebundenes Wasser in den Zwischenschichten, bei den übrigen bindigen Böden ist dagegen Wasser jeder Bindung vorhanden. - Das Spannungsverhalten deutet darauf hin, dass fester gebundenes Wasser weniger kompressibel ist. Werden normale bindige Böden in einen überkonsolidierten Zustand versetzt, so bauen sich die Zwischenschichten auch vorwiegend aus fester gebundenem Wasser auf - das Spannungsverhalten ändert entsprechend (Abb. 5. 2. a, Seite 117).

Im zweiten Abschnitt des DS-Diagrammes steigen die Vertikalspannungen eher weniger an, die Porenwasserspannungen dagegen stark, wobei Formänderungen $\left(\frac{\Delta h}{h_0}\right)$ jeder Grössenordnung auftreten können. Die Zunahme der Porenwasserspannungen deutet darauf hin, dass nun bei allen Materialien das gesamte in der Probe vorhandene Wasser beansprucht wird. In diesem erhöhten Spannungsbereich ist nun auch die Kompressibilität der verschiedenen Wasserschichten ähnlich. Eine Klassifikation der verschiedenen Materialien kann beim vorliegenden zweiten Abschnitt des DS-Diagrammes anhand der verschiedenen grossen Formänderungen erfolgen :

Kleine Formänderungen deuten auf ein stabiles Gefüge hin, das entweder durch hohe äussere Kräfte oder durch hohe Bindekräfte oder durch beiderlei Kräfte nicht verschoben werden kann (z.B. hoch konsolidiertes Ca CO_3 mit kugeligen und daher nicht umlagerbaren Einzelteilen).

Bei mittleren Formänderungen sind die Verschiebungen der Einzelteile nur zum Teil behindert. - Bei hohen Porenziffern sind es vorerst wieder die Zwischenschichten, die beansprucht werden, so dass vor allem die Vertikalspannungen steigen und die Porenwasserspannungen nur wenig zunehmen. Erst von einem höheren Spannungswert an wird das gesamte Porenwasser gleichmässig beansprucht. - Bei dichter gelagerten Proben tritt diese gleichmässige Beanspruchung schon bei niedrigeren Spannungen auf. Bei dieser Beanspruchung des gesamten Porenwassers verhält sich die Probe wie ein flüssiger Körper mit eingelagerten Festteilen. Es tritt aber kein Bruch ein, da diese eingelagerten Teile durch die Bindekräfte und den Aussendruck gehalten werden und somit ihrerseits wieder das Wasser in einem Gerüst gebunden halten.

Treten dagegen grössere Formänderungen auf, so weist dies auf Veränderungen im Probeninnern ohne äussere Wirkungen hin. Dabei handelt es sich um eine Umlagerung

der ungerichteten in eine gerichtete Struktur. Gerichtete Strukturen können nur anisodiametrische Festteile einnehmen. Diese plättchen- oder stengelförmigen Teile gehen bei einer anisotropen Beanspruchung von der wirren ursprünglichen Anordnung in eine gerichtete Struktur über, was mit grossen Formänderungen verbunden ist. Während dieser Formänderungen herrscht ein flüssigkeitsähnlicher Zustand in den Umlagerungszonen, weshalb die Vertikalspannungen weniger ausgeprägt als die Porenwasserspannungen steigen.

Im dritten Abschnitt des DS-Diagrammes sind die Formänderungen $\left(\frac{\Delta h}{h_0}\right)$ immer gross. Die Porenwasserspannungen können entweder stark ansteigen, wobei die Vertikalspannungen kaum zunehmen, oder die Porenwasserspannungen bleiben konstant und sinken dann, wobei die Vertikalspannungen stark zunehmen.

Auch hier entstehen hohe Porenwasserspannungen, wenn das Gefüge weder nach innen noch nach aussen ausweichen kann, wie dies z.B. bei isodiametrischen Körnern unter hohem allseitigen Druck der Fall ist. Dabei tritt ein flüssigkeitsähnlicher Zustand ein, wenn die Lagerung sehr dicht ist. Dieser Zustand stellt bereits Bruch dar, da bei konstant gehaltener Last die Verformung unaufhaltsam in den eigentlichen Bruchabschnitt des DS-Diagramms übergeht. - Bei lockerer Lagerung und verhindertem Ausweichen sind dagegen wieder die Zwischenschichten vermehrt an der Spannungsübertragung beteiligt, die Vertikalspannung steigt dann im Abschnitt 3 des DS-Diagrammes noch an.

Ein Vertikalspannungsanstieg kann auch bei gleichbleibenden Porenwasserspannungen vermerkt werden. Hier ist die Ausdehnung wenig behindert, die Teile geraten mit den fester gebundenen Schichten in gegenseitige Berührung und die Vertikalspannungen steigen an. Dieser Mechanismus ist bei mittel konsolidiertem Ca CO_3 oder niedrig konsolidiertem Uetliberglehm festzustellen, wo die zurückhaltenden Kräfte relativ niedrig sind.

Nachdem nun mit dem Spannungs-Deformationsverhalten vor Bruch eine weitgehende Klassifikation der Materialien vorgenommen werden konnte, kann eine weitere Ergänzung hiezu im Bruchvorgang selbst gefunden werden :

Schon rein äusserlich können zwei Bruchformen unterschieden werden : - Dort wo die seitliche Ausdehnung durch hohe Aussendrucke, innere Bindekräfte gleicher

Größenordnung oder durch eine Kombination von beiden verhindert wird, bricht die Probe längs einer Fläche - Flächenbruch. Dies tritt bei hochkonsolidiertem Ca CO₃ (hohe Aussendrucke), niedrig konsolidiertem Opalit (hohe Bindekräfte), mittelkonsolidiertem Uetliberglehm (Kombination von beiden) auf. - Sind solche zurückhaltenden Kräfte nicht vorhanden, so gibt das Gefüge nach. Die Spannungen erreichen in einer ganzen Zone den Bruchwert, es entsteht der Zonenbruch.

Das in den vorgehend zusammengefassten Abschnitten von Kapitel 5 beschriebene Spannungs-Verformungs-Verhalten kann nun zum näheren Einblick in den Aufbau der Festigkeit verwendet werden. Eine Zusammenstellung ist in Abb. 5. 6. (Seite 130) vorgenommen worden. Dabei wird die Festigkeit mit der Struktur, der Aktivität, dem Tongehalt und der Lagerungsdichte in Zusammenhang gebracht. Tongehalt und Aktivität sind weiter detailliert durch die Begriffe: "Zwischenschichtenwasser", "alles Wasser", AK und IK .

AK erfasst alle durch den momentanen Aussendruck erzeugten Kräfte, also die von aussen und innen wirkenden Druckkräfte und die durch den Aussendruck beeinflussten Bindekräfte. - Dagegen erfasst IK alle Kräfte, die von einer einmal vorhanden gewesenen Belastung, welche höher als der momentane Aussendruck war, abhängen. - Diese IK und AK beeinflussen das Gefüge (Festteile und Wasser) dermassen, dass die momentane Belastung entweder vom Zwischenschichtenwasser oder von "allem Wasser" auf die Festteile übertragen wird. Je nach Material und Geschichte ist die Beeinflussung von Stufe zu Stufe des DS-Diagrammes verschieden. - Aus Abb. 5. 6. (Seite 130) kann dies, sowie nähere Angaben über die Struktur während des ganzen Belastungsvorganges, entnommen werden. Auch wird dort als weitere Möglichkeit die Anwendung auf nicht bindige, feine bis mittelkörnige Böden gezeigt.

Eine weitere Ueberlegung gilt den üblichen Bruchkriterien $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \max.$ (max. Hauptspannungsverhältnis) und $(\sigma_1 - \sigma_3) \max.$ (Deviatormaximum). Wird die Scherfestigkeit als Einzelgrösse gesucht, d. h. nur die zu einem bestimmten allseitigen Druck gehörende Scherfestigkeit soll gefunden werden, dann ist einzig das Deviatormaximum massgebend. Wird hingegen die gesamte Beziehung Scherfestigkeit - allseitiger Druck gesucht, (dargestellt durch die Mohr-Coulomb'sche Gerade unter dem eff. Reibungswinkel Φ'), dann kann eines von beiden Bruchkriterien massgebend werden. Welches in Frage kommt, hängt von den zulässigen Deformationen ab.

Auch die Form des Bruches (Zonen- oder Flächenbruch) ist beim Auftreten in der Natur von Interesse: Flächenbruch tritt ja bei hohen Aussendrücken (z.B. unter grosser Ueberlagerung) oder hohen IK (grosse ehemalige Belastung z.B. durch Verdichtung) auf, Zonenbruch erscheint bei unbehinderter Ausdehnung (geringe Ueberlagerung). Wie gezeigt wird, treten aber alle Brucharten bei ähnlichen Vertikaldeformationen auf, d.h. ein Bruch in der Natur wird überall gleichzeitig erfolgen, einzig die Bruchart hängt von der Lage im Boden ab.

Nach der Betrachtung der Einzelprobe und ihres Spannungs-Deformationsverhaltens soll nun der Festigkeitsverlauf von Probenserien untersucht werden. Es werden dabei Proben eines Materials unter verschiedenen Spannungszuständen zum Bruch gebracht. Die Spannungszustände werden im Mohr'schen Diagramm dargestellt. Die Umhüllende der Mohr'schen Kreise charakterisiert dann den Festigkeitsverlauf eines bestimmten Materials. In der Bodenmechanik wurde diese Umhüllende durch die Mohr-Coulomb'sche Gerade vereinfacht. - Die Darstellung in Abb. 5. 8. (Seite 137) zeigt nun aber einen eindeutig gekrümmten Verlauf der Umhüllenden wie er auch von Beton und Stahl bekannt ist. (Die vereinfachende Gerade ist also nur beschränkt zulässig.) Die Kurve verläuft vom Nullpunkt aus mit abnehmender Steigung gegen eine Horizontale. - Der horizontale Verlauf weist auf ein flüssigkeitsähnliches Verhalten bei hohen allseitigen Drücken hin, was durch den Aufbau eines Bodens aus Festteilen und Wasserschichten zu erklären ist. - Auch bei bindigen Materialien geht die Kurve vom Nullpunkt aus: Zu Beginn einer Ablagerung wirken nur kleinste Spannungen auf die Einzelteilchen und umgekehrt weist das Gefüge noch keinerlei Festigkeit auf. Erst durch das Gewicht der überlagerten Teile und andere Umgebungseinflüsse wird dieser Zustand geändert. (Allerdings ist eine Messung im spannungslosen Zustand nicht möglich, so dass die Versuche nie den Nullpunkt erfassen können.)

Wie schon erwähnt, wird in der Bodenmechanik der genaue Verlauf der Umhüllenden durch eine Tangente angenähert, die nur im Bereich mittlerer Spannungen gut mit der Kurve übereinstimmt. Die Tangente wird durch die Werte c' und $\text{tg } \phi'$ charakterisiert. Diese zwei Werte geben demnach nicht den wirklichen Aufbau der Festigkeit wieder, wie er aus Spannungsgeschichte, Struktur, Art und Grösse der Teilchen, sowie Art und Aufbau des Wassers folgt.

Die Neigung der Tangenten bietet aber eine weitere Klassifikationsmöglichkeit: Mit dem Mohr'schen Kreis werden die Spannungen in der Bruchebene einer prismatischen oder zylindrischen Probe im mehrdimensionalen Spannungszustand angegeben. Die Uebertragung einer Deformationsgrösse (Bruchebene) in die Spannungsdarstellung (Bruchgerade = Tangente) setzt aber ein elastisches Verhalten und isotropen Aufbau voraus, was bei Böden sicher falsch ist, so dass die gemessenen Bruchwinkel mit den Tangentenneigungen nicht übereinstimmen. - Diese Abweichungen ermöglichen nun aber eine weitere Klassifizierung. Bei Ca CO_3 zum Beispiel ist die Seitenverformung unter kleinen allseitigen Drücken grösser als es dem Spannungsanstieg entspricht; der gemessene Bruchwinkel ist daher kleiner als die Neigung der Umhüllenden. Bei Tonen unter kleinen allseitigen Drücken wird die Seitenverformung durch die innere Umlagerung etwas reduziert. Seitenverformung und Spannungsanstieg sind von ähnlicher Grösse - die beiden Winkel (gemessener Bruchwinkel und Tangentenneigung) demnach auch.

Ein weiteres interessantes Ergebnis liefert der Vergleich der Hüllkurven überkonsolidierter und normalkonsolidierter Materialien. Dabei zeigt sich, dass die Kurven in jedem Falle vom Nullpunkt aus gehen. Die überkonsolidierten Proben haben aber einen anfänglich (bei niedrigen allseitigen Drücken) steileren Kurvenverlauf; an einem bestimmten Punkt geht dann die überkonsolidierte Kurve wieder in die normalkonsolidierte über. Dieser Punkt entspricht der Vorbelastung (Ueberkonsolidationswert) der überkonsolidierten Probe. - Da ja auch überkonsolidierte Proben in ihrer Geschichte einmal keinerlei (oder nur geringste) Festigkeit aufwiesen, erklärt sich der Verlauf aller Kurven durch den Nullpunkt. -

Es ist weiter interessant festzustellen, dass die überkonsolidierten und normalkonsolidierten Kurven wohl verschiedene Neigungsverläufe haben, dass aber die Neigung der Umhüllenden für gleichen totalen Aussendruck σ_3 gleich ist (Abb. 5.9., Seite 139) unabhängig vom geschichtlichen Spannungsverlauf (Ueber- oder Normalkonsolidation). Diese Neigung ist also nur vom momentanen Aussendruck abhängig, hingegen ist die Lage eines Punktes auf der Umhüllenden je nach Spannungsgeschichte verschieden. Es zeigt sich somit eine Möglichkeit, den spannungsmässigen Aufbau der Festigkeit den wirklichen Einflüssen (Geschichte, Struktur, Einzelteile, Wasser) entsprechend zu gliedern. -

1.6.6 Aufbau der Festigkeit

Der spannungsmässige Aufbau der Festigkeit, der den wirklichen Einflüssen entspricht, wird mit Hilfe der Mohr'schen Hüllkurve entwickelt - (wie es oben angetönt wurde). Es sind dazu vorerst einige allgemein gültige Ueberlegungen anzustellen :

Die Mohr'sche Hüllkurve bei Böden geht von einem Ursprung bei Null ($\tau = \sigma'_3 = 0$) aus. - Bei Materialien höherer Festigkeit (z.B. Stahl) wird nur ein Teil der Hüllkurve gemessen. Bei diesen Materialien ist bereits eine Festigkeit vorhanden, wenn keine Spannungen von aussen aufgebracht werden, d.h. beim sog. aktuellen Nullpunkt (Abb. 6.1., (Seite 142); dies ist der Nullpunkt des Messsystems. Die gegenüber dem Ursprung vorhandene Festigkeit des aktuellen Nullpunktes kann durch Aufbringen eines "virtuellen allseitigen Aussendruckes" gedacht werden, so dass die gleichen Vorstellungen wie beim Boden gültig sind.

Anhand der Mohr'schen Hüllkurve können folgende Ueberlegungen zum Aufbau des Materials angestellt werden : Wie in Abb. 6.8. (Seite 153) gezeichnet ist, lässt sich die gesamte Festigkeit in drei Anteile gliedern :

Einen ersten Teil bildet der effektive allseitige Druck σ'_3 , der dem Gefüge überhaupt erst den nötigen Halt gibt. Wie schon erwähnt, braucht dieser allseitige Druck nicht real zu sein, wie z.B. der Wasserdruck in der Triaxzelle. Er kann auch virtuell sein, d.h. das Gefüge hat den nötigen Halt durch einen Einfluss bekommen, dessen Wirkung einem allseitigen Druck entspricht. Ein solcher virtueller Druck wirkt z.B. auf ein Metall nach der Erstarrung. Der effektive allseitige Druck wird in der Mohr'schen Spannungsdarstellung als kleinere Hauptspannung bezeichnet, welche einen Punkt des Spannungskreises fixiert.

Neben dem effektiven allseitigen Druck ist noch ein weiterer Einfluss von allseitiger Wirkung vorhanden. Es ist dies die Zugfestigkeit σ_z , welche durch anziehende Kräfte zwischen den Körnern gebildet wird. Der Bruchpunkt im Mohr'schen Diagramm wird durch die Normalspannung σ_n und die Schubspannung bestimmt. Die Normalspannung

σ_n besteht aus den allseitig wirkenden Festigkeitsanteilen, d.h. ($\sigma_n = \sigma'_3 + \sigma_z$) . Im ersten Moment scheint diese Definition der Zugfestigkeit - als Anteil der Normalspannung - etwas überraschend, da eine Bodenprobe im Triaxialapparat keinem von aussen aufgetragenen Zug unterworfen ist. Es ist nun aber so, dass die Belastung der

Probe deren Gefüge auseinander zu treiben versucht, resp. die Bindungen zwischen den Einzelteilchen zu vermindern sucht. Dem wirkt der eff. allseitige Druck σ_3^1 und die Zugfestigkeit des Gefüges entgegen.

Neben den beiden allseitig wirkenden Festigkeitsanteilen ist noch ein letzter Anteil vorhanden, welcher in entgegengesetzter Richtung zur grösseren Hauptspannung wirkt. Er wird als "axiale Festigkeit" bezeichnet. Aehnlich wie die Zugfestigkeit und im Unterschied zum eff. allseitigen Druck handelt es sich um eine Gefügeeigenschaft: Ein Gefüge setzt einer axialen Belastung einen ebensolchen - axialen - Widerstand entgegen (solange das Gefüge nicht zerstört ist).

Nachdem nun die einzelnen Festigkeitsanteile genannt sind, sollen sie auch näher betrachtet werden. Es stellt sich dabei heraus, dass der effektive allseitige Druck einmal rein spannungsmässig einer Belastung entgegen wirkt. Andererseits ist er es aber auch, der den Aufbau des Gefüges bestimmt und damit die andern beiden Festigkeitsanteile Zugfestigkeit σ_z und axiale Festigkeit erzeugt. Der allseitige Druck bringt die Einzelteile und die sie umgebenden Wasserschichten in bestimmte Abstände. Ueberschüssiges Wasser wird durch ihn entfernt. - Wie in den vorhergehenden Kapiteln gezeigt wurde, sind die Teilchenabstände und die vorhandenen Wasserschichten für die Bindekräfte massgebend. Zusätzliche Bindekräfte entstehen durch die Deformation der Teilchen selbst. Ein Teil dieser Veränderungen - Abstandsänderungen, Wasserentfernung, Teilchendeformation - ist reversibel, d.h. die Veränderungen stehen in Beziehung zum augenblicklich herrschenden effektiven Druck σ_3^1 . - Der im vorhergehenden Kapitel 5 anhand des Spannungs-Deformationsverhaltens als AK festgelegte Einfluss fasst den effektiven allseitigen Druck σ_3^1 und die Zugfestigkeit σ_z zusammen. Das heisst, AK erfasst die allseitig wirkenden und augenblicklich vorhandenen Festigkeitsanteile.

Die Gefügeveränderungen (Abstände, Wasser, Teilchendeformation) bleiben aber auch zu einem Teil erhalten, wenn die sie erzeugende Spannung - der eff. allseitige Druck σ_3^1 - wieder entfernt worden ist. Es sind diese "irreversiblen" Gefügeänderungen, welche die Axialfestigkeit ergeben. - Da im Normalfall Gefügeänderungen reversibler und irreversibler Art vorhanden sind, entsteht dabei sowohl Zugfestigkeit wie Axialfestigkeit. Die Gesamtfestigkeit baut sich dann so auf, wie in Abb. 6. 8. (Seite 153) gezeigt wird. - Bei einer Probe, die einmal höheren Spannungen ausgesetzt

war, nehmen die bleibenden Gefügeänderungen und damit die Axialfestigkeit einen überhöhten Anteil ein. Es handelt sich bei der Axialfestigkeit also um den geschichtlich beeinflussten Teil, der in Kapitel 5 anhand des Spannungs-Verformungsverhaltens als IK -Einfluss bezeichnet wurde.

Durch Betrachtung des Festigkeitsverhaltens ganzer Probenreihen mit dem Mohr'schen Diagramm konnte die Festigkeit in drei Anteile gegliedert werden. Dieser Aufbau findet seine Bestätigung in den früher vorgenommenen Betrachtungen des Spannungs-Deformationsverhaltens der Einzelprobe. -

Alle diese Festigkeitsanteile können nicht nur durch Ueberlegungen gewonnen, sondern auch durch Versuche belegt werden. Für jeden Festigkeitsanteil wurde eine eigene Prüf- und Messmethode angewendet. - Der eff. allseitige Druck σ'_3 wurde nach bekannter Methode durch Messung des Aussendruckes und des Porenwasserdruckes bestimmt. - Für die Zugfestigkeitsmessung wurde die von Halter entwickelte Methode angewendet. Deren Prinzip beruht darauf, durch kurzzeitige Spannungsüberhöhungen des Innendruckes gegenüber dem Aussendruck die Zugfestigkeit zu beanspruchen. Diese Spannungsüberhöhungen müssen so kurzzeitig sein, dass im durchlässigen System einer Bodenprobe kein Spannungsausgleich zwischen Innen- und Aussendruck eintreten kann. Durch Aufbringen von Aussendrucksschwingungen zwischen 20 und 50 Hz kann dies erreicht werden. - Der axiale Festigkeitsanteil kann gemessen werden, indem jede Wirkung der Zugfestigkeit ausgeschaltet wird, so dass noch der eff. allseitige Druck und die axiale Festigkeit verbleiben. Die Einzelteilchen werden im Triaxialversuch soweit seitlich auseinander verschoben, dass die allseitig vorhandenen Zugkräfte ausgeschaltet werden; die Teilchen bleiben aber in vertikaler Richtung in gegenseitigem Kontakt, so dass die in dieser Richtung wirkende axiale Festigkeit allein vorhanden bleibt. Wird die Bodenprobe nach dem Bruch weiter verformt, so stellt sich ein solcher Zustand ein, indem die Teile in vertikaler Berührung bleiben, seitlich aber soweit auseinander geschoben sind, dass die Zugfestigkeit nicht mehr wirkt. -

Zwischen den drei Festigkeitsanteilen - eff. allseitiger Druck σ'_3 , Zugfestigkeit σ_z und Axialfestigkeit - bestehen, wie schon gesagt wurde, bestimmte Beziehungen. Diese Beziehungen sollen nun im ganzen Spannungsbereich und für verschiedene Materialien betrachtet werden. - Wie aus den vorherigen Ueberlegungen und Abb. 6. 8.

(Seite 153) hervorgeht, setzt sich der Deviator ($\sigma_1 - \sigma_3$) aus den beiden Anteilen σ_z und Axialfestigkeit zusammen. Das Verhältnis zwischen beiden Anteilen wird durch den Berührungspunkt Kreis - Umhüllende bestimmt. Demnach ist bei den höchsten eff. allseitigen Drücken, d. h. bei horizontalem Verlauf der Umhüllenden der Deviator gleich der Zugfestigkeit. Beim Ursprung dagegen besteht der Deviator nur aus dem Axialfestigkeitsanteil (theoretisch). Die Zugfestigkeit σ_z nimmt also von Null an zu, bis sie den ganzen Deviator ausmacht. In diesem flüssigkeitsähnlichen Endzustand kann die grössere Hauptspannung σ_1 nur durch eine gleich grosse Erhöhung der kleineren Hauptspannung σ_3 erhöht werden - das Material hat seine Maximalfestigkeit erreicht. Diese Maximalfestigkeit kann ohne Aenderung des Materials selbst nicht überschritten werden. -

Bei überkonsolidierten Proben, d. h. Proben, die ehemals einer höheren allseitigen Spannung unterzogen worden waren, nimmt die Axialfestigkeit einen grösseren Anteil des Deviators ein als im normalkonsolidierten Zustand mit den gleichen effektiven Spannungen σ_3^1 . Ausserdem ist aber - wie schon erwähnt wurde - für einen bestimmten σ_3^1 eine einzige Zugfestigkeit σ_z ("reversible" Veränderung des Gefüges) vorhanden. Aus diesem Grunde verläuft die Umhüllende für überkonsolidierte Proben anders als für normalkonsolidierte Proben. Sie geht ebenfalls vom Ursprung bei Null aus, steigt dann aber vorerst steiler und dann flacher als die "normalkonsolidierte Kurve". - Bei dem eff. allseitigen Druck, welcher gleich dem Vorkonsolidationsdruck ist, gehen die beiden Kurven wieder ineinander über. Somit ist auch für überkonsolidiertes Material die maximale Materialfestigkeit gültig. - Es braucht nicht eine eigentliche Ueberkonsolidation zu sein, welche eine abweichende Umhüllende erzeugt. Jeder vorherige Spannungseinfluss hat eine solche Wirkung; in bestimmten Fällen wird dann von äquivalenter Ueberkonsolidation gesprochen.

Es gilt somit: Jedes Material hat eine bestimmte Maximalfestigkeit. Die Bruchfestigkeit jedes Materials bewegt sich zwischen Null und dieser Maximalfestigkeit, je nach vorhandenem virtuellen oder realen σ_3^1 . Durch ehemals wirkende Spannungen kann die Bruchfestigkeit für einen bestimmten σ_3^1 überhöht werden, nicht aber über die Maximalfestigkeit hinaus. -

Der hier gewählte Aufbau der Festigkeit entspricht nicht mehr ganz dem üblichen Bild der τ_{fu} oder c^1, ϕ^1 - Methoden für die Scherfestigkeit. Diese beiden Methoden wurden

gewählt, um die Art der Lastaufbringung bei den aus Laborversuchen erhaltenen Festigkeitswerten zu berücksichtigen. Die neue Methode hat den Vorteil, alle Fälle zu erfassen und zugleich die in gewissen Fällen unzulässigen Vereinfachungen der alten Methoden auszuschliessen:

Bei rascher Lastaufbringung (τ_{fu}) entsteht im Innern der Probe ein Unterdruck, wodurch sich ein positiver effektiver allseitiger Druck einstellt, auch wenn im einfachen Druckversuch z.B. kein Aussendruck aufgebracht wird. Beim einfachen Druckversuch und dem entsprechenden Fall in der Natur handelt es sich ja immer um überkonsolidiertes Material. Dieses weist einen steilen Anstieg der Mohr'schen Umhüllenden auf, so dass schon bei verhältnismässig kleinen effektiven allseitigen Drücken höhere Festigkeitswerte gemessen werden.

Mit der c', ϕ' -Methode soll jeweils aus zwei bis drei Spannungszuständen und den zugehörigen Festigkeitswerten der gesamte Festigkeitsverlauf eines Materiales erfasst werden. Die hierfür verwendete Mohr-Coulomb'sche Gerade ist eine Tangente an die Mohr'sche Umhüllende. Wegen des gekrümmten Verlaufes der Umhüllenden wird die Ordinate geschnitten und ein Wert c' lässt sich neben der Geradenneigung ϕ' als Bestimmungsgrösse ermitteln. Für mittlere Spannungen ist diese Methode durchaus genügend, für sehr hohe oder sehr niedrige Spannungen dagegen sollte der wirkliche gekrümmte Verlauf der Bruchkurve berücksichtigt werden. -

Alle vorstehenden Ueberlegungen sind nicht nur für Böden, sondern für alle Materialien anwendbar. In einigen Fällen muss der effektive allseitige Druck virtuell gedacht werden.

In der vorliegenden Arbeit konnte somit ein Festigkeitsaufbau gefunden werden, der nicht nur spannungsgeometrischen Ueberlegungen entspricht. Die drei Festigkeitsanteile haben eindeutige Beziehungen zu den entscheidenden Grössen wie allseitigem Druck und Gefügeaufbau. Innerhalb des Gefügeaufbaues konnte wiederum der Mechanismus der Spannungsübertragungen zwischen den vorhandenen verschiedenen Medien (Einzelteile, Wasser) gefunden werden.

1.6.7 Scherfestigkeit bei Wechselbeanspruchung

Bei diesem Kapitel handelt es sich um eine Ergänzung der Arbeit von Halter [2]. Es wird nicht der Schwingvorgang selbst betrachtet, sondern die Festigkeit während

der Einwirkung von Schwingungen. Das heisst, es werden "dynamische Bodenkennziffern" gesucht. Im Gegensatz zu Halter wurde überall versucht, die Zugfestigkeit zu überwinden, was entscheidenden Einfluss auf die sog. Dauerfestigkeit, d.h. die nach Beendigung der Schwingungen verbleibende statische Festigkeit hat. - Halter fand eine zur Schwingungsamplitude proportionale Abminderung der Festigkeit während der Schwingungen, was in den vorliegenden Versuchen bestätigt werden konnte. Nach Ueberwindung der Zugfestigkeit sind aber abweichende Erscheinungen festzustellen. Ein Teil der Böden folgt weiter dem von Halter gefundenen Gesetz, die anderen verlieren aber jegliche Festigkeit während des Schwingvorganges. Ist viel schwach gebundenes Wasser vorhanden - wie bei normalkonsolidierten Tonen - so gilt das Gesetz von Halter auch nach Ueberwindung der Zugfestigkeit. Ist hauptsächlich stark gebundenes Wasser vorhanden - wie bei dicht gelagertem CaCO_3 - dann tritt der totale Festigkeitsverlust ein.

Neben der Festigkeit während des Schwingvorganges ist auch die Dauerfestigkeit nach erfolgtem Schwingvorgang von Interesse. Wird die Zugfestigkeit während der Schwingungen nicht überwunden, so handelt es sich um den von Halter behandelten Fall, bei dem keine Verminderung der Dauerfestigkeit festzustellen ist. Dagegen ist die Dauerfestigkeit stark vermindert, wenn die Böden (während des Schwingvorganges) nach Ueberwinden der Zugfestigkeit einen totalen Festigkeitsverlust erleiden. Die Dauerfestigkeit wird bei normalkonsolidierten Proben nur geringfügig und langsam wieder erhöht, während sich bei überkonsolidierten Proben eine rasche und nahezu vollständige Erholung einstellt.

Die praktische Bedeutung der Versuche unter Wechselbelastung liegt in der Herbeiführung gewollter Festigkeitsverluste, wie sie vorgängig von Verdichtungen benötigt werden. Der daran anschliessende Festigkeitsgewinn kann aber nur erzielt werden, wenn das überschüssige Wasser entfernt wird. Diese Tatsache wurde von Halter ebenfalls stark betont.

1.7. Schlussbemerkung zur Einführung

In der vorliegenden Einführung wurde das der Arbeit zugrunde liegende Problem - der Aufbau der Festigkeit - dargelegt. Darauf wird die Idee der Lösung skizziert und die Versuchsdurchführung betrachtet. Den Abschluss bildet eine ausführliche

Beschreibung der Arbeit. Die für den Gedankengang massgeblichen Resultate werden darin wiedergegeben, und zwar in der gleichen Gliederung wie im Hauptteil der Arbeit. Damit ist es möglich, einen vollständigen Ueberblick zu gewinnen, während die Versuche und Ueberlegungen im Detail den entsprechenden nun nachfolgenden Kapiteln entnommen werden können.

2. VORGEHEN BEI DEN VERSUCHEN UND BEI DER VERARBEITUNG DER RESULTATE

In der Einführung wurde die Erfassung des Festigkeitsaufbaues als Ziel der Arbeit bestimmt und die hiezu notwendigen Versuche und Ueberlegungen beschrieben. Bereits dort wurden aber die vom untersuchten Material herrührenden Schwierigkeiten bei der Anordnung und Auswertung der zugehörigen Versuche erwähnt. Diese Probleme sollen im vorliegenden Kapitel 2 behandelt werden. Nicht minder wichtig ist aber auch die Verarbeitung der aus den Versuchen und den Ueberlegungen anfallenden Resultate. Um zu klaren und eindeutigen Ergebnissen zu gelangen, ist eine Systematik des Gedankenganges notwendig. Im zweiten Teil dieses Kapitels werden deshalb die möglichen Systeme beschrieben und diskutiert.

2.1. Die Erfassung des Festigkeitsaufbaues

2.1.1 *Materialmässige Voraussetzungen für die Messung*

Das Vorgehen bei den Versuchen muss in erster Linie so angelegt werden, dass Inhomogenitäten, welche die Resultate beeinflussen, ausgeschaltet werden. Inhomogenitäten im Materialaufbau übertragen sich auf die Festigkeit. Auch für die Uebertragung der an Prüfkörpern gemessenen Werte auf die in der Natur oder praktischen Anwendung vorkommenden Grössen dürfen keine solchen Unregelmässigkeiten auftreten. Der Einfluss der Inhomogenitäten ist ausgeschaltet, wenn der Streubereich der Einzelteilabmessungen gegenüber den Abmessungen des Gesamtkörpers klein ist. Bei vielen Materialien ist nun dieser Streubereich so, dass er bei den Bauwerken keine Rolle

spielt, für die im Labor geprüften Körper aber zu gross ist. In solchen Fällen - insbesondere bei komplizierten Tragwerken - muss zu Modellversuchen gegriffen werden, d. h. es werden Prüfkörper aus Materialien hergestellt, die ein gleiches Spannungs-Verformungsverhalten wie das Bauwerk haben, aber im Materialaufbau abweichen.

Bei Materialien mit kleinem - also zulässigem - Streubereich der Einzelteile im Bauwerk und im Prüfkörper (z. B. Lockergesteine) können aber dennoch Inhomogenitäten auftreten. Diese sind durch ehemalige Beanspruchungen entstanden, wobei die Art der Beanspruchungen aber unbekannt ist. In diesem Falle sind die Proben vorerst künstlich zu homogenisieren, worauf bekannte Beanspruchungen in Form bestimmter Spannungseinflüsse aufgebracht werden. (Siehe 2.3.2).

Bei grossen Lasten und grossen Festigkeiten ist das Spannungs-Verformungsverhalten des Prüfkörpers rechnerisch (Elastizitätstheorie) gut zu erfassen: Die Festigkeitsunterschiede der verschiedenen, in einer Probe enthaltenen Teile sind bei hohen Lasten und Festigkeiten meistens relativ klein. Einer Belastung gegenüber stellt sich dann das Spannungs-Verformungsverhalten eines homogenen Materials ein. Damit ist die Anwendung der Elastizitätstheorie möglich. - Bei kleinen Lasten und Festigkeiten, wie sie bei Böden vorhanden sind, wirken sich die Festigkeitsunterschiede im Material stark auf das Spannungs-Verformungsverhalten aus. Rechnerische Schlüsse von einem Spannungszustand zum andern (Elastizitätstheorie) sind nicht möglich, und das Material kann nur noch empirisch, d. h. durch Versuche in allen Spannungszuständen erfasst werden.

Es genügt nun aber nicht zu wissen, wo ein homogenes Verhalten erreicht werden kann, d. h. an welchen Proben und in welchen Spannungszuständen gemessen werden muss. Um sicher zu sein, muss die Homogenität selbst untersucht werden: - Bei Böden können durch Entfernen des frei beweglichen Wassers allfällige Unregelmässigkeiten im Aufbau sichtbar gemacht werden. Wird eine Probe einem Schrumpfprozess unterworfen, so bleibt sie bei Homogenität ohne Oberflächenveränderungen. Inhomogenitäten äussern sich durch Risse und Verzerrungen. Diese Methode wurde in der vorliegenden Arbeit angewendet (siehe Abb. 2.1./2.2.). Den gleichen Zweck erfüllen Gefrierversuche, die Unregelmässigkeiten in der Wasserverteilung und damit Unregelmässigkeiten im Probenaufbau sichtbar machen.

Schrumpfbilder

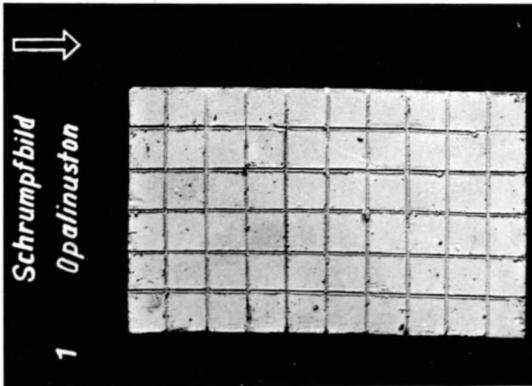


Abb. 2.1. Unter Vakuum eingeschlämmt

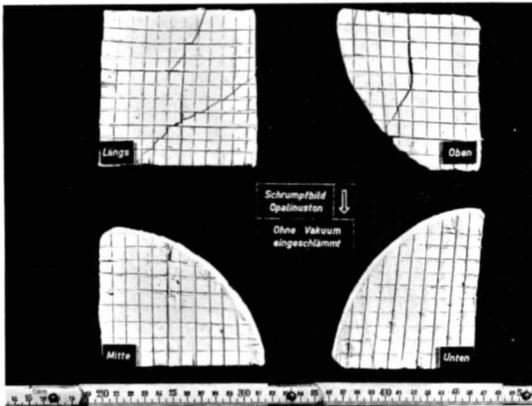


Abb. 2.2. Ohne Vakuum eingeschlämmt

Die Wichtigkeit homogener Proben ergibt sich aus einer Betrachtung der die Messungen beeinflussenden Grössen. Neben dem Material selbst wirken sich vor allem die Spannungseinflüsse auf die Messungen aus. Die Einflüsse von Material und Spannung können aber in der Messung nicht getrennt werden. - Eine der beiden Grössen muss deshalb vorderhand konstant gehalten werden; dann können die Auswirkungen einer Variation der anderen Grösse gemessen und eindeutig zugeordnet werden. In den vorliegenden Versuchen ist das Material die konstant gehaltene Grösse, d.h. die Proben dürfen untereinander keine materialmässigen Unterschiede aufweisen - sie müssen homogen sein.

2. 1. 2 Erfassen des Materialaufbaues

Ein Material besteht aus verschiedenen Bestandteilen, die sich in unterschiedlichen Zuständen befinden können und untereinander verschiedenartige Beziehungen aufweisen. Bei Böden z.B. sind aus verschiedenen Kristallen aufgebaute Teile, Wasser in verschiedenen Bindungsformen und Luft vorhanden. Ein Material kann mit verschiedenen Kombinationen der Bestandteile auftreten, oder anders ausgedrückt, es kann in verschiedenen Erscheinungsformen auftreten. Selbstverständlich ist nicht nur der Zustand des gesamten Materials eine Erscheinungsform, sondern jeder Bestandteil selbst hat eine Erscheinungsform: Um ein Material zu erfassen, ist es also notwendig, die Erscheinungsformen zu bestimmen; dabei ist es aber nur möglich, geometrische Grössen auszumessen. Bei den Böden nehmen diese geometrischen Grössen (die Abmessungen) vom Einzelteil bis zum Gesamtmaterial zu - was die Messung erleichtert - zugleich wird aber die Zusammensetzung der Erscheinungsform immer komplizierter. Die Messmethoden sind deshalb der Erscheinungsform anzupassen:

Ein Boden als Ganzes muss mit quantitativen Methoden erfasst werden. Es müssen mengenmässige Vergleiche angestellt werden, da die Grenzen der verschiedenen Teile und damit deren Abmessungen schwierig zu finden sind. - So haben z.B. die Abstände der Festteile einen wesentlichen Aussagewert. Da den Festteilen aber verschieden stark gebundene Wasserschichten angelagert sind, ist es kaum möglich, eine genaue Grenze zu finden. Die Abstände werden daher durch eine andere Grösse, nämlich die Porenziffer, repräsentiert. Diese gibt einen mengenmässigen Vergleich zwischen den Hohlräumen und der Festsubstanz. Da die Hohlräume von den Abständen abhängig sind,

ist der Ersatz zulässig. Wie sich aus der Definition der Porenziffer ergibt, können aber keine Aussagen über die Verteilung der verschiedenen Abstände gemacht werden. Hiezu müssen mit einem anderen mengenmässigen Vergleich weitere Angaben gewonnen werden; es ist dies der Vergleich zwischen Volumen- und Gewichtsabnahme beim Schrumpfprozess (Kap. 3). - Auf diese Weise ist es möglich, in immer neuen Stufen das Material soweit notwendig zu erfassen, d. h. in vorliegender Arbeit - soweit es für den Festigkeitsaufbau notwendig ist.

Während die vielfach zusammengesetzten Erscheinungsformen in der soeben erwähnten Art quantitativ aufgeschlossen werden, lassen sich die Bestandteile selbst wie folgt näher bestimmen. So können feinste Festteile durch Röntgen ausgemessen werden, und die Bindung von Wasserschichten kann mit Kernresonanzen ermittelt werden. Diese Methoden versagen aber, sobald viele verschiedene Grössen und Zustände gleichzeitig auftreten.

Um die Erscheinungsform eines Materials vollständig durch gemessene Werte ausdrücken zu können, ist deshalb eine Kombination der qualitativen und quantitativen Methoden notwendig. In der vorliegenden Arbeit muss das Material allerdings nicht vollständig aufgeschlossen werden, sondern nur soweit es für den Aufbau der Festigkeit benötigt wird. Um dies beurteilen zu können, wird vorerst die Festigkeit definiert.

2. 1. 3 Der Begriff - Festigkeit

Wie im vorhergehenden Abschnitt gezeigt worden ist, hat jeder Bestandteil eines Materials und das Material als Ganzes eine Erscheinungsform. Die Entstehung eines Materials kann deshalb als "Kombinationen und Veränderungen von Erscheinungsformen" aufgefasst werden, was für die Lockergesteine z. B. folgende Entstehungsreihe ergibt:

1. Erscheinungsform: homogener Kristallkörper
2. Erscheinungsform: verschieden grosse Festteilchen aus Kristallen bestehend
3. Erscheinungsform: Festteile und weitere Phasen (Luft, Wasser) d. h. Lockergesteine bei Ablagerungsbeginn
4. Erscheinungsform: Lockergestein anstehend nach Einwirken eines Ueberlagerungsdruckes
5. Erscheinungsform: Lockergestein im Bruchzustand, nach Aufbringen einer Belastung

Aus dieser Entstehungsreihe geht sehr deutlich hervor, dass eine neue Erscheinungsform dann entsteht, wenn entweder eine Kraft allein wirkt, oder wenn eine weitere Erscheinungsform unter Krafteinwirkung hinzugefügt wird. In der Einführung (Kap. 1) wurde die Festigkeit kurz charakterisiert als "das Verhalten eines Materials unter aufgebrachter Last". Mit dem neu eingeführten Begriff "Erscheinungsform" ist dieses Verhalten eines Materials genauer als der Uebergang von einer Erscheinungsform in eine andere zu beschreiben. Allerdings interessiert bei der Berechnung von Bauwerken nur die Veränderung des Materials von der Erscheinungsform "nach dem Bau" bis zum "Bruch". Die Festigkeit eines Lockergesteines kann deshalb so definiert werden: Die Kraft, welche ein Lockergestein von der Erscheinungsform 4 (anstehend) in die Erscheinungsform 5 (Bruchzustand) überführt *). Die Festigkeit muss demnach durch zwei Grössen beschrieben werden, nämlich durch die Kraft (Spannung) und eine die Veränderung beschreibende geometrische Grösse (z.B. Verformung bezogen auf die ursprüngliche Abmessung); hierauf wird im folgenden Abschnitt 2. 1. 4 näher eingetreten.

Für die Festigkeit als Endwert genügt die Betrachtung der Erscheinungsformen 4 und 5 des Materials. Hingegen ist es notwendig, für den Aufbau der Festigkeit, der in der vorliegenden Arbeit untersucht werden soll, auch den Aufbau des Materials weiter zurück zu verfolgen. Deshalb müssen im Verlaufe der Arbeit auch die Erscheinungsformen 1, 2 und 3 sowie die zugehörigen Krafteinwirkungen betrachtet werden.

2. 1. 4 Die Messung der Festigkeit

Aus der Definition der Festigkeit ergeben sich die zu messenden Grössen, nämlich

*) Es können folgende für alle Materialien gültigen Thesen aufgestellt werden :

1. Die Erscheinungsform wird durch einen geometrischen Vergleich (Inhalt, Form, Richtung) beschrieben und besitzt eine zugehörige Kraft.
2. Die Kraft wird durch Vergleich von Massen beschrieben und besitzt eine zugehörige Erscheinungsform.

(Die Erscheinungsform der Kraft gibt Inhalt und Form des die Kraft ausübenden Körpers sowie die Richtung der Kraft an. Zur vollständigen Bestimmung muss die Masse des die Kraft ausübenden Körpers mit einer Einheitsmasse verglichen werden.)

die Verformung - Umwandlung von Erscheinungsform 4 (anstehend) in Erscheinungsform 5 (Bruchzustand) - und die Spannung, welche die Verformung erzeugt. Direkt messbar sind nur die Verformungen, wohingegen die Spannungen schwierig zu erfassen sind: Ein Kraftvektor erzeugt allseits gerichtete Spannungen. Die Spannungen können ausserdem neben der betrachteten auch benachbarte Zonen beeinflussen; unter Umständen sind auch mehrere Kraftvektoren vorhanden. Andererseits können sich die Verformungen aus elastischen und plastischen Anteilen zusammensetzen.

