

Über die Struktur der Böden

von Hubert Borowicka

Die zunehmende Normung von Versuchs- und Rechenverfahren auf dem Gebiete der Bodenmechanik hat weiten Kreisen die Möglichkeit eröffnet, selbst solche Untersuchungen durchzuführen, womit sowohl für den planenden Ingenieur als auch für die überprüfende Behörde alles in Ordnung zu sein scheint. Jedoch hat schon TERZAGHI immer wieder auf die Schwierigkeiten und Unsicherheiten hingewiesen, welche bei der Prognose des Verhaltens von Böden in der Natur vorhanden sind.

Bei der Behandlung von bodenmechanischen Problemen haben wir es mit zwei Hauptschwierigkeiten zu tun. Die erste besteht darin, daß die Bodenkoeffizienten, welche in erdstatische Berechnungen eingehen, mehr im Hinblick darauf gewählt wurden, daß sie durch Versuche leicht bestimmbar und zur Einführung in Berechnungsverfahren geeignet sein sollten. Die Forderung, daß diese Koeffizienten das Verhalten von Kornanhäufungen richtig widerspiegeln sollten, stand eher an letzter Stelle. Allerdings wurde bis jetzt keine Möglichkeit gefunden, die üblichen Koeffizienten durch andere, für Kornanhäufungen besser geeignete, zu ersetzen.

Das zweite Hauptproblem liegt offenbar darin, daß unsere Berechnungsverfahren für Kornanhäufungen nur mit gewissen Beschränkungen Gültigkeit haben. Aus Erfahrung wissen wir, daß manche Verfahren auf eine Änderung der Bodenparameter im Vergleich mit dem Verhalten der Böden in der Natur zu empfindlich reagieren, während andere eine zu geringe Empfindlichkeit zeigen. Deshalb hat jedes Rechenverfahren einen gewissen Anwendungsbereich. Über dessen Grenzen wissen wir im allgemeinen zuwenig.

Beide Hauptschwierigkeiten haben eine gemeinsame Ursache in der Tatsache, daß Kornanhäufungen eigenen Gesetzen und Regeln unterliegen, welche zu sehr von jenen abweichen, die wir in unseren Theorien voraussetzen. Grundsätzlich gibt es zwei Methoden, mit Hilfe welcher man Aussagen über die Veränderungen der Struktur einer Kornanhäufung bei einer Deformation erhalten kann.

Die erste, indirekte Methode besteht darin, daß man eine Probe möglichst verschiedenartigen Lastbedingungen aussetzt und aus den unterschiedlichen Deformationsverhalten Rückschlüsse auf die Veränderungen der Struktur ziehen kann. Dies ist zum Beispiel beim Wiener-Routine-Scherversuch der Fall, bei welchem ein und dieselbe Probe zeitlich aufeinanderfolgend entgegengesetzten Scherbeanspruchungen ausgesetzt wird. Seinerzeit konnten aus solchen Versuchsreihen tatsächlich wertvolle Hinweise auf

die Veränderungen der Kornstruktur bei Schervorgängen gewonnen werden. Um diese Vorstellungen zu überprüfen und die Vorgänge sichtbar zu machen, haben wir in Wien eine zweite, direkte Methode entwickelt, welche allerdings auf grobe Kornfraktionen beschränkt bleibt. Zu diesem Zweck wurde ein Standard-Versuchsmaterial, bestehend aus einem mit Kalk und Dolomit angereicherten Quarzsand mit einer Korngröße von 1–2 mm, ausgewählt.

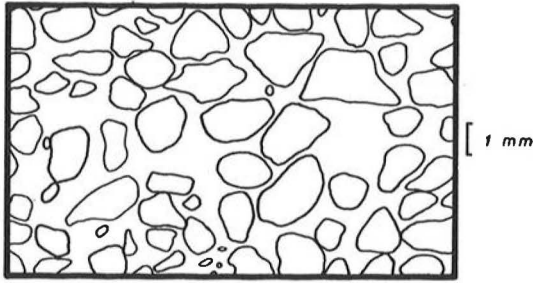
Die Grundidee dieser Versuchsmethode war es, auf die genaue Feststellung der Lage der Berührungspunkte der einzelnen Sandkörner zu verzichten und anstatt dessen die Tangenten neigungen bzw. deren Normalen in den Berührungspunkten als kennzeichnendes Merkmal festzustellen. Zu diesem Zwecke wurde die Probe mit Polyester-Harz getränkt und nach dem Erhärten schrittweise abgeschliffen, wobei von jedem Parallelschnitt eine photographische Aufnahme gemacht wurde. Auf diese Weise entstand eine Serie von Aufnahmen, in welchen die Tangenten bzw. deren Normalen in den Berührungspunkten ermittelt werden konnten.

Die erste Versuchsreihe betraf den Einfluß der Porosität auf die Kornstruktur im Ruhezustand. Dabei wurde sowohl die Raumporosität aus Parallelversuchen als auch die Flächenporosität nach dem Tränken aus den photographischen Aufnahmen ermittelt. Die Ergebnisse von beiden Methoden, angewandt auf lockeren, mitteldichten und dichten Sand, sind in Tabelle I dargestellt.

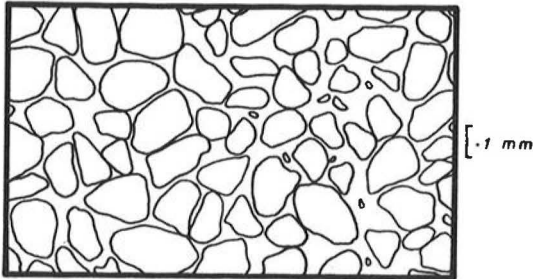
Tabelle 1

Lagerung	Flächenporosität		Volumsporosität	
	Porenanteil <i>n</i>	Porenzahl <i>e</i>	Porenanteil <i>n</i>	Porenzahl <i>e</i>
locker	0,42	0,73	0,44	0,79
mitteldicht	0,36	0,57	0,37	0,59
dicht	0,32	0,47	0,33	0,49

