

Boden und Wasser – Wechselwirkungen und ihre ingenieurmäßige Erfassung

Soil and Water – Interactions and their Description

Prof. Dr.-Ing. Werner Richwien, Hannover

Der Beitrag beschreibt einige der bautechnisch wichtigsten Wechselwirkungen zwischen den mineralischen Komponenten der Bodenstruktur und dem Wasser in dessen Poren.

Ausgehend von den verschiedenen Erscheinungsformen des Wassers im Boden werden zunächst die Auswirkungen des Wassers auf die Verdichtungs-, Verformungs- und Festigkeitseigenschaften der Böden aufgezeigt. Dazu zählen auch die Abnahme der Festigkeit bindiger Böden mit Aggregatstruktur bei Vernässung und die Rissbildung bei Austrocknung.

Die Wechselwirkungen zwischen der mineralischen Struktur und dem Porenwasser gesättigter Böden können durch konsequente Anwendung des Prinzips der wirksamen Spannungen erfasst werden. Wichtig ist dabei allerdings eine eindeutige Identifikation des Porenwasserüberdrucks in den verschiedenen Phasen von Belastungsänderungen.

Weiterhin werden Grundwasserströmungen und ihre Einwirkungen auf den Boden behandelt. Dazu zählen insbesondere der Hydraulische Grundbruch, der Erosionsgrundbruch und durch die Strömung ausgelösten Kornumlagerungen im Boden oder an den Austrittsflächen der Strömungen aus dem Boden heraus.

Abschließend werden Beispiele für die Wechselwirkung zwischen der mineralischen Bodenstruktur und dem Porenwasser bei nicht monotonen Einwirkungen vorgestellt. Diese Einwirkungen sind insbesondere bei Bauwerken im Wasser unter Wellenbeanspruchungen relevant und müssen im Rahmen der Bewertung der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit dieser Bauwerke berücksichtigt werden.

The article describes some of the interactions between the mineral components of the soil structure and the water contained in its pores that are most important for engineers.

Based on the various forms of water in the soil, the effects of the water on the compression, deformation and strength characteristics of soils are first identified. They include the reduction in the strength of cohesive soils with an aggregate structure when wet and cracking when soils dry out.

The interaction between the mineral structure and the pore water of saturated soils can be determined by consistently applying the principle of effective stresses. However, it is important to clearly identify the excess pore water pressure in the various phases of load changes.

In addition, groundwater flow and its effects on the soil are dealt with. These include, in particular, hydraulic heave, piping and the migration of particles in the soil caused by flowing water or occurring at the points at which the flowing water emerges from the soil.

Finally, examples of the interaction between the mineral soil structure and the pore water in the case of non-monotone actions are presented. Such actions are particularly relevant for structures in water subject to wave action and need to be taken into account when assessing the structural stability and serviceability of such structures.

1 Einleitung *Introduction*

Das Thema Boden und Wasser hat Ingenieure schon früh beschäftigt. Auslöser waren zunächst Fragestellungen aus dem Wasserbau. Ich erinnere daran, dass noch 1911 die Vorstellung vorherrschte, der Wasserdruck auf Bauwerkssohlen sei von der Durchlässigkeit des Bodens abhängig. Nur bei sehr durchlässigen Böden sei der volle hydrostatische Wasserdruck anzusetzen, bei gering durchlässigen Böden hingegen ein geringerer, weil der Druck bei der Fortpflanzung durch den Boden abgebaut wird. Dieser Vorstellung folgte auch der „Intze-Keil“, eine wasserseitige Bodenvorschüttung vor Gewichtsstaumauern zum Zweck der Reduzierung oder gar Vermeidung von Wasserdruck in der Mauer.

Engels hat dieser Frage eine umfangreiche Untersuchung gewidmet und damit belegt, dass der Wasserdruck auf Bauwerkssohlen bei ruhendem Wasser immer gleich dem hydrostatischen Wasserdruck ist (Engels, 1911). Bei strömendem Wasser ist der Sohlwasserdruck aus den Standrohrspiegelhöhen entlang der Sohle zu ermitteln. Die daraus abgeleitete Erkenntnis ist, dass für die Ausbreitung von Druck im Boden allein maßgebend ist, dass der Boden durchlässig ist. Die betragsmäßige Größe der Durchlässigkeit spielt für den Sohlwasserdruck keine Rolle

In der damals noch nicht als eigenständige Disziplin etablierten Bodenmechanik waren die Fragen nach dem Zusammenwirken von Wasser und Boden zunächst darauf gerichtet, ob und wie Wasser die Festigkeit von Böden verändert. Man ging diese Frage zunächst experimentell an, und in Verbindung mit dem Coulomb'schen Reibungsansatz gab es dann eben auch sehr viele Reibungsbeiwerte, je nachdem was jeweils gemessen wurde.