Die zur Bestimmung eines Festigkeitswertes notwendige Verbindung zwischen den aufgebrachten Kräften und den Verformungen bis zum Bruch bedarf demnach vereinfachender Annahmen. Es sind dies vor allem das Ebenbleiben der Querschnitte und Spannungs-Verformungsgesetze (z.B. Hooke). Sind die Spannungen und die zugehörigen Verformungen miteinander verbunden, so können auch mehraxiale Spannungszustände, z.B. nach Mohr, erfasst werden. Bei den Versuchen ist aber zu berücksichtigen, dass diese vereinfachenden Gesetze weder am Prüfkörper noch am anstehenden Boden ganz zutreffen und besonders im Bruchbereich nicht gelten (Taylor [1], zitiert in der Einführung, Seite 11): - Der Prüfvorgang wird deshalb so gewählt, dass nicht das natürliche Verhalten, sondern das gewählte Gesetz nachgeahmt wird. So wird z.B. im Triaxialapparat (Beschreibung folgt in 2.3.3) ein äusserer Spannungszustand gemäss Mohr aufgebracht. Die im Versuch gemessenen Verformungen weichen darin wie erwähnt von den Spannungs-Verformungsgesetzen ab. Wenn aber für das Bauwerk der gleiche Spannungszustand angenommen und die gleichen Spannungs-Verformungsgesetze gewählt werden, so stellen sich dort ähnliche Abweichungen wie im Versuch ein. Für die Bestimmung eines Festigkeitswertes kann somit eine meist befriedigende Annäherung gefunden werden. Diese wird noch verbessert, wenn die Abweichungen von den vereinfachenden Gesetzen im Versuch und in der Natur genau gleich sind: Hierzu sind die Abweichungen in der Natur genau zu beobachten und in den Versuchen nachzubilden.

Das Ziel der Arbeit ist aber ohnehin weniger die Betrachtung von Festigkeitswerten, sondern die Erfassung des ganzen Aufbaus der Festigkeit. Dazu muss das gesamte Spannungs-Verformungsverhalten und nicht nur der Bruchzustand beobachtet werden. Es wird deshalb ein genau bestimmtes äusseres Spannungsverhältnis aufgebracht und von Versuch zu Versuch nur wenig geändert, während alle andern Variablen konstant

gehalten werden. Bei jedem Versuch werden die Verformungen in allen Richtungen, d. h. der vollständige äussere Probenzustand gemessen. Der äussere Zustand eines Materials wird ja bereits vorgängig den Festigkeitsversuchen mit der inneren Struktur in Zusammenhang gebracht. Somit ist es möglich, das Spannungs-Verformungsverhalten über den äusseren Probenzustand mit dem Materialaufbau zu verbinden, d. h. den Aufbau der Festigkeit zu beschreiben.

2.2. Begriffe

Die in der Bodenmechanik üblichen Kennwerte bezeichnen Zustandsgrössen. - Das sind Vergleiche von Erscheinungsformen, wobei aber nur eine bestimmte Eigenschaft betrachtet wird *), so dass die Zustandsgrössen allein kein vollständiges Bild geben können.

In Abb. 2.3. sind die offiziell anerkannten Kennwerte, welche solche Zustandsgrössen bezeichnen, aufgeführt, soweit sie für die Arbeit von Interesse sind. Für die Zwecke dieser Arbeit werden daneben noch weitere Begriffe benötigt, die hier aufgeführt werden :

NC-normalkonsolidiert : Ueberlagerungsdruck von 3. bis 4. Erscheinungsform zunehmend

OC-überkonsolidiert : Ueberlagerungsdruck zum Teil abnehmend, d. h. die Konsolidation erfolgte unter einer Auflast, die höher war als die augenblickliche Auflast.

bindig : Die Einzelteile vermögen Wasser zu adsorbieren. Die zu den Erscheinungsformen gehörigen Kräfte werden deshalb auch ohne Porenwasserspannungen durch Wasser stark beeinflusst.

nicht bindig : Die Einzelteile vermögen kein Wasser zu adsorbieren. Die zu den Erscheinungsformen gehörigen Kräfte werden deshalb durch Wasser nur bei Auftreten von Porenwasserspannungen beeinflusst.

*) z.B. natürlicher Wassergehalt. Dieser vergleicht das Gewicht des anstehenden Bodens (Erscheinungsform 4) mit dem Gewicht desselben Bodens nach einer Trocknung bei 110° C (Erscheinungsform 4 trocken). Es wird also nur die Eigenschaft "Gewicht" der Erscheinungsform verglichen.

Abb. 2.3. BODENMECHANISCHE KENNWERTE
 die in der vorliegenden Arbeit gebraucht werden

Uebliche Bezeichnungen gemäss 5. Internat. Kongress
 für Bodenmechanik und Foundationstechnik, Paris 1961

Spannungen und Verformungen

u	Porenwasserspannung
σ	Normalspannung
σ'	Effektive Normalspannung
τ	Schubspannung
ϵ	Lineare Deformation
ν	Poissonzahl
E	Elastizitätsmodul
K	Kompressionsmodul

Bodeneigenschaften

γ_s	Spezifisches Gewicht der Festschubstanz
γ_w	Spezifisches Gewicht des Wassers
γ_d	Trockenraumgewicht
e	Porenziffer
n	Porosität
w	Wassergehalt
S_r	Sättigungsgrad
w_L	Fliessgrenze
w_P	Ausrollgrenze
I_P	Plastizitätsindex
w_S	Schrumpfgrenze
$I_L = \frac{w - w_P}{I_P}$	Liquiditätsindex

Scherfestigkeit und Erddruck

τ_f	Scherfestigkeit
c'	effektive Kohäsion
ϕ'	effektiver Reibungswinkel
K_0	Ruhedruckziffer

Kornaufbau :	Form und Grösse (Erscheinungsform) der vorkommenden festen Teile :
	isodiametrisch = gleicher Durchmesser in allen Richtungen
	stab-od. plättchenförmig = eine oder zwei Dimensionen überwiegen
	gleichförmig = alle Teile von ähnlicher Grösse
	ungleichförmig = Teile von verschiedener Grösse
	feine Teile = Teile unter 0,01 mm
	mittlere Teile = Teile zwischen 0,01 und 1 mm
	grobe Teile = Teile über 1 mm

Die Bezeichnungen Ton, Silt, Sand, Kies entsprechen der USCS-Klassifikation.

Deshalb ist :

r = Tonanteil	= Teile unter 0,002 mm auch wenn es keine eigentlichen Tonminerale sind. Wo dies der Fall ist, wird es erwähnt.
a = Aktivität	= $\frac{\text{Plastizitätsindex } I_p}{\text{Tonanteil } r}$ beschreibt die Wirkung des Tonanteils in den Erscheinungsformen, Stufe 4 und 5.

Wasser :	Neben den Festteilen wichtigster Bestandteil der Erscheinungsform, wird mit folgenden speziellen Bezeichnungen unterschieden :
Zwischenschichtenwasser :	= Wasser zwischen den einander am nächsten liegenden Punkten (Berührungspunkten) evtl. Berührungsflächen der Festteile
Porenwasser :	= das die restlichen Hohlräume, ausser den Zwischenschichten, ausfüllende Wasser
alles Wasser :	= alles in der Erscheinungsform vorhandene Wasser, umfasst Zwischenschichten- und Porenwasser
freies Wasser :	= von den Festteilen nicht beeinflusst
gebundenes Wasser :	= von den Festteilen beeinflusst

Die Beschreibung der Festigkeit erfordert ebenfalls einige weitere Begriffe :

σ_3 (kleinere Hauptspannung) = allseitiger Druck = Aussendruck = Seitendruck.

Es handelt sich um die isotrope Spannung, die rings um die betrachtete Erscheinungsform (z.B. Probe) herrscht \rightarrow allseitiger Druck. Kommt ein Innendruck (Porenwasser-
spannungen) vor, so spricht man zur Verdeutlichung auch von σ_3 als Aussendruck.
Wird eine zusätzliche Spannung in einer Richtung von aussen aufgebracht (meist vertikal), so wird σ_3 zur Verdeutlichung Seitendruck genannt.

σ_1 (grössere Hauptspannung) = Axial-Druck (meist vertikal aufgebrauchte Hauptspannung)

$\sigma_1 - \sigma_3$ = Deviator = Differenz der Hauptspannungen = Durchmesser des Mohr'schen Kreises *). (Im Triaxialversuch wird der Axialdruck σ_1 meist nicht direkt, sondern mit dem Deviator zusätzlich zum allseitigen Druck σ_3 erzeugt.)

Eine Beanspruchung kann die geometrischen Eigenschaften eines Materials auf zwei verschiedene Arten ändern :

1. Wird das Volumen vergrössert oder verkleinert, wobei die Form aber geometrisch ähnlich bleibt, so wird dies als Volumenänderung bezeichnet.
2. Wird aber die Form geändert, während das Volumen gleich bleibt, so wird dies Formänderung genannt.

Beide Vorgänge können gleichzeitig vor sich gehen ; ebenso können sie in jeder Erscheinungsform auftreten.

2.3. Praktisches Vorgehen bei der Probenherstellung und der Messung

Die materialmässigen Bedingungen für die Versuche wurden in 2.1.1 aufgeführt. Es sind dies : Einfacher Aufbau, Homogenität der Probe, stets gleichartige Probenauf-

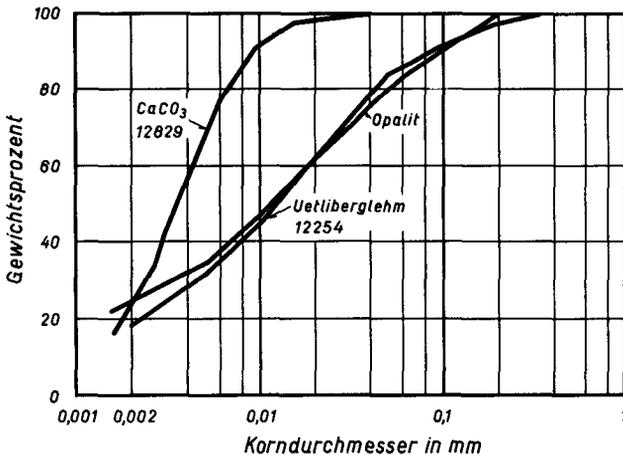
*) Diese Definition ist nur in der Bodenmechanik gültig. Die strenge Definition des Deviators ist : der nicht isotrope Anteil des allgemeinen Spannungstensors - (K.I.Lo; NGI, Nr. 45)

bereitung. In einem späteren Zeitpunkt können einzelne dieser Punkte geändert werden, um die Untersuchungen weiter auszudehnen.

2.3.1 Untersuchte Materialien

Die Versuche wurden vor allem an einem isodiametrischen bindigen Material durchgeführt. Es handelt sich hierbei um CaCO_3 (Lab. Nr. 12 829), das in seiner industriell hergestellten Form (Calcium carbonicum praecipitatum leve, extra) verwendet wurde. Die Kristalle sind in zwei Arten vertreten, nämlich als Aragonit in rhomboedrischer und Calzit in hexagonaler Form. Im Wasser-Bodengemisch ist im Gegensatz zum Trockenpulver mehr Calzit vorhanden, obwohl Aragonit 10 mal weniger löslich ist. Das CaCO_3 ist hoch strukturempfindlich. - Neben diesem isodiametrischen Material wurden als Vertreter normaler bindiger Böden zwei tonige Silte zum Vergleich herangezogen. Es handelt sich um den Uetliberglehm (Lab. Nr. 12 254), der als Rohmaterial für die Ziegelherstellung dient, und Opalit, ein aus Opalinuston aufbereitetes Produkt, das u. a. als Dichtungsmasse Verwendung findet. Die Tonfraktion beider Böden besteht hauptsächlich aus Illit und Kaolinit, besonders 12 254 weist aber einen hohen Carbonatgehalt auf. Im übrigen sind sämtliche Materialeigenschaften in Abb. 2.4. aufgeführt.

Abb. 2.4. Verwendete Materialien



(Forts. s. Seite 58)

Material		Ca CO ₃ 12829	Uetliberglehm 12254 / 18890		Opalit	
Fließgrenze	w _L %	51.0	36.8	37.3	47.3	
Ausrollgrenze	w _P %	29.0	15.9	15.2	16.6	
Plastizitätsindex	I _P %	22.0	20.9	22.1	30.7	
Tonfraktion kleiner 2μ	r %	22.0	18.4	16.5	24.2	
Aktivität	a	1.0 ?	1.14	1.34	1.30	
Spez. Gewicht	γ _s gr/cm ³	2.70	2.73	2.75	2.71	
Mineralgehalt	% :	Ca CO ₃ 100	Illit (Muskovit)	} 40	Illit (Muskovit)	} 20 - 25
			Kaolinit		Kaolinit	
			Chlorit	}*	Chlorit	5 - 10
			Ton m. Wechsel- lagerung		Ton m. Wechsel- lagerung	5 - 10
			Quarz	} 15	Quarz	15
			Karbonat (Dolomit 26) (Calzit 14)		Calcit	10

*) Bei 12254 sind alle aufgeführten Mineralien vertreten, eine mengen-
mässige Angabe ist nur beschränkt vorhanden: Chlorit wesentlich
weniger als Illit und Kaolinit.

2.3.2 Probenherstellung

Die Versuche bauen, wie in 2.1.1 gesagt, darauf auf, dass sämtliche Einflüsse auf eine bestimmte Bodenprobe bekannt sind. Das ist aber bei natürlichen, d. h. ungestört dem Boden entnommenen Proben nicht der Fall. Die Proben unterscheiden sich in Material, Aufbau und Geschichte; also Eigenschaften, die entweder erst nach dem Versuch oder gar nicht zu ermitteln sind. Die Probeentnahme führt zu einer Entlastung, d. h. die Probe ist nach der Entnahme überkonsolidiert; es ist deshalb besonders schwierig, im Bereich niedriger Drücke normalkonsolidierte Proben zu untersuchen. Diese Nachteile veranlassen Halter [2], eine Methode zur künstlichen Aufbereitung von Proben zu

entwickeln, die der natürlichen Entstehung von Böden entspricht, zusätzlich aber die Kontrolle und Steuerung der Vorgeschichte ermöglicht. Auch kann einzig auf diese Art eine vollständige Sättigung erreicht werden. Da diese unter bekannten Bedingungen hergestellten Proben nur durch gezielte Einflussnahme voneinander abweichen, ist es möglich, das Versuchsprogramm auf wenige Versuche pro Fall zu beschränken und dafür den Problembereich weiter zu ziehen. Die Aufbereitungsmethode ist in [2] ausführlich beschrieben und wird hier deshalb nur kurz unter Erwähnung der Abänderungen dargestellt :

Die verwendete Apparatur besteht aus einem 500 cm^2 -Oedometertopf mit zylinderförmigem Aufsatz, der bis auf eine oben angebrachte Düse abgeschlossen ist und seitlich an eine Vakuumpumpe angeschlossen wird. Auf die Düse wird ein trichterförmiger Behälter mit Verschlussstöpsel aufgesetzt. Die Düse besteht aus einer Lochplatte mit 6 Löchern zu $1,5 \text{ mm } \varnothing$ oder 18 Löchern $1,0 \text{ mm } \varnothing$, je nach Maximalkorn des eingebauten Materials. - Das Material wird mit destilliertem und durch Abkochen luftfrei gemachtem Wasser zu einer Schlämme aufbereitet. Deren Wassergehalt muss deutlich über der Fließgrenze w_L liegen, da (gemäss Kap. 4 und 6) der "Nullfestigkeit", d.h. dem der Sedimentation entsprechenden Zustand höhere Wassergehalte als w_L zugehören. So wurden für Lab. Nr. 12 254 $w = 60 - 70\%$, für Opalit $w = 70 - 80\%$ und für Ca CO_3 $w = 160\%$ bzw. 140% gewählt. (Während bei den tonigen Böden bei der nachfolgenden Konsolidation überschüssiges freies Wasser unabhängig vom Anfangswassergehalt entfernt wird, ist bei Ca CO_3 die Struktur von diesem Wassergehalt abhängig und nachher nicht mehr zu beeinflussen (Kap. 4).) Das - wie geschildert - vorbereitete Gemisch wird im Behälter unter ständigem Umrühren in Suspension gehalten und strömt durch die Düse in den unter Vakuum (Dampfdruck des Wassers) stehenden Oedometer, wo der Wasser-Bodenstrahl somit entlüftet wird und das Material unter einer 3 - 5 cm hohen Wasserschicht sedimentiert. Um zu verhindern, dass die leichten Teile unter Einfluss des Vakuums an der Wasseroberfläche bleiben, wird der ganze Vorgang je nach Material 5 bis 10 mal unterbrochen. Anschliessend an das Einschlämmen wird das Material zuerst unter Eigengewicht, dann mit allmählich gesteigerter einaxialer Auflast konsolidiert. Die so erhaltenen Proben sind strukturell homogen; für die weitere Verwendung werden sie zu Zylindern von 10 cm Höhe und 25 cm^2 Fläche zu-rechtgeschnitten und im Triaxialapparat unter allseitigem Druck fertig konsolidiert.

Um sicher normalkonsolidierte Proben zu erhalten, soll die einaxiale Last niedriger (bis zu 50%) als die allseitige sein. Auch überkonsolidierte Proben werden vorerst unter diesen Bedingungen normalkonsolidiert und dann allseitig entlastet. Die derart hergestellten Proben sind sowohl in sich homogen, vollständig gesättigt, wie auch mit den unter gleichen Bedingungen hergestellten identisch (dies wird durch den Vergleich der Schrumpfbilder in Abb. 2.1. und 2.2., Seite 48, bestätigt). Für sehr niedrige Konsolidationsdrücke (unter $0,5 \text{ kg/cm}^2$) muss die Methode insofern abgeändert werden, als die Triaxprobe direkt eingeschlämmt wird, was wegen der kleinen nachherigen Zusammendrückung zulässig ist. - In Kap. 4 wird der ausserordentlich starke Einfluss der Einbauart auf das Festigkeitsverhalten gezeigt werden. Die vorstehende Methode erfüllt die Forderung auf Herstellung einer homogenen, gesättigten normalkonsolidierten Probe.

2.3.3 Die Messung des Spannungs-Verformungsverhaltens im Triaxialapparat

2.3.3.1 Der Triaxialapparat für statische Versuche und seine Fehlerquellen

Bei der verwendeten Apparatur handelt es sich um den norwegischen Typ mit Weiterentwicklung durch die VAWE, der durch Bjerrum und Amberg [3] beschrieben worden ist. In Abb. 2.5. ist es der mit "Triaxialapparat" bezeichnete Teil. Die Probe befindet sich im Innern der Druckzelle und ist durch eine Gummihaut abgeschlossen. Der Seitendruck wird für unsere Versuche konstant eingestellt und die Axiallast wird unter gleichmässiger Vertikalverformung aufgebracht. Die Verformungsgeschwindigkeit beträgt $0,0915 \text{ mm/Min}$. Die Axialkraft wird mit dem Provingring gemessen, der wegen seiner unterschiedlichen Elastizität anfänglich eine ungleichmässige Verformungszunahme bewirkt. Die Porenwasserspannungen werden über die Bjerrum'sche Ausgleichszelle auf ein Manometer geführt. Messungenauigkeiten können durch Anpassung der Instrumente an den behandelten Bereich verkleinert werden: Bei niedrigen Drücken werden deshalb Quecksilber- oder Wassermanometer und nachgiebigere Proving-Ringe verwendet.

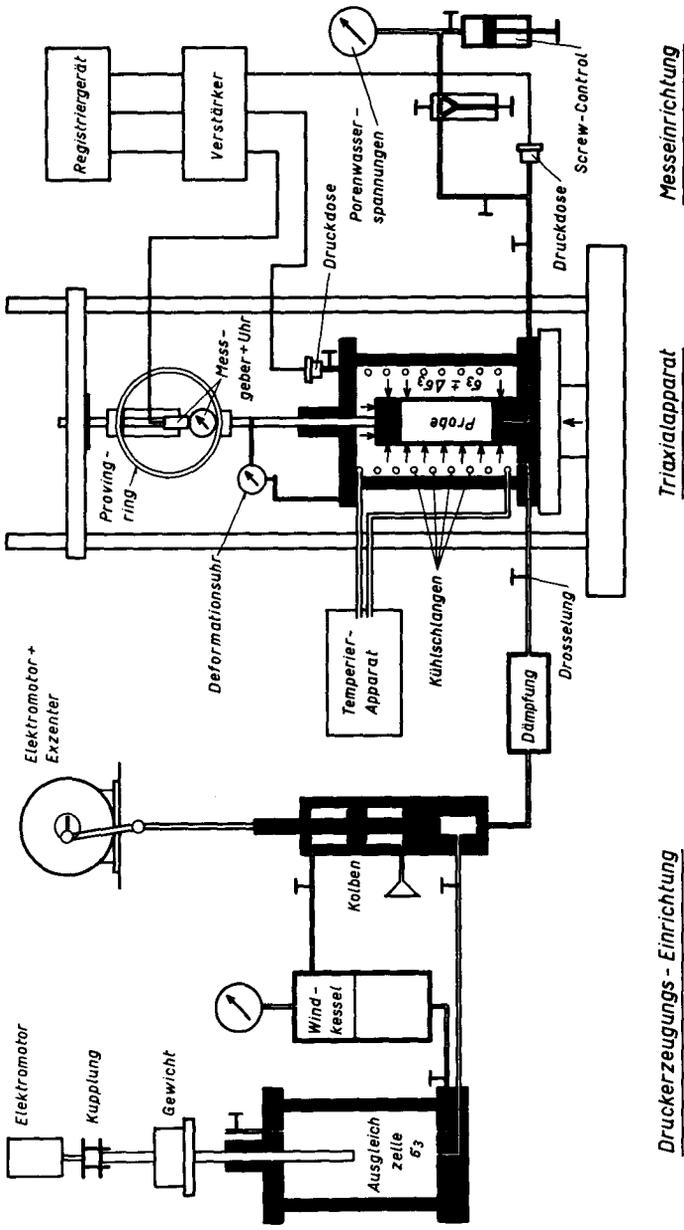


Abb. 2.5. Versuchsapparat

2.3.3.2 Die Apparatur für dynamische Versuche und ihre Fehlerquellen

Die Gesamtanordnung geht ebenfalls aus Abb. 2.5. hervor; sie entspricht mit einigen Abänderungen der von Halter [2] entwickelten. Der mittlere Seitendruck - um den die Schwingung variiert - wird in einer Ausgleichszelle eingestellt, die während des Schwing-Vorganges vom Windkessel getrennt wird. Die Druckschwankungen selbst werden durch einen Kolben erzeugt, den ein Drehstrom-Nebenschlussmotor (Drehzahl stufenlos regulierbar und lastunabhängig) über ein Exzenter antreibt (Abb. 2.6.). Die Exzentrizität und damit der Kolbenhub ist in Stufen verstellbar. Um die Lager des Motors zu schonen, wirkt auf die Kolbenrückseite ein Luftdruck von der Höhe des Mitteldruckes.

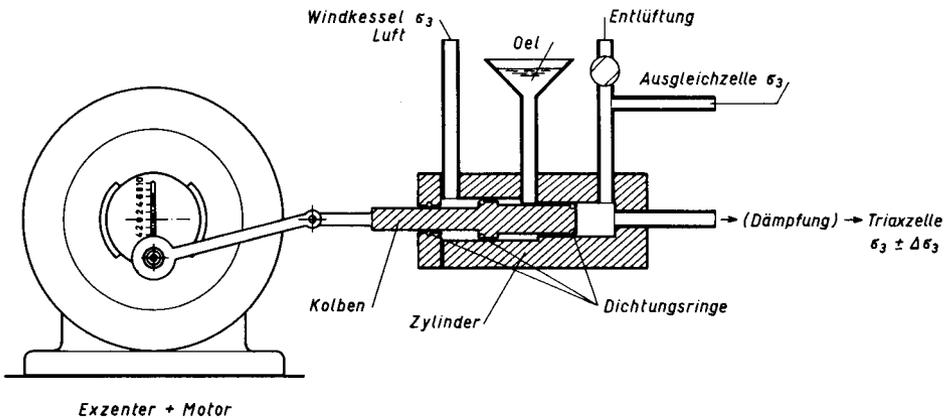


Abb. 2.6. Einrichtung zur Erzeugung der Wechselbelastung

Die so erzeugten Druckschwankungen gelangen über die Dämpfung und den Drosselhahn in die Triaxzelle. Während mit dem Kolbenhub die maximal mögliche Druckamplitude eingestellt werden kann, erfolgt die Feinabstufung von Null bis zum Sollwert mit der Drosselung, wobei die Dämpfung Kolben und Motor vor Stößen schützt. Da bei langandauerndem Schwingungsvorgang die Temperatur des Druckwassers steigen würde, sorgt eine Temperiereinrichtung für deren Konstanz. -

Die Messungen des allseitigen Druckes und der Porenwasserspannungen werden mit Druckdosen gemäss Abb. 2.7. (Typ Hottinger) vorgenommen, die die Druckschwankungen in elektrische Spannungsschwankungen umwandeln.

Abb. 2.7.

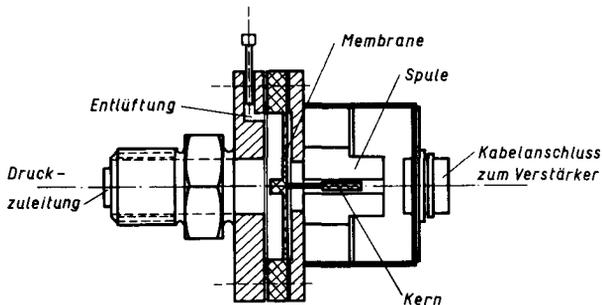


Abb. 2.7. Membran-Druckaufnehmer (induktiv)
Messbereich 0,5 - 50 kg/cm²

Diese werden über Trägerfrequenz-Verstärker auf ein Registriergerät (Visicorder) übertragen und dort aufgezeichnet. Die Deformation des Provingrings - und damit die Vertikalspannungen - werden ebenfalls über einen induktiven Messgeber und den Visicorder registriert. Damit sind die drei schnell wechselnden und deshalb nicht mehr von Auge ablesbaren Daten festgehalten. Die vierte Grösse - die Vertikal-Deformation - wird, da sie nur langsam wechselt, an einer Messuhr abgelesen und auf dem Messstreifen des Visicorders markiert. Vor jedem Versuch werden die Geräte geeicht. - Um mögliche Fehlerquellen auszuschalten, werden folgende Massnahmen getroffen: In den unter rascher Druckveränderung stehenden Flüssigkeiten darf keinerlei Luft gelöst sein. Es wird deshalb nur abgekochtes und für das Porenwassersystem zusätzlich destilliertes Wasser verwendet; vor Versuchsbeginn wird das ganze System damit durchgespült und während des Versuches jeder Kontakt mit Luft ausgeschaltet. Da die Druckdosen auf Temperaturunterschiede reagieren, wird das vorerwähnte Temperier-

system angewendet. Zur Kontrolle werden während der Schwingungen Pausen eingeschaltet und die Ablesungen der elektronischen Messgeräte mit den mechanischen verglichen. - Es sind aber auch folgende nicht völlig zu vermeidende Ungenauigkeiten zu beachten: Die Querschnitts- und Richtungswechsel im Druckerzeugungs- und Messsystem verursachen Oberschwingungen. Eine Kontrollmessung ohne Probe, wodurch beide Messdosen (allseitiger Druck und Porenwasserspannung) vom selben Medium berührt werden, zeigt wohl identische Druckwerte; einzelne Druckspitzen sind aber nicht messbar, was für die dynamische Scherfestigkeit zu berücksichtigen ist. Ein anderer Nachteil besteht im elektronischen Uebertragungssystem: Da die Verstärker auf Ueberspannungen durch Verschieben des Nullpunktes reagieren, muss die Abschwächung so gewählt werden, dass die Amplituden den zulässigen Spannungsbereich nicht überschreiten. Dies bedeutet aber auch kleine Ausschläge und somit kleine Genauigkeit im interessierenden Schwingungsbereich, wenn Proben unter hohen Mitteldrücken geprüft werden: z. B. 1 kg/cm^2 Amplitude = 2 cm Ausschlag bei niedrigen (2 kg/cm^2) Mitteldrücken, aber nur 0,5 cm Ausschlag bei hohen (8 kg/cm^2) Mitteldrücken. Die Zugfestigkeitsmessungen (Kap. 5) müssen unter Berücksichtigung dieser Tatsachen ausgewertet werden.

2.4. Grundsätzliche Gestaltung der Gedankengänge

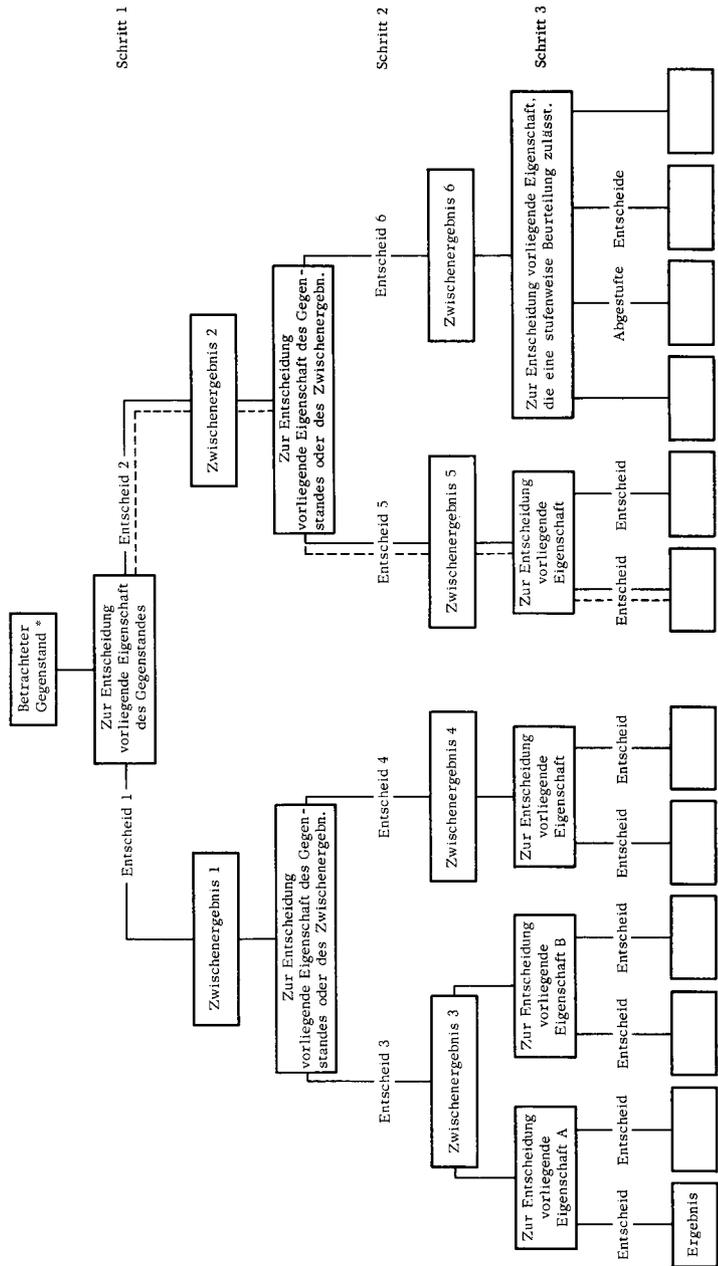
Die Arbeit an den Versuchen und deren Auswertung konnte durch die systematische Gliederung des Materials und der Messungen wesentlich erleichtert werden: Es wurde auf einfachen Systemen aufgebaut und immer weitere Variable hinzugefügt, bis die gewünschte oder geforderte Zusammensetzung erreicht war. - Aus allen Versuchen fallen nun Resultate an, die mit Ueberlegungen zu Zwischenresultaten und von diesen zum Endergebnis führen. Es ist wegen der grossen Zahl von Versuchsergebnissen und Ueberlegungen wertvoll, auch die Gedankengänge systematisch zu gliedern:

Jede Ueberlegung besteht aus drei Vorgängen: Zuerst werden Kenntnisse oder bekannte Eigenschaften - aus eigenen Versuchen, aus der Literatur und aus der Erfahrung - gesammelt. Dann werden diese Kenntnisse und Eigenschaften in verschiedener Weise kombiniert und zuletzt wird der Entscheid gefällt, welche Kombination, d. h.

welche Lösung zutrifft. Jede Ueberlegung, die den Gedankengang weiterführt, enthält also einen Entscheid, der nach einem bestimmten - auf den Kenntnissen beruhenden - Kriterium gefällt wird. - Dazu sei als einfaches Beispiel die Sortierung eines Haufwerkes von Kugeln geschildert. (Das "Sortieren" ist ja nichts anderes als ein sichtbares "Ueberlegen"). Von den Kugeln sind die Eigenschaften Durchmesser, Gewicht und Farbe bekannt. Eine dieser Eigenschaften, z.B. ein bestimmter Durchmesser, ist ein erstes Kriterium. Der Entscheid für die erste Sortierung wird dann je nach Ueber- oder Unterschreiten des bestimmten Durchmessers getroffen. Darauf wird die Sortierung nach einem neuen Kriterium (z.B. anderer Durchmesser, Farbe) weitergeführt. Dieser Vorgang wiederholt sich solange, bis jede Kugel eingeteilt ist. Diese Systematik lässt sich nicht nur auf materielle Grössen wie Eigenschaften (Kugelhauwerk) anwenden, sondern auch auf gedankliche Grössen wie Kenntnisse (z.B. Zusammenhang Scherfestigkeit - Ueberlagerungsdruck).

Nachdem ein Ordnungsprinzip für jede einzelne Ueberlegung gefunden ist, muss auch für einen übersichtlichen Aufbau des ganzen Gedankenganges gesorgt werden. Hierfür bestehen zwei Möglichkeiten, die anhand des obigen Beispiels - Sortieren des Kugelhauwerkes - beschrieben werden: - Eine erste Möglichkeit ist die chronologische Aufzeichnung der in den Ueberlegungen gefällten Entscheide. Dabei wird eine erste Kugel unter Anwendung aller Entscheidungskriterien (Grösse, Farbe etc.) ausgewählt. Darauf wird mit allen Entscheidungskriterien, von vorne beginnend, die nächste Kugel ausgewählt und nach diesem Prinzip die Sortierung vollendet. Auf diese Art werden gleichartige Entscheidungen (z.B. nach Farbe) an auseinanderliegenden Stellen wiederholt, wodurch das System bei umständlicheren Gedankengängen an Uebersichtlichkeit einbüsst. - In der vorliegenden Arbeit wurde deshalb die zweite Möglichkeit eines Ordnungsprinzips für den Gedankengang gewählt. Sie ist in Abb. 2. 8. schematisch dargestellt: Gleichartige Entscheidungen werden hier nur auf einer Stufe gefällt und in der letzten Stufe ist das behandelte Problem vollständig gelöst, d.h. alle Endresultate erscheinen gleichzeitig: So werden z.B. alle Kugeln im Hinblick auf eine Farbe betrachtet, wobei nur entschieden wird, ob die Farbe der Kugel mit der gewählten Farbe übereinstimmt oder nicht. In der nächsten Stufe ist das Entscheidungskriterium eine andere Farbe; dann folgen die andern Kriterien, bis das Endresultat - die Sortierung aller Kugeln - erreicht ist.

Grundsätzliche Anordnung des Gedankenaufbaus für die Gesamtarbeit und die einzelnen Kapitel



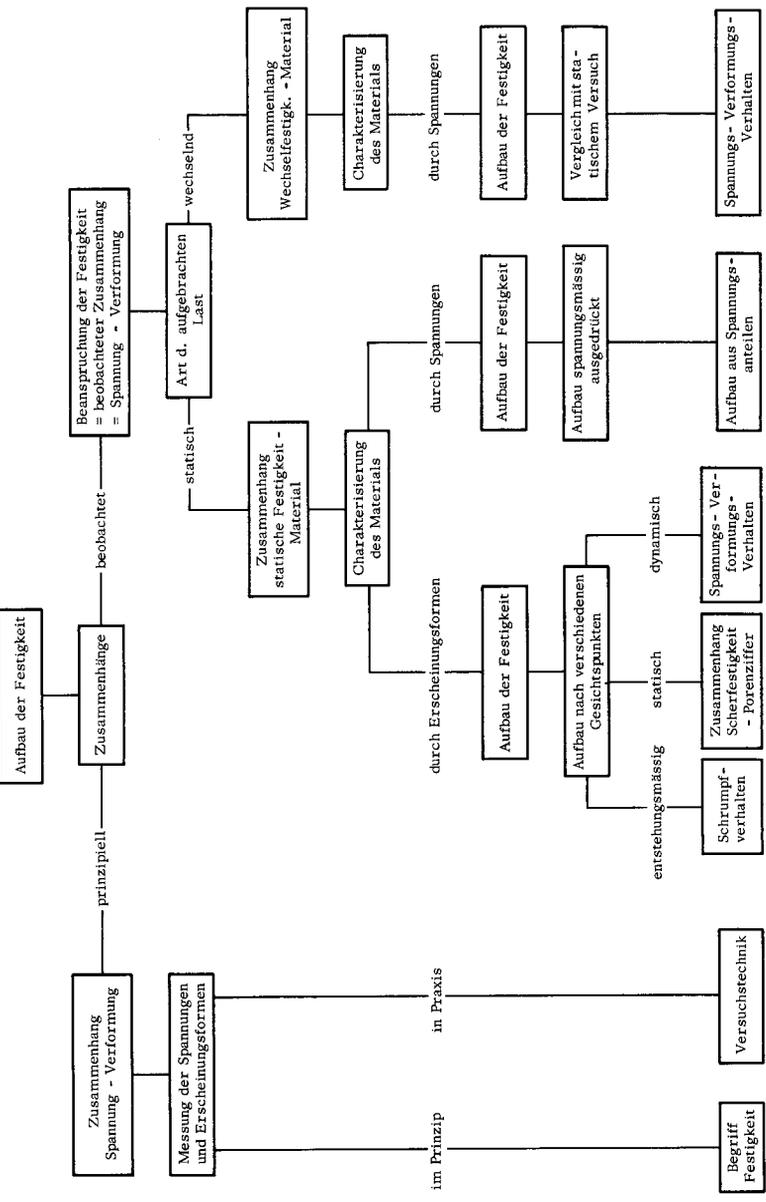
Bemerkungen : 1. Es sind beliebig viele Schritte bis zum Endergebnis möglich.

2. - - - Gibt das Beispiel eines Gedankenganges an.

* 3. Der betrachtete Gegenstand kann sein : Ein eigentlicher Gegenstand, eine Eigenschaft oder eine Beziehung zwischen einem Gegenstand und einer Eigenschaft. (Somit können die zur Entscheidung vorliegenden Eigenschaften selbst wieder Gegenstand einer solchen Betrachtung sein.)

Abb. 2.9. Gedanken-Schema der Arbeit

Aufbau der Festigkeit



Kap. 2

Kap. 3

Kap. 4

Kap. 5

Kap. 6

Kap. 7

In Abb. 2. 8. ist das gewählte Ordnungsprinzip mit allen seinen Möglichkeiten dargestellt. Da ein bestimmter Entscheid nur an einem Ort getroffen wird, kann das Entscheidungskriterium selbst kompliziert sein, ohne dass die Uebersichtlichkeit verloren geht: Das Kriterium kann genaue Entscheide (ja, nein), abgestufte Entscheide (mehr oder weniger) oder eine Kombination von beiden auslösen.

Die Arbeit als Ganzes (Abb. 2. 9.) sowie die einzelnen Kapitel sind dem Gedankenschema entsprechend aufgebaut. Jedem Kapitel ist deshalb das zugehörige Schema als einfache Zusammenfassung beigegeben.

3. BESTIMMUNG VON MATERIALEIGENSCHAFTEN MIT DEM SCHRUMPFVORGANG

3.1. Grundsätzliches

Die Schrumpfgrenze ist als Wassergehalt definiert, bei dem eine Probe im gesättigten Zustand ihr minimales Volumen erreicht; d. h. dort wo sich das Volumenverhalten ändert, wenn die Probe von der Fliessgrenze weg rissfrei getrocknet wird. Es ist also der Punkt, bei dem alle Körner sich berühren, die Hohlräume aber noch alle mit Wasser gefüllt sind. Bei darüber liegenden Wassergehalten hat jede Wasserzugabe oder jeder Entzug eine gleichwertige Veränderung von Proben-Volumen und Gewicht zur Folge, während unter der Schrumpfgrenze Proben-Volumen und Gewicht sich unabhängig voneinander verändern (siehe Abb. 3. 1. a).

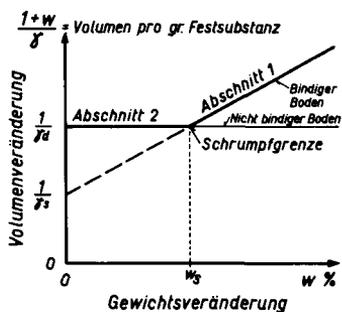


Abb. 3. 1. a Idealisierte Darstellung des Schrumpfvorganges

Im ideal angenommenen Fall berühren sich die Körner bei der Schrumpfgrenze und das Volumen bleibt bei weiter abnehmendem Gewicht konstant. Der übliche Schrumpfvorgang wird aber - besonders bei bindigen Böden - der Kurve in Abb. 3.1.b (Seite 70) folgen. Weil die Schrumpfgrenze beim Uebergang vom gesättigten zum ungesättigten Bereich liegt, ist sie auch rein äusserlich zu erkennen, indem die Probe sich dann verfärbt. Wegen des langwierigen Versuchsvorganges wird die Schrumpfgrenze eher selten angewendet. Praktische Bedeutung hat sie eigentlich nur dort erreicht, wo der Wassergehalt des Bodens einen über und unter die Schrumpfgrenze reichenden Variationsbereich einnimmt, z.B. für die Trockenkruste toniger Böden, deren Volumenverhalten über und unter der Grenze verschieden ist. Für die Klassifizierung von Böden nach USCS ist sie nicht notwendig, weil der dafür verwendete Plastizitätsbereich durch Fliess- und Ausrollgrenze ermittelt wird. Für die Klassifizierung strukturempfindlicher Böden aber wird auch die Schrumpfgrenze benötigt. Dabei ist nicht nur die Schrumpfgrenze selbst, sondern der ganze Schrumpfvorgang zu betrachten. - Der Schrumpfvorgang ermöglicht ausserdem eine über die übliche Klassifizierung hinausgehende Materialbeschreibung, wie in 3.2.2 gezeigt werden wird.

Der Schrumpfvorgang wird wie folgt begonnen: entweder mit der Aufbereitung eines Material-Wassergemisches bei einem über der Fließgrenze liegenden Wassergehalt, das in einen Ring von 50 cm^3 Inhalt ($F = 25 \text{ cm}^2$ $h = 2 \text{ cm}$) luftfrei eingefüllt wird, oder indem ein Stück von ähnlichem - genau bestimmtem - Volumen aus dem natürlichen Boden ausgeschnitten wird. Dann wird die Probe sorgfältig, d.h. unter langsam gesteigerter Temperaturerhöhung und Feuchtigkeiterniedrigung der Umgebung, getrocknet. Volumen und Gewicht werden ständig bestimmt und daraus Wassergehalt und Volumen pro Gramm Festsubstanz errechnet. (Die Geräte und das Vorgehen für die Volumenbestimmung entsprechen der in ASTM (D 427-39) beschriebenen Methode.) Diese Werte werden wie in Abb. 3.1.a (Seite 68) dargestellt aufgetragen. Die Darstellung hat den Vorteil, dass Volumen- und Gewichtsveränderungen zugleich sichtbar sind. Ist beim Trocknen an der Luft keine wesentliche Gewichtsabnahme mehr zu messen, wird das restliche freie Wasser bei 110°C entfernt und darauf Festsubstanzgewicht und Trockenraumgewicht bestimmt. Die Darstellung in Abb. 3.1.b zeigt, dass der Schrumpfvorgang sich nicht einfach aus den zwei linearen Abschnitten 1 und 2 der Abb. 3.1.a (Seite 68) zusammensetzt. Das komplizierte Bild wie auch die im folgenden Kap. 4 näher behandelte Bedeutung des Sättigungspunktes bei der Festigkeits-Wassergehalts-Abhängigkeit deuten an, dass aus dem ganzen Prozess wesentliche Aussagen gewonnen werden können.