Abbildung 1 zeigt Querschnitte durch eine Probe von lockerem und dichtem Standardsand mit Porositäten von 0,42 und 0,32. In der lockeren Probe erscheinen im Querschnitt Großporen, welche in der dichten Probe vollkommen fehlen. Andererseits gibt es aber auch in der lockeren Probe Korngruppen, welche in ähnlicher Weise angeordnet sind wie in der dichten Probe. Hieraus kann geschlossen werden, daß eine lockere Probe sehr inhomogen und anisotrop ist. Teile, welche Großporen enthalten, sind



a) lockere Lagerung $n = 0,42$



b) dichte Lagerung $n = 0,52$

Abb. 1: Schnitte durch Grobsandproben mit verschiedenen Lagerungsdichten

extrem locker gelagert im Gegensatz zu anderen, welche fast dicht gelagert sind. Das Porenvolumen, welches einen Durchschnittswert über die ganze Probe darstellt, ist daher eine Größe, welche nur ein sehr unvollkommenes und ungenaues Bild über den wirklichen Zustand eines lockeren Sandes gibt.

Für die Stabilität eines Einzelkornes innerhalb einer Kornanhäufung ist die Zahl seiner Berührungspunkte mit Nachbarkörnern von überragender Bedeutung. Unter Annahme von gleich großen Kugeln erhält man bei kubischer Anordnung ein Porenvolumen von 0,48 mit 6 Berührungspunkten je Kugel und bei tetraederförmiger Anordnung ein Porenvolumen von 0,26 mit 12 Berührungspunkten je Kugel. Für den Standardsand wurde ein Durchschnittswert der

Anzahl der Berührungspunkte je Einzelkorn ermittelt und als Ergebnis erhalten:

4,4 Berührungspunkte je Korn in lockerem Zustand
5,7 Berührungspunkte je Korn in mitteldichtem Zustand

7,8 Berührungspunkte je Korn in dichtem Zustand. Aus diesen überraschend niedrigen Werten kann geschlossen werden, daß sich die Körner in einem natürlichen Boden im allgemeinen verhältnismäßig leicht bewegen und verschieben können.

Um einen Überblick über die Neigungsverhältnisse in den Berührungspunkten der Körner zu gewinnen, wurde ein Diagramm aufgetragen, dessen Prinzip in Abbildung 2 dargestellt ist. Parallel zur Tangenten-Normalen im Berührungspunkt zweier Einzelkörner wurde eine Gerade durch den Ursprung eines Diagramms gezogen. Für alle Abschnitte von je 5° wurde sodann die Anzahl dieser Parallelen durch den Ursprung für alle Berührungspunkte bestimmt. Die Diagramme für die Verteilung der Neigungen der Tangenten-Normalen sind in Abbildung 3 für die drei Proben in lockerem, mitteldichtem und dichtem Zustand des Standardsandes gezeigt. Für alle drei Lagerungen sind die Verteilungskurven qualitativ ähnlich mit Maxima für dieselben Neigungen bei 0° , 60° , 90° , 120° und 180° . Dieses Ergebnis zeigt offenkundig, daß diese Hauptrichtung vom Grad der Verdichtung unabhängig ist.

Um die vermutete Umlagerung während eines Schervorganges sichtbar zu machen, wurde eine zweite Versuchsreihe durchgeführt. Die Sandproben wurden in einem direkten Scherapparat einer Scherverformung von rd. 6 mm unterworfen. Bei zwei von diesen, A und B, wurde das Volumen der Probe konstant gehalten und bei der dritten, C, die vertikale Auflast. Tränken fand am Ende des Versuches unter Vorhalten des Spannungszustandes statt. Abbildung 4 zeigt die Verteilungskurven nach dem Scherweg von 6 mm. Von den in Ruhestand vorhandenen Maxima ist dasjenige bei 120° fast vollständig verschwunden, wohingegen die anderen

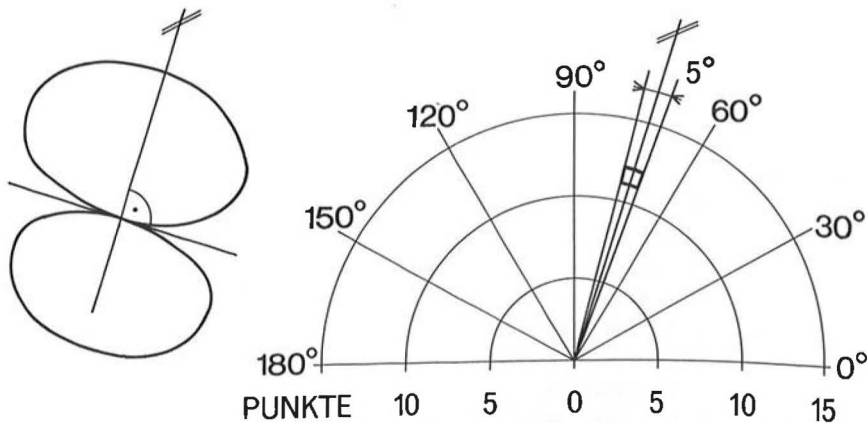


Abb. 2: Schema für Ermittlung des Verteilungsdiagrammes

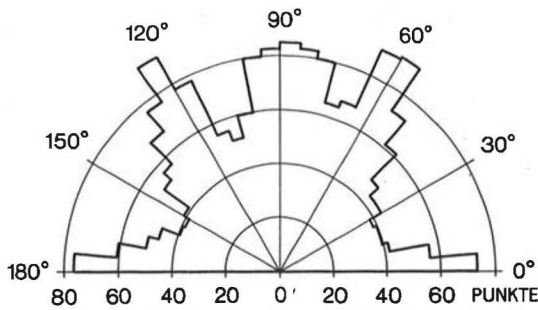
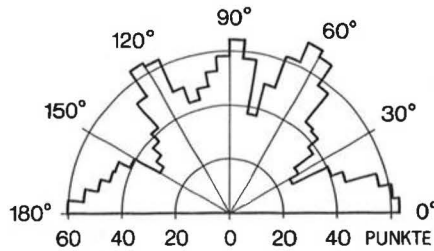
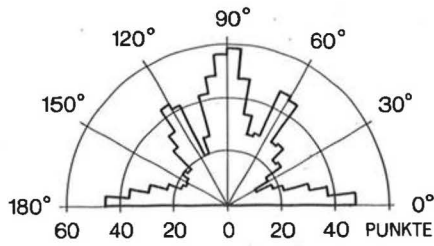