Wir verdanken Karl von Terzaghi die grundlegende Erkenntnis, dass die Festigkeit von nichtbindigen Böden nicht davon abhängt, ob Wasser im Spiel ist, sondern ob das Wasser im Zuge der Bodenbeanspruchung unter Druck gerät, weil es nicht aus dem Boden abfließen kann (Terzaghi, 1925). Mit dieser Erkenntnis und der später entwickelten Konsolidierungstheorie über die zeitliche Veränderung des Wasserdrucks im Boden (Terzaghi/Fröhlich, 1936) waren genaugenommen die Grundlagen für ein vollständiges Verständnis

der Wechselwirkungen zwischen Boden und Wasser vorhanden.

Es dauerte zumindest in Deutschland allerdings bis in die frühen 60er-Jahre des vorigen Jahrhunderts, bis sich die bodenmechanischen Erkenntnisse von Karl von Terzaghi, später dann von Rendulic, Arthur und Leo Casgrande, Hvorslev u. a. auch in der bodenmechanischen Praxis durchsetzten. Dafür gab es viele Gründe. Nicht zuletzt verstand man die Bodenmechanik lange Zeit lediglich als Hilfsdisziplin des Grundbaus, reduziert auf Baugrunderkundungen und die Bereitstellung experimentell ermittelter Kennwerte für die Ansätze des Grundbaus. Man nannte das „praktische Bodenmechanik“. Parallel entwickelte sich eine „theoretische Bodenmechanik“, die von der Praxis lange gar nicht und dann bestenfalls zur Erklärung von Phänomenen akzeptiert wurde, die nicht ins Bild der praktischen Bodenmechanik passten.

Diese Phase ist inzwischen überwunden, käuflich zu erwerbende Rechenprogramme erlauben die Untersuchung von komplexen Wechselwirkungen zwischen Boden und Bauwerken unter Einbeziehung komplexer Stoffgesetze für den Boden und damit auch der Wechselwirkungen zwischen Kornmatrix und Wasser in den Poren. Die verständige Anwendung dieser Programme setzt allerdings ein solides bodenmechanisches Verständnis voraus, sonst kommt was raus, was mit der Realität wenig bis nichts zu tun hat. Und die Verfügbarkeit von Rechenprogrammen für nahezu alle geotechnischen Fragestellung führt oft auch zu der allerdings irrigen Annahme, alles lasse sich berechnen.

Ich werde daher im Rahmen meines Beitrags versuchen, die Wechselwirkungen zwischen Wasser und Boden grundsätzlich in Erinnerung zu bringen und an einigen baupraktischen Problemen ihre Relevanz darzulegen. Meine Auswahl umfasst sowohl Beispiele, in denen die Wechselwirkungen rechnerisch erfasst werden können, wie auch solche, bei denen es darauf ankommt, den Auswirkungen der Wechselwirkungen auf den Bestand von Bauwerken und auf ihre Gebrauchstauglichkeit realistisch einzuschätzen und ihnen ggf. durch Abänderung des Entwurfs oder der Bauabfolge zu begegnen.

Ein eigenes Feld der Wechselwirkungen zwischen Boden und Wasser sind Bodenumlagerungen an Gewässersohlen durch strömendes Wasser, z. B. im Umfeld

von Strukturen im Boden. Diese Prozesse sind bisher nahezu ausschließlich aus der Sicht der Hydrodynamik angegangen worden. Der Boden und seiner Eigenschaften werden durch eine kennzeichnende Korngröße bekanntermaßen nicht vollständig erfasst. Allerdings hat es hierzu aus der Bodenmechanik bisher auch nur wenige Ansätze gegeben. Ich werde auch aus diesem Grund im Rahmen dieses Beitrags die Kolkproblematik nicht ansprechen.

2 Wasser im Boden *Water in the soil*

Wasser kommt im Boden als Bodenfeuchte (Gravitationswasser, Haftwasser), Kapillarwasser und Grundwasser vor (Bild 1).

Die Grundwasseroberfläche trennt die wassergesättigte Bodenzone von der nicht wassergesättigten Zone. In beiden Zonen bestimmen die Wechselbeziehungen zwischen der Kornmatrix und dem Wasser die Eigenschaften des Bodens und sein mechanisches Verhalten.

In der wassergesättigten Bodenzone sind die Porenräume vollständig mit Wasser gefüllt. Das Wasser ist frei beweglich.

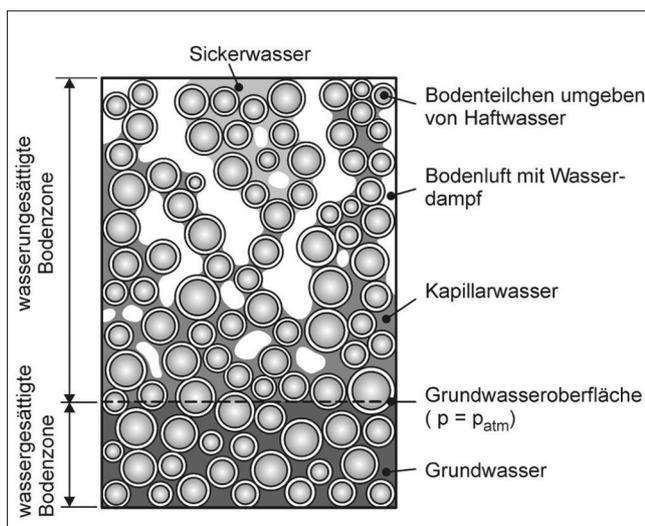


Bild 1: Arten von Wasser im Boden (aus: Grundbau-Taschenbuch, Teil 2, Odenwald et al. 2009)