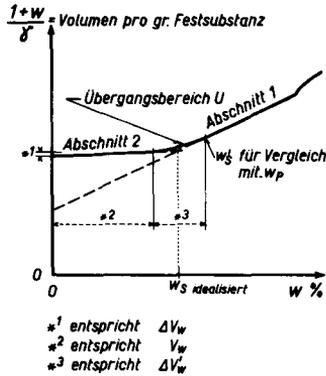


Abb. 3.1.b Darstellung eines typischen Schrumpfvorganges

3.2.1 Die Ausscheidung grobkörniger Böden

Anhand des Quell- und Schrumpfverhaltens können grobkörnige Böden ausgeschieden werden.

Bei grobkörnigen Böden, also Kiesen und groben Sanden, ist das Verhältnis von Volumen - und damit Gewicht - der Körner zu ihrer Oberfläche und Form so, dass sie ihr infolge Eigengewicht sich ständig berührendes Korngerüst beibehalten; dies gilt allerdings nur solange keine äussere Einwirkung auf das Porenwasser oder das Korngerüst verzeichnet werden kann. Ist einmal Sättigung erreicht, so nimmt dieses Material ohne solche Einflüsse deshalb kein weiteres Wasser mehr in sich auf. Umgekehrt bleibt bei abnehmendem Wassergehalt das Volumen immer konstant, d.h. grobkörnige Böden können sich nur auf Abschnitt 2 gemäss Abb. 3.1.a (Seite 68) bewegen.

Im ungesättigten Zustand liegt aber auch bei Böden mit feinem Kornaufbau die Wassergehalt - Volumen - Beziehung nur innerhalb des Abschnittes 2. Die deshalb notwendige Unterscheidung zwischen fein- und grobkörnigen Böden ist aber auf folgende Art möglich. Dem Material wird soviel Wasser zugegeben wie es in sich aufnehmen kann, d.h. bis Wasser an der Porenoberfläche wegzufliessen beginnt. Daraufhin wird sämtliches

Wasser durch Trocknung entzogen. Bleibt während der Aufnahme und dem Entfernen von Wasser das Volumen der Probe konstant, so handelt es sich um ein grobkörniges Material, da bei feinkörnigen Böden eine Quellung und Schrumpfung zu beobachten wäre.

3.2.2 Die Behandlung ungesättigter fein- und mittelkörniger Böden

Ungesättigte Böden aller Arten verhalten sich demnach nahezu gleich, da sie alle dem Abschnitt 2 von Abb. 3.1.a (Seite 68) folgen. Die Abtrennung grobkörniger Böden wurde in 3.2.1 gezeigt. Da für die Unterteilung fein- und mittelkörniger Böden der ganze Schrumpfvorgang interessiert, muss ihnen vorerst auch Wasser zugegeben werden, bis die Quellung der Probe vollständig ist. Diese Quellung hat unter den atmosphärischen Bedingungen zu geschehen, unter denen auch der Schrumpfvorgang erfolgt. Bei stark ausgetrockneten Proben ist dieser Sättigungsvorgang sehr sorgfältig vorzunehmen, da die Volumenzunahme beim Quellen zu Verdampfungserscheinungen und damit zu Rissen führen kann. - Nach Sättigung befinden sich dann die Proben in einem den künstlich aufbereiteten gleichwertigen Zustand, so dass der Schrumpfvorgang für alle gesättigten Proben gleich untersucht werden kann.

3.2.3 Die Beurteilung fein- und mittelkörniger Böden mit dem Schrumpfvorgang

Wie Abb. 3.1.b (Seite 70) zeigt, setzt sich der Schrumpfvorgang aus drei Abschnitten zusammen, nämlich den nahezu geradlinigen Abschnitten 1 und 2 und dem dazwischen liegenden gekrümmten Uebergangsstück U. Jeder dieser Kurventeile gibt bestimmte Angaben über das untersuchte Material, wie im folgenden (3.3.) gezeigt wird. - Eine weitere Anwendungsmöglichkeit für den Schrumpfvorgang ist die Bestimmung des spezifischen Gewichtes von Böden: Dies wird in Anhang 8.1.(Seite 167) beschrieben.

3.3. Die Bestimmung der Mineraleigenschaften

Bei den Böden interessieren vor allem Grösse und Eigenschaften der Einzelkörner sowie deren mengenmässiger Anteil am Gesamtgefüge. Die Betrachtung des Kurvenabschnittes 2 liefert Angaben über die Mineraleigenschaften und z. T. über den Gefügebau. - Im idealen Schrumpfvorgang ist keine weitere Volumenabnahme mehr

festzustellen, wenn die Körner sich berühren; es wird nur noch das in den Hohlräumen befindliche Wasser entfernt, da zwischen den Kornberührungsflächen kein Wasser vorhanden ist. Bei bindigen Böden ist aber in jedem Zustand eine Wasserschicht den Kornoberflächen angelagert. Diese Wasserschicht setzt sich aus verschieden stark gebundenen Teilschichten zusammen, wie schon Pallmann [4] und in neuerer Zeit Grim [5] und Lambe [6] festgestellt haben.

3.3.1 Die Wasser-Teilschichten bindiger Böden

In diesem Abschnitt wird das anhand des Schrumpfvorganges beobachtete Verhalten des Wassers im Boden-Wassergemisch beschrieben. Die gewählte Einteilung der Wasser-Schichten ist deshalb dem Schrumpfvorgang angepasst, kann aber mit anderen Betrachtungsweisen verglichen werden. Es sollte möglich sein, einen Uebergang zu anderen Untersuchungen über die Wasserwirkung (z.B. Rosenqvist [7]) zu finden. (Siehe auch 3.3.3). Mittels des Schrumpfvorganges wird eine Einteilung in vier verschiedene Wassertypen vorgenommen.

1. Völlig frei bewegliches Wasser, das die Teilchen in keiner deutlich feststellbaren Art mehr beeinflusst. (Quellen beendet)

Es ist dies das über der Fliessgrenze im Boden vorkommende Wasser. Die Schrumpfkurve ist in diesem Bereich gekrümmt, da noch keine Linearität zwischen Wasserabnahme und Gesamtvolumenabnahme vorhanden ist. Es findet dort eine eigentliche Sedimentation statt mit entsprechenden Umlagerungen aus der Suspension in den Festzustand, weshalb das Volumen stärker als dem Wassergehalt entsprechend abnimmt. Das Ende dieses Bereiches sollte demnach mit der Fliessgrenze übereinstimmen. Dies trifft weitgehend zu und die Abweichungen entsprechen den Abweichungen der Scherfestigkeiten bei Fliessgrenze vom Sollwert $\tau_f = 0$. (Die Scherfestigkeiten bei Fliessgrenze sind ja nichts anderes als durch den Versuchsvorgang bedingte Abweichungen vom Sollwert τ_f (bei w_L) = 0. Siehe auch Kap. 4).

2. Wasser mit geringer *) Bindung, welches mengenmässig ungefähr dem Wasseranteil entspricht, der mit dem Plastizitätsindex ausgedrückt wird und auch die entsprechenden Wirkungen im Korngefüge hat. Es ist also von allen umgebenden bindigen Teilchen beeinflusst und wirkt auf diese zurück, da ja der Boden in diesem Zustand einen eindeutigen Zusammenhalt aufweist. Umgekehrt ist es aber soweit frei beweglich, dass es mit normalem Energieaufwand, d. h. durch Konsolidation unter niedrigen Drücken (4 kg/cm^2 bei Lab. Nr. 12 254) oder Verdunsten bei Raumtemperatur entfernt werden kann. Zudem hält dieses Wasser die Einzelteilchen in so grossen Abständen voneinander, dass dort, wo die Schwerkraft wirkt, sie die Bindekräfte überwiegt. Deshalb streben das Gefüge und diese zweite Wasserschicht danach, die Hohlräume aufzufüllen und keine ungesättigten Poren entstehen zu lassen; mit anderen Worten können die Teilchen nicht so stark aneinander haften, dass ungesättigte Poren entstehen, wenn Wasser entfernt wird. In der Schrumpfkurve entspricht dem Entfernen dieser Schicht demnach der geradlinige Teil des Abschnittes 1. Ueber die Funktion des Wassers mit geringer Bindung gibt 3.3.4 und besonders im Zusammenhang mit der Scherfestigkeit Kap. 5 Auskunft.
3. Wasser mit mittlerer *) Bindung, welches einem Teilchen zugehört, aber von den anderen Teilchen noch stark beeinflusst ist. Es bildet nicht eine gleichmässige Hülle um das Einzelkorn, sondern nimmt je nach den Kornabständen mehr oder weniger Raum ein; aber auch hier ist eine Wirkung des Wassers auf die Gefügebildung - zumindest während der Sedimentation - anzunehmen. Im Grenzfall ist diese Wasserschicht in der Lage, sämtliche Hohlräume auszufüllen - die Probe zu sättigen. Wie aus 3.3.4 hervorgehen wird, bildet diese Wasserschicht auch den Hauptanteil bei Ausrollgrenze. Sie ist dadurch charakterisiert, dass einmal zerstörte Bindungen ohne neuen Energieaufwand nicht

*) Da es sich hier um reine Beobachtungen handelt, müssen Begriffe wie "geringe, mittlere Bindung" verwendet werden. Grössenangaben können erst mit mehreren Messreihen gemäss 3.3.3 gewonnen werden.

wieder herzustellen sind. Das Entfernen des mittel-gebundenen Wassers erfordert bereits einen erhöhten Energieaufwand in Form höherer Konsolidationsdrücke (8 kg/cm^2 bei Lab. Nr. 12 254) oder längere Einwirkungen der Raumtemperatur. Auch das Schrumpfen, das sich dabei abspielt, ist etwas komplizierter, indem die Poren zum Teil in den ungesättigten Zustand übergehen, zugleich zum Teil aber auch Wasser zwischen den Teilen wegfließt, ohne dass wasserleere Hohlräume entstehen. Der ersterwähnte Vorgang geht ohne, der zweite mit Volumenänderung der Gesamtprobe vor sich, so dass das gekrümmte Uebergangsstück im Schrumpfdiagramm entsteht. In Abschnitt 3.4. wird darauf näher eingegangen.

4. Wasser mit stärkerer Bindung, welches einem Teilchen zugehört und von den anderen noch beeinflusst ist. Aehnlich wie die vorhergehende Schicht ist auch hier keine regelmässige, sondern eine je nach Kornabständen variierende Hülle vorhanden: Wo die Kornabstände klein sind, ist die Wasserschicht dünner als in grösseren Poren. Bei kleinen Abständen muss also die Wasserschicht stärker gebunden sein, um nicht in die grösseren Hohlräume abgedrängt zu werden. Selbstverständlich sind auch hier die entsprechenden vom Wasser auf die Teile wirkenden Kräfte vorhanden. Diese Wasserschicht benötigt nun eine wesentlich höhere Energie, um abgelöst zu werden. - Allerdings werden vorerst die in grösseren Hohlräumen befindlichen Mengen mit - den vorherigen Schichten entsprechendem - Energieaufwand entfernt, d.h. bei länger einwirkender Raumtemperatur. - Die zwischen den Teilen befindlichen und die übrigen in ähnlichem Abstand von der Kornoberfläche angelagerten Wassermengen können zur Hauptsache erst durch ca. 12-stündige Trocknung bei 110°C weggeführt werden. - Während der erste Vorgang (bei Raumtemperatur) keinen Einfluss auf das Gesamtvolumen der Probe hat, tritt beim zweiten (zumeist bei 110°C) eine Abnahme ein; sie werden beide durch den Abschnitt 2 des Schrumpfdiagrammes charakterisiert und dienen zur näheren Materialklassifikation (Abb. 3. 1. b, Seite 70).

3.3.2 Die Klassifikation der Bodenteilchen mit Hilfe des Abschnittes 2 im Schrumpfdiagramm

$\frac{1+W}{\sigma}$ = Volumen pro gr. Festsubstanz

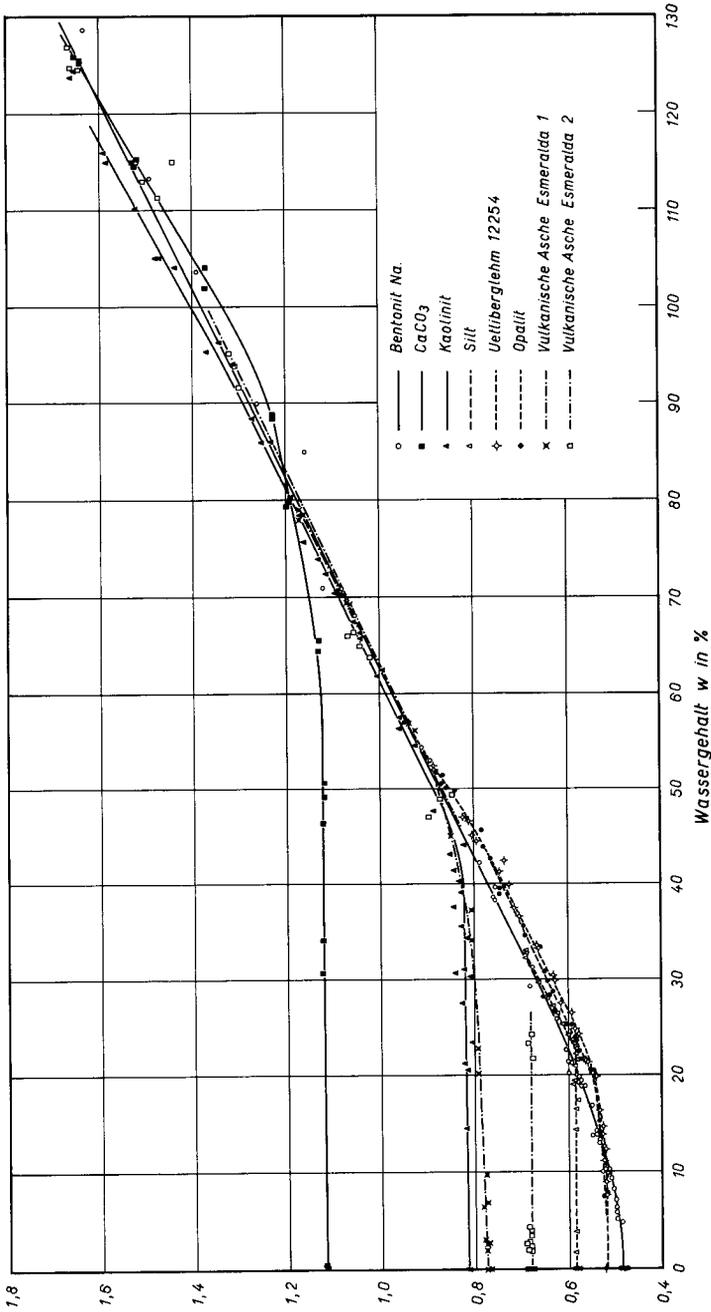


Abb. 3.2. Schrumpflauf verschiedener Bodenarten

Die Aktivität nach Skempton als Klassifikationseigenschaft kann mit dem Schrumpfprozess in Zusammenhang gebracht werden. Wie oben gesagt, spielen beim Abschnitt 2 des Schrumpfdiagrammes zwei verschiedene Vorgänge ineinander, nämlich ein volumenabhängiger und ein davon unabhängiger. Je grösser der Anteil des volumenabhängigen Schrumpfens, d.h. je grösser die zwischen den Teilchen liegende Wassermenge gegenüber der im gesamten vorhandenen ist, desto stärker wird die Neigung der Schrumpfkurve sein. Dieser Vorgang wird als Nachschrumpfen bezeichnet und ist wegen der geringen Abmessungen der Zwischenschichten absolut betrachtet sehr klein, was auch an den Beispielen von Abb. 3.2. deutlich wird. Wird das Verhältnis von Ordinatendifferenz zu Abszissendifferenz des Nachschrumpfabschnittes 2 gebildet, so ergibt sich:

$$\frac{\frac{1+w}{\gamma} - \frac{1}{\gamma_d}}{w-0} = \frac{\frac{V_d + \Delta V_w}{G_d} - \frac{V_d}{G_d}}{\frac{V_w}{G_d}} = \frac{\Delta V_w}{V_w} \quad (1) \quad \text{wobei}$$

V_w das totale Wasservolumen zu Beginn des Nachschrumpfens, d.h. die Menge Typus 4-Wasser, ΔV_w das eine Volumenänderung verursachende Zwischenschichtenwasser ist. Der Ausdruck (1) gibt uns somit den fester gebundenen Anteil an, der umso grösser ist, je stärker die von den Teilchen ausgehenden Kräfte wirken. Der nun nahe-
liegende Vergleich mit der Aktivität a zeigt denn auch einen linearen Zusammenhang:

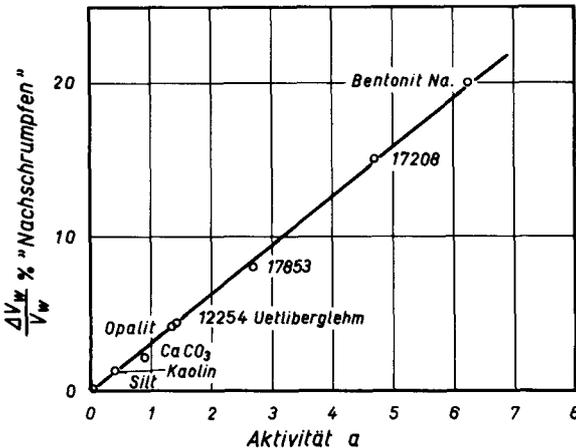


Abb. 3.3
Beziehung Aktivität -
Nachschrumpfen
für verschiedene
Bodenarten

Dass sich die $\frac{\Delta V_w}{V_w}$ und zugehörige Aktivität a um einen Faktor unterscheiden, hängt mit der verschiedenartigen Bestimmung zusammen. Schon die wenigen Bemerkungen zeigen, dass für gleichartige Teilchen jede Bindung von Wasser gleich welchen Typus von den selben Kräften verursacht wird. Dies lässt aber auf einen kontinuierlichen und nicht schichtweise abgegrenzten Einfluss der Kräfte schliessen. Hingegen wird das Wasser nicht allein betrachtet, sondern dessen Wirkung im Boden-Wassergemisch, wo die Abgrenzungen festgestellt werden können und für die praktische Anwendung (z.B. Fliessbereich, plast. Bereich) ihre Bedeutung haben. Andererseits zeigt die auch am Schrumpfvorgang beobachtete Kontinuität der Wasserbindungen, dass eine Verbindung mit anderen Betrachtungsweisen (Pallmann, Rosenqvist) ohne Widersprüche möglich ist, wie in 3.3.1 gesagt wurde. - Jede der verschiedenen Bindungen (Wassertypen 2, 3, 4) wird durch einen Ausdruck charakterisiert. Da - wie gesagt - alle Bindungen von den gleichen Kräften verursacht werden, hängen diese Ausdrücke alle von denselben Kräften ab und sind deshalb proportional zueinander. Diese Ausdrücke sind: für Wassertypus 2 die Aktivität selbst, für Wassertypus 3 der in 3.4. abgeleitete Ausdruck (2) und für Typus 4 das vorher (Seite 76) gezeigte $\frac{\Delta V_w}{V_w}$.

Mit dem Nachschrumpfen kann somit eine erste Unterteilung der bindigen Böden ihren Bindekräften entsprechend vorgenommen werden.

3.3.3 Möglicher Aufschluss über die Bindekräfte

Die Charakterisierung der genannten Wassertypen erfolgt somit durch Vergleich des Probenvolumens vor und nach Entfernung der einzelnen Typen. Um zur Grösse und Art der inneren Kräfte vorzustossen, wurde bis anhin hauptsächlich auf dem Weg über chemische Ueberlegungen vorgegangen. Die Art (z.B. elektr. Anziehung) der Kräfte kann auf diese Weise gut bestimmt werden; die Zuordnung wertmässiger Grössen trifft aber auf Schwierigkeiten. Mit der hier entwickelten Unterteilung nach Typen lässt sich aber auch die Grösse der Kräfte bestimmen: Wenn die Energie, die zur Entfernung des einem gewissen Typus zugehörigen Wasservolumens (d.h. einer Wasserschicht) nötig ist, gemessen wird, so lassen sich die Kräfte errechnen. Somit kann dann jede Schicht durch Grösse und Art der auf sie wirkenden Kräfte charakterisiert werden. - Es soll hier noch erwähnt werden, dass neben den vier genannten Wasserschichten noch weitere stärker gebundene bestehen, wie sie von den genannten

Autoren aufgeführt werden [4, 5, 6] . - Zur Kräfte-Bestimmung lässt sich entweder Wärmeenergie - eher für die stärker gebundenen Typen - oder Konsolidationsenergie verwenden. Versuche mit Konsolidationsenergie wurden durchgeführt; für eindeutige Aussagen ist deren Anzahl aber noch zu gering.

3.3.4 Weitere mit dem Schrumpfvorgang zu bestimmende Materialeigenschaften

Nachdem mit dem Nachschrumpfen ein der Aktivität gleichwertiger Ausdruck bestimmt ist, kann bei bekannter Plastizitätszahl auch der Anteil an Teilen kleiner 2μ errechnet werden, wie sich aus der Definition der Aktivität ergibt. (z.B. 12 254 $a = 1,14$
 $l_p = 21\%$ $r = \frac{l_p}{a} = 18,4\%$).

Eine weitere nützliche Betrachtung bietet der Vergleich der Wassergehalte von Schrumpf- und Ausrollgrenze. Die Ausrollgrenze bestimmt den Wassergehalt, bei dem Korngruppen einer bestimmten Abmessung zusammen halten und nur noch innerhalb der Gruppen Wasser enthalten, zwischen den einzelnen Gruppen aber keines mehr vorhanden ist. Anders ausgedrückt, ist es der Wassergehalt, bei dem einmal zerstörte Bindungen durch blosses Zusammenfügen nicht wieder hergestellt werden können - im Gegensatz zum plastischen Bereich (in Kap. 4 wird diese als Dilatanz bezeichnete Eigenschaft näher besprochen werden). Für den Vergleich mit der Schrumpfgrenze ist aber zu beachten, dass beim langsamen Entfernen von Wasser - wie in der Natur - die Korngruppen bei Ausrollgrenze wesentlich grösser sind als bei der Bestimmung nach Atterberg. In den Schrumpfversuchen im Labor z.B. bildet die ganze Probe eine solche Gruppe, in der Natur sind es noch grössere von Rissen begrenzte Stücke. Für die folgenden Vergleiche siehe auch Tab. 3.4.

Liegt die Ausrollgrenze über der Schrumpfgrenze (hier definiert als Ende des Abschnittes 1 gemäss Abb. 3.1.b, Seite 70), so handelt es sich um ein aktives, stark tonhaltiges Material: Die gebundene Wassermenge ist gross und es ist eine sehr grosse totale Kornoberfläche vorhanden; bei einem Wassergehalt, der noch ein Ueberwiegen der Schwerkraft bei der Gefügebildung fordern würde (Typus 2), streben die Teilchen bereits zusammen, um Gruppen zu bilden, was auf hohe Bindekräfte schliessen lässt. Die grosse Oberfläche erlaubt die Anlagerung des Hauptanteiles der Wassermenge im Innern der Ausroll-Korngruppen.

Material	Teile < 2 μ in % r	Aktivität a	w _s ¹	w _p	w _p - w _s ¹
Bentonit Na	84	6,25	22	32	10
Bentonit Ca	85	3,50	19	28	9,0
Klein Belt-Ton	77	1,17	22*	36	14
Allschwylter Lehm	42	0,90	21	21	0
Opalit	24	1,30	20	17	-3
Wiener Tegel	23	1,07	16*	21	5
Uetliberglehm	18	1,20 - 1,35	26,5	16	-10,5
Kaolin	93	0,40	48	33	-15
17208 Esmeralda	3,4	4,70	67,5	44	-23,5
17853 Esmeralda	6	2,70	56	39	-17

*) Werte aus [9], entsprechen vermutlich nicht den übrigen w_s¹

Abb. 3.4 Differenz von Schrumpf- und Ausrollgrenze

Fallen Ausroll- und Schrumpfgrenze ungefähr zusammen, so handelt es sich um einen normalen bindigen Boden mit Aktivitäten von ca. 0,9 bis 1,5 und Tonanteilen bis max. 50%. Die gebundene Wassermenge und die Kornoberfläche verhalten sich so zueinander, dass das Eintreten in den ungesättigten Bereich beim Schrumpfvorgang mit der Möglichkeit zur Gruppenbildung zusammentrifft. Dabei lassen sich weitere Ueberlegungen machen: Entweder handelt es sich um wenig aktives Material mit vielen Feinanteilen, so dass die relativ dünnen, aber zahlreichen Wasserhüllen die inneren Oberflächen der Korngruppen belegen können. Die andere Möglichkeit ist die Anlage-rung einiger aktiver Tonteile um ein Siltkorn oder mehrere Körner herum, wobei die dicken Hüllen der bindigen Teile im Innern Platz finden, da die Siltkörner keine zugehörigen Wasserschichten besitzen. - Das soeben beschriebene Verhalten von Wasser

und Festteilen bestätigt die Definition der Ausrollgrenze : Das wenig gebundene Wasser ermöglicht eine - wenn auch lockere - Verbindung von Festteilen ohne wesentlichen Energieaufwand (z.B. Zusammenschieben durch Eigengewicht). Wie gezeigt wurde, ist bei der Ausrollgrenze solches Wasser nicht oder nur im Innern der Korngruppen vorhanden, so dass die Verbindung ausserhalb der Korngruppe erschwert wird.

Im dritten Fall liegt die Ausrollgrenze unter der Schrumpfgrenze, d.h. die Bindekräfte sind so schwach, dass sehr viel Wasser weggeführt werden muss, um die Körner nahe genug für eine Gruppenbildung aneinander zu bringen. Diese Erscheinung tritt bei sehr wenig aktiven ($a \leq 0,5$) aber tonreichen oder aktiven aber tonarmen ($r \leq 5\%$) Böden ein. Bei sehr wenig aktiven Böden muss ein wesentlicher Teil des Wassers vom Typus 3 entfernt werden, um die Abstände genügend zu verkleinern. Bei aktiven, aber tonarmen Böden ist sehr viel freies Wasser (Typus 1 evtl. etwas von Typus 2) vorhanden, da der Boden hauptsächlich aus Silt besteht. Die Siltkörner lagern sich um die Tonteile herum; diese müssen deshalb sehr aktiv sein, um das Gefüge zusammenzuhalten und es ist vorwiegend deren Wasserhülle, die bei der Ausrollgrenze *) noch vorhanden ist.

Mit dem Vergleich zwischen Ausroll- und Schrumpfgrenze sowie den durch Nachschrumpfen ermittelten Aktivitäten ist gemäss Abb. 3.5. der Gefügebau weitgehend zu erfassen.

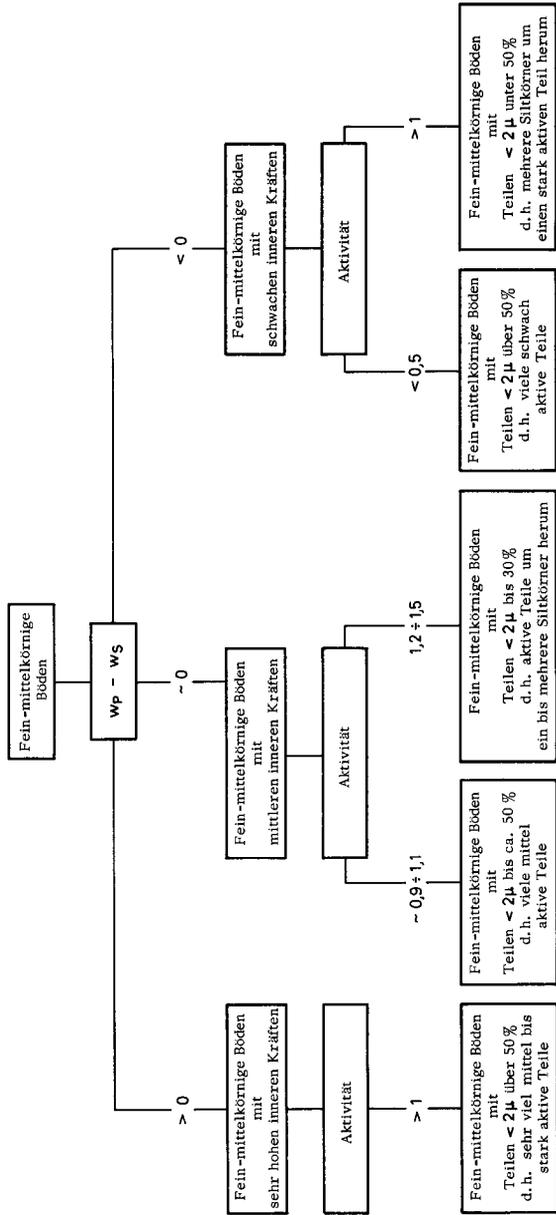
3.3.5 Praktische Anwendung des Schrumpfdiagrammes

Wassergehaltsänderungen haben im wesentlichen Scherfestigkeits- und Volumenänderungen zur Folge. Jene werden in Kap. 4 behandelt, während diese mit der vorliegenden Betrachtung des Schrumpfvorganges erfasst werden. Es ist nun für jede praktische Anwendung interessant zu wissen, in welchem Bereich des Schrumpfdiagramms sich die praktisch auftretenden Wassergehalte befinden. Für künstliche Bauwerke werden

*) In den Vergleichen ist im Zusammenhang mit der Ausrollgrenze immer von Gruppenbildung die Rede. Wie in 4.5.2 gezeigt werden wird, hat die Gruppenbildung und die Dilatanz die gleiche Ursache: Bei dem Wassergehalt, der eine Gruppenbildung ermöglicht, ist nach einmal vorgenommener Trennung der Einzelteile eine Wiederherstellung der Bindung durch blosses Zusammenfügen nicht mehr möglich.

Abb. 3.5.

Nähere Beurteilung des Gefügeaufbaues



deshalb Wassergehalte im Abschnitt 2 (Abb. 3.1.b, Seite 70) anzustreben sein, was bei den normalerweise verwendeten Böden unter künstlicher Verdichtung erreicht wird. Dies ist auch eine Bestätigung der mit dem Proctorversuch zu findenden Beziehung Raumgewicht - Wassergehalt, die unter der zugehörigen Sättigungskurve liegt.

3.4. Bestimmung der Strukturempfindlichkeit

Nachdem Abschnitt 1 und 2 des Schrumpfdiagramms wesentliche Aussagen geliefert haben, bleibt noch das Uebergangsstück U zu untersuchen. Dessen Form kann - wie aus Abb. 3.2. (Seite 75) zu entnehmen ist - von einer flachen Kurve bis zum scharfen Knick schwanken. Es ist der Bereich, in dem Wasser des Typus 3 entfernt wird, wie in 3.3.1 erklärt wurde. Wie ebenfalls dort gezeigt wurde, beruht die Bindung des in den verschiedenen Schichten befindlichen Wassers auf den gleichen Ursachen; die Menge des einer bestimmten Schicht zugehörigen Wassers hängt von der totalen Kornoberfläche und den uns interessierenden "Binde-Kräften" ab. Der Einfluss der Oberfläche kann ausgeschaltet werden, indem das Verhältnis zu einer Bezugsgrösse gebildet wird, die die Kornoberfläche auch als Faktor enthält. Wie beim Nachschrumpfen wird hierzu der Wassergehalt zu Beginn des Nachschrumpfens V_w gewählt. Ist ΔV_w das aus der Wassergehaltsdifferenz des Bereiches U erhaltene Wasservolumen des Typus 3, so gibt der Ausdruck $\frac{\Delta V_w}{V_w}$ (2) ein Mass für die Binde-Kräfte. Aus Abb. 3.6. geht der erwartete lineare Zusammenhang der Aktivität a mit dem Verhältnis $\frac{\Delta V_w}{V_w}$ hervor. Darin wird der Eindruck von Abb. 3.2. (Seite 75) bestätigt, dass U umso schärfer wird, je kleiner die Aktivität ist. Die Analogie zur Aktivität wurde schon in 3.3.2 erwähnt und begründet; hier interessieren aber die Abweichungen von der Linearität. CaCO_3 hat einen mehr als doppelt so grossen $\frac{\Delta V_w}{V_w}$ -Wert, als auf Grund der Aktivität (auch mit Nachschrumpfen ermittelt) zu vermuten ist. Dieses Material ist strukturempfindlich, weshalb die Einzelteile - wie in 3.4.1 gezeigt werden wird - sich von Sedimentationsbeginn an berühren. Die Berührung erfolgt nicht von Korn zu Korn, da auch diese Materialien Wasserschichten angelagert haben. Es befindet sich aber ebenfalls kein Wasser des Typus 1 oder 2 zwischen zwei Nachbarteilen, sondern solches von Typus 4 evtl. 3. Da das niedrig gebundene oder freie Wasser demnach nur in den Hohlräumen liegt, wegen der schwachen Bindung aber als erstes beim Trocknen ent-

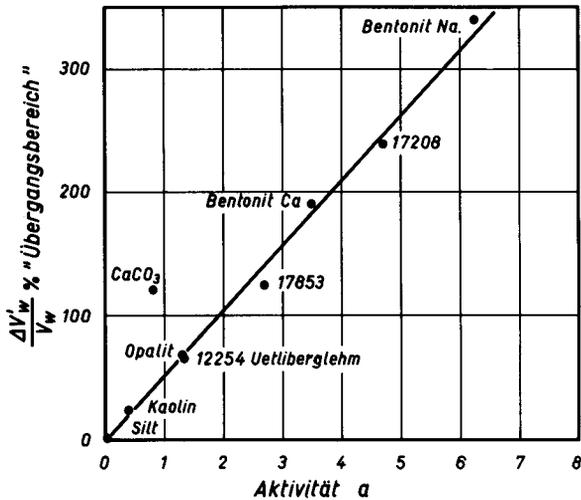


Abb. 3.6 Beziehung Aktivität - Übergangsbereich für verschiedene Bodenarten

fernt wird, so gerät die Probe schon bei hohen Wassergehalten in den ungesättigten Bereich. Der volumen-unabhängige Schrumpfprozess setzt also schon früh ein, wird aber durch das zugleich vor sich gehende volumen-abhängige Zwischenschichten-Schrumpfen beeinflusst. Somit entsteht für CaCO_3 die schwache Krümmung im Schrumpfdiagramm (Abb. 3.2., Seite 75). - Es ist nun möglich, strukturempfindliche Materialien zu ermitteln, indem man prüft, ob die Probe in Abb. 3.6. den $\frac{\Delta V_w^1}{V_w}$ -Wert einnimmt, den sie gemäss Nachschrumpfen oder Aktivität haben sollte. (Eine weitere Art, strukturempfindliche Böden zu bestimmen, wird im folgenden Abschnitt gezeigt.)

3.4.1 Nachweis der ständigen Berührung bei strukturempfindlichen Böden

Wie im vorhergehenden Abschnitt 3.4. nachgewiesen wurde und ebenfalls in Kap. 4 gezeigt werden wird, stehen in strukturempfindlichen Böden die Teile oder genauer die stärker gebundenen Schichten in ständiger Berührung. Dafür wurde mit dem Schrumpfvorgang ein weiterer Nachweis gefunden: Bei einem normalen, bindigen Boden folgt der Wassergehalt bei Konsolidation der Schrumpfkurve, d.h. die einzelnen Wasserschichtentypen werden in der Reihenfolge ihrer Bindung, die auch der örtlichen Anordnung entspricht, ausgepresst. Dagegen liegt bei den strukturempfind-

lichen Böden das leichter bewegliche Wasser, das auch hier zuerst ausgepresst wird, im Innern des Gefüges. Dieses Wasser wird bei Konsolidation unter Volumenverkleinerung der Struktur entfernt, ohne dass die stärker gebundenen zwischen den Teilen liegenden Schichten beeinflusst werden. Der Wassergehalt bei Konsolidation folgt also nicht dem typischen Schrumpfdiagramm, sondern bis zu sehr tiefen Werten der Geraden des Abschnittes 1 (Abb. 3.1. a, Seite 68). Wird der Konsolidationsvorgang unterbrochen und die Probe zum Schrumpfen angesetzt, so setzt sich der Vorgang bei normalen bindigen Böden entlang der zum Material gehörigen Kurve fort, wogegen bei Strukturempfindlichkeit je nach Endpunkt der Konsolidierung eine andere Schrumpfkurve folgt (Abb. 3.7.).

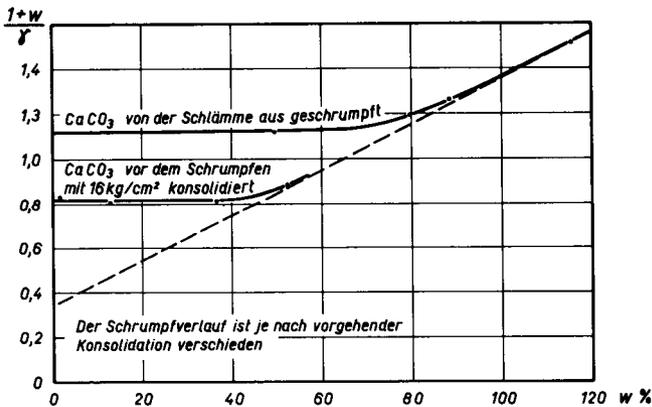


Abb. 3.7 Schrumpfverlauf von strukturempfindlichem Material (CaCO₃)

Bei strukturempfindlichen Böden entspricht die Länge des annähernd horizontalen Teils des Schrumpfdiagramms grösstenteils dem im Gefügeinnern vorhandenen leichter beweglichen Wasser, so dass mit zunehmendem Konsolidationsdruck die gezeigte Verkleinerung eintreten muss. Da jeder Konsolidationsdruck einen zugehörigen Schrumpfverlauf besitzt, müssen die Teile sich in jedem Zustand mit ihren stärker gebundenen Wasserschichten berühren. - Die je nach Konsolidation verschiedenen Schrumpfgrenzen sind demnach ebenfalls für strukturempfindliche Materialien kennzeichnend.

3.4.2 Die Unterscheidung zwischen aufbaubaren und nicht aufbaubaren strukturempfindlichen Böden

Strukturempfindliche Böden mit Tonteilen sind nach einer Störung nicht in ihre ursprüngliche Lagerungsform zurückzubringen, da die Tonteile im gestörten Zustand zwischen den übrigen Körnern liegen. Ein dermassen gestörtes Material verhält sich nach Entfernung des überschüssigen Wassers wie ein gewöhnliches bindiges Material. Da gezeigt wurde, dass sich strukturempfindliche und normale Böden auch im Schrumpfvorgang unterscheiden, kann dieser Vorgang auch zur Abgrenzung der beiden strukturempfindlichen Formen verwendet werden: Wieder-aufbaubare Böden werden immer die in 3.4.1 beschriebenen Charakteristiken der Strukturempfindlichkeit (verschiedene Schrumpfgrenzen je nach Konsolidation und sehr flaches Uebergangsstück U) zeigen, welche Behandlung sie auch vorher durchgemacht haben. Dieses Verhalten konnte an reinem CaCO_3 eindeutig festgestellt werden, indem verschiedenartige Störungen ohne Einfluss blieben. Die nicht-aufbaubaren Böden werden dem strukturempfindlichen Schrumpferlauf nur im ungestörten Zustand folgen, nach einer Störung sich aber wie die übrigen bindigen Böden verhalten. In Abb. 3.8 wird der Beweis hierfür am Beispiel der Seekreide Nr. 14893 erbracht, deren Schrumpferlauf vor und nach der Störung die obigen Feststellungen belegt. Als weitere Bestätigung möge das Material Nr. 17208 (Esmeralda) dienen, dessen Schrumpferkurve in Abb. 3.2. aufgetragen ist und dort den Eindruck eines normalen bindigen Bodens erweckt. Es ist dies aber die gestörte Probe eines stark strukturempfindlichen und somit nicht-aufbaubaren Materials.

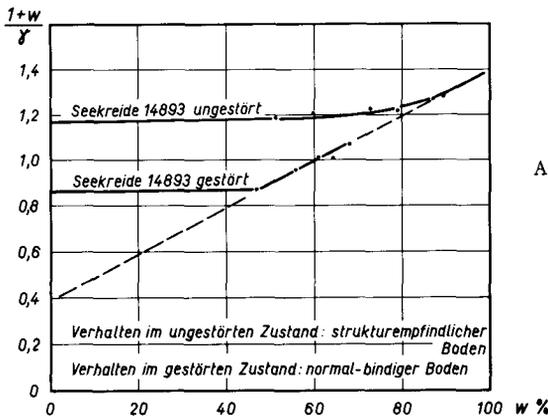
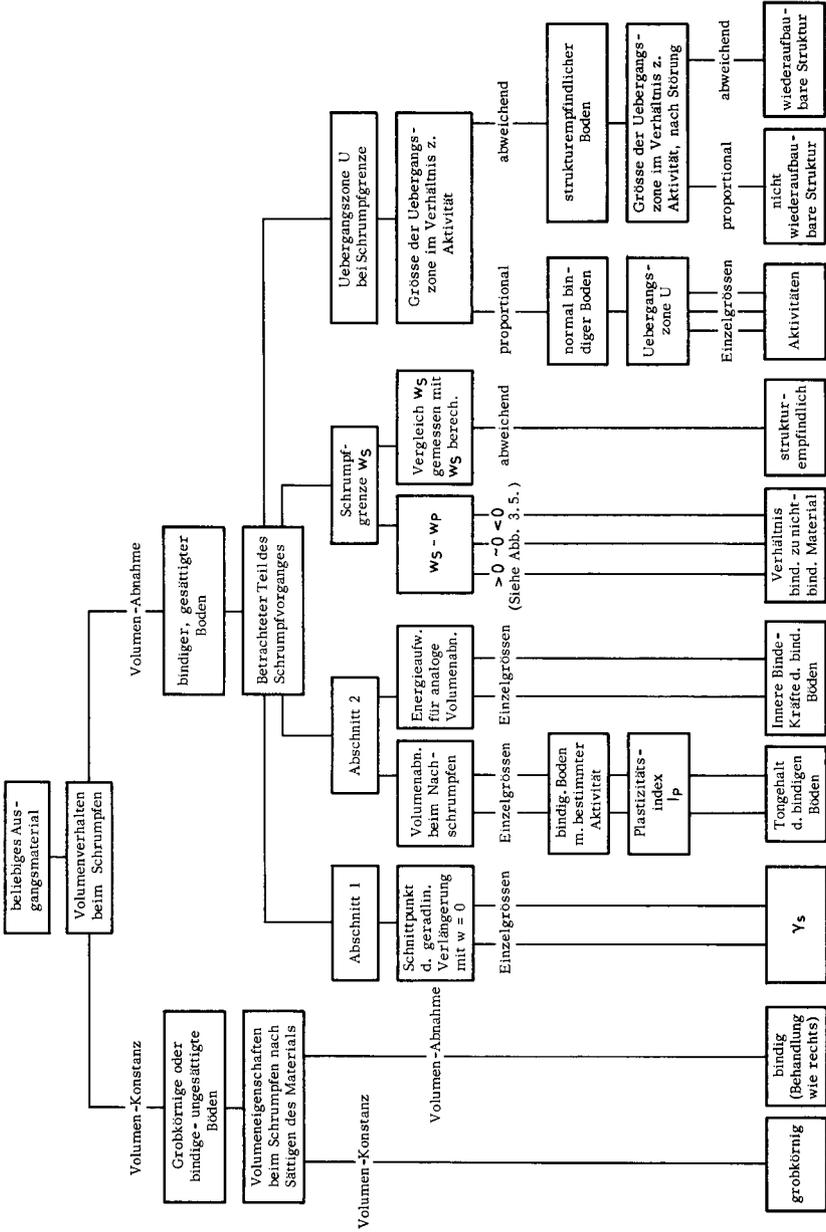


Abb. 3.8. Schrumpferlauf von nicht-aufbaubarem strukturempfindlichem Material

Abb. 3.9.