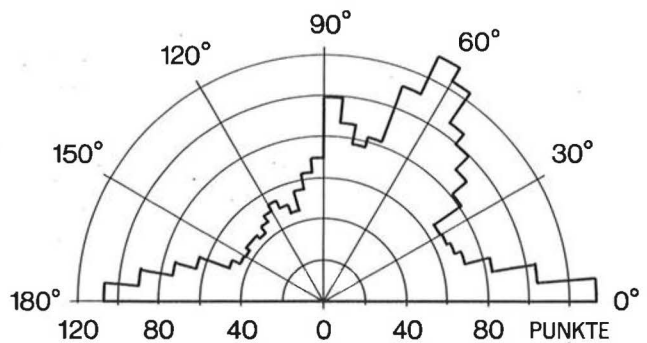
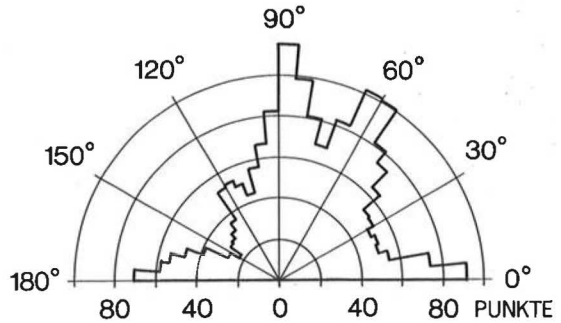
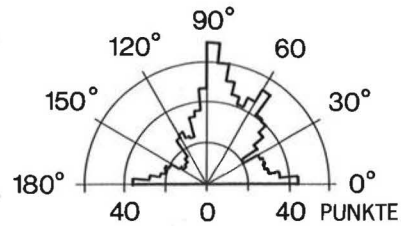
Abb. 3: Verteilungsdiagramme für Grobsand im Ruhedruckzustand
 a) lockere Lagerung $n = 0,42$
 b) mitteldichte Lagerung $n = 0,36$
 c) dichte Lagerung $n = 0,32$

Maxima, besonders dasjenige bei 60° , zugenommen haben.

Durch Vergleiche der Verteilungskurven vor und nach dem Scherversuch erkennt man, daß ein Teil der Tangenten-Normalen von den Richtungen mit kleinen Scherspannungen in die Richtungen mit großen Scherspannungen umgelagert werden. Das heißt, daß Teile der Berührungspunkte sich nach Möglichkeit in solche Richtungen einregeln, in welchen sie benötigt werden, um das Abscheren zu verhindern.

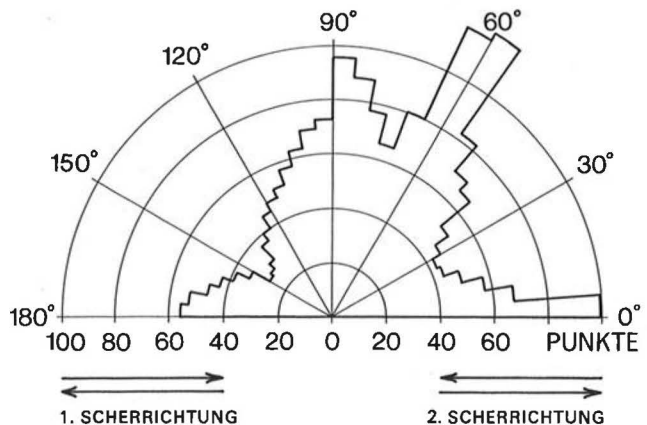
In gewissem Sinne ist es überraschend, daß die Richtung des Maximums bei 60° anscheinend sowohl von der Dichte als auch vom Winkel der inneren Reibung unabhängig ist, da sie nicht $90^\circ - \varphi$ beträgt. Dieser Winkel scheint daher durch geometrische Bedingungen festgelegt zu sein.

Abbildung 5 stellt ein Verteilungsdiagramm für eine Sandprobe dar, welche zuerst einer Scherdeformation von 6 mm und nachfolgend einer solchen von 12 mm in entgegengesetzter Richtung unterworfen wurde. Durch dieses zweite Abscheren sind die beim ersten Abscheren eingetretenen Umlagerungen rückgängig gemacht und alle Spuren des erstmaligen



←→
 ←→
 SCHERRICHTUNG

Abb. 4: Verteilungsdiagramme von abgescherter Grobsandproben in Schnitten parallel zur Scherrichtung
 a) Versuch A, $e = \text{konst.}$, $n = 0,40$ Scherverformung 6,2 mm, anf. Normalspannung 80 N/cm^2
 b) Versuch B, $e = \text{konst.}$, $n = 0,33$ Scherverformung 5,7 mm, anf. Normalspannung 50 N/cm^2
 c) Versuch C, konst. Normalspannung 80 N/cm^2 , $n = 0,34$ Scherverformung 6,0 mm



←→ ←→
 1. SCHERRICHTUNG 2. SCHERRICHTUNG
 Abb. 5: Verteilungsdiagramm einer zweimal unter Umkehrung der Scherrichtung abgescherter Grobsandprobe, Schnitte parallel zur Scherrichtung

Abscherens in der Verteilungskurve eliminiert worden. Wenn daher eine Kornanhäufung in der Vergangenheit mehreren unterschiedlichen Scherdeformationen ausgesetzt war, so ist die letzte Scherbewegung die wichtigste für den gegenwärtigen Zustand des Korngerüstes.

Um die Art der Umlagerungen bei Triaxialversuchen sichtbar zu machen, wurde die Verteilungskurve einer Probe aus Standardsand unter einem Zellendruck von 40 N/cm^2 und einer zweiten nach einer zusätzlichen lotrechten Zusammendrückung von $9,2 \text{ mm}$ ermittelt. Wie die Abbildungen 6 und 7 zeigen, wurde das einer Neigung von 0° entsprechende Maximum während der Deformation erheblich vermindert, während die anderen, besonders jenes bei 90° , zugenommen haben.