Figure 1: *Types of water in the soil (taken from: Grundbau-Taschenbuch, Part 2, Odenwald et al, 2009)*

In der nicht gesättigten Bodenzone ist der Porenraum nur teilweise mit Wasser gefüllt. Das Wasser ist gegenüber der Kornmatrix benetzend und lagert sich vorzugsweise an den Porenengstellen an. Gegen die Porenluft bildet das Wasser freie Oberflächen, deren Spannung wie äußere Kräfte auf die Kornmatrix einwirken. Wasser kommt in der nicht gesättigten Bodenzone als Haftwasser, Sickerwasser und Kapillarwasser vor. Diese Erscheinungsformen des Wassers sind in ihrer Beweglichkeit in unterschiedlicher Weise eingeschränkt.

Der Anteil, zu dem der Porenraum in der nicht gesättigten Bodenzone mit Wasser und mit Luft gefüllt ist, verändert sich durch natürliche und antropogene Einwirkungen. Zu den natürlichen Einwirkungen zählt die Austrocknung durch Verdunstung und die Vernässung durch Infiltration. Sowohl mit der Austrocknung als auch mit der Infiltration sind Veränderungen der Bodeneigenschaften verbunden.

Bei der Austrocknung entsteht ein bodenspezifischer Unterdruck, der als Saugspannung bezeichnet wird. Die Austrocknung bleibt auf eine oberflächennahe Bodenzone beschränkt.

Die Infiltration von Wasser wird durch Niederschläge und/oder Überflutungen ausgelöst. Von der Oberfläche her dringt in einer Infiltrationsfront Wasser in den Boden ein. Dabei wird der Anfangswassergehalt auf den gesättigten Wassergehalt angereichert.

Das Wasser unter dem Grundwasserspiegel ist in der Regel nicht gesättigt. Luft verbleibt in den Poren entweder als „gefangenes“ Wasser oder aber in Form von mikroskopisch kleinen Gaseinschlüssen. So kann die Sättigung bis in rd. 10 m unter dem Grundwasserspiegel zwischen rd. $0.8 < S < 0.99$ liegen (EAU, 2012). Mit diesen Sättigungen ist das Porenwasser keine ideale (inkompressible) Flüssigkeit. Das Wasser im Boden hat noch eine durchaus relevante Kompressibilität. Druckänderungen im Porenwasser sind daher immer auch mit Volumenänderungen und (instationären) Porenwasserströmungen verbunden.

3 Bodenmechanische Eigenschaften nicht gesättigter Böden *Soil-mechanical properties of unsaturated soils*

3.1 Kapillarkohäsion und Verdichtung *Capillary cohesion and compaction*

Die Oberflächenspannung des Wassers bewirkt zwischen den Einzelkörner der Kornmarix eines nichtbindigen Bodens Druckkräfte, die der Verschieblichkeit der Körner einen Widerstand entgegen setzen (Bild 2).

So bekommt das Haufwerk eine auflastunabhängige Festigkeit, die als Kapillarkohäsion oder scheinbare Kohäsion bekannt ist. Die Bezeichnung „scheinbar“ charakterisiert diese Festigkeit als vorübergehend, sie ist nämlich von der Menge des Wassers abhängig und verschwindet ganz, wenn der Boden austrocknet oder das Porenraumvolumen vollständig gesättigt ist.

Die Wechselwirkung zwischen der Kornmatrix und dem Wasser in den Poren ist u. a. maßgebend für die Verdichtung des Bodens. Verdichtung bedeutet eine Verminderung des Porenvolumens und erfolgt baupraktisch durch statische Belastung, durch Walzen, Stampfen oder Rütteln oder durch eine Kombination dieser Einwirkungen.

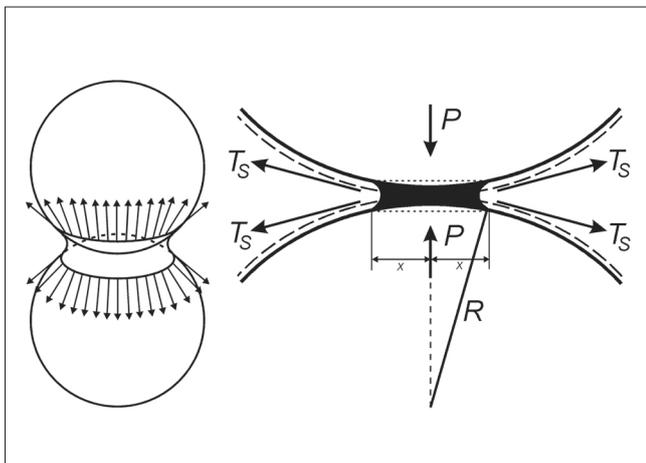


Bild 2: Oberflächenspannung zwischen Kugeln gleichen Durchmessers (nach Kezdi, 1969)
Figure 2: Surface tension between two spheres of the same diameter (according to Kezdi, 1969)

Wird ein Boden mit gleichbleibender Verdichtungsarbeit W verdichtet, ist das Maß der Verdichtung, die Trockendichte ρ_d , vom Wassergehalt abhängig (Bild 3).