Schema Kap. 3

Bestimmung der Materialeigenschaften mit dem Schrumpfvorgang



4. DIE ABHAENGIGKEIT DER SCHERFESTIGKEIT VON DER PORENZIFFER BZW. VOM WASSERGEHALT

Seit Messungen der allgemeinen Festigkeit oder spezieller der Scherfestigkeit von Böden vorgenommen werden, wird auch die Beziehung zum Wassergehalt bzw. der Porenziffer betrachtet (Johannson [8]). Da die Porenziffer durch eine vorangehende Belastung beeinflusst wird, kann die Festigkeit auch in Abhängigkeit von dieser Belastung dargestellt werden. Wie nun (von Hvorslev [9]) festgestellt wurde, wirkt die Art der vorangehenden Beanspruchung nicht nur auf die Porenziffer, sondern auch auf die Spannungen in der Scherfläche bei Bruch. Es ergeben sich somit zwei Darstellungsmöglichkeiten: Scherfestigkeit abhängig von Grösse und Art der vorangehenden Belastung oder Scherfestigkeit abhängig von Porenziffer und Spannung bei Bruch. Neben diesen Einflüssen auf die Festigkeit wurden später noch diejenigen des ursprünglichen Wassergehaltes (Bjerrum [10]) und der Aufbereitungsart bei künstlichen Proben (Richardson [11]) festgestellt. Da bei unseren Versuchen die gleichen Zusammenhänge und zusätzlich interessante Wirkungen der Strukturempfindlichkeit ermittelt werden können, sollen sie mit einigen aus der Literatur ausgewählten in gleicher Weise dargestellt und verglichen werden.

4.1. Diagramme Scherfestigkeit - Wassergehalt für die Unterteilung in bindige und nicht-bindige Böden

Die Scherfestigkeit - Wassergehalt - Diagramme gestatten es, eine Unterteilung in bindige und nicht-bindige Böden vorzunehmen:

Vorerst wird der ungesättigte und gesättigte Bereich betrachtet und die Abhängigkeit $\tau_f - w$ im linearen Massstab dargestellt: Abb. 4.1. ist Johannson [8] entnommen. Die Festigkeit in diesen Darstellungen wurde mit einem 2 cm breiten, auf einem Bodenprisma aufgesetzten und belasteten Keil gemessen. Die Festigkeitszahl τ_f^* nach Johannson ist das Gewicht, welches notwendig ist, um den Keil 1 cm in die Bodenprobe zu drücken.

$(\tau_f)^*$ Festigkeitszahl nach Johansson

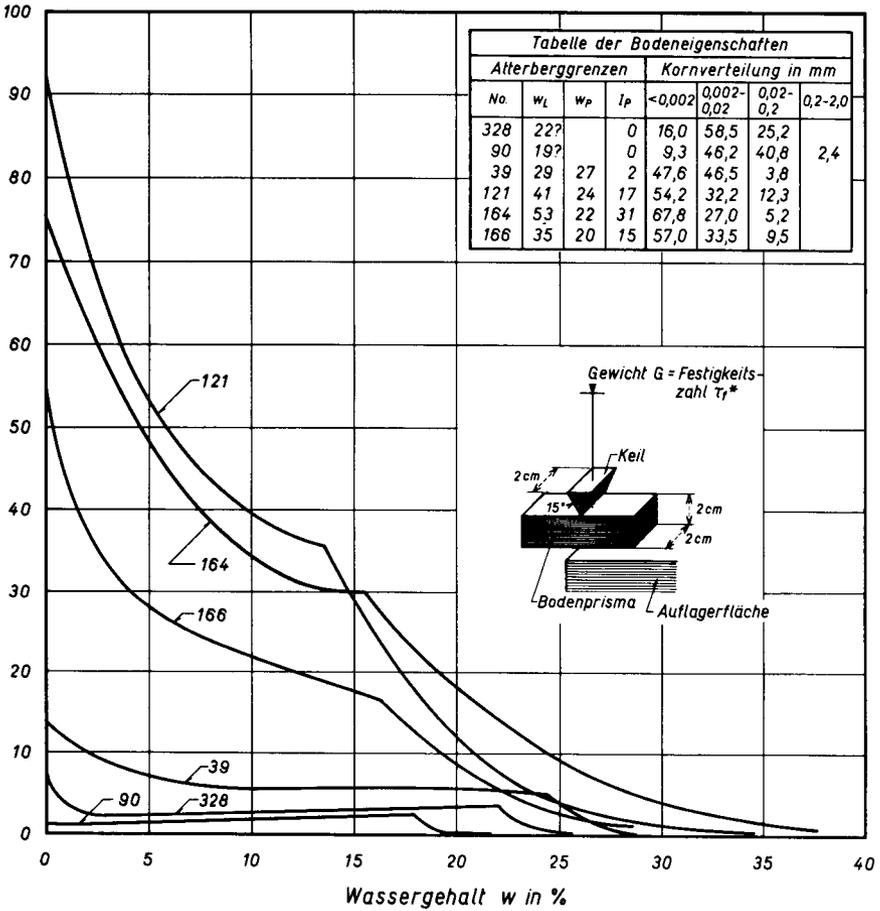


Abb. 4.1. Abhängigkeit Festigkeit - Wassergehalt
(Kurven entnommen aus Johansson [8])

Die Festigkeitswerte sind deshalb nicht direkt mit den übrigen in diesem Abschnitt vergleichbar, dagegen entspricht der prinzipielle Verlauf von τ_f^* - w auch den übrigen Versuchen: Die Kurvenbilder lassen sich in zwei Hauptgruppen unterteilen, die in Abb. 4.2. und Abb. 4.3. (Seite 90) gezeigt sind.

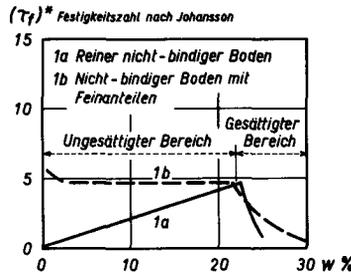


Abb. 4.2. Beziehung Festigkeit - Wassergehalt (τ_f^* - w)

Der Verlauf in Abb. 4.2. hat einen horizontalen oder ansteigenden ersten Kurventeil, gefolgt von einem leicht gekrümmten Absinken. Zudem sind die Festigkeitswerte niedrig. Es handelt sich also um Material, das eine dichtere Lagerung durch Eigengewicht und Störungen erreicht. Diese dichtere Lagerung kann sich leichter einstellen, indem das unterhalb des Sättigungspunktes zugefügte Wasser eine Schmierwirkung *) ausübt. Die Schmierwirkung nimmt mit dem Wassergehalt zu, weshalb die Lagerungsdichte und damit τ_f^* - w - Kurve ansteigt. (Ansteigender Verlauf). Erst bei Sättigung erfolgt dann die starke Festigkeitsabnahme. Die genannten Charakteristiken sind bezeichnend für nicht-bindige Böden: Solange es die Hohlräume nicht vollständig ausfüllt, kann das Wasser frei zirkulieren, ohne selbst wesentliche kräftemässige Einwirkung auf die Körner zu haben. Die Körner wiederum sind rein durch ihr Gewicht und das der dar-

*) Schmierwirkung: Der genaue Mechanismus kann nicht erklärt werden. Es handelt sich um einen Vorgang, bei dem das Wasser einen Einfluss hat, ohne messbare Porenwasserspannungen zu erzeugen.

über lagernden Teile miteinander verbunden ohne Einfluss anderer Kräfte. Einzig bei Lagerungsformen, die noch nicht die dichteste Packung erreicht haben, hilft das freie Wasser bei der Umlagerung. Bei Erreichen der Sättigung tritt der Festigkeitsverlust durch "Schwimmen" der Körner im Wasser ein. Auf diese zwei Punkte wird in Abschnitt 4.2. näher eingetreten. -

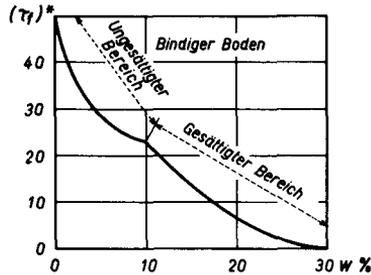


Abb. 4.3. Beziehung Festigkeit - Wassergehalt ($\tau_f^* - w$)

Beim Verlauf in Abb. 4.3. sind zwei ähnliche logarithmische Kurven aneinandergereiht, wobei beim Grenzpunkt der Uebergang vom ungesättigten in den gesättigten Bereich stattfindet. Ausserdem sind die Festigkeitswerte besonders bei niedrigen Wassergehalten hoch (Beispiel Abb. 4.3. $w = 5\%$, $\tau_f^* = 28$). Wie aus Kap. 3 (Schrumpfvorgang) zu entnehmen ist, tritt im Kurventeil mit den niedrigen Wassergehalten keine Strukturveränderung oder wesentliche Volumenvergrößerung ein; d.h. das Wasser beeinflusst die Festigkeit schon einzig durch seine Anwesenheit in verminderndem Sinne. Die Festigkeit muss also auf Kräften beruhen, die vom Wasser direkt beeinflusst werden. Diese Kräfte müssen aber wiederum durch das Wasser selbst übertragen werden, was der zweite Teil zeigt, wo nach der Sättigung durch weiteres Wasser die Korn-Abstände vergrößert werden und die Festigkeit nur allmählich abnimmt. Die vorgenannten Eigenschaften charakterisieren die bindigen Böden. Deren innere Bindekräfte weisen eine Beeinflussung durch und auf das Wasser auf: So vermögen z.B. verschiedene Aufladungen der Kornoberflächen bei direktem Kontakt der Körner eine starke Bindung zu erzeugen, solche Bindungen können bei Wasserzugabe durch

Hydratisierung vermindert werden; durch dieselbe Hydratisierung können aber auch bei weiterer Wasserzugabe die Bindungen über grössere Distanzen aufrecht erhalten werden. Neben Materialien, deren τ_f^* - w - Kurven dem Verlauf der Abb. 4.2. oder 4.3. entsprechen, bestehen weitere, die eine Zwischenstufe einnehmen. Die Entscheidung, ob es sich um einen vorwiegend nicht-bindigen oder bindigen Boden handelt, soll anhand von Abb. 4.1. (Seite 88) getroffen werden:

- Kurventeil vor Sättigung steigend oder horizontal
Maximalwerte von τ_f^* sind klein } nicht-bindig
- Kurventeil vor Sättigung sinkend
Maximalwerte von τ_f^* sind gross } bindig

Bei vornehmlich nicht-bindigen Böden erstreckt sich zudem der Kurventeil vor der Sättigung über einen wesentlich grösseren Bereich als der Teil nach der Sättigung, wie ja die Anwendung der nicht-bindigen Böden vor allem im ungesättigten, die der bindigen Böden dagegen im gesättigten Bereich interessiert.

4.2. Die weitere Unterteilung nicht-bindiger Böden mit dem τ_f^* - w - Diagramm

Mit dem τ_f^* - w - Diagramm können weitere Aufschlüsse über den Kornaufbau insbesondere auch der feineren Anteile gewonnen werden.

In 4.1. ist als kennzeichnend für nicht-bindige Böden befunden worden: die mit steigendem Wassergehalt gleichbleibende oder ansteigende Festigkeit und das nach der Sättigung erfolgende lineare Absinken. Steigende Festigkeit wird bei Silt - Sand - Fraktionen festgestellt, die sich durch ihr eigenes Gewicht oder durch Störeffekte bei der Ablagerung oder Zubereitung mit zunehmendem Wassergehalt dichter lagern; die steigende Festigkeit ist also eine rein strukturelle Erscheinung. Bei diesen Böden verschwindet die Festigkeit für den Wassergehalt $w = 0$. Dies gilt allerdings nur im idealisierten Fall, d.h. wenn sich das Gefüge z.B. ohne Unterlage frei im Raum befindet; die Messung nach Johansson ist eine Annäherung an den Idealfall. Sobald sehr feine Silte oder Tonfraktionen vorhanden sind, gleicht sich die mit steigendem Wassergehalt abnehmende Festigkeit der Tonfraktionen mit der zunehmenden Festigkeit des

Mittelgefüges aus und es entsteht der eher horizontale τ_f^* -w-Verlauf. Es sind daher zu unterscheiden rein nicht-bindige Böden: τ_f^* -w-Kurve gemäss Abb. 4.2. (Seite 89) Verlauf Ia, nicht-bindige Böden mit Feinanteilen von Einfluss gemäss Abb. 4.2. Verlauf Ib.

4.2.1 Reine nicht-bindige Böden

Aus dem Verlauf des τ_f^* -w-Diagramms lassen sich die vorwiegend auftretenden Korngrössen und die Gleichmässigkeit der Kornverteilung bestimmen:

Wie aus den bisherigen Ableitungen zu entnehmen ist, ist die Festigkeits-Wasser-gehaltsabhängigkeit bei nicht-bindigen Böden rein strukturell bedingt, d.h. neben der Form des Korngefüges spielen sonst keine Einflüsse mit. Dies soll hier anhand weiterer Unterscheidungsmöglichkeiten mit dem τ_f^* -w-Diagramm bewiesen werden. Es ist allerdings zu beachten, dass die Festigkeit in den τ_f^* -w-Diagrammen von Johansson nur an Proben bis max. 0,6 mm Korndurchmesser gemessen wurde. Das Gefüge wird bestimmt durch: Die Grösse der Einzelkörner und damit das Verhältnis von Volumen zu Oberfläche, die Form der Einzelkörner sowie die anteilmässige Verteilung der verschiedenen Grössen und Formen. Es zeigt sich nun, dass mit abnehmender Korngrösse die Festigkeit bei gleichem Wassergehalt steigt. (Abb. 4.4.). Dies beruht auf dem grösseren Hohlraumgehalt und somit volumenmässig kleinerem Wasseranteil in den Poren bei feineren Böden, beim Vergleich von Böden mit gleichem Wassergehalt. Die bei einer Scherung schwächende Wassereinwirkung ist vermindert. *) In gleicher Weise muss eine von der Kugel abweichende Kornform festigkeitserhöhend wirken, wofür aber die vorhandenen Versuchsergebnisse zu wenig eindeutig sind. - Betrachtet man den Festigkeitsverlauf bei der Sättigung, so lassen sich gleichförmig und ungleichförmig aufgebaute Böden unterscheiden. (Abb. 4.4.).

*) Die Wirkung des Wassers ist also von zwei Gesichtspunkten aus zu betrachten: Beim strukturellen Aufbau eines nicht-bindigen Materials ermöglicht der steigende Wassergehalt eine dichtere Lagerung und damit eine höhere Festigkeit. Bei gleichem Wassergehalt (gewichtsmässig!) wird die Scherfestigkeit vermindert, wenn der volumenmässige Anteil des Wassers in den Poren steigt, d.h. wenn das Porenvolumen der Probe sinkt.

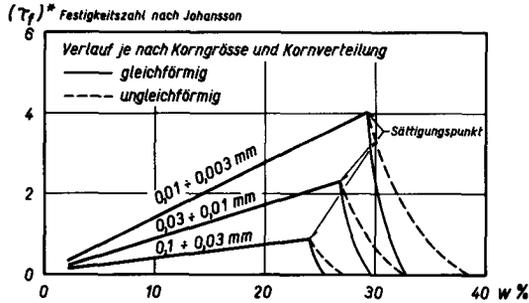


Abb. 4.4. Beziehung Festigkeit - Wassergehalt für reine nicht-bindige Böden

Bei diesen ist das Absinken am Ende der τ_f^* -w-Kurve flacher, während es bei den gleichförmigen als scharfer Abbruch - Kollaps - erfolgt. Das Korngerüst ungleichförmiger Böden stützt sich auch bei wassergefüllten Hohlräumen noch weitgehend, so dass eine Scherung auch dann noch Widerstand findet, wogegen die Sättigung bei gleichförmigem Material einen nahezu suspensionshaften Zustand hervorruft. -

Die τ_f^* -w-Diagramme erlauben also eine Ausscheidung nicht-bindiger Böden und eine Unterteilung derselben je nach Gefügebau, d. h. nach Korngrößen und Fraktionsanteilen.

4.2.2 Nicht-bindige Böden mit Feinanteilen

Diese Böden weisen wie auf Seite 92 oben erklärt, im τ_f^* -w-Diagramm einen annähernd horizontalen ersten Abschnitt und einen den bindigen Böden entsprechenden zweiten Abschnitt auf. (Abb. 4.1., Seite 88). Die Charakterisierung dieser Materialien geschieht daher besser anhand des zweiten Kurventeils (siehe Abschnitt 4.3.), weshalb hier für den ersten Kurvenabschnitt nur wiederholt sei: Der ungefähr horizontale Verlauf wird erreicht durch den Ausgleich zwischen:

- der bei zunehmendem Wassergehalt von 0 aus ansteigenden "Festigkeit nicht-bindiger Böden"
- und der bei zunehmendem Wassergehalt von einem grösseren Wert aus sinkenden "Festigkeit bindiger Böden". (Siehe Seite 91 unten).

Je steiler die Kurve des nicht-bindigen Anteils verläuft, desto steiler muss der bindige Anteil abfallen, um den Ausgleich zu ermöglichen. Da bei den nicht-bindigen und den bindigen Böden die Steilheit mit der Feinheit zunimmt, wird der horizontale τ_f^* -w-Verlauf durch Zuordnung entsprechender Kornfraktionen aus dem nicht-bindigen und bindigen Bereich (wie bei der Konstruktion idealer Kornverteilungskurven) erreicht. Für die praktische Anwendung sei die damit mögliche Herstellung eines im ungesättigten Bereich auf Wassergehaltsänderungen unempfindlichen Materials erwähnt, wie es zum Beispiel im Dammbau benötigt wird.

4.3. Bindige Böden

Für bindigen Boden kann wiederum mit der Beziehung τ_f^* -w eine weitgehende Materialbeschreibung gegeben werden.

Bei diesen Böden sinkt die Festigkeit von einem hohen Wert ($\tau_f^* = 50 \div 100$ in Abb. 4.1., Seite 88) aus logarithmisch bis zum Sättigungspunkt und auf einen ähnlichen Ast bis gegen Null. Da bei ungesättigten Proben weitere Unbekannte - Einfluss der Luft, Verdampfung von Wasser, starke Temperaturwirkung - eine Rolle spielen, wird dieser Bereich hier nicht betrachtet, sondern nur der gesättigte. Wie aus den folgenden Ausführungen zu entnehmen sein wird, liefern die gesättigten Proben sämtliche wesentlichen Zusammenhänge für bindige Böden. Da nach Sättigung Wassergehalt und Porenziffer sich nur durch eine Bodenkonstante (spez. Gewicht) unterscheiden, wird zu einer neuen Darstellung übergegangen: Die Abhängigkeit der Scherfestigkeit τ_f von der Porenziffer e wird im doppelt logarithmischen Netz aufgezeichnet, so dass die vorerwähnten Kurven zu Geraden werden (Abb. 4.5. und 4.6.).

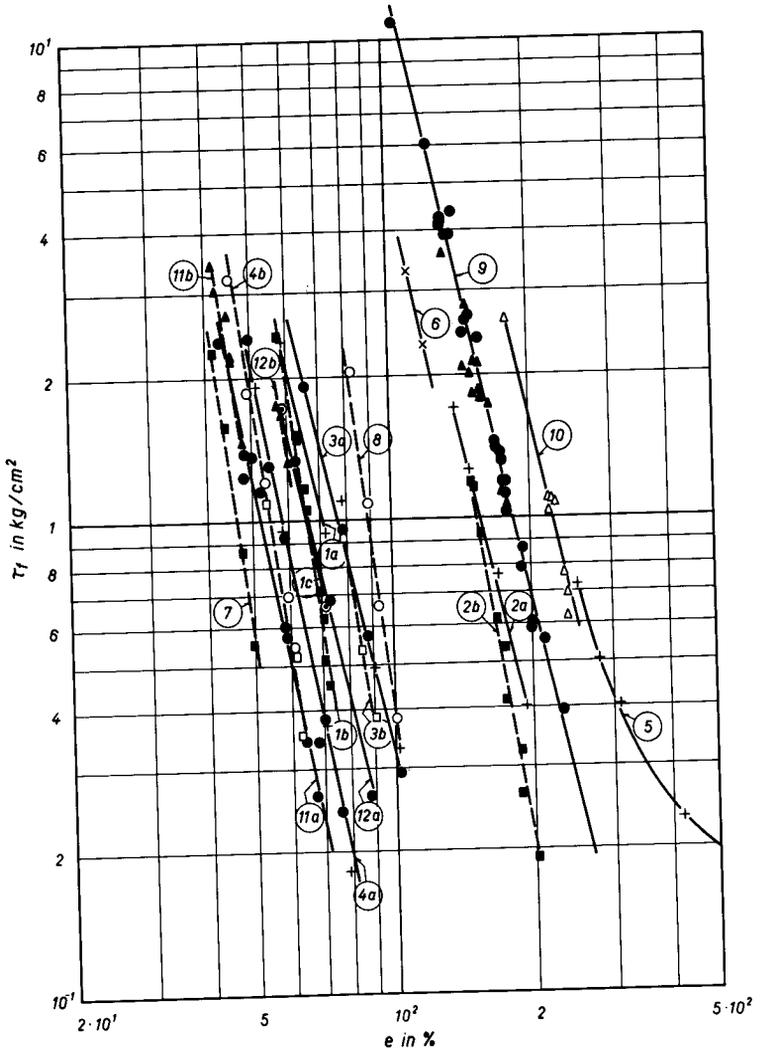


Abb. 4.5. Beziehung Scherfestigkeit - Porenziffer ($\tau_f - e$)

Legende zu Abb. 4. 5.

<p>— — — — —</p> <p>— — — — —</p> <p>●</p> <p>▲</p> <p>○</p> <p>+</p> <p>■</p> <p>□</p> <p>⊙</p> <p>△</p> <p>×</p>	<p>Neigung I</p> <p>Neigung II</p> <p>Triaxialversuch CU</p> <p>Triaxialversuch CU</p> <p>Triaxialversuch CU</p> <p>direkter Scherversuch</p> <p>direkter Scherversuch</p> <p>direkter Scherversuch</p> <p>direkter Scherversuch mit erhöhter Scher- geschwindigkeit</p> <p>Triaxialversuch CU Paralleler Verlauf bei strukturempfindl. Material</p> <p>Ausquetschversuch</p>	<p>normalkonsolidiert</p> <p>überkonsolidiert</p> <p>konsolidiert</p> <p>normalkonsolidiert</p> <p>überkonsolidiert</p> <p>konsolidiert</p> <p>normalkonsolidiert</p> <p>normalkonsolidiert</p> <p>normalkonsolidiert</p>	<p>Material bei oder über Fließgrenze aufbereitet</p> <p>Material bei oder über Fließgrenze aufbereitet</p> <p>Material unter Fließgrenze aufbereitet oder Versuchs-anordnung die Vorbelastung verursacht</p> <p>Material bei oder über Fließgrenze aufbereitet</p> <p>Material bei oder über Fließgrenze aufbereitet</p> <p>Material unter Fließgrenze aufbereitet</p> <p>Material bei Fließgrenze aufbereitet</p> <p>Material über Fließgrenze aufbereitet</p> <p>Material bei Fließgrenze aufbereitet</p>
--	---	---	--

Kurve Nr.	Material	Versuchsart
1a	Wiener Tegel, bei Fließgrenze eingebaut	normalkonsolidiert
1b	Wiener Tegel, bei Fließgrenze eingebaut	überkonsolidiert
1c *	Wiener Tegel, bei Fließgrenze eingebaut	normalkonsolidiert
2a	Klein-Belt Ton, bei Fließgrenze aufbereitet	normalkonsolidiert
2b	Klein-Belt Ton, bei Fließgrenze aufbereitet	überkonsolidiert
3a	Allschwyl'er Lehm, bei Fließgrenze aufbereitet	normalkonsolidiert
3b	Allschwyl'er Lehm, unter Fließgrenze aufbereitet	konsolidiert
4a	Gehängelehm Zürich, bei Fließgrenze aufbereitet	direkter Scherversuch und CU-Triax
4b	Gehängelehm Zürich, unter Fließgrenze aufbereitet	normalkonsolidiert
ähnl. Verlauf :	Schluff Peynircöğlü, bei Fließgrenze aufbereitet	konsolidiert
5	Bentonit, bei Fließgrenze aufbereitet	konsolidiert
(6	Kaolin Peynircöğlü, bei Fließgrenze aufbereitet	überkonsolidiert
7	Schluff Peynircöğlü, bei Fließgrenze aufbereitet	normalkonsolidiert
ähnl. Verlauf :	JSC, über Fließgrenze aufbereitet mit Struktur	normalkonsolidiert
8	DWEPK, über Fließgrenze aufbereitet mit Struktur	überkonsolidiert
9, 10	CaCO ₃ , über Fließgrenze aufbereitet, strukturempf.	konsolidiert
11a	Uetliberglehm 12 254, über Fließgrenze aufbereitet	konsolidiert
11b	Uetliberglehm 12 254, über Fließgrenze aufbereitet	normal- und überkonsolidiert
12a	Opalrit, über Fließgrenze aufbereitet	normalkonsolidiert
12b	Opalrit, über Fließgrenze aufbereitet	überkonsolidiert

*) ähnlicher Verlauf BBC, bei Fließgrenze aufbereitet
Triax CU (Innendrainage), konsolidiert

Scherfestigkeit - Porenziffer - Diagramm
Zusammenstellung der Bodenkennziffern und Versuchsarten

Abb. 4.6.

Bezeichnung	Quelle	Versuchsart	W _L %	W _P %	I _P %	W _S %	$< 2\mu = r$ %	Aktivität a	γ _s
Wiener Tegel	Hvorslev	direkter Scherversuch schnell und langsam D	46	21	25	15-16	23	1,07	2,76
Klein-Belit Ton	Hvorslev	direkter Scherversuch schnell und langsam D	126	36	90	22-23	77	1,17	2,77
Slitiger Lehm Zürich	Bjerrum	direkter Scherversuch CU, CCV	29	15	14		11	1,27	2,72
Allschwyl'er Lehm	Bjerrum Häefeli	direkter Scherversuch CU und Triax CU	61(58)	18(20)	43(38)	18,4	31	1,39	2,70
Gehängelehm	Bjerrum	direkter Scherversuch CU, CCV und Triax CU	41	14	27		18	1,39	2,70
Bentonit USA	Bjerrum	direkter Scherversuch CU, CCV	621	96	525		84	6,25	2,80
Kaolin	Peynircöglü	Quetschversuch	67	37	30				
Schluff	Peynircöglü	Quetschversuch und direkter Scherversuch D	27	17	10				2,72
Kaolin, DWEPK	Schmertmann Osterberg	Triax (Innendrainage) CU	52	31	21				2,61
Boston Blue Clay BBC	Schmertmann Osterberg	Triax (Innendrainage) CU	38	19	19				2,81
Jacksonville Sandy Clay JSC	Schmertmann Osterberg	Triax (Innendrainage) CU	30	16	14				2,72
CaCO ₃	VAWE	Triax CU	51:	29	22		17-23		2,70
Uetliberglehm 18 890	VAWE	Triax CU	37	16/15	21/22	15/18,4	18/16,5	1,14/1,34	2,71/2,75
Opalit	VAWE	Triax CU	47	17	30	16 - 18	24	1,30	2,71

Das sich auf diese Art ergebende Bild zeigt zwei Parallelenscharen und einen Ausnahmefall, der nicht über die ganze Länge als Gerade verläuft. Die Geraden lassen sich zu einer der beiden Hauptneigungen zuordnen, streuen aber etwas um diese Richtungen. Die Ursache hierfür sind die verschiedenartigsten Versuchsmethoden. Soweit deren Einflüsse wesentlich für die Materialgeschichte sind, werden sie im folgenden Abschnitt 4.5. behandelt; für die übrigen Streuerscheinungen wurde in Kap. 2 eine Erklärung gegeben.

Die Geradenscharen sind durch zwei Parameter bestimmt: Einen Lageparameter (z.B. Ordinatenabschnitt) und einen Neigungsparameter (z.B. Steigung). Diese zwei geometrischen Bestimmungsgrößen entsprechen den zwei physikalischen Haupteinflüssen auf die Abhängigkeit $\tau_f - e$, so repräsentiert der Lageparameter die Materialeigenschaften gemäss den Unterschieden der Bestandteile (siehe Abschnitt 4.4.), der Neigungsparameter die Materialeigenschaften gemäss Unterschieden der Geschichte (siehe Abschnitt 4.5.).

4.4. Die Bedeutung der Materialeigenschaften für die Lage der $\tau_f - e$ - Geraden

Die Beziehung Scherfestigkeit - Porenziffer ($\tau_f - e$) wird nicht nur beschrieben, sondern kann in einen eindeutigen und expliziten Zusammenhang mit den Materialeigenschaften gebracht werden: Dabei wird vorerst die Lage der $\tau_f - e$ -Geraden betrachtet, die durch die Schnittpunkte der Geraden mit der Ordinate gegeben ist. Selbstverständlich dürfen nur Ordinaten der gleichen Schar miteinander verglichen werden; hierzu wird die in Abschnitt 4.5. mit Neigung I bezeichnete Geradenschar gewählt, die den normalkonsolidierten Böden zugehört (wie in Abschnitt 4.5. gezeigt werden wird): Wird die zu jeder Geraden zugehörige Materialart betrachtet, so werden umso höhere Plastizitätsbereiche (Grösse des Plastizitätsindex) festgestellt, je weiter rechts die Gerade liegt. Der Plastizitätsindex ist ja ein direktes Mass dafür, wieviel Wasser gesamthaft zwischen den Körnern eingelagert werden kann, bevor die dadurch bedingte Abstandsvergrößerung die Wirkung der Bindekräfte so weit aufhebt, dass das Gefüge zur Suspension wird. Diese Wasser-Einlagerungsfähigkeit ist von zwei Grössen abhängig, nämlich der Aktivität und der Anzahl aktiver, d.h. bindiger Teilchen.

Die Aktivität (def. nach Skempton als $l_p/\%$ Teile $< 0,002$ mm) beschreibt, wieviel ursprünglich freies Wasser die Einzelteilchen zu binden vermögen. Anders ausgedrückt bedeutet dies, durch welche Wasser-Schichtstärke die Bindekräfte der Teilchen noch wirken können.

Im Rahmen dieser Arbeit soll, wie in Kap. 1 gesagt, nur andeutungsweise auf den exakten Aufbau dieser inneren Bindekräfte eingetreten werden: Die Anzahl der Teile $< 2\mu$ bestimmt die Anzahl der Bindekräfte ausübenden Teile und die Aktivität gibt ein Mass für die Stärke der Bindekräfte der Teilchen $< 2\mu$. Deshalb wirken bei erhöhtem Plastizitätsindex - d.h. bei mehr Anteilen $< 2\mu$ oder bei höherer Aktivität - auch mehr oder stärkere Bindekräfte; die totale innere Bindekraft nimmt also mit dem Plastizitätsindex zu. In Abb. 4.5. und 4.6. (Seiten 95-98) ist diese Tatsache gut ersichtlich: Bei gleicher Porenziffer e (= Hohlraumgehalt = Kornabstände) nimmt die Scherfestigkeit mit dem Plastizitätsindex zu. Bildet man die Verhältnisse der Plastizitätsindices und der Scherfestigkeiten bei gleichen Porenziffern zueinander, so zeigt es sich, dass noch eine weitere materialabhängige Grösse mitspielen muss: So hat Kaolin einen Plastizitätsindex zwischen demjenigen von Opalit und Allschwylener Lehm; seine Scherfestigkeit liegt aber weit (ca. 20 mal) über denjenigen der beiden Vergleichsböden. Ebenso hat Bentonit eine - mit seinem hohen Plastizitätsindex verglichen - niedrige Scherfestigkeit. Die diese Abweichungen verursachende Grösse scheint die Aktivität zu sein, die für Opalit und Allschwylener Lehm in der Nähe von 1, für Kaolin stark unter und Bentonit weit über 1 liegt. - Es ist nun naheliegend, die in diesem Abschnitt gefundenen Abhängigkeiten von Plastizitätsindex und Aktivität in Zahlen auszudrücken: Beschreibt man mit $\tau_f = C \cdot e^n$ (A) eine beliebige der τ_f - e - Geraden, so ist n ein Mass für die Neigung und C der Ordinatenabschnitt bei $e = 1$. Für Neigung I ist $n = -4,5$ (mit Streuungen, siehe Seite 102), womit sich die Konstanten C für jeden der untersuchten Böden ermitteln lassen. In Abb. 4.7. sind die Werte von C in Abhängigkeit vom Plastizitätsindex l_p und der Aktivität a aufgetragen:

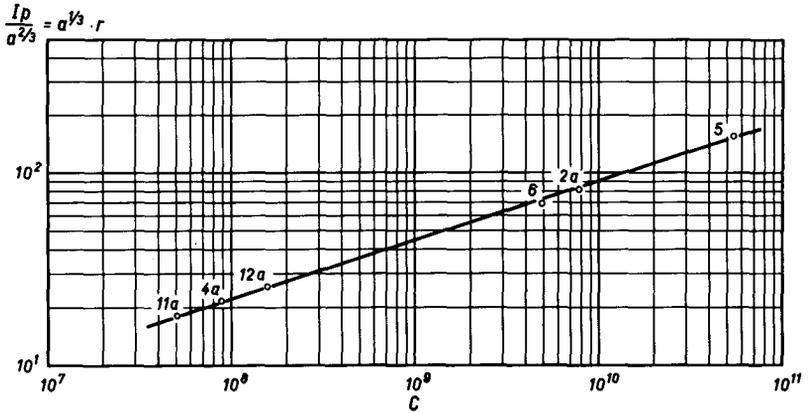


Abb. 4.7. Funktionsparameter C in Abhängigkeit von den Materialeigenschaften (a, r) (Bezeichnungen gemäss Abb. 4.5.)

Die sich aus Abb. 4.7. ergebende Beziehung lässt sich schreiben zu:

$$\log \frac{l_p}{a^{2/3}} = \text{konst} + p \cdot \log C$$

oder zahlenmässig umgeformt:

$$\frac{l_p}{a^{2/3}} = 0,29 \cdot C^{1/4}$$

somit ist:

$$C = \left(\frac{l_p}{a^{2/3}} \cdot 3,4 \right)^4$$

und mit (A) ist:

$$\tau_f = 134 \cdot \frac{l_p^4}{a^{8/3}} \cdot \frac{1}{e^{4,5}} \quad (B)$$

Definitionsgemäss ist die Aktivität $a = \frac{l_p}{r}$ (r = Anzahl Teile < 0,002 mm in %)

so dass sich (B) auch schreiben lässt zu:

$$\tau_f = 134 \frac{l_p^4}{l_p^{8/3}} \cdot r^{8/3} \cdot \frac{1}{e^{4,5}}$$

oder:

$$\tau_f = 134 (l_p \cdot r^2)^{4/3} \cdot \frac{1}{e^{4,5}} \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_f = 134 (ar^3)^{4/3} \cdot \frac{1}{e^{4,5}} \text{ kg/cm}^2 \quad (C)$$

Diese Beziehung wurde aus relativ wenigen Versuchen (Lab. Nr. 12 254 8 Versuche, Opalit 10 Versuche, CaCO_3 50 Versuche (Anzahl genügend)) ermittelt, wobei die mittleren Fehler bei CaCO_3 5%, bei den tonigen Böden (Opalit, 12 254) 3-4% betragen. Deshalb sind die Zahlenwerte des Ausdrucks (C) evtl. nicht ganz zutreffend, grössenordnungsmässig und insbesondere, was das Verhältnis der einzelnen Anteile zueinander betrifft, sind sie aber richtig. Wie in Abschnitt 4.5. zu sehen sein wird, ist die Neigungsstreuung von der Versuchsdurchführung, die bei den aus der Literatur entnommenen Versuchsergebnissen oftmals verschieden ist, abhängig. Der obige Ausdruck (C) kann somit allgemeingültig gefasst werden, wenn eine grössere Anzahl bindiger Böden gleichartigen Versuchen unterworfen wird und deren Beziehungen von Scherfestigkeit zu Porenziffer als Grundlage für den Ausdruck (C) gewählt werden. -

Prinzipiell ist interessant, dass für die Scherfestigkeit die Anzahl der aktiven Teile eine weit überragende Rolle gegenüber der Aktivität selbst spielt: Dies ist dadurch zu erklären, dass die Teilchen sich gegenseitig beeinflussen - die Bindekräfte sich gegenseitig induzieren, was bei einer räumlichen Struktur eine Vergrösserung in der 3. Potenz bewirkt. Die Konsistenzgrenzen bzw. die zugehörigen Porenziffern liegen natürlich auch auf den τ_f -e Geraden des entsprechenden Materials. Im Anhang 8.2.1 und 8.2.2 (Seite 167 ff.) wird deshalb untersucht, ob spezielle Zusammenhänge der Schrumpfgrenze w_s und der Fließgrenze w_l mit der Scherfestigkeit und den Materialeigenschaften a, r bestehen.

4.5. Die Bedeutung der Materialgeschichte für die Neigung der τ_f -e Geraden

Wie schon in Abschnitt 4.3. kurz angetönt wurde, bestehen für jede Materialart zwei Geraden verschiedener Neigung, die sich demnach in einem bestimmten Punkt kreuzen (Abb. 4.5., Seite 95). Wird die Geschichte der die Geraden bildenden Punkte betrachtet, so unterscheiden sich die beiden Scharen durch den Konsolidationsvorgang. Zur Neigung I gehören alle normalkonsolidierten, zur Neigung II alle überkonsolidierten Böden. Die strukturempfindlichen Böden liegen unabhängig von der Konsolidationsart alle auf Geraden der Neigung I.

Es soll hier kurz von den Neigungsstreuungen infolge verschiedenartiger Versuchsdurchführung gesprochen werden:

Dabei wird unterschieden :

- 1. die Wirkung der je nach Versuchsart verschiedenen Spannungszustände ;
- 2. der Einfluss der Aufbereitungsart.

In Abb. 4. 6. (Seite 98) sind die verschiedenen Versuchsarten angegeben. Vorerst interessierten die beiden gängigsten Scherversuche : mit der Scherbüchse und dem Triaxialapparat. Die Parallel-Versuche von Bjerrum [10] veranschaulichen, dass die Resultate gut übereinstimmen. Es darf also mit einiger Sicherheit die Gleichwertigkeit beider Versuchsarten für unsere Scherfestigkeitsversuche angenommen werden. - Hingegen ist bei entwässerten Scherfestigkeitsversuchen die Deformationsgeschwindigkeit für verhältnismässig durchlässige Böden von Bedeutung, wie die Versuche von Hvorslev [9] an Wiener Tegel zeigen. Bei undurchlässigen Materialien (Hvorslev, Klein-Belt Ton) ist dieser Einfluss nicht wahrzunehmen. Die ganze Erscheinung beruht auf dem je nach Durchlässigkeit verschiedenen Aufbau der Porenwasserspannungen, wie ja auch die Scherfestigkeitsunterschiede bei Fließgrenze. Die Versuche an Wiener Tegel wurden für die vorliegenden Betrachtungen wegen der unterschiedlichen Versuchsbedingungen deshalb nur beschränkt herangezogen. - Während die Spannungszustände von Triax- und direktem Scherversuch offensichtlich vergleichbar sind - d.h. auf derselben τ_f -e Geraden liegen - trifft dies für den Ausquetschversuch von Peynircoğlu [14] nicht zu : vergleichende Versuche mit Scherbüchsen liegen auf einer anderen Geraden als die Ausquetschversuche. Dies ist dadurch bedingt, dass im Ausquetschversuch die Lastaufbringung einaxial mit einseitig verhinderter Seitendehnung erfolgt. - Interessant sind auch die Versuche von Schmertman und Osterberg [13] . Die Verfasser erwähnen die leichte Ueberkonsolidation durch die Aufbereitungsart und die spezielle Anordnung der Innendrainage. Die Darstellung im τ_f - e Diagramm zeigt nun deutlich die Zugehörigkeit zur Neigung II und bestätigt damit die erwähnte Hypothese. Die letzterwähnten Versuche unterliegen also der Wirkung eines unterschiedlichen Spannungszustandes (durch die Innendrainage) und der Aufbereitungsart, wobei die einzelnen Einflüsse nicht getrennt werden können. - Bei den Versuchen von Bjerrum hingegen ist die unterschiedliche Aufbereitung auf den ersten Blick ersichtlich : Die Proben mit einem Anfangswassergehalt bei Fließgrenze verlaufen wie normalkonsolidierte, die von einem niedrigen Wassergehalt ausgehenden entsprechen überkonsolidierten. Dies bedeutet, dass die Belastungsgeschichte des

Materials eine ähnliche Wirkung hervorruft, gleichgültig wie sie sich abgespielt hat. - (Ob als Ueberkonsolidation im eigentlichen Sinn oder z.B. als Aufbereitung unter Fließgrenze). Die leichte Streuung der bei Fließgrenze aufbereiteten Proben gegenüber den Versuchen, die bei höheren Wassergehalten angesetzt wurden, beruht auf der gleichen Ursache. Bei Fließgrenze ist es möglich, dass einzelne Probenteile bereits mit Strukturen, d.h. geschichtlich beeinflusst, eingebaut werden, wodurch dann einzelne Punkte des τ_f - e - Diagramms verschoben werden.

4.5.1 Ueberkonsolidiertes oder äquivalent beeinflusstes Material

Auch beim überkonsolidierten Material besteht - wie das τ_f - e - Diagramm zeigt - zwischen der Porenziffer und der Scherfestigkeit eine Potenzabhängigkeit, die aber gegenüber dem normalkonsolidierten Fall verschieden ist. Wird für normalkonsolidierte Proben gemäss (C) (Seite 101) geschrieben:

$$(E) \quad \tau_f = f_1(\text{mat}) \cdot e^{-n}$$

und für überkonsolidierte **entsprechend**

$$(F) \quad \tau_f = f_2(\text{mat}) \cdot e^{-m}$$

$f_1(\text{mat})$ = materialabhängige Konstante

$f_2(\text{mat})$ = materialabhängige Konstante

Das heisst, dass das überkonsolidierte Material oder allgemeiner das Material anderer Belastungsgeschichte einem gleichbleibenden materialabhängigen Gesetz gehorcht, gleichgültig wie die Geschichte (z.B. Ueberkonsolidationsvorgang) sich abgespielt hat. Diese Tatsache soll nun auch von einem anderen Gesichtspunkt aus betrachtet werden, der zugleich näheren Einblick in das Wesen der Materialgeschichte geben wird: In Abb. 4.8. ist das Verhalten der Porenziffer bei zunehmendem allseitigen Druck σ_3 für ein beliebiges bindiges Material dargestellt, und zwar für den erstbelasteten - normalkonsolidierten und den wiederbelasteten - überkonsolidierten Fall.

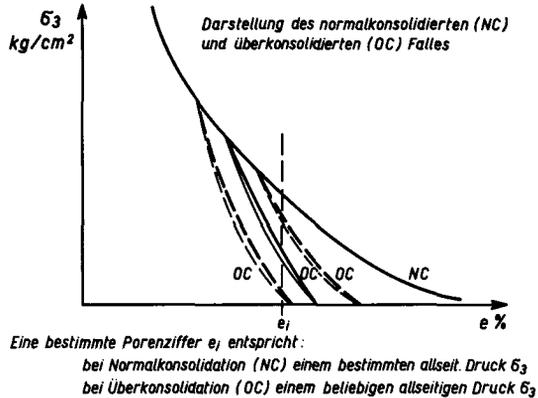


Abb. 4.8. Zusammenhang zwischen Porenziffer e und allseitigem Druck σ_3

Bei einer bestimmten Porenziffer e_1 ist ein bestimmter allseitiger Druck σ_3 für den NC-Fall und beliebig viele Drücke σ_3 für die OC-Fälle vorhanden. Gemäss (E) hat eine Porenziffer bei einem bestimmten normalkonsolidierten Boden eine eindeutig zugehörige Scherfestigkeit, zusätzlich mit Abb. 4.8. ergibt sich für jeden Druck σ_3 eine bestimmte Scherfestigkeit (gleiche Feststellung wie z.B. Hvorslev [9]). Für überkonsolidiertes Material hingegen lassen sich mit der Kombination von (F) und Abb. 4.8. beliebig viele allseitige Drücke zu einer bestimmten Porenziffer und damit der Scherfestigkeit τ_1 zuordnen. Die Scherfestigkeit wird durch den allseitigen Aussen- druck σ_3 und Bindekräfte, die noch näher bestimmt werden (siehe Kap. 5 und 6), erzeugt. Bei Beobachtung des Verhaltens normal- und überkonsolidierter Böden zeigt sich, dass die inneren Bindekräfte vom Aussen- oder allseitigen Druck σ_3 beeinflusst werden: Bei Normalkonsolidation gehört, wie erwähnt, zu jedem Aussendruck σ_3 eine bestimmte Scherfestigkeit in nichtlinearer aber gesetzmässiger Abhängigkeit. D. h. der Aussendruck bewirkt eine meist exponentielle Zunahme der Bindekräfte und damit der Scherfestigkeit. Es kann somit gesagt werden, dass mit zu- oder abnehmender Deformation der Einzelteile (Festschubstanz und zugehöriges Wasser) auch die Bindekräfte zu- oder abnehmen (Weyl [18]). Bei Überkonsolidation wird nun ein

vorerst vergrößerter Aussendruck mit entsprechend verstärkten Teilchen-Deformationen und daraus folgenden Bindekräften aufgebracht. Auch beim Rückgang des Aussendruckes bleiben die Deformationen und damit die Bindekräfte weitgehend erhalten. Die Summe aus diesen Bindekräften und dem verbleibenden momentanen Aussendruck σ_3 bleibt bei allen überkonsolidierten Proben gleicher Porenziffer konstant, wie aus Abb. 4.8. (Seite 105) entnommen werden kann: Für eine bestimmte Porenziffer e_1 weisen Proben mit einem niedrigen momentanen σ_3 einen hohen Vorkonsolidationsdruck mit entsprechend hohen Bindekräften, Proben mit höheren momentanen σ_3 einen verhältnismässig niedrigen Vorkonsolidationsdruck auf. Die Porenziffer e_1 wiederum bestimmt eindeutig eine Scherfestigkeit (siehe Seite 104), die von den erwähnten Anteilen - Aussendruck und Bindekraft - erzeugt wird. Damit ist der Zusammenhang zwischen Scherfestigkeit und verschiedenen Aussendrücken im überkonsolidierten Fall erklärt. Obige Ueberlegungen gelten nicht nur für den eigentlichen Fall der Ueberkonsolidation, sondern auch für alle andern geschichtlichen Materialbeeinflussungen, wie alle nicht der natürlichen Sedimentation entsprechenden Aufbereitungsarten und nicht-dreiaxiale Konsolidationsvorgänge. Diese Behandlungen erzeugen nämlich Deformationen und somit Bindekräfte, die grösser sind als dem momentan herrschenden allseitigen Druck entsprechen würde. Die gleichen Gedanken lassen sich auch für die Erscheinung der äquivalent überkonsolidierten Böden (Huder) benützen. Es handelt sich dabei um nicht-bindige Böden, deren σ_3 - e - Kurven im unteren Teil mit einem OC-Ast anstelle des normalkonsolidierten beginnen. Diese Böden besitzen keine durch Teilchen-Deformation erzeugten Bindekräfte, aber einen gleichartig wirkenden Gefügebau: Es lässt sich keine ideal lockere Lagerung ($\sigma_3 = 0$) bilden, sondern die Körner werden z. B. infolge Geschiebetrieb in ein dichteres - einem höheren Aussendruck entsprechendes - Gebilde gelagert (siehe auch Kap. 6).