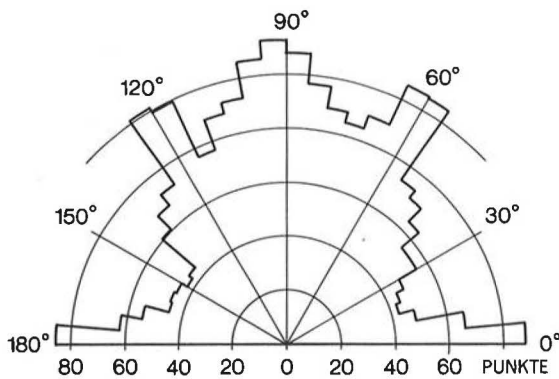


Abb. 6: Verteilungsdiagramm einer im Triaxialapparat mit 40 N/cm^2 Zellendruck belasteten Grobsandprobe in Vertikalschnitten, $n = 0,38$

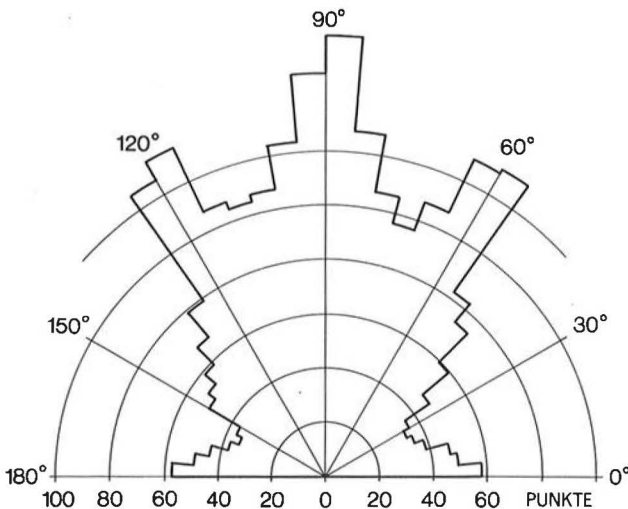


Abb. 7: Verteilungsdiagramm einer Triaxial-Scherprobe, lotrechte Probenzusammendrückung $9,2 \text{ mm}$, $n = 0,38$

Durch eine weitere Versuchsserie sollte das Verhalten von sehr locker gelagertem Standardsand untersucht werden. Da in diesem Zustand eine Tränkung der Probe wegen der Labilität des Korngerüstes kaum durchgeführt werden kann, wurden lediglich direkte

Scherversuche in trockenem Zustand ausgeführt. Bei Versuchen mit konstanter Auflast traten beim erstmaligen Abscheren große Zusammendrückungen der Probe auf, beim Zurückscheren ergaben sich mehr als doppelt so große Setzungen, was den großen Einfluß des Ausgangszustandes des Korngerüstes auf die Deformation beweist.

Wurde jedoch bei den Scherversuchen das Volumen konstant gehalten, so traten schon bei Scherwinkeln von $12-16^\circ$ so große Scherwege auf, daß dieser Zustand als Scherbruch angesehen werden muß (Abbildung 8). Wir werden daher zur Kenntnis nehmen müssen, daß der Winkel der inneren Reibung von lockeren Sanden nicht 30° , sondern $12-16^\circ$ betragen kann, sofern eine Volumsverminderung der Probe verhindert wird. Da die Versuche trocken durchgeführt wurden, ist dieser Abfall auf die Instabilität des lockeren Korngerüstes zurückzuführen, wobei infolge der zu geringen Anzahl der Berührungspunkte eine Umlagerung bereits zum Zusammenbruch führt. In einem wassergesättigten Sand treten beim Zusammenbruch kurzfristig Porenwasserüberdrücke auf, wodurch der scheinbare Scherwinkel auf 5° absinken kann.

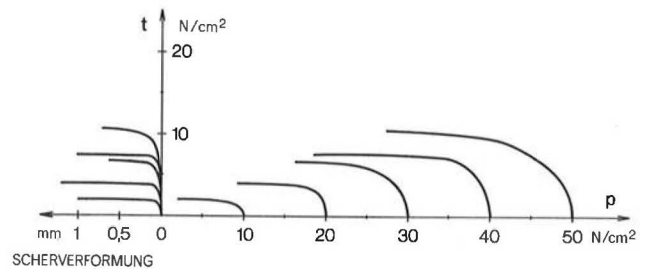


Abb. 8: Direkte Scherversuche mit lockerem Grobsand bei konstantem Volumen

Die bisher beschriebenen Versuche mit dem Standardsand bezogen sich auf den Ruhe- oder Bruchzustand der Probe. Um auch das Verhalten des Sandes bei Spannungszuständen zwischen diesen beiden Grenzzuständen zu erforschen, wurde eine weitere Serie von direkten Scherversuchen mit trockenem Standardsand durchgeführt. Ausgehend von einem Ruhedruckzustand unter einer lotrechten Auflast von 50 N/cm^2 wurde die Scherspannung unter Konstanthaltung des Volumens auf 11 N/cm^2 gesteigert, in welchem Zustand die Hauptspannungen kaum höher sind als im ursprünglichen Ruhedruckzustand. Anschließend wurde die Scherlast unter Volumskonstanz entfernt und in entgegengesetzter Richtung neuerlich bis zum Spitzenwert von 11 N/cm^2 gesteigert. Dieser Zyklus der Scherlast wurde mehrmals wiederholt, wobei die lotrechte Auflast laufend vermindert werden mußte, bis schließlich der Bruchzustand nahezu erreicht war,