Zunächst setzt die Kapillarkohäsion der Verdichtung einen Widerstand entgegen, und die Trockendichte ist gering. Mit dem Wassergehalt nimmt dann die Kapillarkohäsion ab, und die Trockendichte nimmt zu.

Wenn dann aber fast alle Poren mit Wasser gefüllt sind, nimmt die erzielbare Trockendichte rapide wieder ab, weil nun das Wasser die Verdichtung wegen seiner Kompressionssteifigkeit verhindert und unter den Randbedingungen des Proctorversuchs auch nicht schnell genug abfließen kann.

Bei gleicher Dichte hat ein Boden, der mit einem geringeren Wassergehalt, also auf dem „trockenen“ Ast der Verdichtungskurve, verdichtet wurde, ein ganz andere Struktur und ganz andere Eigenschaften, als wäre er mit einem höheren Wassergehalt, also auf dem „nassen“ Ast verdichtet worden. Auf dem nassen Ast sind Festmassen und Poren gleichmäßig verteilt, der Porendurchmesser ist klein und die Durchlässigkeit ist gering. Auf dem trockenen Ast sind die Porendurchmesser groß und ebenso die Durchlässigkeit. Das Gefüge wird durch die Oberflächenspannungen geprägt.

Bei bindigen Böden kann die Verformungssteifigkeit E_v eines auf dem trockenen Ast verdichteten Bodens geringer sein als die eines mit gleicher Trockendichte auf dem nassen Ast verdichteten Bodens (Bild 3).

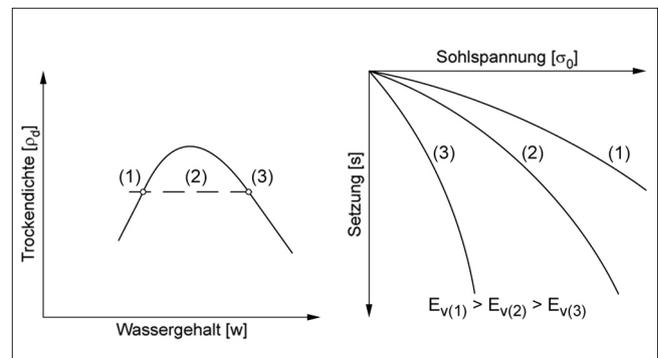


Bild 3: Verdichtungs- und Verformungsverhalten von bindigen Böden in Abhängigkeit von der Art der Verdichtung (Grundbau-Taschenbuch, Teil 2, 2009, Schmidt/Rumpelt, Erdbau)
Figure 3: Compaction and deformation behaviour of cohesive soils as a function of the type of compaction (Grundbau-Taschenbuch, Part 2, 2009, Schmidt/Rumpelt, Erdbau)

3.2 Sackung

Subsidence

Wird ein erdfeuchter nichtbindiger Boden im Schutz einer Grundwasserhaltung verdichtet, ist die Kapillarkohäsion ein Teil seiner aktuellen Festigkeit. Bauwerkslasten werden somit auch durch die Kapillarkohäsion abgetragen. Wenn dann nach Abschluss der Bauarbeiten das Grundwasser wieder ansteigt, fällt die Kapillarkohäsion weg. Die Folge sind Sackungen, die bei gleichbleibender Last relativ schnell eintreten, sobald der Boden geflutet ist.

Auch bei hochgradiger Verdichtung kann das Maß der Sackungen rd. 1 % bis 2 % der Schichtdicke betragen, ist also nicht unbedeutend. Sackungen treten auch in Dämmen und Hinterfüllungen auf, wenn diese nach dem Bau eingestaut werden.

Berechnen lassen sich Sackungen nicht. Sackungen können aber z. B. bei Dammschüttungen zumindest teilweise vorweggenommen werden, wenn der verdichtete Bereich unter Last vorübergehend geflutet wird.

3.3 Wassergehaltsabhängige Festigkeit bindiger Böden

Strength of cohesive soils as a function of the water content

Die Festigkeit bindiger Böden ist bekanntlich wesentlich von ihrem Wassergehalt w abhängig. Der Wassergehalt ist geradezu ein Leitparameter der Festigkeit, allerdings nicht als Absolutwert, sondern in Relation zu den Konsistenz- oder Zustandsgrenzen.