4.5.2 Die Lage der überkonsolidierten τ_f - e - Kurve bezüglich der zum gleichen Material gehörigen normalkonsolidierten Kurve

Die beiden Kurven sind bestimmt durch (E) und (F); bildet man das Verhältnis der beiden Funktionen zueinander, so ergibt sich:

$$\frac{\tau_{fNC}}{\tau_{fOC}} = \frac{f_1(mat)}{f_2(mat)} \cdot \frac{e^{-n}}{e^{-m}} = \frac{f_3(mat) \cdot e^{m-n}}{1} ; \text{ wie auch}$$

das Kurvenbild (Abb. 4.5., Seite 95) zeigt, ist also $\tau_{f_{OC}}$ kleiner, gleich oder grösser als $\tau_{f_{NC}}$, je nach Grösse der Porenziffer. Wenn die Ueberlegungen am σ_3 -e-Diagramm (Abb. 4.8., Seite 105) beigezogen werden, lässt sich diese Variationsmöglichkeit erklären: Die Summe aus Bindekräften und dem Aussendruck ergibt die Festigkeit τ_f . Bei überkonsolidierten Proben besteht ein gegenüber den normalkonsolidierten Proben gleicher Porenziffer verringerter Aussendruck. Die Bindekräfte bei Ueberkonsolidation sind wohl grösser als bei Normalkonsolidation; oberhalb einer bestimmten Porenziffer reichen sie aber nicht aus, um den gegenüber der Vorkonsolidation verringerten Aussendruck auszugleichen - die Festigkeit $\tau_{f_{OC}}$ ist kleiner als $\tau_{f_{NC}}$. Dies rührt davon her, dass die Deformationen, von welchen die Bindekräfte abhängen, oberhalb der Grenzporoziffer zum Teil zurückgebildet werden. Die Grenzporoziffer ist diejenige bei $\frac{\tau_{f_{NC}}}{\tau_{f_{OC}}} = 1$. Unterhalb derselben wird die Rückbildung der Deformation verhindert, indem durch die Deformation die Körner so nahe aneinander geschoben werden, dass mehrere ursprüngliche Teile eine enger zusammenhaftende Gruppe bilden. Die induzierten Bindekräfte bleiben so wesentlich weitgehender erhalten und vermögen zusammen mit dem verbleibenden Aussendruck eine gegenüber dem normalkonsolidierten Fall erhöhte Festigkeit zu erzeugen - die Festigkeit $\tau_{f_{OC}}$ ist grösser als $\tau_{f_{NC}}$. Je niedriger die Porenziffer, desto stärker ist die erwähnte Gruppenbildung. Es sei hier auch an den Begriff der Dilatanz erinnert: Bei Erniedrigung des Wassergehaltes lassen sich von einem bestimmten Wassergehalt an einmal zerstörte Bindungen durch blosses Zusammenfügen nicht wiederherstellen. Wie diese Definition zeigt, tritt die Dilatanz bei Ausrollgrenze auf. Bei Dilatanz ist nur noch sehr stark an die Einzelteilchen gebundenes Wasser vorhanden, das keine Affinität zu einem anderen bloss berührenden Teilchen aufweist - die Bindung zweier Teile ist ohne äussere Kräfte nicht herstellbar. Die Teilchen müssen gegeneinander geschoben werden, um sich wieder zu verbinden, worauf dann die gegenseitige Bindung so stark ist, dass eine Gruppenbildung eintritt. Der Bereich um den Dilatanz-Wassergehalt bestimmt also Ausrollgrenze und Gruppenbildung, was im Anhang 8.2.3 (Seite 171) näher behandelt wird. Die Bedeutung der Dilatanz auch in bezug auf die Schrumpfgrenze wurde in Abschnitt 3.3.4 behandelt.

4.5.3 Das Verhalten strukturempfindlicher Böden im $\tau_f - e$ -Diagramm (Abb. 4.5., Seite 95)

Im Gegensatz zu normal bindigen Böden liegen bei strukturempfindlichen Böden die $\tau_f - e$ -Werte auf derselben Neigung, unabhängig davon, ob sie über- oder normalkonsolidiert sind, dagegen bestehen Parallelgeraden je nach Sedimentations- oder Aufbereitungsart. Im Unterschied zu normal bindigen Böden hat also die Geschichte nicht nur eine einzige Wirkung, sondern verschiedene, je nach Art der Einflüsse. Trotzdem lässt sich auch die Erscheinung in das Gesamtbild der zur Wirkung gelangenden Kräfte einordnen: Die Grundeigenschaft der strukturempfindlichen Böden ist die gegenseitige Berührung der Einzelteile (Festsubstanz und zugehöriges Wasser) auch bei den höchsten Porenziffern. Während bei normalen Böden - wie vorher gesagt - eine solche Berührung erst mit abnehmender Porenziffer (zunehmendem σ_3) und nur allmählich immer mehr Korngruppen bildend vor sich geht, ist bei strukturempfindlichem Aufbau ständig eine über den ganzen Bereich reichende Teilchenberührung vorhanden. Die inneren Bindekräfte haben deshalb von Anfang an eine weit überragendere Bedeutung gegenüber der äusseren Stützwirkung durch σ_3 . Wegen der überall vorhandenen Berührung ist für eine bestimmte Porenziffer nur eine Deformationsgrösse der Einzelteile möglich, d. h. jede Porenziffer hat eine bestimmte Bindekraft und wegen des geringen Einflusses von σ_3 auch eine bestimmte Scherfestigkeit, die gleichgültig ob normal- oder überkonsolidiert, dem normalkonsolidierten $\tau_f - e$ -Gesetz gehorcht. (Bei hoch überkonsolidierten Proben sollte man allerdings eine Verminderung der Scherfestigkeit infolge Rücknahme des allseitigen Druckes bemerken, was durch die Versuche bestätigt wird - das Ausmass der Verkleinerung ist allerdings sehr gering.)

Es geht aus den vorigen Ueberlegungen auch hervor, dass die Sedimentation oder Aufbereitung strukturempfindlicher Böden einen anderen Einfluss haben muss als bei bindigen Böden: Wegen der von Anfang an überall vorhandenen stärkeren Berührung und den hohen Bindekräften wird das Abhängigkeitsgesetz zwischen e und τ_f bereits dann festgelegt, bleibt aber nachher gleich. Wie in Kap. 2 geschildert worden ist, werden die Proben durch Einschlämmen unter Vakuum und nachheriger einaxialer Belastung aufbereitet. Die Variablen während dieses Vorganges sind der Wassergehalt der Schlämme und der Belastungsvorgang (Lastgrösse und Wirkungszeit). Oedometerversuche mit Proben von drei verschiedenen Wassergehalten, die von 0 bis 8 kg/cm^2 in gleichen Zeitstufen belastet wurden, zeigten, dass der Anfangswassergehalt oder die Anfangsporenziffer die Grösse des Hohlraumvolumens am Ende, d. h. die Struktur bestimmen (Abb. 4.9./A).

Abb. 4.9. Beeinflussung der Porenziffer bei strukturempfindlichem Material (CaCO₃)

Serie A: Die Porenziffer ist vom Aufbereitungszustand abhängig. Serien B und C: Die Porenziffer ist von der Belastungsart unabhängig.

Serie	Versuch Nr.	Versuchsart	Anfangszustand		Endzustand		Bemerkung
			w _a %	e ₀ %	w %	e %	
A	M 1	Oedometer stufenweise bis 8 kg/cm ² belastet, jeweils bis Setzung abgeklungen; Totalzeit <u>2 Monate</u>	181	532	68,6	234	Der Aufbereitungszustand d. h. die Anfangsporenziffer gibt den Ausschlag
	M 2		140	395	66,1	179	
	M 3		92	267	55,8	158	
B	W XXIV	Oedometer stufenweise bis 8 kg/cm ² belastet Totalzeit <u>1 Monat</u>	~150	~405	70,0	189	Belastungszeit ohne Einfluss
	C III	Oedometer stufenweise bis 8 kg/cm ² belastet Totalzeit <u>2 Tage</u>	~150	~405	70,5	190	
C	(M 2)	wie oben aufgeführt	140	395	66,1	179	Belastungsart (ein- oder dreiaxial) ohne Einfluss
	W XXVII	Im Oedometer stufenweise bis 2 kg/cm ² belastet Totalzeit 1 Monat; darauf mit 8 kg/cm ² im Triax normalkonsolidiert bis Deformation abgeklungen ca. 4 Tage	~140	~399	67,1	181	

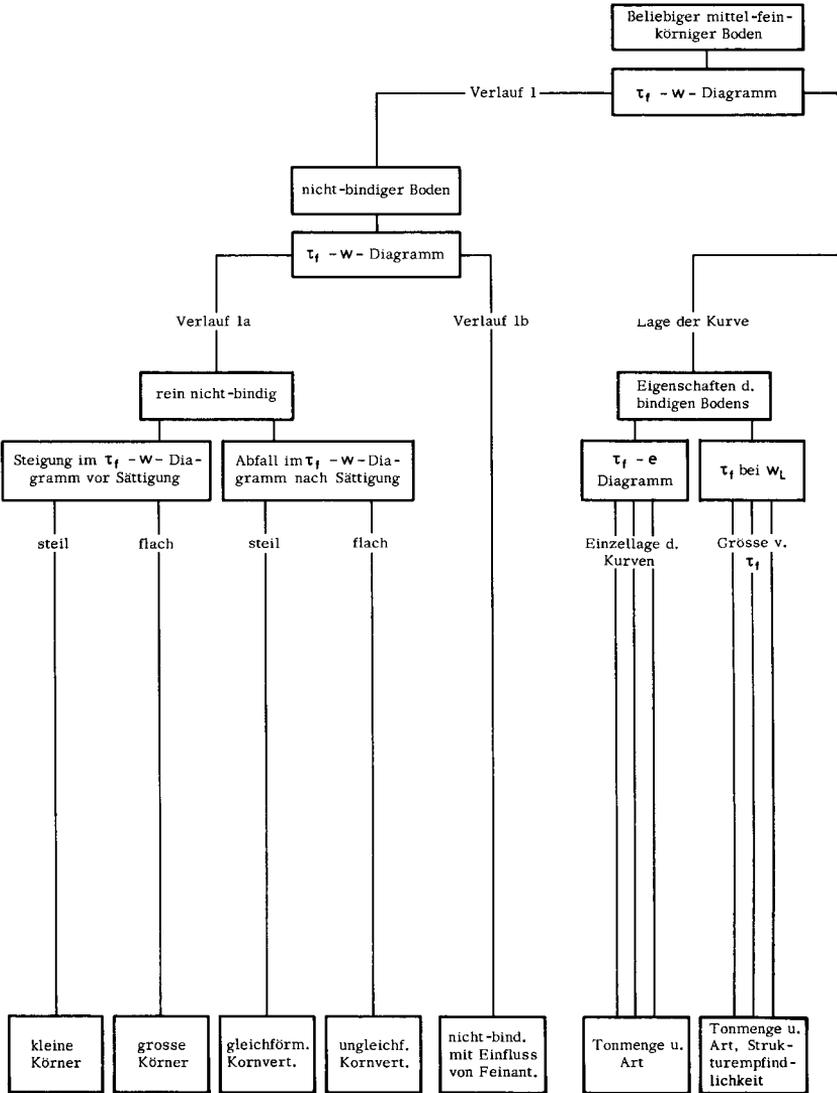
In weiteren Versuchen (Abb. 4.9.) wurde der Nachweis erbracht, dass die Anfangsstruktur durch verschiedene Belastungsvorgänge einaxialer (Oedometer) oder dreiaxialer Natur nicht mehr geändert werden konnte und die Beziehung τ_f -e nur durch diese Struktur bestimmt ist. Eine ähnliche, die Anfangsstruktur und damit das τ_f -e-Verhalten beeinflussende Massnahme ist die Verwendung von Salzwasser. Auf alle diese Erscheinungen wird in den Kapiteln 5 und 6 näher eingetreten. - Eine notwendige Bemerkung zu den oben behandelten strukturempfindlichen Böden muss hier angebracht werden: Es handelt sich hierbei um reine CaCO_3 -Proben, d.h. die empfindliche Struktur wird wie erwähnt aus jedem beliebigen Wasser-Bodengemisch aufgebaut; somit entsteht sie auch nach jeder Zerstörung wieder neu. Bei "verschmutzten" - mit Tonpartikeln durchsetzten - strukturempfindlichen Böden ist dies nicht mehr möglich, wie z.B. die Seekreide zeigt: Nach der Sedimentation besteht ein Gerüst sich gegenseitig berührender CaCO_3 -Körner mit Tonteilen in den Zwischenräumen. Diese Tonteile verhindern nach dem Zusammenbruch des Gerüsts eine gegenseitige Berührung der CaCO_3 -Teile, so dass ein normaler bindiger Boden entsteht. Dieses abweichende Verhalten von nicht-aufbaubaren und aufbaubaren strukturempfindlichen Böden wurde schon in 3.4.2 anhand des Schrumpfvorganges erläutert.

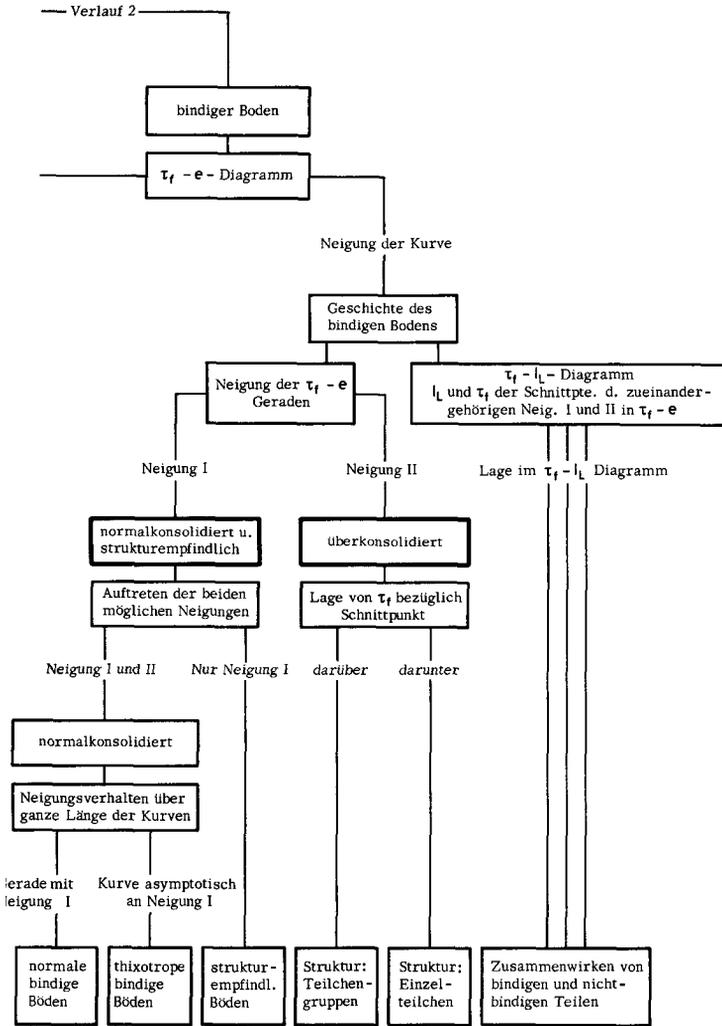
4.5.4 Bindige Böden mit abweichendem Scherfestigkeit - Porenziffer - Verhalten

In Abb. 4.5. (Seite 95) z.B. verläuft die τ_f -e-Beziehung von Bentonit im doppelt logarithmischen Netz gekrümmt statt linear wie bei allen andern bindigen Böden. Auffallend ist auch, dass sich die Kurve asymptotisch einer Parallelen zu den normal-konsolidierten τ_f -e-Geraden nähert. Das bedeutet, dass im unteren Scherfestigkeitsbereich die Porenziffern gegenüber dem Verhalten eines normalen bindigen Bodens überhöht sind. Da dies nur beim einzigen Vertreter der Montmorillonite eintritt, muss die Ueberhöhung auf die gegenüber andern Tonen erleichterte Wassereinlagerung im Kristall-Innern zurückgeführt werden: Während die zwischen den Teilchen liegenden Wasserschichten dem normalen τ_f -e-Gesetz für bindige Böden gehorchen, lassen sich zusätzliche Wassermengen in den Kristall-Zwischenschichten einlagern. Damit wird nun auch eine brauchbare Erklärung für thixotrope Erscheinungen gefunden: Bei Triaxial- und direkten Scherversuchen oder beim ruhigen Stehenlassen in der Natur wirken die Lasten relativ langsam und stetig zunehmend, sowie grösstenteils allseitig. Dabei reagieren die Einzelteilchen als homogene Körner, auch wenn sie viel Wasser im

Kristallinnern enthalten. Bei einer dynamischen Beanspruchung wird nun ein Teil des Wassers aus den Tonteilchen getrieben und zwischen diese gebracht, d. h. der Abstand zwischen den Teilen wird vergrößert, die Wirkung der Bindekräfte und damit die Scherfestigkeit wird verkleinert. - Die im tiefen Scherfestigkeitsbereich zunehmende Abweichung vom üblichen τ_s -e-Verhalten mag daher als Kennzeichen thixotroper Böden dienen.

Wie auch das Schema (Abb. 4. 10.) zeigt, bietet die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von Wassergehalt oder Porenziffer die Möglichkeit einer Einteilung der Böden nach Materialart und Geschichte.





5. FESTIGKEIT BEI STATISCHER BEANSPRUCHUNG *

In den vorhergehenden Kapiteln wurde die Festigkeit in Zusammenhang mit Zustandsgrößen (Tongehalt, Aktivität, Porenziffer, Wassergehalt) des betreffenden Materials gebracht und diese Größen auf ihre gegenseitige Abhängigkeit untersucht sowie näher bestimmt. Es ist nun interessant zu wissen, wie diese Zustandsgrößen zur Festigkeits-erzeugung beitragen. In Kap. 4 wurde schon ein erster Schritt in dieser Richtung getan. Wie im folgenden gezeigt werden wird, kann die sorgfältige Beobachtung des Verhaltens einer Probe unter statischer Belastung weitgehende Aufschlüsse liefern, die sich mit den Zugfestigkeitsmessungen (Kap. 6) zu einem geschlossenen Bild abrunden lassen. - Die statischen Versuche wurden im Triaxialapparat (Kap. 2) ausgeführt. Dort lässt sich der Spannungs-Verformungsverlauf von Belastungsbeginn bis über den Bruch verfolgen, wobei sich zwei Betrachtungsmöglichkeiten ergeben: Entweder wird jede einzelne Probe mit ihrer entsprechenden Materialart und Vorgeschichte während des ganzen Vorganges beobachtet und die so gesammelten typischen Beobachtungen werden zueinander in Beziehung gebracht. Die andere Möglichkeit beschränkt sich auf die Beobachtung ausgezeichneter Punkte - z.B. Bruch - wobei dann aber erst ganze Serien genügende Aussagen ergeben. Um einen möglichst vollständigen Ueberblick zu erhalten, wurden beide Methoden angewandt.

5. 1. 1 Das Spannungs-Verformungsverhalten der Einzelprobe

Die Darstellung im $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3}$ -Diagramm sog. DS-Diagramm

Von den verschiedenen möglichen Darstellungen des Spannungs-Verformungsverlaufes sei hier vor allem die Vektorkurve nach Casagrande [15] erwähnt, wo in der σ, τ - Ebene für fortlaufende Deformationswerte die Endpunkte des zugehörigen Spannungsvektors aufgezeichnet werden. Diese Spannungsvektoren erhält man als Tangenten an

*) Die zu Kap. 5 und 6 gehörigen Versuche wurden an bindigen, gesättigten und gemäss 2. 3. 2 aufbereiteten Proben ausgeführt.

die Mohr'schen Kreise, die für eine angenommene Bruchebene gezeichnet werden. Um die Abhängigkeit von einer Schätzung des Bruchwinkels zu vermeiden, entwickelte Halter [2] die DS - (Deviator / eff. Seitendruck; $(\sigma_1 - \sigma_3)$ zu σ_3') Darstellung, die in Abb. 5.1. (aus [2] Fig. 3.7.) wiedergegeben ist.

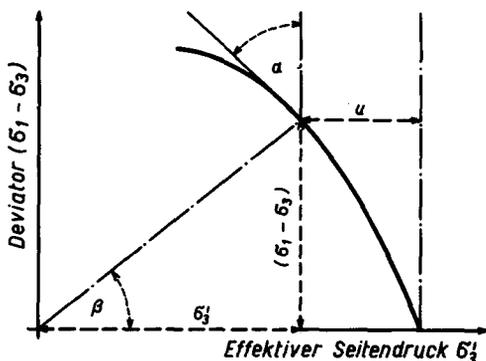


Abb. 5.1. DS-Diagramm des Spannungsverhaltens (entnommen aus Halter [2], Fig. 3.7.)

Sämtliche wesentlichen Werte können dem DS-Diagramm entnommen werden, nämlich :

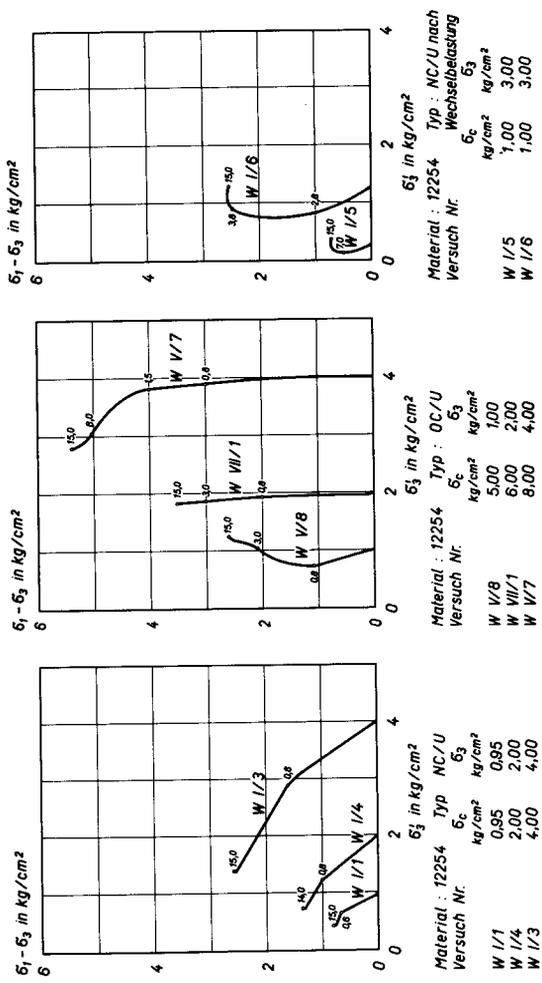
$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max.} \cdot \frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = 1 + \operatorname{tg} \beta, \quad A = \operatorname{tg} \alpha \quad (\text{bei } B = 1)$$

und, da es sich um eine affine Darstellung der σ, τ - Vektorkurve handelt, auch die Schergerade mittels der in ([2] Anhang Fig. 7.5. und 7.6.) angegebenen Umformung. In Kap. 2 wurden die Messgenauigkeiten des Triaxialversuches untersucht und auf einige Fehler hingewiesen, die durch Benützen unkorrekter Annahmen entstehen können. So wird eine volumenkonstante Verformung vorausgesetzt, was zulässig ist, wenn die Zusammendrückbarkeit des Wassers - in erster Näherung und nur für die Spannungsbe-
rechnung - vernachlässigt wird, und eine Abweichung nur bei kleinsten Anfangsdefor-
mationen zu vermerken ist. Wegen des gleichbleibenden Volumens wird nun die mittlere Fläche während des Deformationsvorganges zu $F_m = \frac{F_0}{1 - \frac{\Delta h}{h_0}}$ (F_0, h_0 sind Ausgangswerte)

angenommen und die Spannungen damit berechnet. Da die Spannungen in der kritischen Zone (Bruchzone) interessieren, sollte die effektive Fläche dort gleich der berechneten mittleren Fläche F_m sein, damit die wirklich auftretenden Spannungen aus der Rechnung erhalten werden. Dies trifft aber oft nicht zu: - Nimmt die Probe Fassform an, so vergrößert sich die Bruchfläche überdurchschnittlich. Bei Bruch steigt die gemessene Kraft der Flächenvergrößerung entsprechend an - der Korrekturfaktor zur Berechnung der Spannung ist nicht zu ermitteln. Die berechnete Spannung steigt nur wegen der angenommenen, im allgemeinen zu kleinen F_m an. - Stellt sich eine Gleitfläche ein, so wird die wirkliche Berührungsfläche beim gegenseitigen Verschieben kleiner, die gemessene Kraft sinkt dementsprechend, wobei aber die effektive Spannung konstant bleiben kann. F_m ist hier zu gross angenommen und die Spannung wird entsprechend zu klein berechnet. Deshalb sind bei Betrachtung des Bruchvorganges besonders die Kräfte und die Probenform zu beachten. - Eine weitere prinzipielle Bemerkung ist zu den Porenwasserspannungen anzubringen: Bei vollständig gesättigten Proben gibt die Porenwasserspannung ein Mass für die kleinsten, in erster Näherung vernachlässigbaren Volumenveränderungen der Probe. Bei statischer oder niederfrequenter dynamischer Belastung und bei den im Verhältnis zur Festigkeit der Festteile niedrigen Spannungen dürfen die Festteile als inkompressibel, d. h. im Volumen verformbar aber nicht veränderbar, angenommen werden, so dass die Veränderung des Wasservolumens der Veränderung des Probenvolumens entspricht. Diese Änderung ist allerdings sehr klein und beträgt $0,044 \text{ ‰ pro kg/cm}^2$ Drucksteigerung des Porenwassers, wenn der Kompressionsmodul des Wassers $K = 20\,700 \text{ kg/cm}^2$ ist. Trotz der Kleinheit im absoluten Mass ist die Volumenänderung als Anteil der Porenwasserspannung messbar und für die Erklärung der Verformungsmechanismen von Bedeutung. Insbesondere ist die in den folgenden Abschnitten gezeigte Abhängigkeit der Kompressibilität von der Bindungsstärke der einzelnen Wasserschichten zu beachten; der obige Wert K ist nur für freies Wasser gültig.

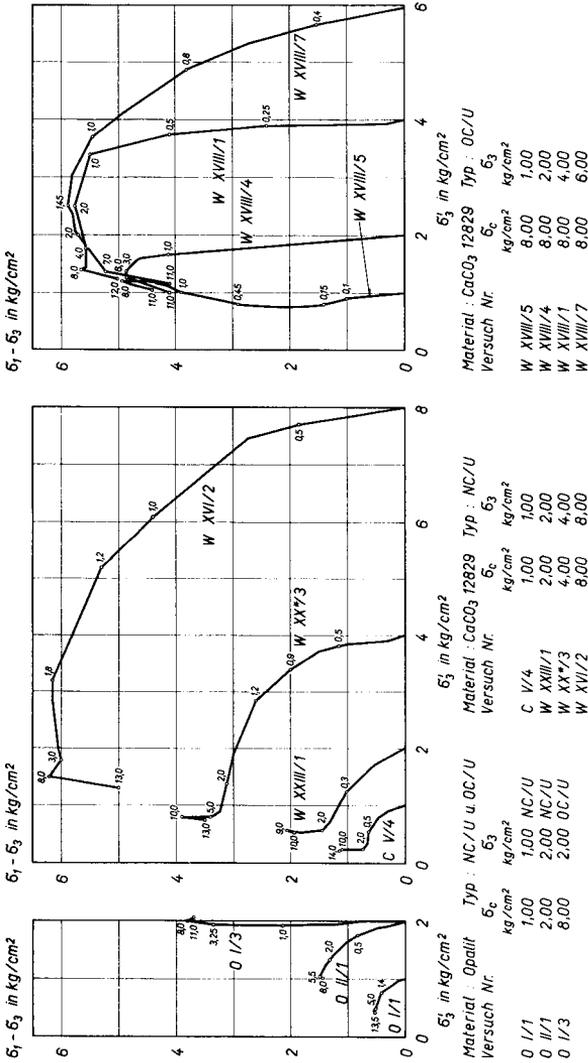
5.1.2 Die DS-Diagramme einiger nach Material und Geschichte verschiedener Bodenarten

In Abb. 5.2. (a, b, c) sind verschiedene ausgewählte DS-Diagramme aufgezeichnet. Es handelt sich um die Versuchsergebnisse statischer Triaxialversuche an CaCO_3 , Opalit und Uetliberglehm 12 254 (bei 12 254 sind die Diagramme, wo dies vermerkt ist, aus [2] entnommen).



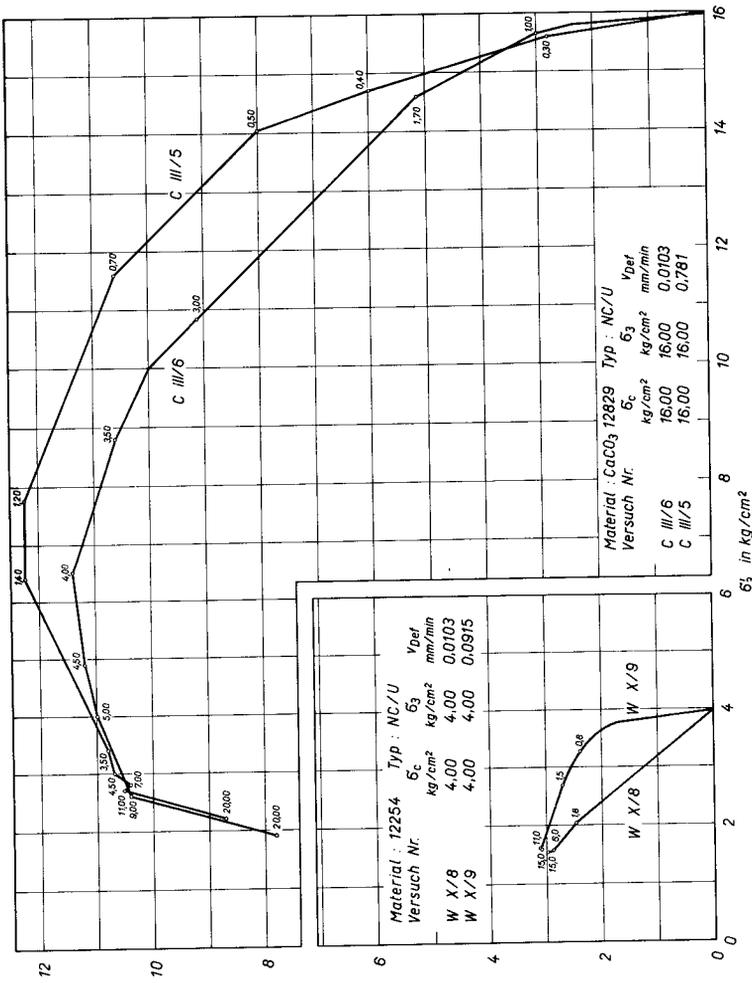
Erklärungen:
 NC = normalkonsolidiert; $\sigma_c = \sigma_3$ | $\sigma_1 - \sigma_3$ = Deviator
 OC = überkonsolidiert; $\sigma_c > \sigma_3$ | $\sigma_3 = \sigma_3 - u$ = effektiver Seitendruck
 U = undrained
 Wo nichts anderes vermerkt beträgt die Deformationsgeschwindigkeit:
 $v_{\text{ber}} = 0,0375 \text{ mm/min}$
 Die Zahlen längs der Kurven geben die Verformung in % an

Abb. 5.2.a DS-Diagramme (entnommen aus [2])



Erklärungen:
 NC = normalkonsolidiert; $\sigma_c = \sigma_3$ | $\sigma_1 - \sigma_3$ = Deviator
 OC = überkonsolidiert; $\sigma_c > \sigma_3$ | $\sigma_3 - u$ = effektiver Seitendruck
 U = undrained
 Wo nichts anderes vermerkt beträgt die Deformationsgeschwindigkeit:
 $v_{Def} = 0,0315 \text{ mm/min}$
 Die Zahlen längs der Kurven geben die Verformung in % an

Abb. 5.2.b DS-Diagramme



Erklärungen:
 NC = normalkonsolidiert : $\sigma_c = \sigma_3$ | $\sigma_1 - \sigma_3$ = Deviator
 OC = überkonsolidiert : $\sigma_c > \sigma_3$ | $\sigma_3 - \sigma_3 - u$ = effektiver Seitendruck
 U = undrainiert
 Wo nichts anderes vermerkt beträgt die Deformationsgeschwindigkeit :
 $v_{Def} = 0,0915$ mm/min
 Die Zahlen längs der Kurven geben die Verformung in % an

Abb. 5.2.c DS-Diagramme

Die unterschiedlichen Diagrammformen sind - wie im folgenden gezeigt wird - durch Unterschiede im Materialaufbau der Proben verursacht. *) Auf den ersten Blick sind einige charakteristische Formen zu erkennen, die in der schematischen Aufzeichnung von Abb. 5.3. verdeutlicht sind. Diese Kurven zusammen mit den zugehörigen Vertikalverformungen (Zahlenwerte längs der Kurven in Abb. 5.2.) geben ein vollständiges Bild der Form- und Volumenänderungen bei Beanspruchung. Zur Verdeutlichung des Mechanismus sind die Kurven in kennzeichnende Abschnitte (Abb. 5.3.) unterteilt. In den folgenden Ausführungen müssen vorerst alle vor dem Bruch liegenden Kurvenabschnitte betrachtet werden und darauf der Bruchvorgang selbst.

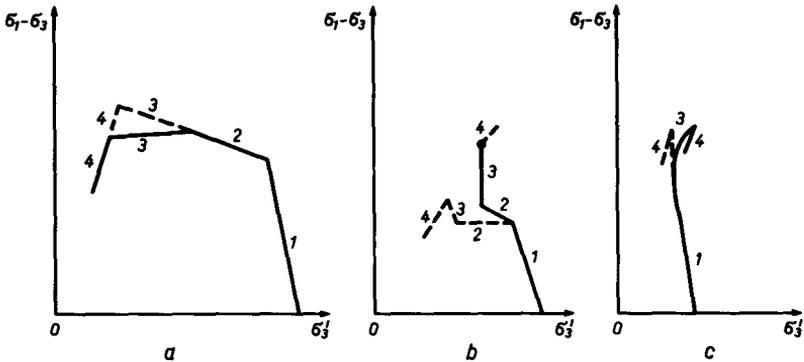


Abb. 5.3. Schematische Darstellung der Kurvenformen im DS-Diagramm

5.1.3 Die Form- und Volumenänderungen vor Eintritt des Bruches (Siehe Abb. 5.2. und 5.3.. Seiten 117 - 120).

Kurvenabschnitt 1: Steiler Spannungsanstieg anfänglich linear, dann leicht auf- oder abwärts gekrümmt. Die Formänderungen ($\frac{\Delta h}{h_0}$) und die auftretenden Porenwasser-

*) Welchen Einfluss die hier ausgeschalteten Unterschiede der Versuchsanordnung allenfalls haben würden, zeigen z.B. die Auswirkungen verschiedener Deformationsgeschwindigkeiten (Abb. 5.2. c).

spannungen sind beide klein. (Abb. 5.2.). Wie in Kap. 3 gezeigt wurde, sind die Teilchen der feinkörnigen Böden von verschiedenen stark gebundenen Wasserschichten umgeben, wobei zwischen den Berührungsstellen alle oder nur einzelne der Wasserschichten (Typen) - adsorbiert bis frei - vorhanden sein können. In den Porenräumen sind immer alle Wassertypen vertreten (Pallmann [4], Lambe [6]). Anhand der Schrumpfvorgänge kann ausserdem gesagt werden, dass bei den vorliegenden Böden und Konsolidationsdrücken noch keine direkte Berührung von Festteilen möglich ist (die bindigen Böden sind hier gesättigt und die strukturempfindlichen Böden durch den Konsolidationsvorgang im gesättigten Bereich gehalten). Da auch die Vertikalspannungen der hier aufgeführten Versuche nie so gross werden, dass die Festteile einander unmittelbar berühren, d. h. die Schrumpf-Porenziffer erreicht wird, kann für die folgenden Ueberlegungen mit ständig vorhandenen Wasser-Zwischenschichten gerechnet werden. Vergleiche mit Böden, die Korn-Kontakt aufweisen, sind dennoch möglich, denn die fester gebundenen Wasserschichten verhalten sich ähnlich wie die Festsubstanz. Die Porenwasserspannungen im ersten Kurvenabschnitt sind im Verhältnis zu den Formänderungen sehr klein, was einen Gegensatz zum Abschnitt 2 der Kurve darstellt. Im betrachteten Abschnitt 1 kann deswegen nur ein geringer Teil der gesamten in der Probe vorhandenen Wassermenge beeinflusst worden sein; zudem ist dieser beeinflusste Teil der Wassermenge weniger kompressibel als freies Wasser, d. h. die Spannung steigt bereits bei minimalen Volumenänderungen an. Aus diesen Feststellungen kann geschlossen werden, dass die erste Beanspruchung der Probe hauptsächlich das zwischen den Berührungsflächen der Festteile befindliche Wasser - sog. Zwischenschichten (adsorbiert) - betrifft, während das eigentliche - freie Porenwasser - weitgehend unbeeinflusst bleibt, da es leichter zusammendrückbar ist - und somit einer Beanspruchung ausweicht. Die untersuchten Proben liefern dafür weitere Beweise. Bei normalen bindigen Böden (Opalit, 12 254) steigt der Kurvenabschnitt 1 weniger steil und auf niedrigere Werte an als bei entsprechendem CaCO_3 , obwohl die totalen Wassergehalte des CaCO_3 wesentlich höher sind; wie bereits bekannt ist, sind aber die zwischen den Körnern liegenden Wasserschichten bei CaCO_3 von wesentlich kleinerer Stärke, und somit ist auch dessen Volumenveränderung geringer. Diese betroffenen Schichten setzen sich bei CaCO_3 aus stärker gebundenem Wasser zusammen als bei normalen bindigen Böden, und dieses ist, wie gezeigt wurde, energiereicher, d. h. schwerer ablösbar, und wie aus den höheren Spannungswerten geschlossen werden kann,

auch weniger kompressibel. Auch bei bindigen Böden ist ein ähnliches Verhalten zu erreichen, indem durch Ueberkonsolidation freies Wasser entfernt wird, worauf im Verhältnis zum Aussendruck mehr stark gebundenes Wasser vorhanden ist. (Abb. 5.2.b, Seite 118). - Die Neigung im ersten Kurvenabschnitt ist zudem von der Geschwindigkeit abhängig, was auch wieder den Gefügebautbau bestätigt: Das freier bewegliche und ursprünglich leichter zusammendrückbare Wasser reagiert vor allem auf die Geschwindigkeitsunterschiede. Bei Lehm (12 254) ist deshalb bei erhöhter Geschwindigkeit (Abb. 5.2.c, Seite 119) von Anfang an ein wesentlich steilerer Verlauf festzustellen, während CaCO_3 zu Beginn - wo nur das fester gebundene Wasser betroffen wird - keine Veränderung aufweist, sondern erst im späteren, auch das eigentliche Porenwasser berührenden Zeitpunkt.