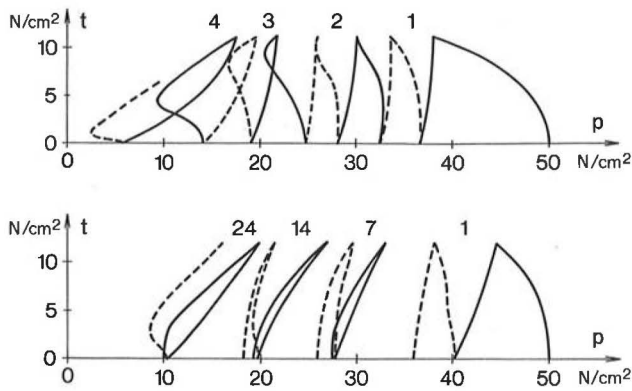


Abb. 9: Wiederholte direkte Scherversuche mit Grobsand bei geringer Scherbeanspruchung und konstantem Volumen
 a) mitteldichter Grobsand
 b) dichter Grobsand

wie aus Abbildung 9 hervorgeht. Für einen mitteldichten Sand gemäß Abbildung 9a war der Bruchzustand bereits nach 4 Lastzyklen erreicht und für dichten Sand gemäß Abbildung 9b nach 24 Zyklen, während lockerer Sand schon bei der ersten Belastung seine Stabilität verliert. Die Versuche beweisen die Anfälligkeit von lockeren bzw. mitteldichten Sanden in wassergesättigtem Zustand im Hinblick auf eine Bodenverflüssigung. Aber auch in dichtem, wassergesättigtem Zustand ist die Möglichkeit einer Verflüssigung des Sandes gegeben, wenn nur die Anzahl der Zyklen groß genug ist. Im Gegensatz zum Sand kann der Bruchzustand in Tonproben durch Lastzyklen kaum herbeigeführt werden, wie aus Abbildung 10 hervorgeht.

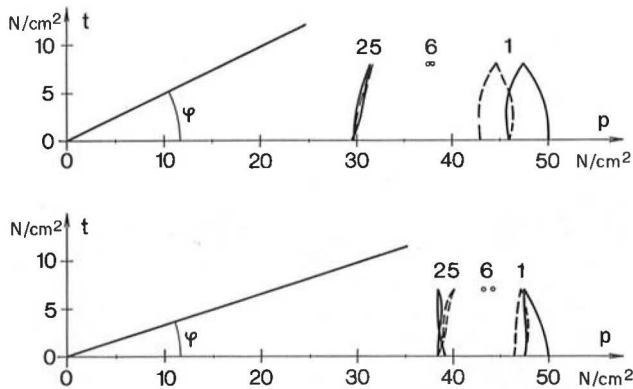


Abb. 10: Wiederholte direkte Scherversuche mit Ton bei geringer Scherbeanspruchung und konstantem Volumen
 a) schluffiger Ton
 b) plastischer Ton

Die Tatsache, daß sich der Standardsand in Scherversuchen bei konstantem Volumen und wiederholtem Wechsel der Scherrichtung genauso verhält, wie man es auf Grund der in Verteilungsdiagrammen fest-

gestellten Kornumlagerungen erwartet, eröffnet die Möglichkeit, bei feinkörnigen Böden, welche an sich nicht getränkt werden können, Scherversuche mit konstantem Volumen durchzuführen und ihr Verhalten richtig zu interpretieren. Dabei zeigt sich, daß alle Kornanhäufungen allgemeinen Verhaltensregeln unterliegen. Nur in gewissen Grenzfällen tritt eine Instabilität des Korngerüstes ein, wie z. B. bei der Verflüssigung von wassergesättigten Sanden oder bei der Ausbildung von Harnischflächen bei hochplastischen Tonen. Von diesen Grenzfällen abgesehen verhalten sich aber alle Kornanhäufungen in qualitativ ähnlicher Weise.

Die Erkenntnisse über die Art der Kornumlagerungen während einer Scherdeformation berühren fast alle Probleme und Konzepte der Bodenmechanik und werfen ein neues Licht auf sie. Als erstes erkennen wir, daß jede Lasterhöhung eine Kornbewegung verursacht, vergleichbar mit einer Kettenreaktion, welche erst nach einer gewissen Zeit zum Stillstand kommt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen aller Bodenarten sind daher bis zu einem gewissen Grade sowohl von der Zeit als auch von der Art der Lasterhöhung abhängig.

Weiters ergeben sich auch neue Aspekte hinsichtlich der Streuung von Versuchsergebnissen. Soll bei Parallelversuchen dasselbe Versuchsergebnis erhalten werden, so genügt es nicht, daß die üblichen Bodenkennziffern die gleichen sind und der Versuchsvorgang übereinstimmt. Es muß vielmehr auch das Verteilungsdiagramm der Kontaktpunkte bei Versuchsbeginn bis zum Versuchsende übereinstimmen. Derzeit ist jedoch keine solche Versuchsmethode verfügbar, um diese Bedingung zu überprüfen. Gegenwärtig kann man deshalb die Streuung der Ergebnisse von Parallelversuchen nicht voraussagen oder vermeiden.

Die Verteilungsdiagramme wurden durch Auswertung von mehreren tausend Berührungspunkten gewonnen. Sie sind demnach als statistischer Mittelwert anzusehen. Bei einer wesentlichen Verminderung der ausgewerteten Punkte ergeben sich andere Verteilungskurven. Dies beweist, daß die Begriffe Homogenität und Isotropie bei Kornanhäufungen nur fiktiver Art sind.

Seit den ersten Tagen der modernen Bodenmechanik glauben viele Ingenieure, daß die Setzung von Gebäuden, welche auf Ton gegründet sind, eine sehr lange Zeit benötigt, und zwar wegen des langsamen Abbaues der Porenwasserüberdrücke gemäß der Konsolidationstheorie. Im Gegensatz dazu soll bei Gründungen auf kohäsionslosen Böden die Setzung fast gleichzeitig mit der Belastung eintreten. Vom Standpunkt des Korngerüstes aus betrachtet, sollte es keine fundamentalen Unterschiede zwischen den verschiedenen Bodenarten geben. Die kleinen Setzungen von Gründungen auf dicht gelagertem Boden sollten in kurzer Zeit zur Ruhe kommen, hin-

gegen sollten Fundierungen auf lockerem Boden zufolge den langandauernden Kettenreaktionen, dem Verfall der Großporen bzw. der Zerstörung der Gewährbewirkung großen und langandauernden Setzungen unterworfen sein. Die Erfahrung bestätigt in vielen Fällen dieses Konzept.