Die Fließgrenze w_L bezeichnet den Wassergehalt beim Übergang von der flüssigen zur plastischen Zustandsform und die Ausrollgrenze w_p den Wassergehalt am Übergang von der plastischen zur halbfesten Zustandsform. Die Schrumpfgrenze w_s schließlich bezeichnet den Wassergehalt am Übergang von der halbfesten zur festen Zustandsform. Die Festigkeit bindiger Böden wird mit Konsistenzzahl

$$I_c = (w_L - w) / (w_L - w_p) \quad \text{Gl.1}$$

klassiert. In dieser Beziehung ist w der natürliche Wassergehalt.

Böden werden entsprechend ihrer Konsistenzzahl I_c in Festigkeitsbereiche flüssig ($I_c < 0$), breiig ($0 < I_c < 0,5$), weich ($0,5 < I_c < 0,75$), steif ($0,75 < I_c < 1,0$), halbfest ($1,0 < I_c < w_s$) und fest ($I_c < w_s$) eingeteilt.

Wenn sich der Wassergehalt w bindiger Böden ändert, ändert sich auch die Konsistenzzahl I_c und damit die Festigkeit. Das ist z. B. bei der Bewertung der Sicherheit von Deichen wichtig. Schließlich liegen Deiche die meiste Zeit trocken. Wenn sie dann aber ihre bestimmungsgemäße Aufgabe erfüllen sollen, wird mit dem Einstau oder gar einer Überströmung Wasser in die Bodenstruktur infiltriert. Man redet dann davon, dass die Deichböden weich werden. Gleichzeitig wird der Deich durch Wellenschlag und ggf. auch Strömungen beansprucht. Die Festigkeit wird also gerade in dieser Phase benötigt.

Die Abhängigkeit der undrainierten Scherfestigkeit c_u bindiger Böden vom Wassergehalt w kann nach Skempton/Northy (1953) mit der Beziehung:

$$c_u(w) = c_u(w_L) \cdot \left(\frac{c_u(w_p)}{c_u(w_L)} \right)^{I_c} \quad \text{Gl.2}$$

beschrieben werden.

In Gl. 2 ist $c_u(w_L)$ die undrainierte Scherfestigkeit beim Wassergehalt der Fließgrenze w_L und $c_u(w_p)$ die undrainierte Festigkeit beim Wassergehalt der Ausrollgrenze w_p . Der Zusammenhang nach Gl. 2 ist für im Labor mit verschiedenen Wassergehalten w (und damit Konsistenzahlen I_c) aufbereitete bindige Böden durch zahlreiche Versuche belegt (Deharde, 1999).

Der durch Gl. 2 aufgezeigte Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Festigkeit gilt aber grundsätzlich auch für die Kleiabdeckungen von Deichen mit Sandkern. Sand, Schluff und Tonpartikel bilden bei diesen Böden Aggregate mit eigener Festigkeit, die das Grobgefüge der Abdeckungen ausmachen. (Bild 4).

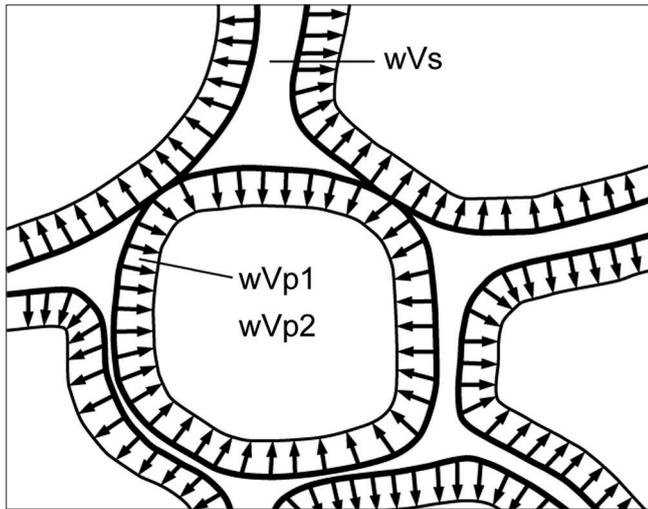


Bild 4: Porenstruktur aggregierter Böden (aus Weißmann, 2003)

Figure 4: Pore structure of aggregated soils (taken from Weißmann, 2003)

Bei der Infiltration fließt das Wasser zunächst nur durch die Poren zwischen den Aggregaten (Sekundärporen). Bei ausreichendem Wasserdargebot werden dann aber auch die Poren in den Randbereichen der Aggregate (Primärporen) aufgesättigt, sodass auch hier der gleiche Wassergehalt angenommen werden muss wie in den Sekundärporen. Die Festigkeit aggregierter Böden kann damit ebenfalls durch Gl. 2 in Abhängigkeit vom Wassergehalt und den Konsistenzgrenzen beschrieben werden. Die Eignung von Klei für Deichabdeckungen ist also u. a. auch daran zu messen, dass ihre undrainierte Festigkeit bei der Vernässung nicht zu klein wird (Weißmann, 2003).