Kurvenabschnitt 2: Die Kurve steigt deutlich weniger stark als im Abschnitt 1. Bei Formänderungen ($\frac{\Delta h}{h_0}$) jeder Grössenordnungen sind jedenfalls die Porenwasserspannungen u (Volumenveränderungen) relativ gross (z.B. in Abb. 5.2.b, Seite 118, Kurve C V/4, $\Delta \bar{u}^* = 0,6 \text{ kg/cm}^2$ bei $\sigma_3 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$), der Vertikalspannungsanstieg sehr klein (in der gleichen Kurve $\Delta^*(\sigma_1 - \sigma_3) = 0,2 \text{ kg/cm}^2$ bei $\sigma_3 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$). Die starke Zunahme der Porenwasserspannungen (Abb. 5.2.b) deutet darauf hin, dass nun das gesamte Wasser beansprucht wird. Dafür spricht auch der verflachte Vertikal-Spannungsanstieg, der auf Mitwirken eines leichter zusammendrückbaren Mediums - nämlich des gesamten Wassers - hinweist. - Mit den verschiedenen Formänderungsgrössen sollen die Mechanismen weiter erfasst werden: Kleine Formänderungen $\frac{\Delta h}{h} < 1\%$ weisen auf ein stabil bleibendes Gefüge hin. Verschiebungen werden durch hohe äussere Kräfte, hohe innere Bindekräfte oder durch beide zusammen solange verhindert, als die Struktur nicht in sich selbst umgelagert werden kann. Bei kugeligen Körnern gibt es keine Umlagerung, so dass bei hoch (8 kg/cm^2) konsolidiertem CaCO_3 (Abb. 5.2.b, Seite 118, Kurve W XVI / 2) die erwähnten kleinen Formänderungen festgestellt werden können - hohe äussere Kräfte. Auch überkonsolidierte Proben mit hohen Vorkonsolidationswerten (8 kg/cm^2 bei CaCO_3 - Abb. 5.2.b, Kurve W XVIII / 4) verhalten sich so - hohe Bindekräfte. - Treten mittlere Formänderungen auf ($\frac{\Delta h}{h} = 1 \div 2\%$),

*) $\Delta u, \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ bedeuten jeweils die Spannungsdifferenzen innerhalb des betrachteten Kurvenabschnittes.

so bedeutet dies wegen der - absolut gesehen - kleinen Volumenänderung ein Ausweichen des Gefüges nach aussen. Die zurückhaltenden Kräfte (von aussen und innen) sind von mittlerer bis geringer Grössenordnung, wofür die mässig bis gering konsolidierten (unter 4 kg/cm^2) CaCO_3 - Proben (Abb. 5.2.b, Kurve W XX* / 3) als Beispiele dienen. Die Steigung des Kurvenabschnittes 2 ist umso grösser, je höher die Porenziffer bei gleichem Aussendruck σ_3 ist. Zum Beispiel für CaCO_3 bei $\sigma_3 = 4,0 \text{ kg/cm}^2$:
 $e = 179\% \quad \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = 0$; $e = 183\% \quad \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = 0,5 \text{ kg/cm}^2$. Diese eigentlich unerwartete Erscheinung beruht auf dem unterschiedlichen Verhalten des Porenwassers. Bei hoher Porenziffer reicht die Formänderung nicht, um das gesamte Wasser (Zwischenschichten- und Porenwasser) schon zu Beginn des Abschnittes 2 gleichmässig zu beanspruchen. Es sind wieder in erster Linie die weniger zusammendrückbaren Zwischenschichten, die die Last aufnehmen, was den steileren Anstieg ergibt, und nur allmählich findet auch eine Uebertragung auf die restliche Wassermenge statt. Bei kleineren Porenziffern hingegen genügt die Formänderung, um ein homogenes Verhalten der ganzen Wassermenge zu erreichen, d.h. die Probe stellt einen zähen *) Flüssigkeitskörper mit eingelagerten Festteilen ohne gegenseitige Berührung dar. Jede zusätzliche Formänderung erzeugt damit einzig eine Erhöhung der Porenwasserspannung (Volumenänderung des Wassers), so dass u steigt, die Vertikalspannung aber konstant bleibt. Es tritt aber kein Bruch ein, da die Festteile von Bindekräften gehalten und durch den Aussendruck abgestützt werden. Ein derartiges Verhalten äussert sich im fast horizontalen Verlauf des Abschnittes 2. - Grössere Formänderungen ($\frac{\Delta h}{h} > 2\%$), die nur wenig vom Aussendruck abhängen, deuten auf Veränderungen im Innern der Probe hin, vorerst ohne Auswirkungen gegen aussen. Es muss sich also um eine Umwandlung des strukturellen Aufbaus handeln, wobei eine ungerichtete Struktur in eine gerichtete übergeht. Gerichtete Strukturen sind nur bei Materialien möglich, deren Festteile keine isodiametrischen Formen aufweisen, d.h. platten- oder gar stengelförmig sind, in unserem Falle also die tonhaltigen Böden 12 254 und Opalit (Abb. 5.2.a, Seite 117, W I/1, W I/3, W I/4; Abb. 5.2.b, Seite 118, O I/1). Die Plättchen

*) Die erscheinungsmässig als Zähigkeit zu beschreibende Eigenschaft der Flüssigkeit ist durch die eingelagerten Festteile bestimmt.

bilden im ursprünglichen Ablagerungszustand ein wabenförmiges Gebilde, dessen Berührungsstellen nicht in direktem Kontakt stehen, sondern auch Wasser aller Bindungen angelagert haben. Steigen nun die Porenwasserspannungen, so betrifft dies auch die an den Berührungsstellen befindlichen Wasserschichten. Die Teilchen werden dort durch die erhöhten Spannungen auseinandergetrieben und gehen in eine neue Gleichgewichtslage über, nämlich die Parallelanordnung, die auch nach Entfernen der äusseren Kräfte erhalten bleibt. Diese Umlagerung ist mit grossen Formänderungen verbunden; da in den Umlagerungszonen, die sich allmählich über die ganze Probe ausbreiten, ein flüssigkeitsähnlicher Zustand herrscht, ist der Anstieg der Vertikalspannungen weniger ausgeprägt als derjenige der Porenwasserspannungen (Abb. 5.2. a, Seite 117). Die Parallelstellung der Teilchen kann nur durch anisotrope Belastung erreicht werden; allseitige Konsolidationsdrücke vermögen dies nicht. Die anisotrope Belastung führt zur Umlagerung entweder durch lineare Steigerung oder durch wiederholtes Aufbringen einer bestimmten Last wie bei [2] (Abb. 5.2. a). In einigen Fällen verschwindet der Abschnitt 2 ganz, nämlich bei Proben, die wesentlich dichter gelagert sind als dem momentanen Aussendruck entsprechen würde. Durch die dichte Lagerung gerät bereits bei geringer Beanspruchung alles Porenwasser in den gleichen Spannungszustand, was eigentlich erst dem Ende des zweiten Kurvenabschnittes entspricht. Solche Erscheinungen sind bei hoch überkonsolidierten (z.B. CaCO_3 $\sigma_c = 8,0 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_3 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$)*¹ oder durch vorgängige Wechselbelastung verdichteten Böden festzustellen.

Kurvenabschnitt 3: (Abb. 5.3., Seite 120) Bei in allen Fällen grossen Formänderungen ($\frac{\Delta h}{h} > 2\%$) werden beobachtet: Entweder starke Volumenverkleinerung unter Verminderung oder mässiger Zunahme der Vertikalspannung (z.B. $\sigma_3 = 8,0 \text{ kg/cm}^2$ $\Delta u = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = 0$)*² oder Volumenkonstanz mit starker Vertikalspannungszunahme ($\sigma_3 = 2,0 \text{ kg/cm}^2$ $\Delta u = 0,1 \text{ kg/cm}^2$ $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = 0,6 \text{ kg/cm}^2$)*³ oder anfängliche Volumenkonstanz mit darauf folgender Volumenvergrösserung unter starker Vertikalspannungszunahme ($\sigma_c = 8,0 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_3 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$ $\Delta u = -0,2 \text{ kg/cm}^2$ $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = 3,0 \text{ kg/cm}^2$)*⁴. Die grossen Formänderungen erzeugen dann eine Vergrösserung der Porenwasserspannung (Volumenverkleinerung), wenn es sich um ein Ge-

* 1: Abb. 5.2. b, Seite 118, W XVIII/5

* 2: Abb. 5.2. b, Seite 118, W XVI/2

* 3: Abb. 5.2. b, Seite 118, W XXIII/1

* 4: Abb. 5.2. b, Seite 118, W XVIII/5

füge handelt, das nicht ausweichen kann - sei es nach innen oder aussen. Bei isodiametrischen Körnern, die unter hohem allseitigem Druck ($> 4 \text{ kg/cm}^2$) stehen, trifft dies zu. Ob der Vorgang unter Vertikal-Spannungszu- oder -abnahme erfolgt, hängt von der Lagerungsdichte (Porenziffer e) ab. In einem dicht gelagerten Gefüge stellt sich wegen der hohen Porenwasserspannungen in der Bruchzone ein suspensionsartiger Zustand ein, wobei die "schwimmenden" Festteile wegen der verhinderten Ausdehnung eher gegeneinander streben - die wirksame Fläche und die Kräfte verkleinern sich. Dieser Zustand stellt bereits Bruch dar, denn bei konstant gehaltener Last (s. Versuch Nr. C IV/4, Abb. 5.4.) geht die Verformung unaufhaltsam in den eigentlichen Bruchabschnitt 4 über.

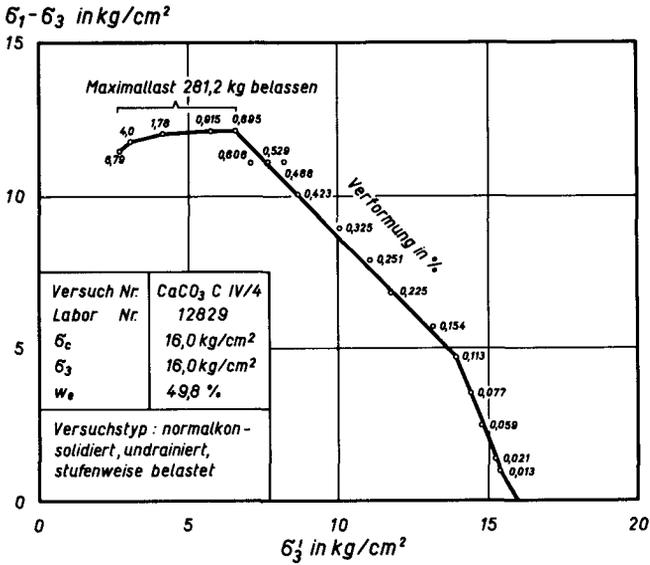


Abb. 5.4. DS-Diagramm für eine stufenweise belastete Probe

Wird dagegen, wie im Triaxialversuch üblich, die Deformationszunahme und nicht die Last konstant gehalten, so hat die oben erwähnte Verdichtung einen nochmaligen Zusammenschluss der Festteile zur Folge, so dass die weitere Verformung nur noch volumenkonstant mit entsprechendem Spannungsanstieg erfolgen kann, bis der Bruch erfolgt (Abb. 5.2. b, Seite 118). Ist die Probe locker gelagert, so wirkt sich die höhere Zusammendrückbarkeit des Wassers dahin aus, dass Kräfte bevorzugt von den Festteilen und Zwischenschichten übertragen werden, was mit einem Spannungsanstieg verbunden ist (Abb. 5.2. b). - Gehen die grossen Formänderungen unter Volumenkonstanz vor sich, so weist dies auf eine durch äussere und innere Kräfte wenig behinderte Ausdehnung hin. Durch dieses Ausweichen geraten die Festteile wieder mit ihren fester gebundenen Wasserschichten in gegenseitige Berührung, weshalb die Vertikalspannungen stark ansteigen. Dieser Mechanismus ist bei mittel bis niedrig konsolidiertem CaCO_3 (unter 4 kg/cm^2) und sehr niedrig konsolidiertem 12 254 ($0,5 \text{ kg/cm}^2$) festzustellen, woraus die Grössenverhältnisse der Binde-Kräfte zu ersehen sind. Bei mittel bis hoch überkonsolidierten Proben (z. B. CaCO_3 $\sigma_c = 8,0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$) ist keine Spannungsübertragung auf das gesamte Porenwasser gemäss Abschnitt 2 festzustellen, sondern die Binde-Kräfte sind so gross, dass sie die Körner nahe zusammen zu halten vermögen, bis die Vertikalspannungen eine Ueberwindung des Aussendruckes ermöglichen, d. h. Abschnitt 3 folgt direkt auf Abschnitt 1 (Abb. 5.2. c, Seite 119). - Sind die Böden im Verhältnis zum Aussendruck sehr dicht gelagert, kann die Formänderung nur unter Volumenvergrösserung, d. h. unter teilweisem Rückgängigmachen der ehemaligen Verdichtung, erfolgen. Dies gilt für sehr hoch überkonsolidierte (CaCO_3 $\sigma_c = 8,0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_3 = 1,0 \text{ kg/cm}^2$) und besonders wechselbelastete Böden (Abb. 5.2. a, Seite 117). - Böden, die in den Zwischenschichten auch Wasser geringer Bindung enthalten, bleiben im flüssigkeitsähnlichen Zustand, den sie im Abschnitt 2 allmählich angenommen haben. Sie gehen ohne wesentlich anderes Verhalten direkt in den Bruch über (normalkonsolidierter 12 254). Die gleichen Wirkungen, wie sie der Konsolidationsgrad auf das Form- und Volumenänderungsverhalten ausübt, hat der Gleichförmigkeitsgrad der Kornverteilung. Ein gleichförmig aufgebautes Korngerüst zeigt grosse Formänderungen unter Volumenkonstanz, da ein seitliches Ausweichen nur wenig behindert ist. Im Gegensatz dazu erlaubt ein ungleichförmiges Gefüge nur geringere Formänderungen, da die Körner durch ihre ungleichen Grössen ein gegenseitiges Verschieben behindern. Bei ideal ungleichförmigen Böden

(Fuller) ist sogar eine Volumenvergrößerung mit den Formänderungen verbunden.

5. 1. 4 Die Form- und Volumenänderungen bei und nach Bruch

Während das Spannungs-Verformungsverhalten vor Bruch vielfältig ist, sind bei Bruch nur zwei verschiedene Erscheinungen möglich. Festgestellt wird entweder ein Abnehmen oder ein Zunehmen der Vertikalkraft. (s. Kurvenabschnitte 4 in Abb. 5.3., Seite 120). - Wird versucht, aus den Kräften die Spannungen zu bestimmen, so sind die Veränderungen der wirksamen Querschnittflächen zu berücksichtigen. Diese Veränderungen ergeben Spannungskonstanz, bei abnehmenden Kräften, wenn sich zwei Probenteile gegenseitig verschieben. (Abb. 5.5.). Es handelt sich dabei also um einen sog. Flächenbruch.

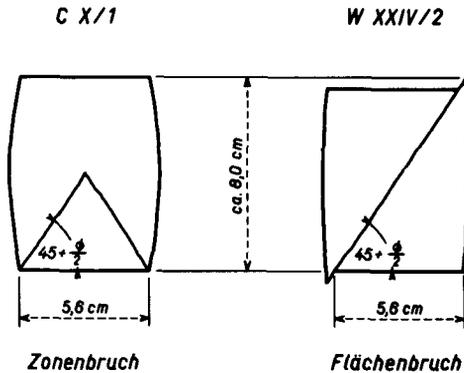


Abb. 5.5. Zwei charakteristische Bruchbilder

Diese Bruchform tritt überall dort auf, wo sich Spannungskonzentrationen in einer Fläche einstellen, da die seitliche Ausdehnung, die der Vertikalverformung entsprechen würde, verhindert wird. Diese Verhinderung erfolgt entweder durch grosse Aussendrucke oder durch Bindungen infolge dichter Lagerung oder durch eine Kombination der beiden Erscheinungen. Beispiele sind: Hochkonsolidierter CaCO_3 (8 kg/cm^2) - hohe Aussendrucke; hoch überkonsolidierter CaCO_3 ($8 \rightarrow 1 \text{ kg/cm}^2$) oder mittelkonsolidierter CaCO_3 mit niedriger Porenziffer (z.B. $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$, $e = 190\%$) oder

Opalit - hohe innere Kräfte; mittelkonsolidierter ($2 - 4 \text{ kg/cm}^2$) CaCO_3 oder mittelkonsolidierter ($2 - 4 \text{ kg/cm}^2$) Uetliberglehm 12254 - Kombination beider Einflüsse. - Sind die zurückhaltenden Kräfte nicht vorhanden, so gibt das Gefüge nach; die massgebende Fläche vergrössert sich. Bei konstanter Vertikalverformung wachsen die Kräfte in gleichem Masse wie die Fläche, so dass die Spannungen gleich bleiben oder sich nur geringfügig ändern. Es entsteht Zonenbruch (Abb. 5.5., Seite 127). Während beim Flächenbruch durch die zurückhaltenden Kräfte die Form des Gefüges erhalten bleibt und eine Spannungskonzentration in einer einzigen Fläche verursacht wird, kann sich beim Zonenbruch das Gefüge durch Verformung des Gesamtkörpers den aufbrachten Lasten ständig anpassen (schwache zurückhaltende Kräfte), weshalb die Bruchspannung innerhalb einer ganzen Zone gleichzeitig erreicht wird. - Wird bei Flächenbruch die Deformation weitergeführt, so können die Porenwasserspannungen soweit ansteigen, dass die zurückhaltenden Kräfte überwunden werden: das Gesamtgefüge kann sich verformen und die gegenseitige Verschiebung zweier Probenteile hört auf, d. h. die Bruchspannung konzentriert sich nicht mehr nur auf eine Fläche, sondern stellt sich in einer ganzen Zone ein. Somit lässt sich ein Flächenbruch durch fortgeführte Deformation in einen Zonenbruch überleiten.

Bei Bruch ist noch eine weitere interessante Erscheinung festzuhalten: Einige Proben brechen nicht unter gleichmässigem Steigen oder Fallen der Kräfte, sondern unter einem unstetigen Verlauf derselben, wobei die Haupttendenz erhalten bleibt. Dies kann eintreten, wenn die Festteile während der starken Bruchverformung entweder wieder in näheren Kontakt kommen und die Verschiebung darunter behindert wird - die Kraft steigt dann bis zur Ueberwindung des Widerstandes - oder bis durch die gleiche Verformung eine weitere Störung einer lockeren Struktur erfolgt. Wie aus der ersten Annahme über den Mechanismus zu vermuten ist, wird dieses ruckweise Brechen vor allem dann auftreten, wenn die Körner auch bei Bruch nahe beieinander liegen. Die Versuche bestätigen dies, indem bei CaCO_3 die meisten hochkonsolidierten Proben ($8,0 \text{ kg/cm}^2$) und einige niedriger konsolidierte mit vergleichsweise kleiner Porenziffer ($\sigma_3 = 2,0 \text{ kg/cm}^2$, $e = 190\%$) in der erwähnten Art brechen, und zwar mit umso grösseren Sprüngen, je dichter die Lagerung ist. Ausserdem müssen sich dabei die fester gebundenen Wasserschichten 3. oder 4. Stufe berühren, denn normale bindige Böden, die keine solchen Kontakte aufweisen, haben einen stetigen Bruchverlauf. -

Es scheint, dass diese Erscheinung auf denselben Ursachen wie die Interferenz (Interlocking) von nicht-bindigen Böden beruht.

5.1.5 Erkenntnisse aus dem Verhalten der Einzelprobe bei statischer Belastung

-1. Zu Beginn dieses Kapitels wurde ein Einblick in den Aufbau der Festigkeit als zu erstrebendes Ziel bezeichnet. Die in den Abschnitten 5.1.3 und 5.1.4 gemachten Überlegungen geben einigen Aufschluss und sind in Abb. 5.6. zusammengestellt.

Erläuterung zu Abb. 5.6.

Bei Abb. 5.6. handelt es sich um eine Zusammenfassung der in Abschnitt 5.1.3 und 5.1.4 erläuterten Klassifikation mit den DS-Diagrammen. Die Eigenschaften der vier unterscheidbaren Abschnitte im DS-Diagramm ermöglichen eine bestimmte Zuordnung des jeweils untersuchten Materials. Die einzelnen Abschnitte werden nach zwei Haupt-eigenschaften unterschieden, nämlich nach der im Abschnitt auftretenden Formänderung ($\frac{\Delta h}{h_0}$) und der Volumenänderung (ausgedrückt durch das Verhalten der Porenwasser-spannung u). Mit der Beschreibung der Volumenänderung wird auch die seitliche Ausdehnung der Proben während des Versuches erfasst; zur Verdeutlichung wird aber dieses Ausdehnungsverhalten selbst auch aufgeführt. Die Einteilung der Materialien erfolgt nach der Grösse der Form- und Volumenänderungen, wobei in Abb. 5.6. zur Verbesserung der Uebersicht nur Worte (klein, mittel, gross) verwendet werden; Zahlenwerte sind in Abb. 5.2. (Seite 117) und 5.3. (Seite 120) sowie Abschnitt 5.1.3 angegeben. Mit der Untersuchung jeden Kurvenabschnittes nach dem andern gemäss den erwähnten Merkmalen (in Abschnitt 4 wird statt der Grösse $\frac{\Delta h}{h_0}$ die Bruchart zur Unterscheidung beigezogen) kann eine immer weitergehende Bestimmung einer Bodenprobe vorgenommen werden, bis als Ergebnis eine genaue Zuordnung bezüglich Material und Geschichte erfolgen kann. Die Zwischenergebnisse zeigen, aus welchen Beiträgen die Festigkeit im untersuchten DS-Kurvenabschnitt sich hauptsächlich zusammensetzt. Die möglichen Beiträge an die Festigkeit sind die Kräfte AK und IK, die über "alles Wasser" oder das Wasser der "Zwischenschichten" übertragen werden.

Das oben aufgeführte Vorgehen kann für beliebige der in Abb. 5.2. (Seite 117) gezeichneten Beispiele und auch andere bindige, gesättigte Böden angewendet werden. Die Methode ist vorläufig aber nur für gesättigte fein- bis mittelkörnige Materialien anwendbar. Ausserdem sind für feine, nicht-bindige Böden nur beschränkt Angaben über die einzelnen Festigkeitsbeiträge möglich; ihre Zuordnung erfolgt aufgrund sich ähnlich verhaltender, bindiger Böden.

Festigkeit und Spannungs-Verformungsverhalten

Klassifizierung auf Grund der einzelnen Abschnitte 1 + 4 der DS-Diagramme

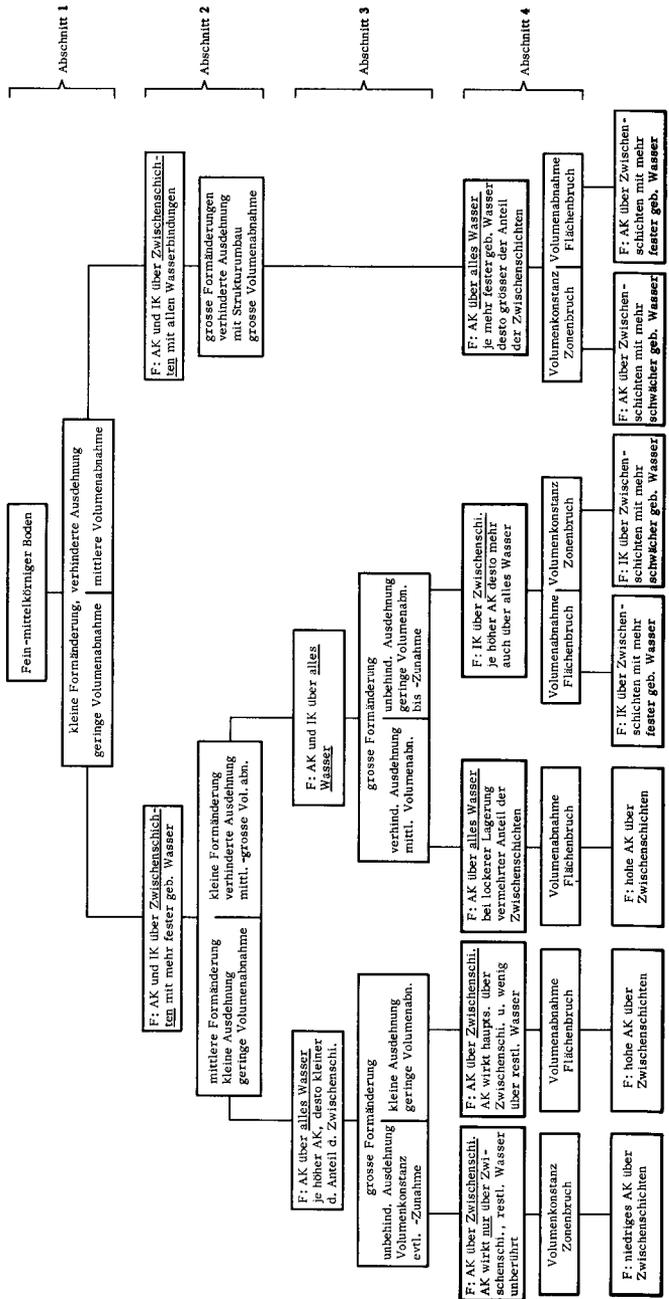
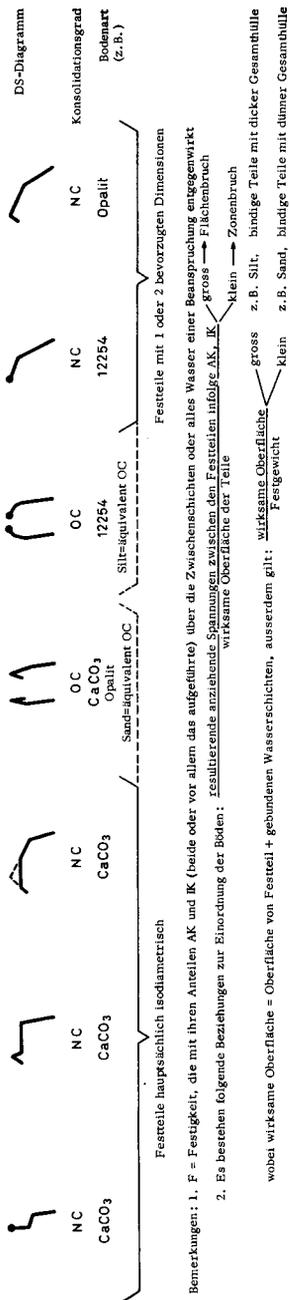


Abb. 5.6.



Die Festigkeit ist in Abb. 5.6. mit den bisher bekannten Zustandsgrößen in Zusammenhang gebracht: Aktivität, Tongehalt und Lagerungsdichte (Porenziffer). Diese sind nun nicht als solche aufgeführt, sondern weiter detailliert durch Einführung der Begriffe: "Zwischenschichten", "alles Wasser", Kräfte "AK und IK". Wie die Tafel Abb. 5.6. zeigt, beruht die Festigkeit auf einem abwechselnden Beitrag der Zwischenschichten (Wasser zwischen den Berührungsf lächen der Teilchen) und von allem Wasser (alles in einem Boden-Wassersystem enthaltenes Wasser). Der Beitrag dieser Wasserarten an die Tragfähigkeit hängt natürlich von der Art der Bindung an die Mineraloberfläche ab, was auch bereits diskutiert worden ist; die Beanspruchung wirkt aber vorerst auf dieses Wasser, das wiederum von den anderen Zustandsgrößen: Struktur, Lagerungsdichte, AK, IK in seinem Zustand beeinflusst ist. Unter dem Begriff AK werden alle Kräfte verstanden, die durch den bestehenden Aussendruck auf die Probe wirken, also auch die dadurch erzeugten lageabhängigen Bindekräfte. Dagegen sind die IK Bindekräfte, die von der einmal vorhanden gewesenen höchsten Belastung erzeugt worden sind. Diese höchste Belastung schliesst als Grenzfall den augenblicklichen allseitigen Druck σ_3 ein (normalkonsol. Fall) und umfasst sämtliche geschichtlichen Einflüsse wie: Ueberkonsolidation, äquivalente Ueberkonsolidation und durch die Art der Aufbereitung verursachte Lagerung. Die IK und AK und die zugehörigen Strukturen und Lagerungsdichten sind die Ursache, dass das Zwischenschichtenwasser oder auch alles Wasser der Probe einer Beanspruchung einen bestimmten Widerstand entgegen zu setzen vermag. In der Tafel (Abb. 5.6.) sind die einzelnen Faktoren, die die gemessene Festigkeit ergeben, aufgetragen, und zwar jeweils zuerst als äusseres Kennzeichen die entsprechende Verformung; als zweites der Widerstand, den das Wasser der Beanspruchung gegenüber leistet, und als drittes die Kraft (AK oder IK), welche den Zustand des Materials erzeugt hat. Dann folgen Bemerkungen über die Lagerungsdichte, die Strukturen und den Aufbau der Zwischenschichten. Dieser Aufbau der Zwischenschichten ist - wie aus Kap. 3 bekannt - von den gleichen Einflüssen wie die Aktivität abhängig, deren Auswirkungen nun auch auf die Festigkeit bestimmt werden kann: Anhand des Schrumpfvorganges wurde ja die Art der Anlagerung der verschiedenen Wasserschichten an das einzelne Festteilchen und somit der Aufbau der sogenannten Zwischenschichten mit mehr oder weniger gebundenem Wasser beschrieben. Diese Zwischenschichten sind entscheidend für den Anteil des Aussendruckes, der auf das Korn übertragen werden kann und nachher als AK oder IK wirkt. Die Gesamtwirkung der Zwischenschichten ist

durch die Gesamtaktivität, d. h. durch die Anzahl aktiver Teile (Anzahl der Teile $< 2\mu$) und die Aktivität jedes dieser Teile bestimmt. In Abb. 5.6. (Seiten 129-131) sind weiter die Kurven des DS-Diagramms und der Konsolidationszustand angegeben. Wie später (Abschnitt 6.4.2) gezeigt werden wird, ist das Schema auch für nicht-bindige, feine bis mittlere Böden anwendbar. -

-2. Die üblichen Bruchkriterien sollen hier kurz betrachtet werden. Es wird unterschieden zwischen $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$ und dem Mohr'schen Bruchpunkt. Ueber den Mohr'schen Bruchpunkt wird in 5.2. gesprochen werden. Das Kriterium $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$ ist im DS-Diagramm $(1 + tg \beta)_{max.}$ und somit äquivalent $\beta_{max.}$; der Deviator $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$ ist als solcher direkt aus dem DS-Diagramm ablesbar.

Wie aus Abb. 5.2. (S. 117-119) zu entnehmen ist, kann $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$ vor, gleichzeitig mit oder nach $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$ eintreten. - Meistens sind beide Kriterien zugleich erfüllt (siehe Abb. 5.6., Seite 130), wozu keine weiteren Bemerkungen zu machen sind. - Wird nun das Deviatormaximum $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$ vor dem max. Hauptspannungsverhältnis $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$ erreicht, so hat dies folgende Bedeutung: Der Bruch der Probe tritt eindeutig beim Deviatormaximum ein, d. h. bei konstant gehaltener Last geht die Deformation weiter (wie aus Abschnitt 5.1.3 und Abb. 5.4., Seite 125, zu entnehmen ist). Beim Bruchvorgang kann aber eine momentane Verdichtung erfolgen, wodurch die Porenwasserspannungen nochmals stärker ansteigen und das Hauptspannungsverhältnis deswegen weiter zunimmt. - Im dritten Fall liegt $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$ vor $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$. Es handelt sich um Boden mit sehr starker Wirkung von IK bei vergleichsweise kleinem Aussendruck. Von $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$ bis zum Deviatormaximum ist die Verformung *) gross ($\frac{\Delta h}{h} > 2\%$) und geht unter Volumenvergrößerung vor sich. Wird diese Volumenvergrößerung verhindert, so fallen beide Maxima zusammen (wobei der Bruch in einem höheren Spannungsbereich als bei zugelassener Volumenvergrößerung stattfindet). Ein eigentlicher Bruch - d. h. bei konstanten Spannungen weitgehende Deformation - tritt in jedem Fall erst bei $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$ ein, auch wenn $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$ vor $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$ erreicht wird.

*) Die grosse Verformung wird sehr oft das für das Bauwerk massgebende Kriterium sein und der eigentliche Bruch ist dann unwichtig.

Die Scherfestigkeit als Einzelgrösse, d. h. die zu einem bestimmten allseitigen Druck σ_3 gehörige Festigkeit τ_f , wird - wie aus den vorigen Ueberlegungen hervorgeht - immer durch das Deviatormaximum festgelegt. Im Gegensatz dazu steht die über einen grösseren Spannungsbereich anzuwendende Beziehung Scherfestigkeit - allseitiger Druck. Für diese Beziehung wird als repräsentative Grösse der eff. Reibungswinkel ϕ' eingeführt. Die Bestimmung von ϕ' im Mohr'schen Diagramm geschieht durch Verbindung der Punkte bei $(\frac{\sigma_1}{\sigma_3})_{max.}$ oder $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max.}$ von zwei bis drei Versuchen. Im Gegensatz zur Scherfestigkeit als Einzelwert können hier beide Kriterien in Frage kommen, wobei die Wahl von den zulässigen Deformationen, d. h. der Sicherheit gegen Bruch abhängt. -

-3. Für die Erklärung der in der Natur auftretenden Erscheinung sind ebenfalls die beiden Brucharten: Flächenbruch oder Zonenbruch von Interesse. Es sind zu unterscheiden:

- der Flächenbruch mit verhinderter Ausdehnung
- der Zonenbruch mit unbehinderter Ausdehnung
- der Flächenbruch mit unbehinderter Ausdehnung aber hohen IK.

Der Bruch bei verhinderter Ausdehnung und die starken Verformungen (Zonenbruch) bei unbehinderter Ausdehnung treten bei ähnlichen Vertikaldeformationen auf. In der Natur wird daher der Bruch in der Nähe der Oberfläche (unbehinderte Ausdehnung) zugleich mit dem Bruch in der Tiefe (verhinderte Ausdehnung) erfolgen, da die Deformationen zugleich die kritische Grösse erreichen. Dabei ist es gleichgültig, ob das Material vorher künstlich verdichtet wurde (es tritt dann Flächenbruch bei unbehinderter Ausdehnung aber hohen IK ein) oder ob es natürlich ansteht, da auch diese Brüche bei ähnlichen Vertikaldeformationen eintreten. Für homogene Böden stimmt deshalb die übliche Gleitflächenberechnung, die einen längs der ganzen Fläche gleichzeitig einsetzenden Bruch voraussetzt, mit den wirklichen Vorgängen überein. -

-4. Bei der Beziehung Scherfestigkeit - Porenziffer (Kap. 4) ist es besonders auffällig, dass überkonsolidierte Proben bei kleinen, allseitigen Drücken eine geringere, bei hohen, allseitigen Drücken eine höhere Festigkeit als die normalkonsolidierten Proben gleicher Porenziffer aufweisen. Diese Feststellungen konnten anhand des Konsolidationsverlaufes ($\sigma - e$ -Diagramm, Abb. 4. 8., Seite 105) begründet werden und finden in der vorliegenden Betrachtung der statischen Beanspruchung eine Bestätigung.

Da sich die Festigkeit aus AK und IK zusammensetzt, müssen die Unterschiede zwischen normal- und überkonsolidierten Proben auf verschieden grossen Anteilen der AK und IK beruhen. Bei gleicher Porenziffer ist der allseitige Druck des überkonsolidierten Falles und damit auch AK niedriger als beim zugehörigen normalkonsolidierten (Versuchsergebnisse Abb. 4.5., Seite 95). Mit diesen AK zusammen erzeugen die von einem ehemals vorhandenen allseitigen Druck abhängigen IK nun die überkonsolidierte Gesamtfestigkeit, die unter oder über der normalkonsolidierten Festigkeit liegen kann. Die IK werden vom allseitigen Druck durch Deformationen der Festteile und insbesondere der zugehörigen Wasserschichten erzeugt und bleiben bei Verminderung des Druckes je nach Rückbildung der Deformationen erhalten. Diese Rückbildung wird verstärkt, wenn die Teilchen sich bei der Scherbeanspruchung umlagern, was für plättchen- oder stengelförmige Materialien zutrifft. Dadurch werden die IK soweit verkleinert, dass die Summe AK und IK, d.h. die Festigkeit der überkonsolidierten Probe, kleiner als die der normalkonsolidierten ist. - Schliessen sich aber die Teilchen bei höheren Drücken zu Gruppen zusammen, wie in Kap. 4 angenommen wurde, so bleiben diese Gruppen auch bei einer Umlagerung erhalten und damit auch die Deformationen und IK innerhalb derselben. Es ist dann möglich, dass AK + IK über den normalkonsolidierten Fall steigt. Solche stabile Gruppen können sich aber nur bei Böden bilden, die ein ungleichmässiges Kräfteverhalten der Teilchenoberflächen aufweisen, d.h. Teile mit ein oder zwei bevorzugten Dimensionen enthalten. Durch gegenseitige Anlagerung verschieden gearteter Oberflächenstellen entstehen bei Verformung unter Druck die Teilchengruppen. Deshalb ist das unterschiedliche Verhalten normal- und überkonsolidierter Böden nur bei anisodiametrischen, d.h. plättchen- oder stengelförmigen Einzelteilen zu beobachten.

Nach den Ueberlegungen an Einzelproben folgt nun die Betrachtung ganzer Probenserien.

5.2.1 Der Festigkeitsverlauf von Probenserien

Der Spannungszustand bei Bruch kann durch den Mohr'schen Kreis dargestellt werden, wobei die bei Bruch vorhandenen effektiven Hauptspannungen (σ'_1, σ'_3) und die Spannungen in der Bruchebene (σ'_n, τ_f) ablesbar sind (Abb. 5.7.) Um das Festigkeitsverhalten eines Materials gesamthaft zu charakterisieren, werden Proben unter verschiedenen Spannungszuständen zum Bruch gebracht, und die Umhüllende an die Mohr'schen

Kreise ist das kennzeichnende Merkmal des Materials. Jeder Punkt dieser Umhüllenden gibt somit das Verhältnis der Normalspannung zur Schubspannung in der Bruchebene an. In der Bodenmechanik genügt für die üblichen Berechnungen die statt der exakten Umhüllenden eingeführte Mohr-Coulomb'sche Bruchgerade (Abb. 5.7.), woraus sich die c, ϕ -Methode ergibt.

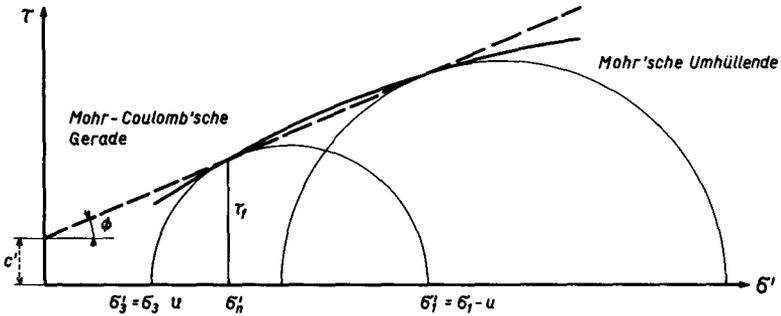


Abb. 5.7. Spannungsdarstellung nach Mohr

In Abb. 5.8. sind für CaCO_3 -Proben verschiedener Spannungszustände die Mohr'schen Kreise bei Bruch und die dazugehörige Umhüllende aufgezeichnet, die nun eindeutig den gekrümmten Verlauf aufweist, wie er von anderen Baumaterialien (Stahl, Beton, Fels) bekannt ist. Auch für die in Abb. 5.8. gezeichneten Opalit und 12 254 ist dies, wenn auch weniger deutlich, der Fall. Die Kurve verläuft annähernd vom Nullpunkt mit abnehmender Steigung (" ϕ ") asymptotisch an eine Horizontale. Die Neigung der Umhüllenden von Lockergesteinen und die an den Proben gemessenen Bruchwinkel weichen voneinander ab. Die dazu notwendigen Erklärungen werden im Anhang 8.3. (Seite 172) gegeben. - Der erwähnte horizontale Verlauf bei hohen Spannungen bedeutet den Uebergang zu einem "reibunglosen" Material, d. h. einer Flüssigkeit ($K_0 \rightarrow 1$). Dies ist leicht erklärlich, wenn man sich den Aufbau des Materials aus Festteilen und Wasserschichten vor Augen hält: Es sind fest angelagerte Wasserschichten (vierte oder höhere Stufe gemäss Abschnitt 3.3.1), die sich bei niedrigen Spannungen wie Festteile verhalten, aber bei sehr hohen Spannungen eine erhöhte Verformbarkeit bis zum Flüssigstadium aufweisen. - Dass die Kurve, obwohl von einem eindeutig bindigen Material

Versuch Nr.	Spannungskreise $\sigma_c = 53 \text{ kg/cm}^2$
1	1,0
2	2,0
3	4,0
4	1,0
5	2,0
6	4,0
7	4,0
8	4,0
9	1,0
10	1,5
11	1,75
12	2,0
13	2,0
14	4,0*
15	4,0*
16	4,0*
17	6,0*
18	8,0
19	8,0
20	16,0
21	16,0
22	16,0

* Material mit anderer Struktur

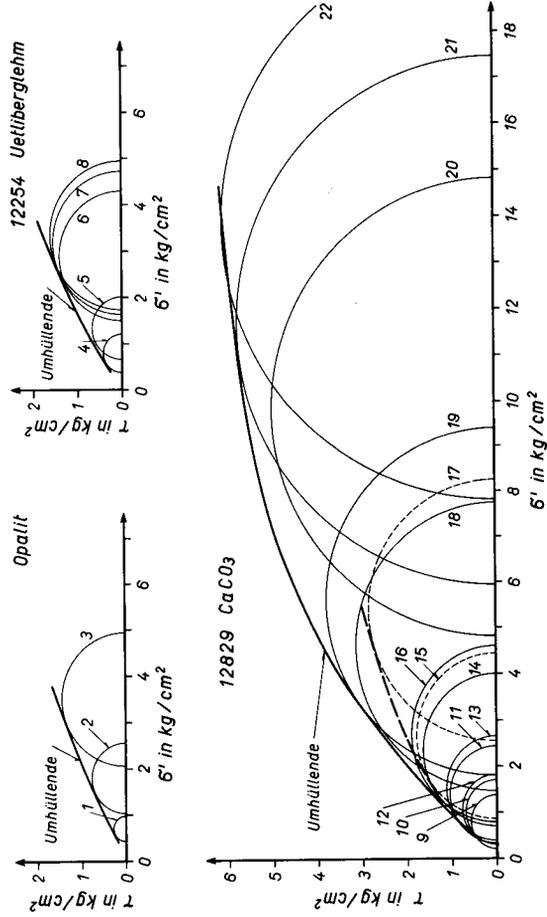


Abb. 5.8. Mohr'sche Umhüllende für verschiedene Böden

stammend, annähernd durch den Nullpunkt verläuft und keine Anfangsscherfestigkeit (Kohäsion-c) aufweist, soll hier andeutungsweise erklärt werden, während genauere Beweise in Kap. 6 folgen: Nach der Sedimentation hat auf ein Material nur wenig Spannung gewirkt, und es hat nur geringe Festigkeit. Eigengewicht und Umgebungseinflüsse verursachen im Boden Spannungen und erhöhen die Festigkeit. Da natürliche Proben immer solchen Spannungen ausgesetzt worden sind und auch im Labor keine spannungslosen Proben genügender Grösse (für die Messung) hergestellt werden können, kann dieser erste Kurvenabschnitt nur angenähert werden. Jede Tangente an die Umhüllende wird wegen deren gekrümmter Verlauf die Ordinate des $\sigma - \tau$ -Netzes schneiden, d. h. einen Wert c' ergeben. Für die Zone der üblichen Lasten ist, wie aus Abb. 5. 8. (Seite 137) ersichtlich, eine Annäherung des Scherfestigkeitsverlaufes mit der c, ϕ -Methode zulässig. Hier interessiert nun aber, wie sich die Festigkeit wirklich aufbaut, besonders nach den vorgehenden Ueberlegungen, in denen Ursprung und Wirkung der Binde-Kräfte behandelt wurden. Vorerst sollen normal- und überkonsolidierte Probenreihen verglichen werden.