Der Begriff der Konsolidation wird in Zukunft wesentlich weiter gefaßt werden müssen, indem darunter eine Anpassung der Kornstruktur an einen neuen Belastungszustand zu verstehen sein wird, und zwar sowohl in bindigen als auch in kohäsionslosen Böden. Konsolidation im bisherigen Sinne, nämlich das Abklingen von Porenwasserüberdrücken in wassergesättigten Tonen, ist in diesem Sinne eine Nebenerscheinung, welche nur den Zusammendrückungsvorgang noch länger hinauszögert. Unter Kriechen des Bodens kann eine endlose Kettenreaktion von Kornbewegungen verstanden werden, begünstigt durch die Beimengung von plättchenförmigen Partikeln, welche zufolge ihrer Oberflächenglätte die örtliche Reibung zwischen den Körnern weitgehend eliminieren.

Die ungünstige Auswirkung des Porenwassers auf das Korngerüst bei Wassersättigung ist eigentlich in erster Linie eine indirekte, indem es eine rasche Zusammendrückung verhindert. Bei wassergesättigten Sanden genügt schon ein Schlag, um eine Bodenverflüssigung herbeizuführen. In mitteldichtem Zustand genügen dazu einige aufeinanderfolgende Schockwellen. Selbst in dichtem Zustand kann eine Serie von solchen Erschütterungen zur Verflüssigung führen.

Diese Überlegungen grundsätzlicher Art, welche über das Verhalten des Korngerüsts der Böden angestellt wurden, haben auch praktische Auswirkungen, die kurz durch vier praktische Beispiele illustriert werden sollen.

Das erste Beispiel betrifft einen Zementsilo aus dem Jahre 1929 bei Wien, über welchen bereits TERZAGHI berichtet hat. Die steife Gründungsplatte mit Abmessungen von 30 x 30 m lag in einer Tiefe 1,5 m unter Gelände auf Schichten aus steifem Ton. Die Eigengewichtslast entsprach einer Bodenpressung von 10 N/cm² und die maximale Nutzlast einer solchen von 15 N/cm².

Setzungsbeobachtungen begannen erst nach Fertigstellung des Silos. Die Zeitsetzungskurve ist in Abbildung 11 dargestellt. Vor Beginn der Füllung des Silos wurden keine Setzungen beobachtet, was damals von TERZAGHI so ausgelegt wurde, daß es einen besonderen Typ von Zeitsetzungskurven gibt, bei welchen die Setzungen erst verspätet einsetzen. Heute ist aber vollkommen klar, daß die Setzungen zufolge Eigengewicht damals bereits abgeklungen waren.

In 4,5 m unter der Fundierungssohle war ein Grundpegel angeordnet worden. Zu der Gesamtsetzung des Silos nach der ersten Füllung in Höhe von 11 cm

trugen die Schichten unterhalb des Grundpegels etwa mit dem halben Betrage bei. Diese Beobachtung wurde damals als Bestätigung der Konsolidationstheorie ausgelegt, wobei man erwartete, daß die Zusammendrückung der tieferen Schichten noch lange anhalten würde. Eine neuerliche Messung nach etwa 30 Jahren hat aber gezeigt, daß die Gesamtsetzung nur wenig auf 13 cm zugenommen hat, während die Setzung des Grundpegels nur um wenige Millimeter angestiegen ist. Hieraus kann geschlossen werden, daß Porenwasserüberdrücke in den tieferen Schichten kaum vorhanden waren.

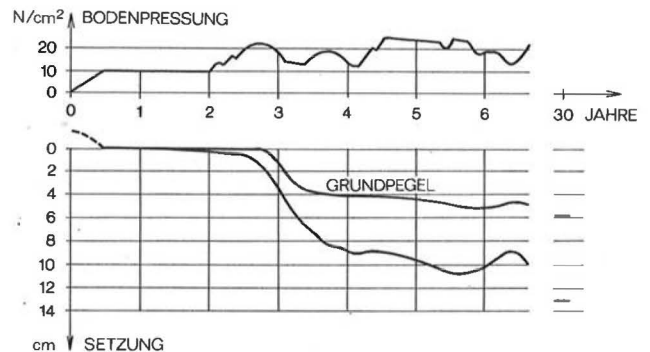


Abb. 11: Setzungen eines Zementsilos in Mannersdorf

Das zweite Beispiel betrifft die Ausbildung von Harnischflächen in Schiefer-ton, was als eine Umlagerung der plättchenförmigen Tonteilchen anzusehen ist. Im Donautal wird eine Kette von Stau-stufen errichtet. Einige von ihnen müssen auf Schiefer-ton gegründet werden, deren Rutschgefährlichkeit durch viele Versuche erwiesen wurde. Wegen der dichten Besiedlung des Donautales wurde daher die Standsicherheit des Bauwerkes auf die Restscherfestigkeit des Schiefer-tones gegründet. Dies wurde durch die Ausführung von Brunnen mit einem Durchmesser von 5 m unterhalb des Krafthauses und der Wehrpfeiler erreicht (Abbildungen 12 und 13).