3.4 Schrumpfung und Rissbildung in mineralischen Abdeckungen

Shrinkage and cracking in mineral coverings

Bei Deichen ist allerdings nicht nur die Vernässung gefürchtet, sondern auch die Austrocknung, weil damit die Gefahr verbunden ist, dass die Deichabdeckung durch Schrumpfen reißt und der Deichkern bei einem nachfolgenden Einstau oder einer nachfolgenden Überflutung über die Risse direkt eingestaut wird.

In der Bodenphysik wird die Abnahme des Volumens eines Bodens mit dem Wassergehalt als Schrumpfung bezeichnet. Ursache ist einerseits die Abgabe von Wasser aus dem Porenraum, andererseits die Abgabe von Wasser aus der Mineralstruktur.

Während der Schrumpfung rücken die Bodenteilchen zunächst nur zusammen, die Poren sind noch mit Wasser gefüllt. Schließlich kann sich die Kornmatrix trotz weiter abnehmenden Wassergehalts nicht mehr weiter zusammen ziehen, eine weitere Volumenabnahme ist nicht mehr möglich. Der Wassergehalt, bei dem das passiert ist die Schrumpfgrenze w_s nach Atterberg.

Wenn beim Austrocknen die bodenspezifische Saugspannung u_w abzüglich des atmosphärischen Drucks u_a die Materialfestigkeit der Kornmatrix überschreitet, können sich Schrumpfrisse bilden. Der Vorgang ist komplex, weil der Rissbildung der Überlagerungsdruck aus der Vertikalkomponente der Saugspannung

$$\left[\frac{\nu}{1-\nu} (u_a - u_w) \right]$$

und aus dem Bodeneigengewicht $\left[\frac{\nu}{1-\nu} \cdot \gamma \cdot z \right]$

sowie der Reibungsverbund mit unterlagernden Schichten entgegen wirkt (Bild 5).

Pohl (2010) hat ein Prognosemodell für die Rissbildung von Deichabdeckungen auf der Grundlage der linear elastischen Bruchmechanik vorgelegt. Mit diesem Ansatz kann die Rissbildung verschiedenen Böden prognostiziert werden. Allerdings werden zur Berechnung der Risstiefe neben der Zugfestigkeit σ_t der Böden, dem räumlichen Elastizitätsmodul H und dem räumlichen Kompressionsbeiwert C_a Bodenkennwerte benötigt, die erstens experimentell nur sehr aufwändig bestimmt werden können und die zweitens bei z. B. einer mineralische Abdeckung aus bindigen Böden, die auf einer Deichböschung mit den üblichen Verfahren des Erdbaus lagenweise eingebaut und verdichtet wurde, kaum als einheitlich angenommen werden dürfen. Man kann also die Rissbildung berechnen, hat aber für die Praxis zunächst nichts davon.

Der Wert des von Pohl entwickelten Prognosemodells für die Rissbildung in Deichabdeckungen bei witterungsbedingter Austrocknung liegt aber vor allem in der Erkenntnis, welche Bodenkennwerte für die Rissgefährdung von Abdeckungen maßgebend sind. Der Boden darf eben unter natürlichen Bedingungen gar nicht so weit austrocknen dass die Rissbildung kritisch werden könnte. Das kann erreicht werden, wenn die Deichabdeckung aus Böden hergestellt werden, bei denen die Schrumpfrisse flächig verteilt sind und nicht über die