5. 2. 2 Vergleich zwischen normalen und überkonsolidierten Proben

In Abb. 5. 9. sind die Bruchkreise für überkonsolidierte Proben, ausgehend von zwei Vorkonsolidationswerten ($\sigma_c = 8,0$ und $16,0 \text{ kg/cm}^2$) aufgezeichnet. Sie weichen von der Umhüllenden für normalkonsolidierte Proben ab und besitzen eine höher liegende Umhüllende, die aber ebenfalls zum Nullpunkt verläuft. Die Abweichung beginnt nach dem zugehörigen normalkonsolidierten Bruchwert, d. h. nach dem Bruchwert von $\sigma_3 = 8,0$ und $16,0 \text{ kg/cm}^2$ - Kreise 1 und 6. - Halter [2] stellte bei stark überkonsolidierten und wechselbelasteten Proben ein "Abweichen von der Bruchgeraden" fest. Vom Nullpunkt gehen also sämtliche charakteristischen Hüllkurven der Böden aus; ihr mehr oder weniger gestreckter Verlauf wird durch Materialart und Geschichte beeinflusst. Wie schon in Abschnitt 5. 1. gezeigt wurde, summiert sich die Wirkung beider Faktoren. Die "geschichtliche" Betrachtungsart erklärt den überall gültigen Ausgangspunkt bei Null: Auch ein überkonsolidiertes (und auch ein äquivalent überkonsolidiertes) Material muss bei seiner Entstehung von einem Zustand ausgehen, bei dem keine oder nur geringe Festigkeit vorhanden ist. Die Weiterführung dieser Ueberlegung lässt auch andere Materialarten unter diesem Gesichtspunkt betrachten:

Bemerkung: Die mit Buchstaben bezeichneten Punkte sind die Berührungspunkte der NC-Proben mit dem gleichen totalen Seitendruck σ_3 wie die entsprechenden OC-Proben

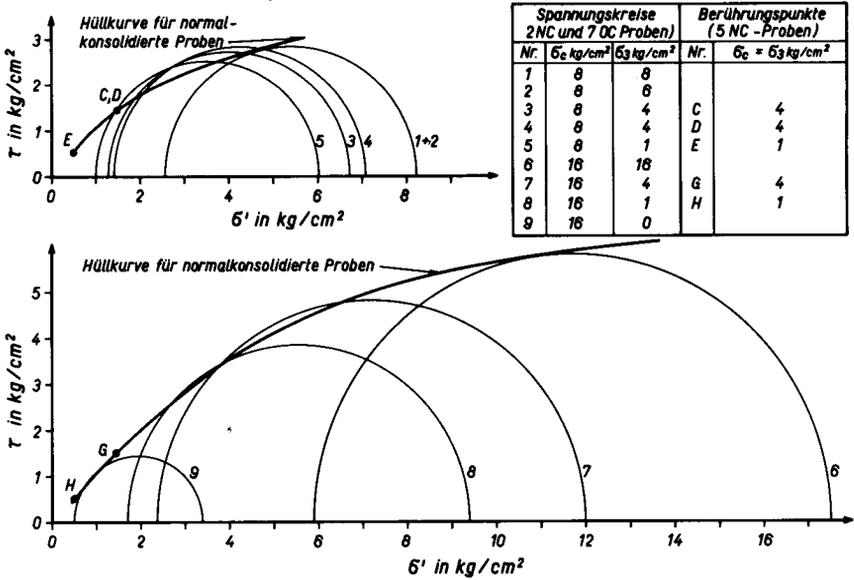


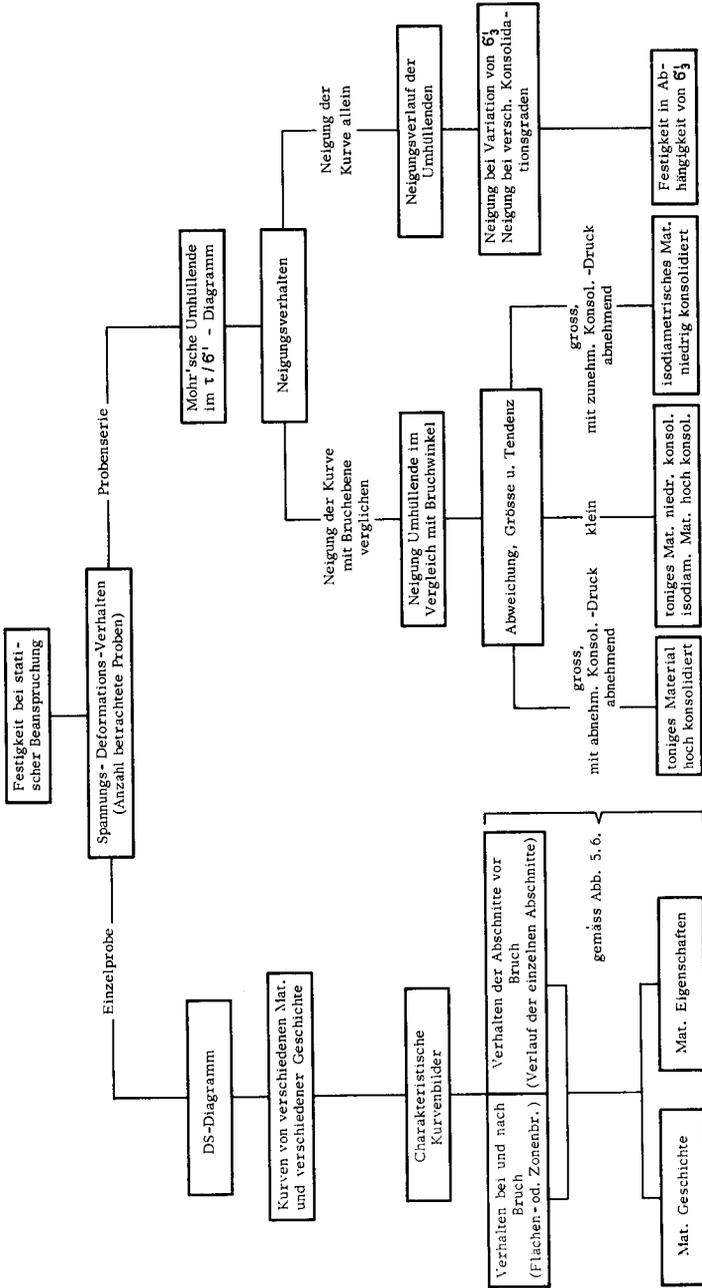
Abb. 5.9. Vergleich der Spannungskreise von OC-Proben mit Hüllkurven der NC-Proben

Bei Prüfung von Stahl oder Beton ist ein Bereich hoher Festigkeiten bekannt, d. h. - auf die bodenmechanischen Begriffe übertragen - ein Bereich hoher Aussendrucke. Wird ein den vorangehenden Einflüssen, wie Erhärtung oder Erstarrung, entsprechender "virtueller allseitiger Aussendruck" abgezogen, so entsteht dasselbe Hüllkurvenbild für alle Materialien. Anders ausgedrückt: Es wird der Koordinatenpunkt vom "heutigen", in der Festigkeitgeschichte von Stahl oder Beton willkürlich festgelegten Ort zum Ursprung verschoben. Diese "Willkür" wird z. B. bei Beton recht deutlich sichtbar, da dort die Festigkeit eine zeitabhängige Größe ist, womit im üblichen Darstellungssystem eine zeitliche Verschiebung des Koordinatennetzes verbunden ist. Das Festigkeitsverhalten und die Beeinflussung erfolgt demnach überall nach gleichen Prinzipien, die hauptsächlich in Kapitel 6 besprochen werden. Hier soll vorerst ein

weiterer Schritt in dieser Richtung gemacht werden, der aus dem Vergleich überkonsolidierter und normalkonsolidierter Proben (Abb. 5.9.) hervorgeht:

Werden die Bruchpunkte für NC-Proben (in Abb. 5.9. mit Buchstaben bezeichnet) mit den Bruchkreisen der OC-Proben (mit Zahlen bezeichnet), die dem gleichen totalen Aussendruck σ_3 unterliegen, verglichen, so kann eine nahezu gleiche Steigung der Umhüllenden für NC- wie OC-Proben festgestellt werden. Auch die an den Proben gemessenen Bruchflächeneigungen sind bei gleichem σ_3 , unabhängig vom vorangegangenen Konsolidationsdruck, fast gleich. Das die Kurvenneigung bestimmende Verhältnis $\frac{\sigma'_n}{\tau}$ hängt somit von σ_3 ab. Die dieses Verhältnis verursachende Materialeigenschaft muss daher von sehr elastischem Charakter sein, da $\frac{\sigma'_n}{\tau}$ ja mit σ_3 stark ändert, wobei nach den vorherigen Feststellungen die Geschichte (ausgedrückt durch den Konsolidationszustand) keinen Einfluss hat.

Abb. 5. 10.



6. AUFBAU DER FESTIGKEIT

In diesem Kapitel werden vorerst einige allgemein gültige Hypothesen über den Aufbau der Festigkeit angestellt. Dann folgt die Beschreibung der zum Nachweis angestellten Versuche und darauf die Schlussfolgerungen über den Aufbau der Festigkeit.

6.1. Anteil "Zugfestigkeit" (Abb. 6.1.)

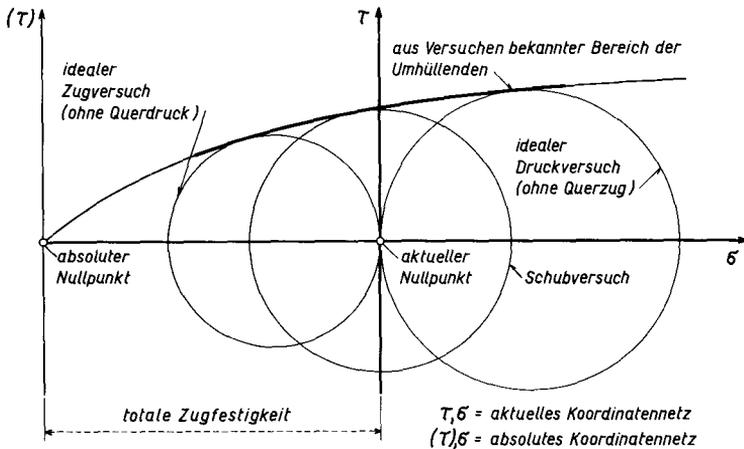


Abb. 6.1. Mohr'sche Umhüllende für zug- und druckfeste Materialien

Die Mohr'sche Hüllkurve geht bei Böden vom Ursprung bei Null $\tau = \sigma = 0$ aus. Bei Materialien höherer Festigkeit wird nur ein Teil der Kurve gemessen (Abb. 6.1.). Diese Materialien weisen auch eine Festigkeit auf, wenn keine Spannungen von aussen aufgebracht werden, d. h. beim sog. aktuellen Nullpunkt. Dieser Punkt ist der Nullpunkt des Messsystems; er ist um ein gewisses Mass gegenüber dem Ursprung verschoben, das hier als totale Zugfestigkeit bezeichnet wird. Diese Verschiebung wird

durch einen beliebigen Prozess erhalten, der mit dem Aufbringen eines "virtuellen allseitigen Aussendruckes" verglichen werden kann (Seite 139, Kap. 5). Die totale Zugfestigkeit hat eine Bedeutung für die Betrachtung des Gesamtmaterials; für die einzelne Probe dagegen ist die aktuelle Zugfestigkeit = Differenz zwischen kleinster *) Hauptspannung und aktuellem Nullpunkt massgebend (Abb. 6.1.). Diese aktuelle Zugfestigkeit ist in ihrer Grösse von der totalen Zugfestigkeit abhängig: Je weiter rechts der aktuelle Nullpunkt liegt, desto grössere Spannungskreise und damit Zugfestigkeiten werden möglich. Bei Stahl ist der virtuelle allseitige Aussendruck und damit die totale Zugfestigkeit zeitlich unverändert, bei Zement dagegen vergrössern sie sich, so dass z. B. bei einer konstanten grössten Hauptspannung (bezüglich des aktuellen Nullpunktes!) die aktuelle Zugfestigkeit ebenfalls wächst (Abb. 6.2., wo allerdings der Uebersichtlichkeit halber nur ideale Druckversuche gezeichnet sind; Zugversuche würden ein analoges Wachsen der aktuellen Zugfestigkeit zeigen) siehe auch Abb. 6.3. -

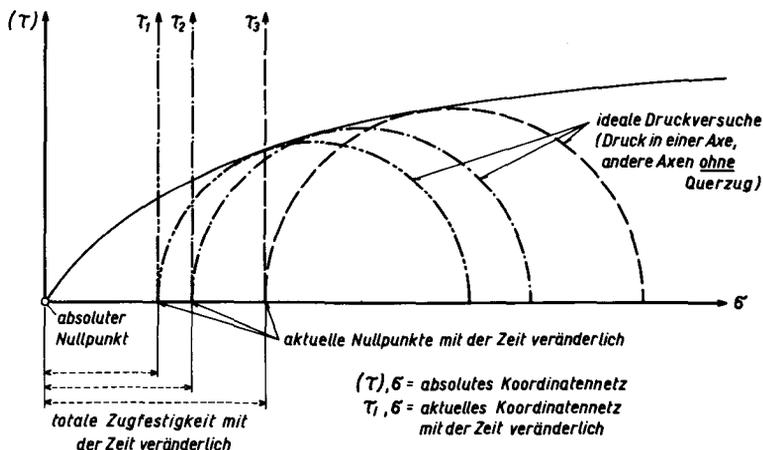


Abb. 6.2. Mohr'sche Spannungskreise für ein Material mit zeitlich veränderlicher Festigkeit

*) "negative Hauptspannung" bezüglich des aktuellen Nullpunktes

6.1.1 Anteil der Zugfestigkeit an der Gesamtfestigkeit

Wie vorher beschrieben, kann die Zugfestigkeit durch die Lage des aktuellen Nullpunktes beschrieben werden. Werden die gemäss Abschnitt 6.3.2 gemessenen Werte der Zugfestigkeit in einigen Spannungskreisen von Abb. 5.8. (Seite 137) eingetragen, so liegen die aktuellen Nullpunkte bei der Normalspannung, die dem Berührungspunkt mit der Umhüllenden zugehört (Abb. 6.4.).

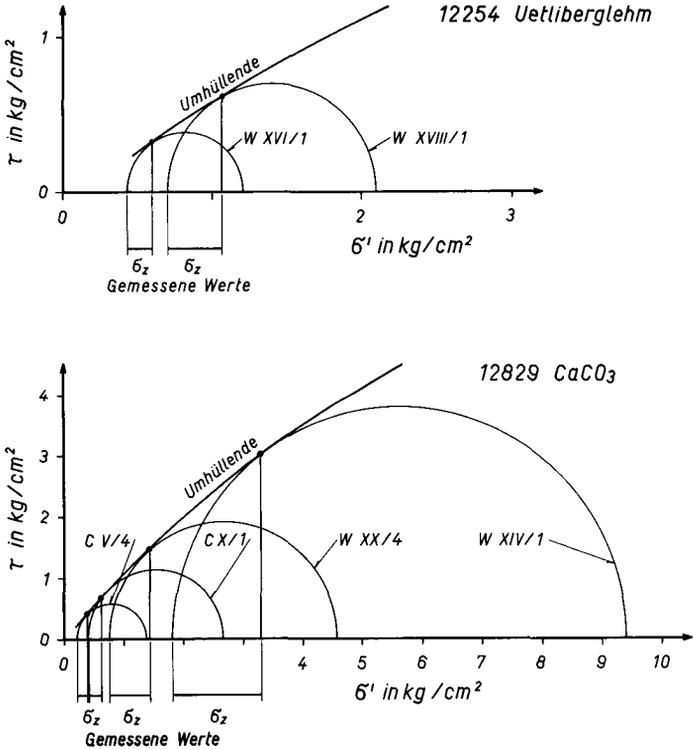


Abb. 6.4. Mohr'sche Umhüllende und gemessene Zugfestigkeitswerte σ_z

Demnach ist die Grösse der Zugfestigkeit für ein bestimmtes Material direkt vom allseitigen Druck σ_3 abhängig, ob dieses σ_3 wirklich vorhanden ist oder zum Teil virtuell ist (virtuell heisst, dass nur die Wirkungen mit einem allseitigen Spannungszustand verglichen werden können; die Spannungen selbst aber sind nicht messbar).

Aus der Form der Mohr'schen Umhüllenden ergibt sich weiter, dass der Zugfestigkeitsanteil σ_z = aktuelle Zugfestigkeit, von Null ansteigt, bis er die ganze Hauptspannungsdifferenz (Deviator) einnimmt. - Nach der Feststellung der Materialabhängigkeit von σ_z interessiert nun noch der Einfluss der Geschichte, d.h. der Veränderungen, die z.B. durch die Ueberkonsolidation hervorgerufen werden.

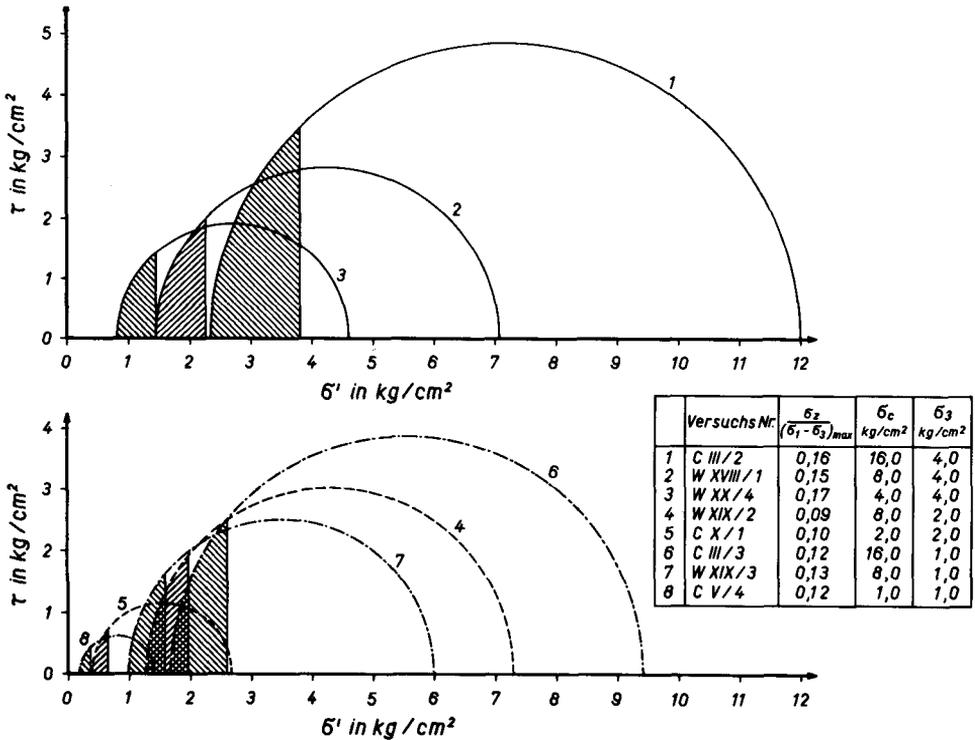


Abb. 6.5. Verhältnis $\frac{\sigma_z}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}}$ bei gleichen totalen Seitendrücken σ_3 tot

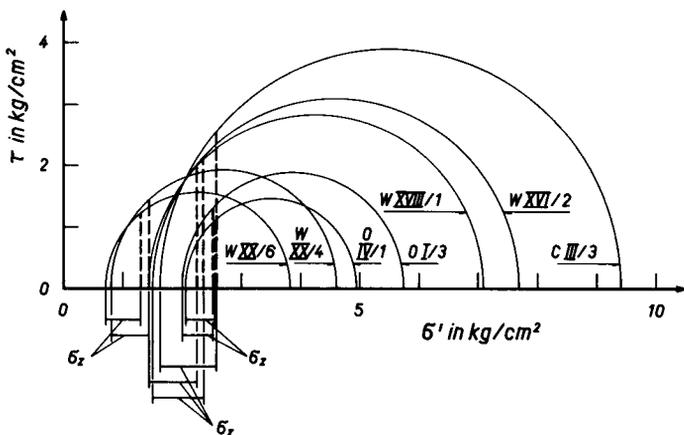


Abb. 6.6. Zugfestigkeit σ_z bei gleichen effektiven Seitendrücken σ_3^1

Es geht aus Abb. 6.6. hervor, dass für gleiche effektive Spannungen σ_3^1 - d.h. für die dazu gehörige Struktur, die σ_z gleich gross sind. Damit ergibt sich: Die Zugfestigkeit σ_z ist bei einem bestimmten Material (als verschiedenes Material gelten auch strukturempfindliche Böden mit gleichen Bestandteilen aber verschiedenen Ursprungsporenziffern, Kap. 3) durch den effektiven allseitigen Druck σ_3^1 , der augenblicklich herrscht, festgelegt und ehemalige, d.h. geschichtliche Spannungseinwirkungen haben keinen Einfluss auf σ_z . *)

*) In Kap. 5 konnte schon festgestellt werden, dass der Reibungswinkel unabhängig von der Geschichte für gleiche allseitige Drücke σ_3 (totale Spannung!) derselbe bleibt. Da er den Berührungspunkt mit der Umhüllenden und somit auch σ_z definiert, ist wegen der geometrischen Abhängigkeit (Strahlensatz) der Anteil der Zugfestigkeit am Deviator d.h., $\frac{\sigma_z}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}$ für gleiche σ_3 konstant. Einige in Abb. 6.5. (Seite 146) eingetragene direkt gemessenen Werte von σ_z und $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ bestätigen dies.

Die Zugfestigkeit σ_z hängt natürlich nicht direkt vom effektiven allseitigen Druck σ_3^1 ab. Der effektive allseitige Druck bestimmt aber Form und Aufbau des Gefüges, durch das dann die Zugfestigkeit festgelegt wird. Die im Mohr'schen Diagramm enthaltenen Spannungswerte sind also gleich repräsentative Grössen für das Gefüge. Damit ist auch die Anwendung der Ueberlegungen auf alle Materialien, wie sie zu Beginn des Abschnittes 6. 1. angetönt wurde, zulässig: Das Verhalten einer Probe unter einaxialer Belastung ist vom Gefüge abhängig. Das Gefüge kann durch einen wirklich vorhandenen Aussendruck entstanden sein wie beim Boden in der Natur oder bei Proben mit künstlicher Aufbereitung. Andererseits kann das Gefüge aber auch durch einen anderen - physikalischen, chemischen oder kombinierten - Prozess entstanden sein wie bei Metallen oder Zement. Die Wirkung dieses Prozesses ist aber dieselbe wie diejenige eines allseitigen Aussendruckes. Deshalb darf die Spannungsbetrachtung auch für solche Materialien in gleicher Weise durchgeführt werden, indem der allseitige Druck "virtuell" eingeführt wird.

Die im vorhergehenden Kapitel 5 mit AK bezeichnete Grösse erfasst gemäss Definition den Aussendruck und die durch ihn hervorgerufenen gleichzeitig vorhandenen Wirkungen im Probeninnern. AK umfasst somit σ_3^1 und σ_z , d.h. zwei Spannungs- oder Festigkeitsanteile, die in gleicher Art, nämlich allseitig wirken. Für diese Anteile stimmt somit der aus den Spannungs-Verformungsmechanismen (Kap. 5) gefolgerte Aufbau der Festigkeit mit den im vorliegenden Kap. 6 aufgeführten direkten Messungen überein.

6.2. Anteil "axiale Festigkeit"

Neben dem allseitigen Druck und der Zugfestigkeit ist noch ein letzter Anteil an der Festigkeit vorhanden, welcher in entgegengesetzter Richtung zur grösseren Hauptspannung wirkt. Aehnlich wie die Zugfestigkeit und im Unterschied zum effektiven allseitigen Druck handelt es sich um eine Gefügeeigenschaft. Ein Gefüge setzt einer axialen Belastung einen ebensolchen - axialen - Widerstand entgegen (solange das Gefüge nicht zerstört ist). Dieser Festigkeitsanteil ist somit ebenfalls vom allseitigen Druck abhängig. Wie aus den Versuchen hervorgeht und die bei gleichem effektivem Aussendruck σ_3^1 konstant bleibende Zugfestigkeit schliessen lässt, sind es aber nicht die im Augenblick der Beanspruchung vorhandenen allseitigen Einwirkungen, son-

dern die einmal vorhanden gewesen. Es handelt sich also um den Festigkeitsanteil, der geschichtlich beeinflusst ist, nämlich den in Kap. 5 als IK bezeichneten Anteil. Die dort anhand der Mechanismen gefundene Wirkung der Geschichte wird somit hier bestätigt.

6.3. Messung der einzelnen Festigkeitsanteile

6.3.1 Uebersicht und Prinzipielles zu den verschiedenen Versuchen

Alle Festigkeitsanteile können nicht nur durch Ueberlegungen gewonnen, sondern durch Versuche belegt werden. Für jeden Festigkeitsanteil wird eine eigene Prüf- und Messmethode angewendet. - Der eff. allseitige Druck wird nach bekannter Methode durch Messung des Aussendruckes und des Porenwasserdruckes bestimmt. - Für die Zugfestigkeitsmessung wird die von Halter entwickelte Methode angewendet. Deren Prinzip beruht darauf, durch kurzzeitige Spannungsüberhöhungen des Innendruckes gegenüber dem Aussendruck die Zugfestigkeit zu beanspruchen. Diese Spannungsüberhöhungen müssen so kurzzeitig sein, dass im durchlässigen System einer Bodenprobe kein Spannungsausgleich zwischen Innen- und Aussendruck eintreten kann. Durch Aufbringen von Aussendrucksschwingungen zwischen 20 und 50 Hz kann dies erreicht werden. - Der axiale Festigkeitsanteil kann gemessen werden, indem jede Wirkung der Zugfestigkeit ausgeschaltet wird, so dass nur noch der eff. allseitige Druck und die axiale Festigkeit verbleiben. Die Einzelteilchen werden im Triaxialversuch soweit seitlich auseinander verschoben, dass die allseitig vorhandenen Zugkräfte ausgeschaltet werden; die Teilchen bleiben aber in vertikaler Richtung in gegenseitigem Kontakt, so dass die in dieser Richtung wirkende axiale Festigkeit allein vorhanden bleibt. Wird die Bodenprobe nach dem Bruch weiter verformt, so stellt sich ein solcher Zustand ein, indem die Teile in vertikaler Berührung bleiben, seitlich aber soweit auseinander geschoben sind, dass die Zugfestigkeit nicht mehr wirkt. -

6.3.2 Die Messung der Zugfestigkeit (Abb. 6.7., Seite 151)

Die totale Zugfestigkeit gemäss Abschnitt 6.1. setzt sich aus dem eff. allseitigen Druck (evtl. virtuell) und der aktuellen Zugfestigkeit zusammen. Die aktuelle Zugfestigkeit

eines Spannungszustandes zu messen, ist ziemlich schwierig. Ein allseitiger Zug von aussen ist apparativ kaum aufzubringen und zudem ist damit nur die Zugfestigkeit eines einzigen Spannungsfalles erfassbar. Eine andere Möglichkeit bestände darin, bei einer Probe die einaxiale Beanspruchung bis zum Bruch zu führen und eine zweite Probe unter verhinderter Seitendehnung bis zur gleich grossen Axialverformung zu belasten. Die Seitendruckdifferenz ist dann die Zugfestigkeit, sofern das Gefüge stabil bliebe *), was bei Böden nicht möglich ist. Hingegen gilt folgende Ueberlegung - wie schon in Abschnitt 6.3.1 angetönt wurde: Bei Böden herrscht ein bestimmter Innendruck (Porenwasserspannung), der kleiner als der Aussendruck σ_3 ist. Durch plötzliches Absenken des Aussendruckes wird erreicht, dass der Innendruck über dem Aussendruck liegt - σ'_3 wird negativ - denn die beschränkte Durchlässigkeit im Innern der Probe verzögert den Druckausgleich. Die Differenz zwischen Aussen- und Innendruck kann höchstens so gross wie die Zugfestigkeit des augenblicklichen Zustandes sein. Damit das Gefüge beim entsprechenden Zustand aber erhalten bleibt, d. h. die gemessene Zugfestigkeit wirklich zutrifft, muss die Absenkung des Aussendruckes σ_3 sehr kurzzeitig erfolgen, so dass der Gefügebau dabei bestehen bleibt. Die beiden Anforderungen - rasches und kurzzeitiges Absenken - lassen sich am besten durch Schwingungen realisieren, deren Frequenz genügend hoch aber nicht im Bereich der Probeneigenschwingungen liegen. Aus den Versuchen und Berechnungen von Halter [2] gehen die geeigneten Frequenzen zu 20 - 50 Hz hervor. Wie in Abb. 6.7. gezeigt wird, schwingt der Aussendruck - oder Seitendruck - um den Sollwert von σ_3 , der dem zu untersuchenden Gefüge entspricht. Die Amplitude wird ständig vergrössert, was auch die Amplitude des mitschwingenden Innendruckes erhöht. Dessen Amplituden vergrössern sich aber wegen des verzögerten Druckausgleiches nicht in gleichem Masse, so dass sich eine Differenz zwischen den Schwingungsspitzen ausbildet, die im Höchsfalle so gross wie die Zugfestigkeit werden kann. Unsere Methode besteht nun darin, die σ_3 - Amplituden soweit zu steigern, bis die Differenz konstant bleibt, - die Zugfestigkeit erreicht ist - und gemessen werden kann (Abb. 6.7.).

*) Bei hochfesten Materialien trifft dies bis zu einem bestimmten Grad der Belastung zu.

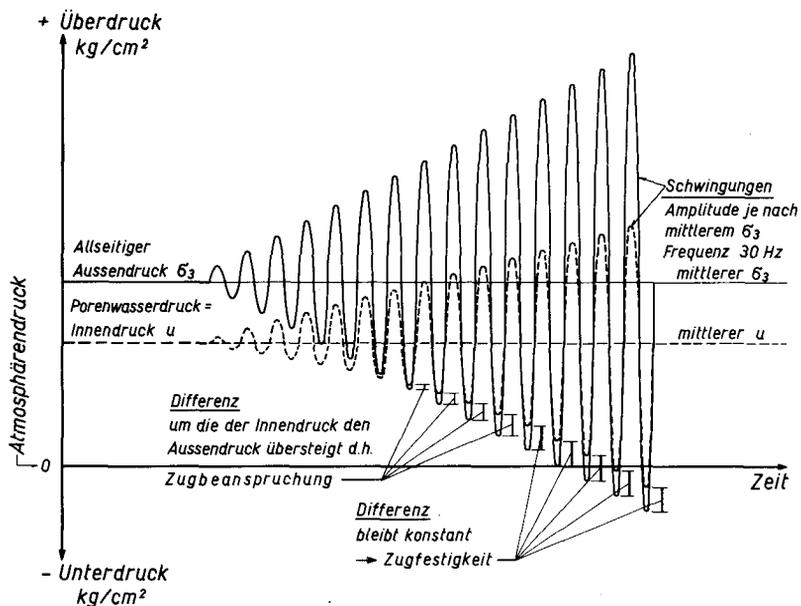


Abb. 6.7. Ermittlung der Zugfestigkeit durch Aufbringen einer Wechselbelastung

Das Vorgehen mit Schwingungen hat den weiteren Vorteil, dass allfällige Störungen durch das Absenken von σ_3 von einer sofort folgenden Ueberhöhung weitgehend rückgängig gemacht werden. Selbstverständlich sollte der gesamte Schwingvorgang für Zugfestigkeitsmessungen möglichst kurzzeitig sein - im Gegensatz zu den Untersuchungen über dynamische Scherfestigkeit. Die Ablesegenauigkeit ist - wie in Kap. 2 begründet - besonders bei hohen Drücken noch beschränkt; da aber diese Bestimmung der Zugfestigkeit durch weitere in Abschnitt 6.3.3 behandelte Messungen überprüft werden kann, sind die Resultate sehr aufschlussreich.

6.3.3 Die Messung der axialen Festigkeit (Abb. 6.9., Seite 153)

Wie schon in Abschnitt 6.2. gezeigt wurde, ist auch dieser Festigkeitsanteil eine Eigenschaft des Gefüges und somit indirekt vom allseitigen Druck abhängig. Das Gefüge muss deshalb in seiner Form während der Messung erhalten bleiben, andererseits muss aber die Zugfestigkeit (ebenfalls eine gefügeabhängige Eigenschaft) aufgehoben werden, um die axiale Festigkeit allein messen zu können. Die dynamische Methode eignet sich nicht, weil die Ueberwindung der Zugfestigkeit dort nur sehr kurzfristig geschieht, so dass nie die axiale Festigkeit allein vorhanden ist. Dagegen ist aus dieser Methode ersichtlich, wie die Zugfestigkeit überwunden werden kann. Durch überhöhten Innendruck werden die Bodenteilchen soweit auseinandergetrieben, bis der Einfluss der Zugfestigkeit verloren geht. Dieses Auseinandertreiben erfolgt nur in den seitlichen Richtungen, da die Vertikalverformung weitergeführt wird ; es genügt aber, weil die Zugfestigkeit allseitig gerichtet ist und somit bei Reduktion in einer Axe auch in den andern entsprechend vermindert wird. Vergegenwärtigt man sich die Bruchmechanismen aus Kap. 5, so stellt man auch dort eine seitliche Verschiebung der Einzelteile in der Bruchzone oder Bruchfläche fest. Weil die lotrechte (Richtung der axialen Festigkeit) Berührung aufrechterhalten bleibt, sollte demnach nur noch der Anteil axiale Festigkeit nach dem Bruch vorhanden sein. Die Messung dieses Anteils geschieht - wie auf Seite 149 schon angetönt wurde - auf folgende Art: Nach dem Bruch wird der Vertikalvorschub eingestellt. Die Probe verformt sich dann unter dem elastischen Proving - Ring weiter, bis ein Gleichgewicht zwischen der äusseren Vertikalspannung und der axialen Festigkeit vorhanden ist. Die Festteilchen werden dabei noch weiter seitlich verschoben, so dass die Zugfestigkeit nicht mehr zur Wirkung kommen kann. Der am Ende dieses "Entspannungsvorganges" gemessene Deviator ist daher der gesuchte Festigkeitsanteil (Abb. 6.9.). Der Aufbau der Gesamtfestigkeit - bestehend aus den nunmehr bekannten beiden Anteilen - ist in Abb. 6.8. und der Entspannungsvorgang in Abb. 6.9. dargestellt.

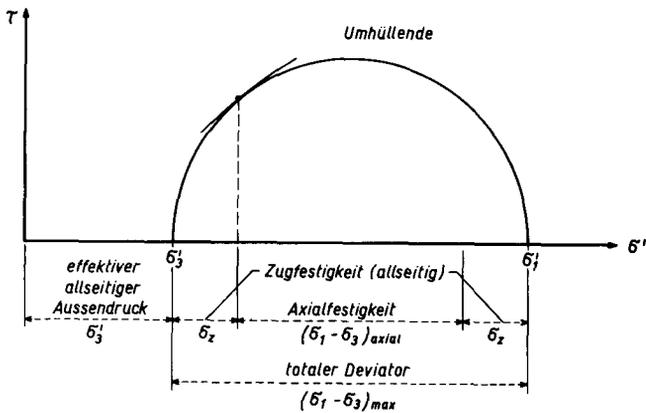


Abb. 6.8. Aufbau der Gesamtfestigkeit

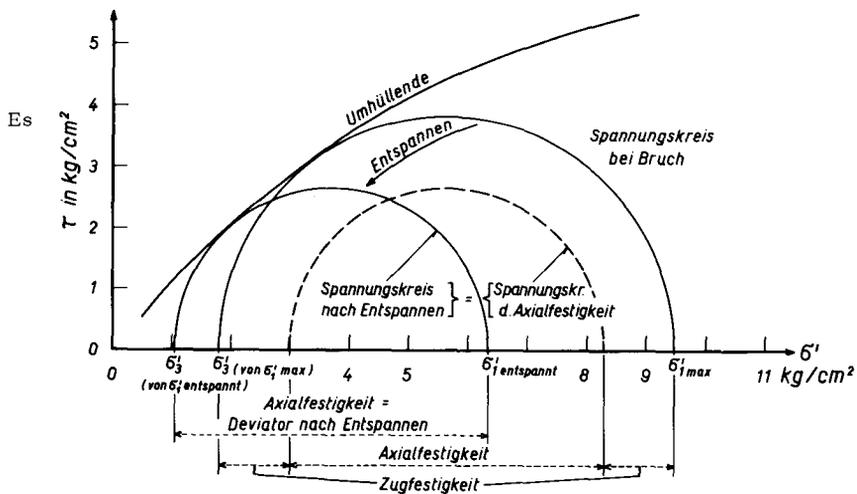


Abb. 6.9. Ermittlung der Axialfestigkeit durch Entspannen

6.3.4 Schlussbemerkung zu den Messungen

Da beide Festigkeitsanteile und die Gesamtfestigkeit direkt messbar sind, können die in den Abschnitten 6. 1. und 6. 2. aufgestellten Hypothesen bewiesen werden (Abb. 6. 10). Allerdings können Zugfestigkeits- und Axialfestigkeitsmessungen nur dann an der gleichen Probe vorgenommen werden, wenn die dynamische Beanspruchung nur kurzzeitig aufgebracht wird. Die Festigkeit wird nämlich stark von einer länger dauernden dynamischen Beanspruchung beeinflusst (siehe Kap. 7).

Abb. 6. 10.

Vergleich der gemessenen Werte von
Zugfestigkeit σ_z , Axialfestigkeit und Deviator $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$.

Materialart	Proben Nr.	totale Zugfestigkeit = $2 \cdot \sigma_z$	Axialfestigkeit	Deviator $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$.	
12 829 CaCO ₃	NC	C V /5	0,60	1,40	2,08
		W XXI /3	1,40	1,77	3,08
	OC	C II /6	0,36	0,78	1,18
		W XXI /4	0,40	1,97	2,47
		W XXVII /2	2,60	5,29	7,70
		W XX /6	1,20	1,78	3,07
		W XX * /4	1,50	1,42	2,86
		12 254	W XVI /1	0,30	0,45
Opalit	O IV /1	1,00	1,76	2,80	

Es sollte: $2\sigma_z + \text{Axialfestigkeit} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$.

6.4. Die gesamte Festigkeit

6.4.1 Vergleich mit dem Gefügeaufbau

Die Festigkeit setzt sich gemäss den vorgehenden Ueberlegungen zusammen : aus dem effektiven allseitigen Druck σ'_3 , sowie aus der durch diesen σ'_3 entstandenen Zugfestigkeit und aus der Axialfestigkeit, die durch einen einmal vorhanden gewesenen allseitigen Druck entstanden ist : Der effektive allseitige Druck wirkt rein vektor-geometrisch einer Axiallast entgegen ; es ist hier ein direkter Zusammenhang vorhanden. Bei den anderen Festigkeitsanteilen geht die Wirkung indirekt über den Gefügeaufbau : Der momentan vorhandene allseitige Druck erzeugt eine Verformung der gebundenen Wasserschichten und der Festteile. Diese Verformung bringt die Teile und Wasserschichten einander näher und damit vermehrt in den anziehenden Bereich (Halter [2], Derjaguin [16]), hat vermutlich aber zusätzlich eine Erhöhung der Anziehungskräfte selbst zur Folge, wie Beobachtungen an Kristalldeformationen (Weyl [18, 19]) zeigen. Damit erzeugt der effektive allseitige Druck die Zugfestigkeit. Da die Verformungen bei den in unseren Versuchen vorkommenden Drücken sich weitgehend elastisch verhalten, stellt sich auch die Zugfestigkeit für ein bestimmtes Material bei gleichem effektivem allseitigen Druck immer auf denselben Wert ein. - Der in der Geschichte vorhanden gewesene grösste allseitige Druck schiebt das Gefüge auf bestimmte Abstände zusammen und entfernt entsprechende Wassermengen der verschiedenen Arten. Wie die Versuche zeigen, wird dies auch bei Zurückgehen des allseitigen Druckes nur wenig rückgängig gemacht. Wie besonders in Kap. 5 klargestellt wurde, sind die Teilchenabstände und insbesondere die Wasserschichten für das Verhalten eines Materials und damit auch der Festigkeit sehr wesentlich. Einer axialen Beanspruchung werden ganz verschiedene Widerstände entgegengesetzt, je nachdem wie das Wasser der Zwischenschichten ausweichen kann. Dies hängt wiederum von den Abständen, von der Bindungsart des Wassers und den Wassermengen ab. Die axiale Festigkeit ist somit dadurch bestimmt, welches Gefüge der allseitige Druck geschaffen hat.

6.4.2 Zusammenfassung und Vergleich mit üblichen Festigkeitswerten

Der allseitige vom augenblicklichen Aussendruck abhängige und der axiale geschichtlich beeinflusste Anteil bilden zusammen die Festigkeit eines Materials. Dabei ist es

gleichgültig, ob der augenblickliche und der geschichtlich bedingte Aussendruck physikalisch (Druck der Umgebung) oder chemisch - physikalisch (Erhärten, Abbinden) aufgebracht wird. Ist der geschichtlich hervorgerufene Aussendruck höher als der augenblicklich vorhandene, so wird das Verhältnis der beiden Anteile zugunsten der axialen Festigkeit geändert, indem die Gesamtfestigkeit bei gleichbleibender Zugfestigkeit steigt. Die Festigkeit kann demnach durch Aufbringen eines Aussendruckes erhöht werden, auch wenn dieser wieder entfernt wird.

Die Festigkeit eines Materials erreicht dann ein Maximum, wenn der Deviator nur aus dem Zugfestigkeitsanteil besteht, d. h. der Axialdruck nur mehr durch eine gleich grosse Erhöhung des Seitendruckes gesteigert werden kann. Dieser "flüssige" Zustand begrenzt die Materialfestigkeit.

Alle Materialien haben eine Null-Festigkeit. Die vor Einwirkung eines allseitigen Druckes vorhandene Festigkeit beruht auf einem bereits vorhandenen virtuellen allseitigen Druck oder einem mit Kraftereinwirkung verbundenen geschichtlichen Vorgang. Die äquivalente Ueberkonsolidation (Huder [12]) lässt sich auch in dieses Bild einordnen: Ueberkonsolidation bedeutet überhöhte Axialfestigkeit infolge einer durch ehemaligen Aussendruck geschaffenen dichteren Lagerung. Bei mittel- bis grobkörnigen Materialien erfolgt die Gefügebildung nicht wie bei Ton durch einen beinahe "kräftelosen Vorgang" (im Wasser schwebende Teilchen), sondern durch ein von äusseren Kräften begleitetes Ineinanderschieben. Diese geschichtliche Spannungseinwirkung kann höher als die momentane sein und damit eine Ueberkonsolidations-Wirkung hervorrufen. Deshalb müssen die DS-Kurven von Silt und Sand den in Abb. 5.6. (Seite 130) als OC - Kurven bezeichneten entsprechen. Auch andere vorhergehende Belastungen, wie z.B. Wechsellast, beeinflussen das Verhalten in derselben Weise.

Für die praktische Berechnung lassen sich die vorliegenden Ueberlegungen ebenfalls anwenden: Die Messungen im Labor sollen an wenigen repräsentativen Proben Resultate ergeben, die in der Natur anwendbar sind. Für die Anwendung der Festigkeit in der Natur werden zwei Begriffe gebraucht: eine Festigkeit bei plötzlich auftretender Beanspruchung und eine solche bei langsam wachsender Beanspruchung. Sie sind als τ_{fu} und c', ϕ' -Methoden bekannt.

Durch plötzliche Beanspruchung (τ_{f_u}) baut sich sofort eine Porenwasserspannung auf, die während der interessierenden Zeit nicht entfernt wird; d. h. ein bestimmtes σ'_3 und damit eine gegebene Zugfestigkeit stellen sich ein und die Festigkeit ist im weiteren durch die Geschichte gegeben. Unter anderem wird dies mit dem Druckversuch bei unbehinderter Seitendehnung untersucht. Wie Versuch Nr. 9 in Abb. 5. 9. (Seite 139) zeigt, stellt sich bei diesen - wegen der Probenvorbelastung überkonsolidierten - Versuchen eine negative Porenwasserspannung, also ein von Null abweichendes positives σ'_3 ein. Wegen der Ueberkonsolidation, die ein steiles Ansteigen der Mohr'schen Hüllkurve im ersten Teil verursacht, können die relativ hohen τ_{f_u} -Werte gemessen werden. Die Ueberlegungen in der vorliegenden Arbeit ändern an der praktischen Anwendung undrainierter Scherversuche demnach nichts; sie stellen aber fest, dass die unkonsolidierte undrainierte Festigkeit zu einem überwiegenden Teil aus dem axialen Anteil besteht.

Während beim unkonsolidierten undrainierten Fall der Mohr'sche Spannungskreis an einem festen Ort steht, bewegt er sich - wegen der variablen Spannungszustände - für den c', ϕ' -Fall längs der Bruchkurve. Durch die geradlinige Mohr-Coulomb'sche Annahme ist es mit ein bis zwei Versuchen möglich, den gesamten Festigkeitsbereich zu erfassen. Wie gezeigt wurde, ist diese Annahme nur bedingt richtig. Wenn der Bereich nicht sehr gross ist, darf Geradlinigkeit angenommen werden. Es genügt dann in unserem Falle ein einziger Versuch: Verformung bis zum Bruch, Entspannen oder Zugfestigkeitsmessung zur Unterteilung in die Festigkeitsanteile, Tangente an die Projektion des Unterteilungspunktes auf den Kreis. Für grössere Bereiche, wo auch die veränderliche Aufteilung der Festigkeit interessiert, sollte mit mindestens drei Versuchen die Krümmung der Umhüllenden erfasst werden. Es sollte mit den gewonnenen Erkenntnissen genügen, anhand des Scherfestigkeits - Porenziffer - Verhaltens die in Frage kommenden Festigkeiten zu ermitteln und deren Grenzwerte mit Triaxialversuchen in die gesuchten Anteile zu unterteilen. Mit dem τ_f - e -Diagramm erübrigt sich auch eine Unterscheidung der Scherfestigkeit nach τ_{f_u} oder c', ϕ' -Methode, da im Diagramm die τ_f - e -Beziehung für jede Beanspruchungsart erfasst ist: Bei plötzlicher Belastung (τ_{f_u}) bleibt die durch die Vorbelastung entstandene Porenziffer weitgehend bestehen und die Scherfestigkeit folgt der τ_f - e -Beziehung für überkonsolidierte Böden. Bei langsamer Belastung (c', ϕ') verändert sich die Porenziffer mit dem Konsolidationsgrad und die Scherfestigkeit folgt der τ_f - e -Beziehung für normal- oder überkonsolidierte Böden.

Aufbau der Festigkeit

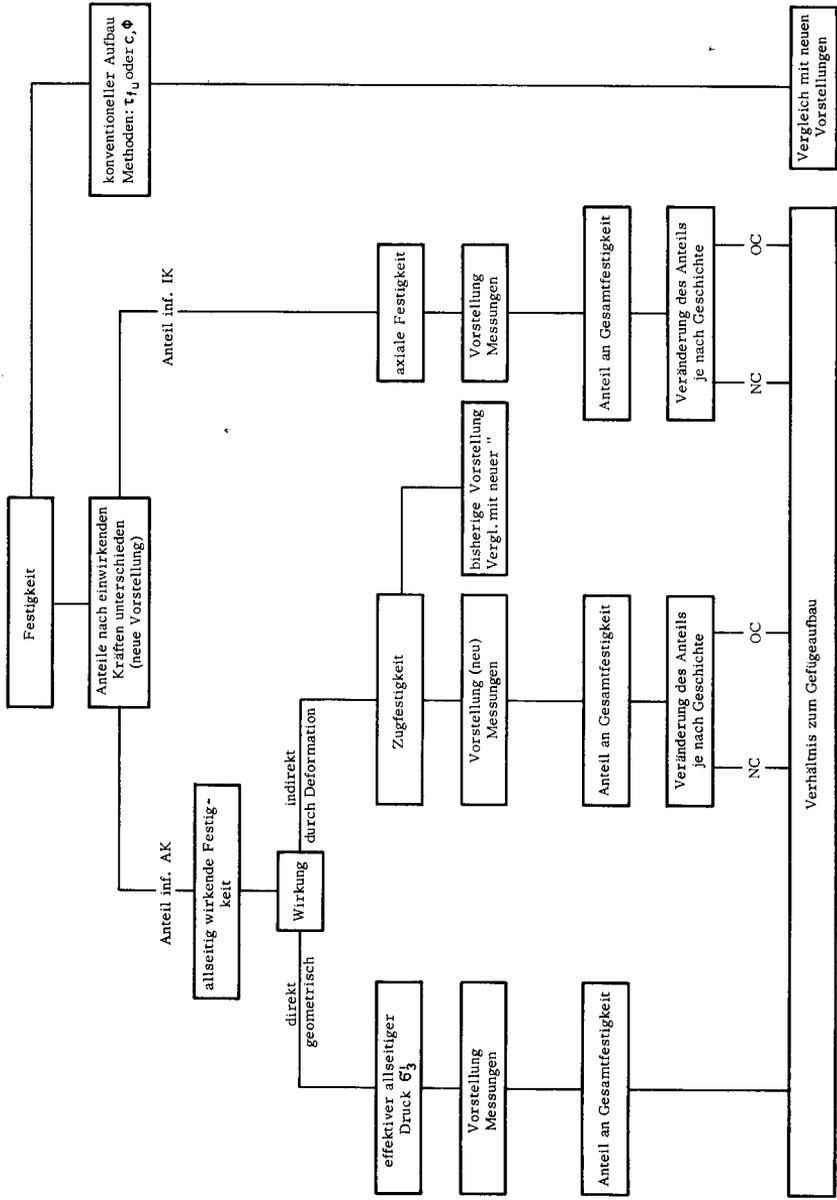


Abb. 6.11.