Abb. 12: Donaukraftwerk Wallsee. Baugrube eines Wehrpfeilers



Abb. 13: Donaukraftwerk Wallsee nach Fertigstellung

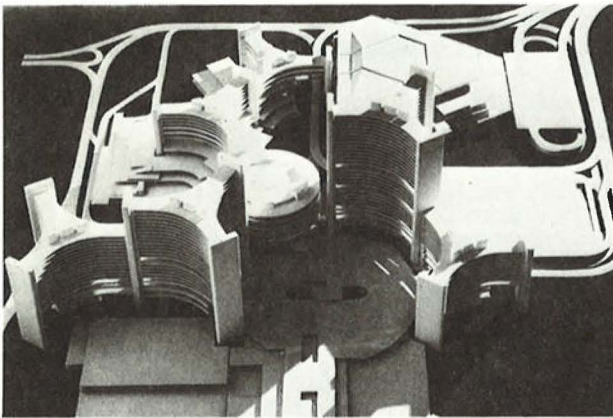


Abb. 14: Modell der UNO-City

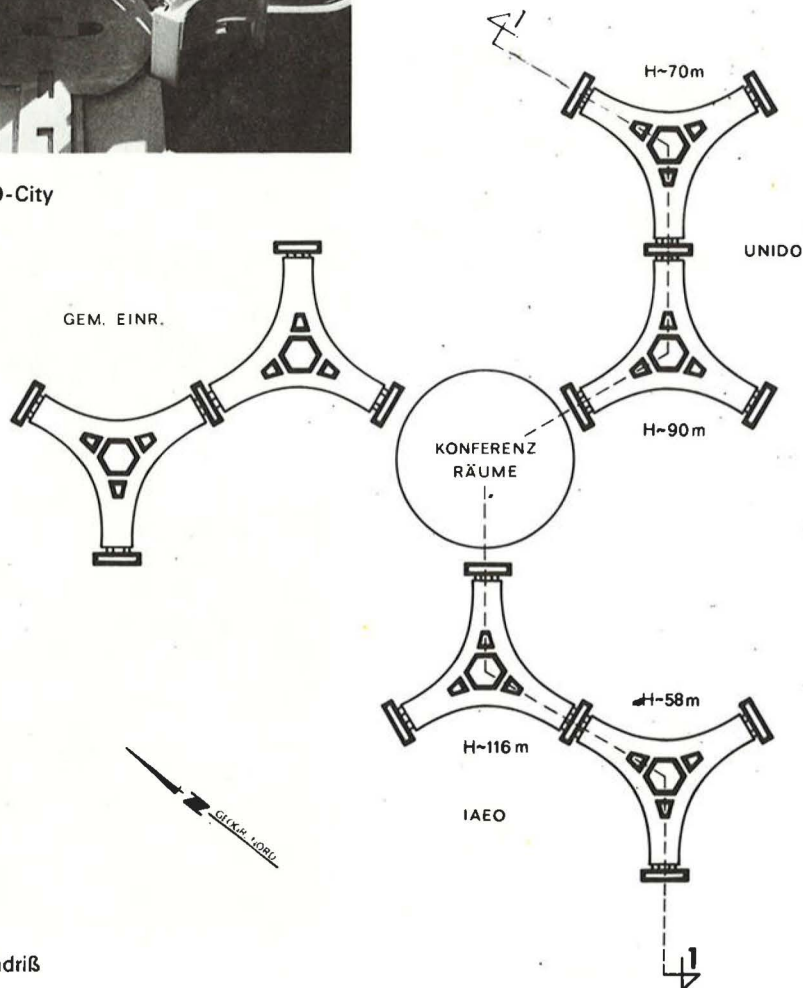


Abb. 15: UNO-City: Grundriß

Das dritte Beispiel behandelt ein Stabilitäts- und Setzungsproblem bei der Gründung der UNO-City in Wien, welche die UNIDO und die Internationale Atomenergie-Kommission beherbergen soll. Abbildung 14 zeigt ein Modell mit Y-förmigen Hochhäusern, welche um das kreisförmige Gebäude des Internationalen Konferenzentrums gruppiert sind. Die höchsten Gebäude erreichen 90 und 110 m (Abbildung 15). Abbildung 16 zeigt ein einzelnes Y-förmiges Element. Das Gewicht der Gebäude wird von hohlen Stahlbetontürmen getragen.

Drei Türme an den Enden enthalten die Stiegenhäuser und der Zentralkern die Aufzüge und Leitungen. Da die Türme der höheren Gebäude für sich nicht stand-sicher sind, mußten sie durch Stahlbetonträger miteinander verbunden werden. Auf Grund dieser statischen Verhältnisse sollten die Setzungsdifferenzen zwischen Zentralkern und Stiegenhaustürmen 2 cm nicht überschreiten.

Der Bedeutung des Bauvorhabens entsprechend wurden Bohrungen bis in eine Tiefe von 70 m unter Gelände abgeteuf. Der Querschnitt in Abbildung 17

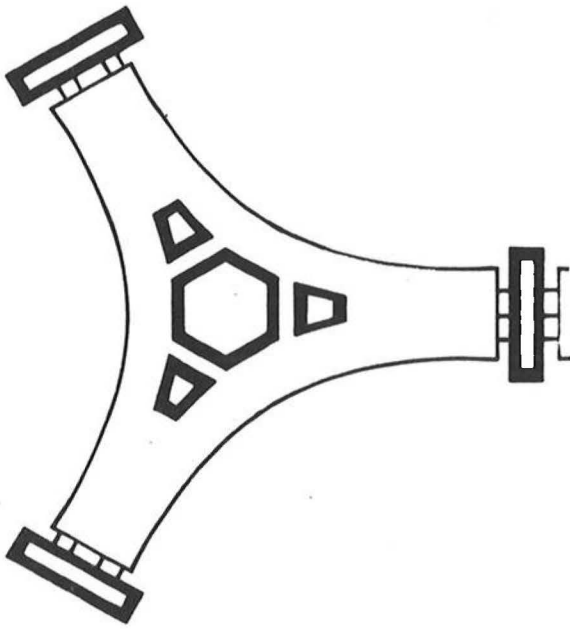


Abb. 16: UNO-City: Y-förmiges Element

zeigt Wechselfolgen von Sand- und Tonschichten. Es mußte die Verflüssigung der Sandschichten bei Bauausführung vermieden und die Gesamtsetzung in Grenzen gehalten werden. Dieser Forderung wurde durch eine Tiefgründung mittels Schlitzwänden in 22 m Tiefe bei den hohen Ge-