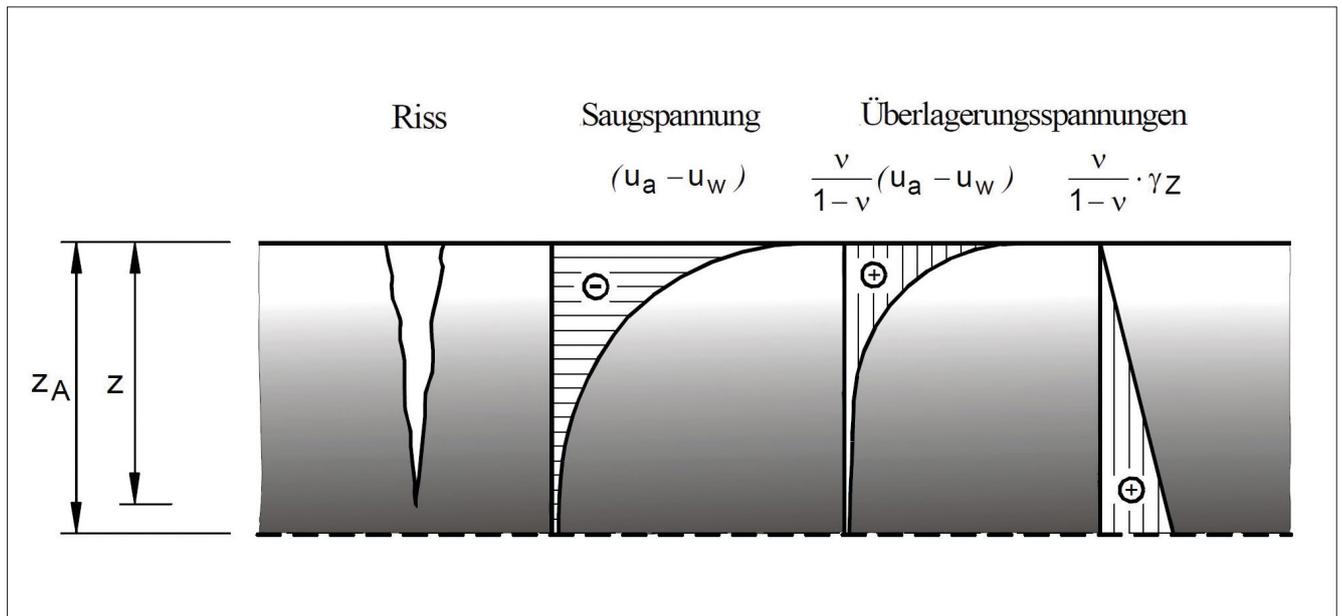


Bild 5: Horizontalkomponenten der Spannungen in einer bindigen Deichabdeckung bei Austrocknung (Pohl, 2010)
 Figure 5: Horizontal components of the stresses in a cohesive dyke covering after drying out (Pohl, 2010)

gesamte Dicke der Abdeckung reichen. Erfahrungsgemäß ist das der Fall, wenn die Konsistenzzahl beim Austrocknen unter atmosphärischen Einwirkungen nicht über $I_c = rd. 0,75$ steigt, weil nämlich bindige Böden mit $I_c < rd. 0,75$ ein überwiegend duktilen Materialverhalten haben. Auch hier kommt es also wieder darauf an, die Böden für die Abdeckung der Deiche hinsichtlich ihrer Rissgefährdung auszuwählen.

4 Bodenmechanische Eigenschaften von gesättigten Böden

Soil-mechanical properties of saturated soils

4.1 Wichte

Weight density

Dem auf Archimedes zurückgehenden Prinzip zufolge erfährt jeder Körper unter Wasser Auftrieb. Der Auftrieb entspricht betragsmäßig dem Gewicht des verdrängten Wasservolumens. Damit wird die Wichte von nichtbindigen Böden unter Wasser um 7 kN/m^3 bis 8 kN/m^3 abgemindert, weil diese Böden einen Porenanteil von 20 % bis 30 % haben und eben nur der Feststoff Wasser verdrängt. Bei bindigen Böden hängt die Abminderung der Wichte von der Sättigung ab. Im

gesättigten Zustand sind es genau 10 kN/m^3 , sonst entsprechend weniger.

4.2 Wasserdruck und Porenwasserdruck

Water pressure and pore water pressure

Boden besteht aus der mineralischen Kornmatrix und dem Porenraum (Bild 1). Die Einzelkörner nichtbindiger Böden stehen in einem direkten mineralischen Kontakt zueinander. Bei bindigen Böden berühren sich die Mineralpakete mit ihren Hydrathüllen.

Im Ruhezustand werden Eigenlasten und die von außen einwirkenden Lasten über die Kontakte der Einzelkörner oder Kontakte der Hydrathüllen abgetragen. Unterhalb des Grundwassers wirkt in den Poren der hydrostatische Wasserdruck.

Änderungen der von außen einwirkenden Lasten erzwingen Verschiebungen und eine Umorientierung der Kontakte in der Kornmatrix bzw. der Hydrathüllen und damit dann notwendigerweise auch Änderungen des Porenvolumens. Das ist bereits bei einfacher Be- und Entlastung der Fall, vor allem aber auch bei Scherbeanspruchungen (Bild 6).