7. DYNAMISCHE SCHERFESTIGKEIT

Wenn auch der Hauptzweck der Schwingungs-Versuche in der vorliegenden Arbeit die Ermittlung der Zugfestigkeit ist, so sollen die Versuche doch auch im Hinblick auf die Verminderung der Scherfestigkeit durch dynamische Beanspruchung betrachtet werden. Dies schliesst sich sinngemäss an die Arbeit von Halter [2] an: Wie in der erwähnten Arbeit soll nicht die Lastausbreitung beim Schwingvorgang im Gegensatz zum statischen Verhalten untersucht werden, sondern der unter Schwingungseinfluss stehende Boden selbst wird charakterisiert. Mit andern Worten werden "dynamische Bodenkennziffern" gesucht, die in die üblichen Berechnungsmethoden eingeführt werden können. Dies ist von Interesse, um Probleme der Maschinenfundation und hauptsächlich des Strassenbaues behandeln zu können: für dieses Gebiet trifft ein Frequenzbereich von 20 - 50 Hz zu, auf den die Versuche vorläufig beschränkt werden. In [2] wurde vor allem Uetliberglehm 12 254 untersucht und mit der Bearbeitung von CaCO_3 - 12 829 begonnen. Die jetzigen Versuche betreffen hauptsächlich CaCO_3 ergänzt durch 12 254 und Opalit. Es ist damit möglich, Materialien von stark verschiedenem Aufbau zu vergleichen. Im Unterschied zu [2] wurde grundsätzlich bei allen Proben versucht, die Zugfestigkeit zu überwinden, was einen entscheidenden Einfluss auf die Scherfestigkeit nach der dynamischen Beanspruchung, die sog. Dauerfestigkeit, hat. Im folgenden soll deshalb neben der momentanen Festigkeit während des Schwingungsvorganges auch die Dauerfestigkeit betrachtet werden.

7.1. Momentane Festigkeit während des Schwingvorganges

7.1.1 Zugfestigkeit nicht erreicht

Halter [2] hat vor allem diesen Bereich untersucht und dabei die Verminderung der Scherfestigkeit während des Schwingvorganges in Abhängigkeit von der Amplitude darstellen können und zwar in der Form $\tau_{df} = (1 - \alpha \cdot A_{\sigma_3}) \cdot \tau_{sf}$ (H); wobei τ_{df} = dynamische Scherfestigkeit, τ_{sf} = statische Scherfestigkeit, α = Abminderungsfaktor = $\frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_1 - \sigma_3}$ bei einer Amplitude A_{σ_3} von $\pm 1 \text{ kg/cm}^2$, A_{σ_3} = Amplitude des all-

seitigen Druckes. Solange die Zugfestigkeit nicht oder nur wenig beansprucht wird, trifft diese Beziehung wie schon für Uetliberglehm 12254 auch für die Materialien CaCO_3 und Opalit zu. Ebenfalls vor Erreichen der Zugfestigkeit vergrössert sich das Volumen von normalkonsolidierten Proben und von überkonsolidierten Proben unter grossen Amplituden ($A_{\sigma_3} > \sigma_3$ mittel) während bei Ueberkonsolidation und kleinen Amplituden ($A_{\sigma_3} < \sigma_3$ mittel) eher eine Verdichtung festzustellen ist. Ein wesentlicher Unterschied kann aber vermerkt werden: CaCO_3 erleidet durch die Schwingungseinwirkungen eine Verminderung der Scherfestigkeit gegenüber dem statischen Versuch, gleichgültig ob $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ d.h. der statische Bruchwert überschritten ist oder nicht. Dagegen ist bei normalkonsolidierten, tonhaltigen Böden (Opalit, 12 254) diese Verminderung wesentlich geringer, wenn $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ einmal überschritten ist. Die Verminderung beträgt dann nur noch 10% des Sollwertes gemäss (H). Ueberkonsolidierte Tonböden verhalten sich wie CaCO_3 . Bei CaCO_3 und überkonsolidierten Tonen ist hauptsächlich stark gebundenes Zwischenschichtenwasser am Festigkeitsaufbau beteiligt und zwar auch wenn die Teile sich verschieben, d.h. nach dem statischen Bruch. Durch diese eng verbundene Struktur wird das Wasser am freien Pulsieren während der Schwingung gehindert, wodurch der Innendruck (Porenwasserspannungen) höhere Werte einnimmt und die Festigkeit entsprechend vermindert. Wegen der vor und nach dem statischen Druck gleichbleibenden Bindungen ist diese Verminderung stets gleich. Dagegen ist bei normalkonsolidiertem Ton schwächer gebundenes Wasser in den Zwischenschichten vorhanden, das nach dem statischen Bruch wegen der Wasseranreicherung in der Bruchzone frei beweglich wird. Deshalb kann das Wasser in normalkonsolidierten Böden nach dem Bruch freipulsieren, ohne durch Druckspitzen einen Festigkeitsabfall zu erzeugen. Praktische Bedeutung haben diese dynamischen Festigkeiten nach statischem Bruch nicht; sie bestätigen aber den strukturellen und kräftemässigen Aufbau.

7.1.2 Zugfestigkeit beansprucht (Abb. 6.7., Seite 151)

Im Gegensatz zu den Zugfestigkeitsmessungen, wo nur kurzzeitig ein innerer Ueberdruck während des Schwingvorganges geduldet wurde, wird bei den Untersuchungen über die dynamische Scherfestigkeit dieser Zustand während ca. 10 Min. belassen. Es können dann zwei Erscheinungen unterschieden werden: Das Verhalten der Böden folgt entweder weiter dem vorigen Gesetz von Halter über die Festigkeitsverminderung, oder es tritt ein übermässiger Festigkeitsverlust bis auf Null ein, der sog. Totalbruch.

Um dies zu erklären, sei kurz auf den dynamischen Spannungsverlauf im Probeninnern eingetreten: Zu Beginn ist das Gefüge dem mittleren allseitigen Druck und dem Geschichtseinfluss entsprechend aufgebaut. Bei fallendem Aussendruck σ_3 - negativer Schwingungsteil - wird die Zugfestigkeit durch den höher bleibenden Innendruck überwunden, was für alle Materialien zutrifft. Wird beim darauffolgenden Druckanstieg das normale Verhältnis zwischen Aussen- und Innendruck, d. h. ein gegenüber dem Innendruck höher liegender Aussendruck wieder hergestellt, so nimmt die Scherfestigkeit den von Halter beobachteten Verlauf. In anderen Fällen bewegt sich der Innendruck auf annähernd gleicher Höhe wie der ansteigende allseitige Aussendruck, d. h. der effektive allseitige Druck σ_3^1 ist ständig und nicht nur abwechslungsweise aufgehoben. Bei abwechslungsweisem Verschwinden des effektiven σ_3^1 ist der Mittelwert der Schwingungen massgebend; bei ständigem Fehlen von σ_3^1 geht jede Festigkeit verloren, wie es sich aus den Ueberlegungen über die Nullfestigkeit in Kap. 6 ergibt. Massgebend für den unterschiedlichen Anstieg des Porenwasserdruckes ist die Kompressibilität des betroffenen Wassers und die Verformbarkeit des Gefüges, wie dies für den statischen Versuch auch zutrifft (Kap. 5): Ist viel schwach gebundenes Wasser vorhanden, so sucht dieses auszuweichen, und die Beanspruchung geht über Festteile und stark gebundene Wasserschichten, d. h. wegen des Kompressibilitätsunterschiedes der Gesamtmasse übernimmt der schwächere Teil weniger; weil die Festteile zur Hauptsache mitwirken, steigen die Porenwasserspannungen nicht im gleichen Mass wie der Aussendruck im steigenden Schwingungsteil. Macht das stark gebundene Wasser einen wesentlichen Anteil aus - sind also nur wenig schwächere Teile vorhanden, - so verhält die Probe sich spannungsmässig wie ein homogenes Material - die Porenwasserspannungen steigen wie der allseitige Druck beim steigenden Schwingungsteil. - Die Versuche bestätigen die oben aufgestellte Hypothese: Tonige Böden enthalten im betrachteten Lastbereich viel schwach gebundenes Wasser; der effektive Seitendruck bleibt beim Druckanstieg in der Schwingung bestehen, und es tritt kein übermässiger Festigkeitsabfall ein. Dicht gelagerter CaCO_3 enthält einen grossen Anteil fest gebundenes Wasser und reagiert darum spannungsmässig homogen mit in gleicher Weise mitschwingenden Porenwasserspannungen, die den allseitigen Druck ständig aufheben, und mit dem entsprechenden totalen Festigkeitsverlust. Bei locker gelagertem CaCO_3 kann das freiere Wasser in das Probeninnere ausweichen, so dass es sich wie Ton verhält. Die Versuche zeigen, dass jeder überkonsolidierte CaCO_3 als dicht gelagert zu betrachten ist, was

durch die statischen Versuche (Kap. 5) bestätigt wird. Normalkonsolidierter CaCO_3 kann in beiden Formen auftreten; so sind folgende Endporenziffern (nach Ausbau) charakteristisch:

Seitendruck σ_3 :	1,0	2,0	4,0	8,0	kg/cm^2
e_{locker} :		>230		>180	%
e_{dicht} :	<230	<190	<180	<160	%

Materialien mit viel schwach gebundenem Wasser können aber auch zum Totalbruch geführt werden, indem die mittlere Porenwasserspannung durch künstliche Druckerhöhung ungefähr dem Seitendruck angeglichen wird, wodurch während der ganzen Schwingung σ_3^1 verschwindet.

Die praktische Bedeutung dieser Erscheinungen beschränkt sich auf die Stellen im Boden, die mit einer stark schwingenden Masse in Kontakt stehen: Zum Erreichen der Zugfestigkeit müssen die Amplituden bei allen Böden mindestens das Dreifache des statischen allseitigen Druckes betragen. Ausserdem muss diese Belastungsart länger andauern oder oft wiederholt werden. Maschinenfundamente werden nicht in diesen kritischen Bereich geraten. Dagegen können solche Beanspruchungen bei Ramm-pfählen und direktem Befahren mit schweren Fahrzeugen auftreten. Gemäss den Ver-suchen sind vor allem dichter gelagerte strukturempfindliche Böden und bei künst-licher Erhöhung der Porenwasserspannung alle Böden gefährdet. Auf die absichtliche Anwendung der Verfahren wird in Abschnitt 7.2.2 eingetreten.

7.2. Dauerfestigkeit

7.2.1 Dauerfestigkeit, wenn die Zugfestigkeit während des Schwingvorganges nicht erreicht wird.

Die dynamische Belastung ohne Erreichen der Zugfestigkeit hat nur während ihrer Ein-wirkung eine Festigkeitsverminderung zur Folge und berührt das nachherige Verhalten wenig. Die Schwingungen ziehen nämlich gemäss [2] einzig eine Homogenisierung der Spannungsverhältnisse und eine Volumenvergrösserung (bei überkonsolidierten Proben

nach vorheriger Verdichtungswirkung) nach sich: Die Spannungsverhältnisse können sich bei ständiger Vertikalverformung im statischen Versuch nicht ausgleichen. Mit der Schwingung wird dies aber ermöglicht, so dass sich die Proben wie unter stufenweise aufgebracht und lange gleich bleibender Last verhalten. Die Volumenvergrößerung erhöht den effektiven Seitendruck σ_3^1 , aber auch die Gefügeabstände. Aus den Versuchen zu schliessen, heben sich diese entgegengesetzten Wirkungen ungefähr auf und zwar bei allen untersuchten Materialien.

7.2.2 Dauerfestigkeit, wenn die Zugfestigkeit überwunden wird.

Die Grösse des Porenwasserdruckes im Verhältnis zum Aussendruck stellt sich nach den Schwingungen gleich wie die Mittelwerte beider Drücke während den Schwingungen ein. Demnach wird dort, wo die Porenwasser- und Aussendrucke annähernd gleiche positive Amplitudenspitzen aufweisen, auch statischer Porenwasserdruck von annähernd gleicher Grösse wie der statische Aussendruck herrschen, was die Versuche bestätigen: Wenn das Gefüge einmal total zerstört wird, so nimmt vorerst das Wasser die ganze Last des allseitigen Druckes auf, d. h. die Porenwasserspannung wird gleich gross wie σ_3 , so dass auch bei statischer Beanspruchung nach der Schwingung keine effektiven Spannungen σ_3^1 und demnach keine Festigkeit vorhanden sind. Durch die ständig weitergehende Vertikalverformung können aber die Abstände der Festteile wieder verringert werden, so dass die Probe wieder Festigkeit gewinnt. Dies ist aber nur möglich, wenn zugleich der für die Festigkeit entscheidende effektive Seitendruck wieder entsteht, d. h. die Porenwasserspannungen abnehmen, was wiederum nur unter Volumenzunahme der Gesamtprobe geschehen kann. Befindet sich das Gefüge in einem Lagerungszustand, der dem vorhandenen Seitendruck entspricht, so ist die Volumenvergrößerung nur bei grossen weiteren Verformungen erreichbar; wenn es aber eine zu dichte Lagerung hat, ist die Volumenausdehnung gut möglich. Deshalb ist die Festigkeitszunahme total zerstörter Proben geringfügig und langwierig ($0,05 \text{ kg/cm}^2$ bei 1% zusätzlicher Deformation), wenn diese normalkonsolidiert sind, aber rasch und stark bei überkonsolidierten ($0,80 \text{ kg/cm}^2$ bei 1% zusätzlicher Deformation). Die Beobachtungen gelten für alle Materialien, sofern sie total zerstörbar sind oder die Porenwasserspannung künstlich erhöht wurde. Für Böden, die während der Schwingung keinen Festigkeitsabfall durch Ueberwinden der Zugfestigkeit aufweisen, gelten die Feststellungen von 7.2.1: Geringe Abweichungen vom statischen Fall.

Für die praktische Anwendung sind die in 7.1.2 erwähnten Möglichkeiten (Rampfpfähle, Befahren mit schweren Fahrzeugen) zu beachten, wobei der auch nach der dynamischen Beanspruchung anhaltende Festigkeitsverlust wichtig ist, was besonders von normal-konsolidierten strukturempfindlichen oder unter künstlich erhöhtem Porenwasserdruck liegenden Böden gilt. Eine Rampfpählung kurz nach einer Schüttung kann also zu lang-dauerndem Stabilitätsverlust führen, während unter einem Aushub nur kurzfristige Gefahr vorhanden ist.

Die absichtlichen Anwendungen des Totalbruches sind eher selten: Es können z.B. Gleitungen vorweggenommen werden. - Für Verdichtungen ist folgendes Verfahren denkbar: Aufbringen einer Auflast - Porenwasserdruck erhöht. Einbringen einer Schwingungsmasse und Erzeugen des Totalbruches. Entfernen des Wassers aus der Bruchzone. -

Auch hier wird die von Halter [2] betonte Tatsache bestätigt, dass eine Verdichtung nur unter gleichzeitigem Abführen des Wassers möglich ist. Der Zustand des totalen Bruches wird dies erleichtern, ändert aber am Prinzip nichts.

7.3. Frequenzeinfluss

Fast alle Versuche wurden im Frequenzbereich 20 - 30 Hz und einige bei 50 Hz durchgeführt. Es konnten keine Unterschiede festgestellt werden, d.h. allfällige Einflüsse werden von den andern Gegebenheiten - Material, statische Drücke und Amplituden - überwogen. Zwei Vergleichsversuche unter sonst übereinstimmenden Bedingungen wurden mit CaCO_3 (4 kg/cm^2 , normalkonsolidiert) bei 7 und 20 Hz angestellt. Die Scherfestigkeitsreduktion folgte auch hier der Beziehung (H) (Seite 159). Das Schwingungsbild ist aber anders: Bei 20 Hz bewegen sich die negativen Amplitudenspitzen bis unter Atmosphärendruck und der Innendruck bleibt auf überhöhten Werten stehen, womit die Zugfestigkeit mobilisiert wird. Mit 7 Hz kann weder der Seitendruck so stark erniedrigt noch ein innerer Ueberdruck erreicht werden; hier ist die Schwingungszeit bereits genügend lang, um einen gewissen Druckausgleich zu ermöglichen. Eventuell könnte mit noch höheren Amplituden auch bei den niedrigen Frequenzen ein Druckgefälle von innen nach aussen erzeugt werden, was andere Apparate erfordert.

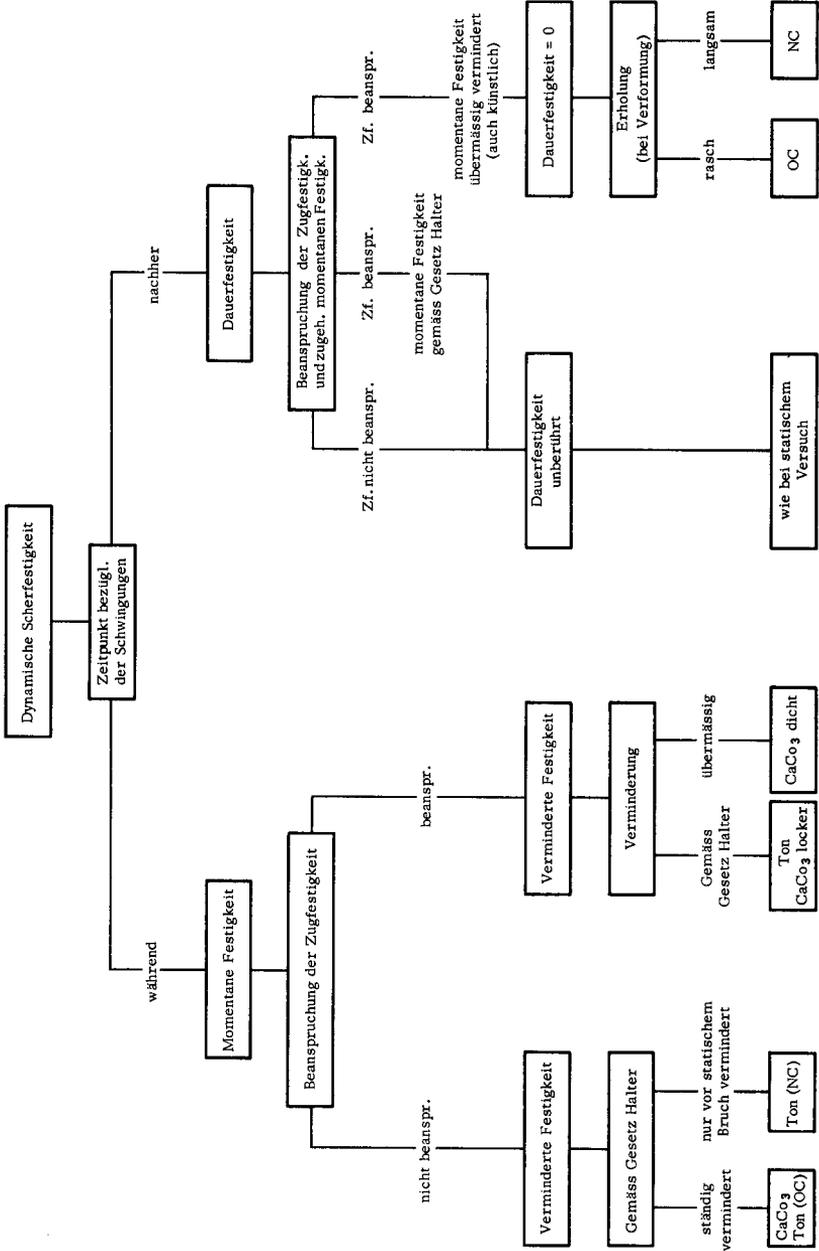
Es gilt somit: Bei Frequenzen von 7 Hz und darunter kann mit den bisherigen - gegenüber dem statischen Druck dreifach erhöhten - Amplituden die Zugfestigkeit nicht mehr überwunden werden. Die praktische Anwendung erfordert demnach auch die Beachtung des Frequenzspektrums. Für den Strassenbau kommen die niedrigen Frequenzen aber nicht in Betracht.

7.4. Ergebnisse

Die Festigkeit während der dynamischen Beanspruchung ist von der Amplitudengrösse, von der eingelagerten Wassermenge und von den Bindungen des Wassers abhängig. Diese Einflüsse bestimmen auch, ob durch die Schwingung die Zugfestigkeit beansprucht wird, was aber auf jeden Fall durch künstliche Innendruckerhöhung veranlasst werden kann. Nach Ueberwindung der Zugfestigkeit tritt Totalbruch ein; die Wiedergewinnung der Festigkeit ist vom Konsolidationsgrad abhängig. Die Frequenzen zwischen 20 und 50 Hz zeigen keine unterschiedlichen Wirkungen, hingegen ist bei 7 Hz eine Aenderung des Spannungsverhaltens zu bemerken. Die praktische Anwendung beschränkt sich auf Bodenteile, die direkt mit stark schwingenden Massen in Kontakt stehen. Die Festigkeit kann nur durch Wasserentzug zusätzlich zur Schwingung erhöht werden. Das verschiedene Verhalten je nach Material- und Konsolidationsart ermöglicht eine Klassifizierung der Böden.

Dynamische Scherfestigkeit

Abb. 7. I.



8. ANHANG

8.1. Die Bestimmung des spezifischen Gewichtes mit dem Schrumpfvorgang

Beim Schrumpfvorgang wird im ersten Abschnitt bei gleichbleibendem Festsubstanz-Gewicht das Volumen der Gesamtprobe immer kleiner, indem die Einzelteile immer näher aneinanderrücken. Stellt man sich diesen Vorgang künstlich weitergeführt vor, d. h. die Teile werden immer näher aneinandergepresst, so muss einmal das Volumen nur noch von Festmaterial ausgefüllt sein. Dieser Punkt entspricht dem Schnittpunkt des verlängerten Abschnittes 1 mit der Ordinatenaxe (Abb. 3.1.a, Seite 68). An der Ordinate wird der Wert $\frac{1}{\gamma_s}$ abgelesen. Wenn genügend Punkte für den Abschnitt 1 bestimmt werden, so lässt sich die Gerade dort so genau festlegen, dass diese Bestimmung des spezifischen Gewichtes zu Resultaten von der Genauigkeit $\gamma_s \pm 0,05 \text{ g/cm}^3$ führt.

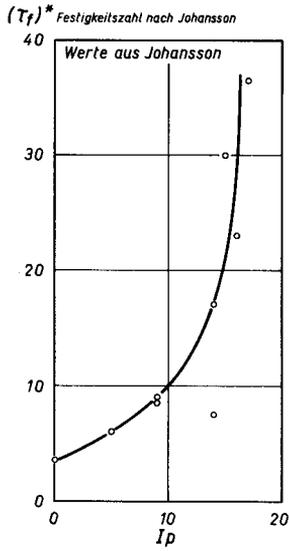
8.2.1 Beziehungen zwischen der Porenziffer bei Schrumpfgrenze und den Materialeigenschaften

Da die Schrumpfgrenze bzw. die entsprechende Porenziffer als ausgezeichnete Punkt ebenfalls auf den τ_f -e -Geraden liegt, soll untersucht werden, ob diese Schrumpfgrenze Porenziffern in direkte Beziehung zum Tongehalt und zur Aktivität gebracht werden können: Werden die Festigkeitswerte der Schrumpfgrenzen bei Johansson über dem Plastizitätsindex I_p aufgetragen, so ergibt sich die in Abb. 8.1. dargestellte Kurve. In Abb. 8.2. sind die der Schrumpfgrenze entsprechenden Scherfestigkeiten (aus dem τ_f -e -Diagramm Abb. 4.5., Seite 95, ermittelt) über dem Plastizitätsindex I_p aufgetragen. Die Beziehung in Abb. 8.2. folgt der Gleichung $\tau_f = 3 \cdot 10^{-4} \cdot I_p^{8/3}$. Wird nun τ_f durch den Ausdruck (C) (Seite 101) ersetzt, so ist

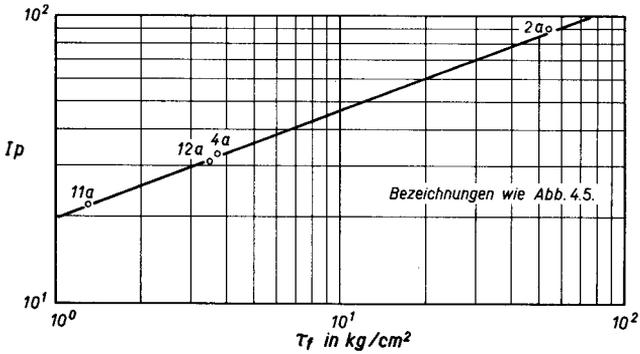
$$134 \cdot (I_p \cdot r^2)^{4/3} \cdot \frac{1}{e^{4,5}} = 3 \cdot 10^{-4} \cdot I_p^{8/3}$$

oder

$$\underline{e_s = 18 \cdot \left(\frac{r^2}{I_p}\right)^{0,3} = 18 \left(\frac{r}{a}\right)^{0,3}} \quad (D)$$



8.1. Festigkeit bei Schumpfgrenze in Funktion des Plastizitätsindex I_p



8.2. Scherfestigkeit bei Schumpfgrenze in Funktion des Plastizitätsindex I_p

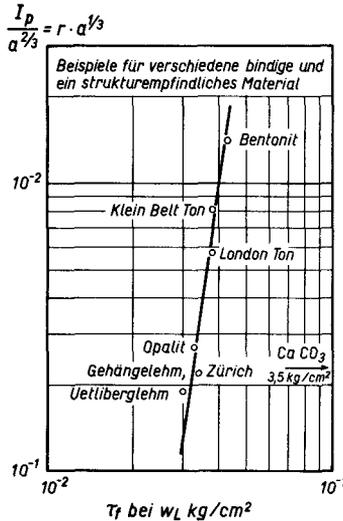
Beim Vergleich von (D) mit den Daten in Abb. 4.6. (Schrumpfgrenze), Seite 98, ist eine befriedigende Übereinstimmung festzustellen. Abweichungen bestehen dort, wo die Werte r und a nicht an der gleichen Materialprobe wie die Schrumpfgrenze bestimmt werden konnten. Auch der Ausdruck (D) lässt sich gut in die Vorstellung vom Aufbau der inneren Bindekräfte einfügen. Je aktiver die Einzelteile, desto kleiner wird der Hohlraum bei gegenseitiger Annäherung. Je mehr Tonteilchen, desto grösser ist die totale Porenziffer, da bei Ton die Zwischenräume hauptsächlich durch oberflächlich angelagertes Wasser ausgefüllt werden, weshalb mit Zunahme der totalen Oberfläche auch die Porenziffer steigt. - (D) darf nicht für strukturempfindliche Materialien angewendet werden; umgekehrt kann aber die Abweichung der gemessenen Schrumpfgrenze von (D) zur Bestimmung der Strukturempfindlichkeit benützt werden (siehe auch Abschnitt 3.4. und 3.4.1). - Eine schnelle Abschätzung der Scherfestigkeit natürlicher bindiger Böden ist auf folgendem Weg denkbar:

Bestimmung der Atterberggrenzen w_L, w_p, w_s daraus mit (D) $\rightarrow r$
 und mit (C) $\tau_f = f(e)$.

8.2.2 Die Scherfestigkeiten bei Fließsgrenze aus dem τ_f - e - Diagramm ermittelt

Bei Fließsgrenze sollte eigentlich keine Scherfestigkeit vorhanden sein. Die Bestimmung der Fließsgrenze verursacht aber materialabhängige Abweichungen von diesem Grundsatz (siehe auch Skempton/Bishop [21]). Wird die aus dem τ_f - e - Diagramm (z. B. Abb. 4.5., Seite 95) abgelesene Scherfestigkeit bei Fließsgrenze über $\frac{1_p}{a^{2/3}} = ar^3$ aufgetragen, so erkennt man eine deutliche Zunahme der Festigkeit mit steigendem Tonanteil und Aktivität (Abb. 8.3.). An und für sich sollte die Fließsgrenze der Wassergehalt sein, bei dem jede Scherfestigkeit verschwunden ist. Die Beanspruchung der Böden im Casagrande-Apparat ist nun aber stark verschieden von derjenigen im Triaxialapparat: Im Casagrande-Apparat werden bei jedem Schlag hohe Spannungsspitzen erzeugt. Der Graben im Material bildet eine Drainagemöglichkeit, wodurch je nach Durchlässigkeit die Porenwasserspannungen reduziert werden. Im Triaxialapparat dagegen erfolgt die Spannungszunahme langsam und die Porenwasserspannungen können bei undrainierten Versuchen nicht abgebaut werden. Es ist deshalb zu erwarten, dass durchlässige Materialien erst bei einem relativ hohen Wassergehalt - wegen der sofort abgebauten Porenwasserdrücke - im Casagrande-

Apparat zu fließen beginnen, bei einem Wassergehalt, der im undrainierten Scher- versuch wegen der Porenwasserspannungen zu einer demgegenüber stark verminderten Scherfestigkeit führen muss. Da die Durchlässigkeit von Tonanteil und Tonart beein- flusst wird, muss der Verlauf gemäss Abb. 8.3. eintreten. - *)



8.3. Scherfestigkeit bei Fließgrenze in Funktion von Anzahl und Aktivität der Teile kleiner 2μ

Strukturempfindliche Materialien sind solche, die in einer lockeren Lagerung mit einer Festigkeit auftreten, die einer dichteren Lagerung entsprechen würde. Die lockere Lagerung kann durch Ueberwindung der Festigkeit und Drainierung in eine dichtere übergeführt werden. Im Casagrande-Apparat wird durch die schlagweise

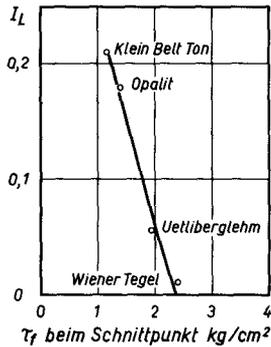
*) Auch die bekannte Beziehung zwischen Scherfestigkeit und Liquiditätsindex deutet in derselben Weise wie die vorigen Feststellungen auf versuchsbedingte Abweichungen der Materialeigenschaften hin.

Beanspruchung die lockere Lagerung zerstört, während beim gleich hohen Wassergehalt im Triaxialapparat diese erhalten bleibt und eine relativ hohe Festigkeit gemessen wird (siehe Abb. 8.3.). Ein strukturempfindliches Material ist somit gekennzeichnet durch eine relativ hohe Scherfestigkeit bei einem der Fließgrenze entsprechenden Wassergehalt. (Huder [12]). - Bei strukturempfindlichem Material lassen sich also die Wirkungen von Eigenschaften der Materialbestandteile und Materialgeschichte nicht mehr trennen. Dafür sprechen auch die verschiedenen parallelen τ_f - e - Geraden von CaCO_3 in Abb. 4.5. (Seite 95) - (auf diesen Punkt wurde in Abschnitt 4.5.3 näher eingegangen).

8.2.3 Der Schnittpunkt der zwei zu jedem bindigen Boden gehörigen τ_f - e - Kurven

In Abschnitt 4.5.2 wurde beschrieben, dass beim Schnittpunkt das Verhältnis $\frac{\tau_{fNC}}{\tau_{fOC}} = 1$ wird und bei der zugehörigen sowie darunterliegenden Porenziffern ein ver-ringerter Abstand innerhalb von Teilchengruppen vorhanden ist. Dieses Näherrücken hängt vom fraktionellen Aufbau der Kornverteilung ab, wie gezeigt werden soll: Ein ähnliches Zusammenrücken definiert die Ausrollgrenze: Es ist der Wassergehalt, bei dem die zusammenhängenden Teilchengruppen einer bestimmten Grösse (z.B. 1 - 2 mm Durchmesser an der VAWE) nur noch in ihrem Innern freieres Wasser enthalten, oder anders ausgedrückt, einmal zerstörte Bindungen nicht wiederherstellbar sind. Wie früher gezeigt wurde, verhält sich eine solche Korngruppe wie ein grosses Einzelkorn - das Gesamtgefüge erreicht eine umso grössere Scherfestigkeit, je weniger Wasser zwischen diesen "Grosskörnern" liegt. Wird der Liquiditätsindex I_L vom Wassergehalt des Schnittpunktes gebildet und mit der zugehörigen Scherfestigkeit verglichen, so ist diese Festigkeitszunahme bei abnehmendem Wassergehalt ausserhalb der Korngruppen, d.h. abnehmendem I_L sehr deutlich, wie Abb. 8.4. zeigt (bei $I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = 0$, d.h. $w = w_p$ ist nur noch in den Teilchengruppen Wasser vorhanden.).

Der Verlauf der Kurve ist aber nicht nur von der Art und Menge der bindigen Teilchen abhängig, sondern auch die übrigen meist siltigen Körner spielen eine wichtige Rolle: Je gleichmässiger die gegenseitige Verteilung von Silt und Ton ist, desto näher liegen die Gruppenbildung der Tonteilchen (Schnittpunkt der beiden τ_f - e - Geraden) und die Ausrollgrenze. Bei Ueberwiegen von Ton ist der Liquiditätsindex höher, während bei



8.4. Liquiditätsindex und Scherfestigkeit (für den Schnittpunkt der beiden τ_f -e-Kurven, die einem bindigen Material zugehören, siehe auch Abb. 4.5., Seite 95)

entsprechenden Siltanteilen und -größen der Schnittpunkt sogar unter der Ausrollgrenze liegen kann. Diese Hypothesen müssen noch anhand von Strukturaufnahmen bewiesen werden.

8.3. Der an der Probe sichtbare Bruchwinkel und die Neigung der Umhüllenden

Mit dem Mohr'schen Kreis werden die Spannungen in der Bruchebene einer prismatischen oder zylindrischen Probe unter zwei (bzw. drei) -dimensionalem Spannungszustand angegeben. Voraussetzung dazu ist das elastische Verhalten und der isotrope Aufbau, mit der erst die Uebertragung einer Deformationsgröße (Winkel der Bruchebene) in die Spannungsdarstellung zulässig wird, d. h. wo der Bruchwinkel auch das Verhältnis der beiden Spannungen in der Bruchebene anzugeben vermag. Die Voraussetzung ist für Böden sicher nicht korrekt, weshalb die gemessenen Bruchwinkel mit den Neigungen der Tangenten an die Umhüllende nicht übereinstimmen. Diese Abweichungen sind aber im Zusammenhang mit dem Verformungsverhalten der Proben interessant. Es wird jeweils die Tangente an die Berührungspunkte zwischen Mohr'schem Kreis und der Umhüllenden mit der zugehörigen, unter dem gemessenen Bruchwinkel geneigten Geraden verglichen.

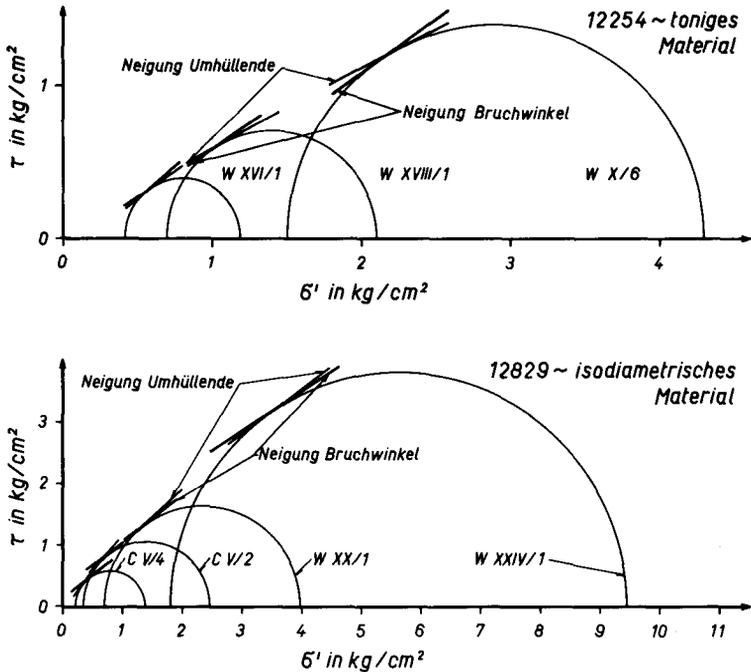


Abb. 8.5. Differenz zwischen gemessenem Bruchwinkel und Neigung der Umhüllenden

Wie aus Abb. 8.5. hervorgeht, sind bei CaCO_3 die gemessenen Winkel flacher als die der Umhüllenden, wobei die Differenz mit steigenden Spannungen abnimmt. Werden die auftretenden Deformationen betrachtet, so sind diese Erscheinungen leicht zu erklären: Ein steiler Lauf der Mohr'schen Umhüllenden lässt auf eine starke Zunahme der Vertikalspannungen ohne entsprechendes Mitgehen der Horizontalspannungen schliessen, bei einem elastischen Material auf grosse Vertikaldeformationen bei vergleichsweise kleiner Seitendehnung. Dagegen sind bei flachem Verlauf die Vertikal- und Seitenverformungen etwa gleich. Aus bekannten Gründen (Abschnitt 5.1.3, direkter

Kontakt fester gebundener Wasserschichten) steigen die Vertikalspannungen bei CaCO_3 , auch bei niedrig konsolidierten Proben ($\sigma_3 < 2,0 \text{ kg/cm}^2$) stark an; die Probe deformiert sich aber seitlich soviel, wie es für elastische Materialien erst bei höheren Drücken der Fall wäre - der gemessene Winkel ist daher kleiner als die Steigung der Umhüllenden. Je höher die Seitendrücke, desto weniger gibt die Probe seitlich nach, und desto ähnlicher dem elastischen Verhalten ist die Beziehung zwischen Deformations- und Spannungswinkel. Wegen des Versuchsvorganges - mit Verdichtungerscheinungen vor dem Bruch hochkonsolidierter CaCO_3 -Proben - kann der gemessene Winkel grösser als derjenige der Umhüllenden werden (nicht dargestellt). — Auch tonhaltige Materialien haben eine Mohr'sche Umhüllende mit abnehmender Steigung. Da diese Böden mit der Umlagerung infolge Scherung eine Deformation nach innen aufweisen, ist die seitliche Ausdehnung gering. Wie aus den DS-Diagrammen (Abb. 5.2, a, b Seite 117) ersichtlich ist, haben aber sehr niedrig konsolidierte Tonböden ($\sigma_3 < 1,0 \text{ kg/cm}^2$) noch eine starke seitliche Ausdehnung, die durch die Umlagerung etwas reduziert wird, so dass die Seitenverformung der Seitenspannung entspricht, der gemessene Winkel und die Steigung der Umhüllenden also gleich sind. Je höher aber die Aussendrucke, desto stärker wird die Ausdehnung durch die Umlagerung reduziert, so dass die Seitenverformung weniger als die Spannung σ_3 ansteigt - der gemessene Bruchwinkel wird steiler als die Umhüllende. Es ist anzunehmen, dass die Differenz zwischen Hüllkurven- und Bruchflächenneigung nicht beliebig steigt, sondern ab einem gewissen Wert konstant bleibt. Dann nämlich, wenn die Einzelteile sich zu grösseren Gruppen zusammenschliessen, wird die Reduktion der seitlichen Verformung durch die Umlagerung ebenfalls konstant bleiben. - Die erwähnten Tatsachen sind nicht nur für das Festigkeitsverhalten im allgemeinen interessant - wie oben beschrieben -, sondern mögen auch zur Einordnung der Böden dienen: Je nach Differenz der beiden Winkel kann die Zuordnung zu einem isodiametrischen oder plättchenförmigen Gefüge und, innerhalb desselben, zu einem Zustand hoher oder niedriger Konsolidation erfolgen. Zudem ist eine Kontrolle möglich, wie weit die elastischen Annahmen richtig sind.

LITERATURVERZEICHNIS

- (1) TAYLOR D. W. - Fundamentals of soil mechanics, 1948
- (2) HALTER H. - Das Verhalten eines gesättigten, bindigen Bodens unter plötzlich aufgebrachtter Last und unter Wechselbelastung; Diss. ETH 1963
- (3) BJERRUM L., AMBERG G. - VAWE-Bericht Nr. 515 o
- (4) PALLMANN H. - Erdbaukurs an der ETH, 1938
- (5) GRIM R. E. - Applied clay mineralogy, 1962
- (6) LAMBE T. W. - A mechanistic picture of shear strength in clay. Research conf. on shear strength of cohesive soils, 1960
- (7) ROSENQVIST I. TH. - Investigations in the clay-electrolyte-water-system. NGI Nr. 9
- (8) JOHANNSON S. - Die Festigkeit der Bodenarten bei verschiedenem Wassergehalt. Sveriges Geologiska Undersökning, 1913
- (9) HVORSLEV M. J. - Ueber die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Ingeniörvidenskabelige Skrifter, 1937
- (10) BJERRUM L. Theoretical and experimental investigations on the shear strength of soils. NGI Nr. 5
Fundamental considerations on the shear strength of soil. VAWE-Mitteilungen Nr. 20
- (11) RICHARDSON A. M. - Effects of rate of strain on stress-strain behaviour of saturated soils, MIT 1961
- (12) HUDER J. - Bestimmung der Scherfestigkeit strukturempfindlicher Böden; Diss. ETH 1963
- (13) SCHMERTMANN J. H., OSTERBERG J. O. - An experimental study of the development of cohesion and friction with axial strain in saturated cohesive soils. Research conf. on shear strength of cohesive soils, 1960
- (14) PEYNIRCOĞLU H. - Ueber die Scherfestigkeit bindiger Böden. DEGEBO Heft 7, 1939
- (15) CASAGRANDE A., WILSON S. D. - Effects of stress history on the shear strength of clays. Harvard soil mechanic series Nr. 43
- (16) NERPIN S. V., DERJAGUIN B. V. - Surface effects in soil mechanics. Research conf. in surface forces, USSR 1960
- (17) SKEMPTON A. W. - The colloidal "activity" of clays. Proc. of the 3. int. conf. on soil mechanics and foundation engineering, 1953
- (18) WEYL, ORMSBY - Atomistic approach of the rheology of sand-water and of clay-water mixtures (Rheology Vol. III)
- (19) WEYL - Structure and properties of solid surfaces (Gomer and Smith)

LITERATURVERZEICHNIS (Fortsetzung)

(20) HAEFELI, AMBERG - VAWE-Mitteilungen Nr. 17

(21) SKEMPTON A. W., BISHOP A. W. - Soils. Building materials (M. Reiner), 1954

Abkürzungen :

VAWE = Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau, ETH

NGI = Norwegian geotechnical institute

L E B E N S L A U F

Ich wurde am 31. Januar 1937 als Sohn des Leonhard Einstein und der May, geb. Beer, in Zürich geboren.

In Zürich besuchte ich 6 Jahre die Primarschule und 6 $\frac{1}{2}$ Jahre die Kantonsschule, die ich im Herbst 1955 mit der Maturität Typ B abschloss. Sofort anschliessend begann ich mit dem Studium an der Abteilung für Bauingenieurwesen der ETH, das ich im Dezember 1960 mit dem Diplom beendete.

Seither bin ich an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau (VAWE) tätig, wo ich mich anfänglich mit Aufgaben aus der Baupraxis und später mit Forschungsarbeiten beschäftigte. - Während des Studiums und meiner Tätigkeit an der VAWE absolvierte ich verschiedentlich Militärdienstleistungen, so dass ich seit Anfang 1966 den Grad eines Hauptmanns der Genietruppen bekleide.