Abb. 19: UNO-City: Leitgräben für die Schlitzwände

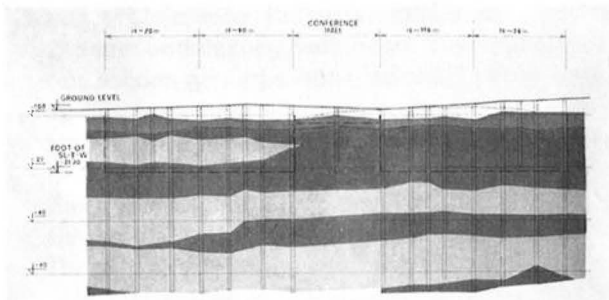


Abb. 17: UNO-City: Bodenprofile

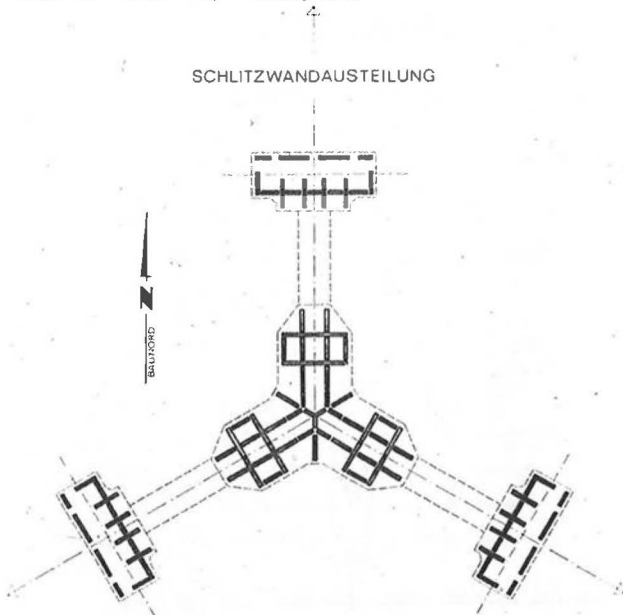


Abb. 18: UNO-City: Schlitzwandausteilung



Abb. 20: UNO-City: Rostplatte

bäuden Rechnung getragen. Nur das Internationale Konferenzzentrum ist flach fundiert. Die Anordnung der Schlitzwände unter den Zentralkernen zeigen die Abbildungen 18 und 19, Abbildung 20 zeigt die Rostplatte, auf welcher die Stahlbetontürme aufstehen. Abbildung 21 und 22 vermitteln einen Eindruck vom Baufortschritt.



Abb. 21: UNO-City: Stiegenhaustürme im Bau



Abb. 22: UNO-City

Die Setzungen blieben innerhalb der Erwartungen. Der Zentralkern des höchsten Gebäudes ergab unter etwa Dreiviertel der maximalen Last von rund 700 MN bei einer Gesamtsetzung von rund 3 cm eine ungünstigste Setzungsdifferenz von 17 mm. Obwohl die Möglichkeit einer Veränderung der gegenseitigen Höhenlage von Zentralkern und Stiegenhaustürmen vorgesehen wurde, wird man von dieser Möglichkeit wahrscheinlich an keiner Stelle Gebrauch machen müssen. Andererseits beweisen die relativ sehr großen Setzungen des flach fundierten Konferenzzentrums, daß die Tieffundierung der hohen Gebäude tatsächlich notwendig war.

Das vierte Beispiel schließlich betrifft Stabilität und Setzung eines Autobahndammes auf einer jungen, extrem lockeren Sandablagerung. Unmittelbar unterhalb des Brennerpasses versperrte ein kleiner See das Tal. Abbildung 23 zeigt den natürlichen Zustand



Abb. 23: Brennersee

vor dem Bau der Brennerautobahn. Obwohl die Wassertiefe des Sees nur 12 m beträgt, reichen die lockeren Seesedimente bis in eine Tiefe von etwa 100 m. Die Durchführung des Autobahndammes durch den See nahe dem steilen Westufer hätte die Gefahr der Verflüssigung der Seesedimente und damit eine Gefährdung des östlichen Ufers mit Straße und Bahn durch Bildung einer Flutwelle mit sich gebracht. Um Platz für die Autobahn am Ostufer zu gewinnen, wurde die Bundesstraße in eine Galerie verlegt. Trotzdem mußten auch bei dieser Lösung beim Schütten eines 8–14 m hohen Autobahndammes auf den Sedimenten der Südterrasse des Brennerpasses, welche dort weniger tief hinabreichen und auch etwas dichter sind, erhebliche Setzungen in Kauf genommen werden. Die Brücke über einen Wildbach wurde statisch bestimmt ausgebildet und so gegründet, daß sie sich mit dem Damm mitsetzte (Abbildung 24). Abbildung 25 zeigt



Abb. 24: Autobahnbrücke über einen Wildbach im Bereich des Brennersees

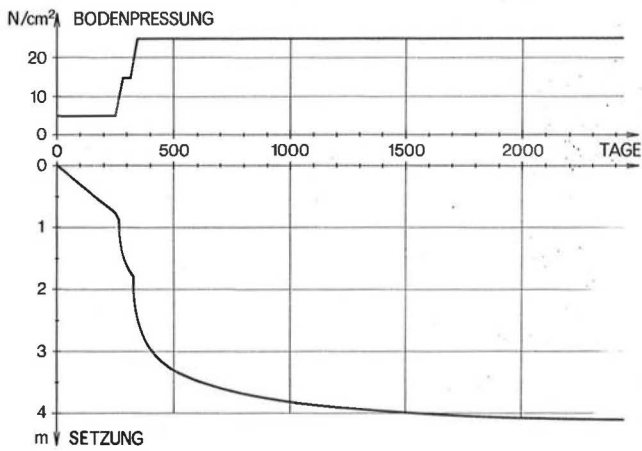


Abb. 25: Zeitsetzungskurve der Brücke über den Wildbach

die Zeitsetzungskurve der Brücke. Die Gesamtsetzung überschritt den Wert von 4 m. Die jährliche Setzung nahm im letzten Jahr auf wenige Zentimeter ab. Trotzdem wird vollständige Ruhe erst nach mehreren Jahrzehnten eintreten. Abbildung 26 zeigt dieses Autobahnstück in Betrieb.



Abb. 26: Brennerautobahn im Bereich Brennersee in Betrieb