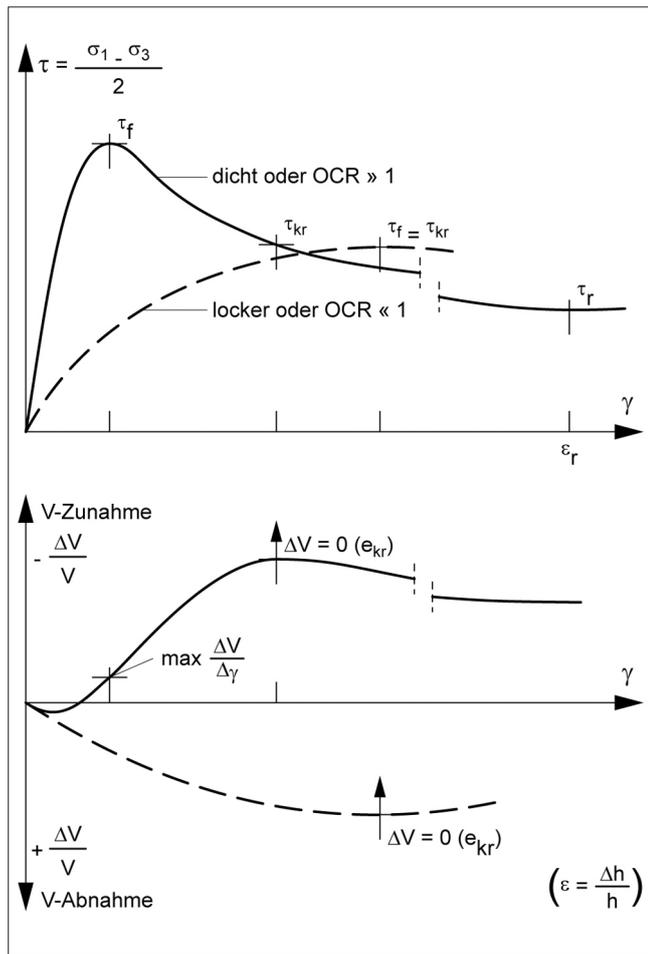


Bild 6: Spannungs-Verformungslinien und Volumenänderung von dichten und lockeren Böden (nach von Soos, Engels, Grundbau-Taschenbuch, Teil 1, 2009)

Figure 6: Stress-deformation graphs and volume change in dense and loose soils (according to von Soos, Engels, Grundbau-Taschenbuch, Part 1, 2009)

Ist der Boden anfänglich locker gelagert, wird er durch die Zusatzbelastung verdichtet, der Porenraum wird kleiner. Wir sprechen in diesem Fall von „Kontraktanz“. Wenn der Boden anfänglich dicht gelagert ist, kann die Zusatzbelastung zu einer Zunahme des Porenraums führen. Dieses Bodenverhalten heißt „dilatant“. Der Vollständigkeit halber sei aber auch erwähnt, dass das Formänderungsverhalten nicht nur von der Lagerungsdichte abhängt, sondern auch vom Spannungsniveau, von dem aus die Belastungsänderung erfolgt und von den Randbedingungen der Beanspruchung.

Oberhalb des Grundwasserspiegels, also im Bereich der Bodenfeuchte und des kapillar gebundenen Wassers, erfolgen Änderungen des Porenraums ohne Einfluss auf den Druck in den Poren.

Unter dem Grundwasserspiegel ist der Porenraum mit Wasser gefüllt. Es kommt nun auf die Durchlässigkeit der Kornmatrix an. Ist diese groß genug, dass das Wasser drucklos abfließen kann, übernimmt die Kornmatrix die Laständerung. Dieses Szenario wird als „konsolidiert“ oder auch (in Anlehnung an die Randbedingungen beim Scherversuch im Labor) „drainiert“ bezeichnet. Es ist bei grobkörnigen nichtbindigen Böden regelmäßig zu erwarten.

Kann das Porenwasser aber nicht drucklos abfließen, wird die Laständerung zunächst ausschließlich vom Porenwasser aufgenommen, weil dessen Volumensteifigkeit (auch wenn das Wasser nicht gesättigt ist) sehr viel größer ist als die Verschieblichkeit der Kornmatrix. In diesem Falle übernimmt das Porenwasser zunächst (in 1. Näherung) die gesamte Laständerung als Porenwasserüberdruck. Diese Art der Lastabtragung heißt nicht konsolidiert oder undrainiert. Sie ist kennzeichnend für bindige Böden und bei feinkörnigen nichtbindigen Böden zunächst nicht auszuschließen.

Zeitgleich mit der Belastung fließt aber das Porenwasser aus dem Porenraum auch wieder ab, weil der Porenwasserüberdruck z. B. unter einem Fundament nicht an allen Stellen gleich groß ist und damit eine Porenwasserströmung ausgelöst wird. Schließlich entsteht wieder ein konsolidierter Zustand ($\Delta u = 0$). Der zeitliche Ablauf der Konsolidierung wird durch die Konsolidierungstheorie mathematisch beschrieben (Terzaghi/Fröhlich, 1936). So kann abgeschätzt werden, wann der Porenwasserüberdruck abgebaut ist und der Boden seine infolge der Konsolidierung verbesserte Festigkeit erreicht hat. Unkonsolidierte und teilkonsolidierte Zustände sind also immer vorübergehend.

Im unkonsolidierten und teilkonsolidierten Zustand werden die gesamten auf ein Bodenelement wirkenden Spannungen σ durch die „wirksame Spannung“ σ' in der Kornmatrix und den Porenwasserüberdruck Δu abgetragen:

$$\sigma = \sigma' \pm \Delta u \quad \text{Gl.3}$$

Im konsolidierten Zustand hat der Porenwasserdruck u die Größe des hydrostatischen Wasserdrucks ($\Delta u = 0$). Die wirksame Spannung σ' ist gleich der totalen Spannung σ .

4.3 Porenwasserdruck und Festigkeit von Böden

Pore water pressure and strength of soils

Die Festigkeit von Böden wird durch die effektiven (oder wirksamen) Scherparameter

φ' = wirksamer Winkel der inneren Reibung und
 c' = wirksame Kohäsion

beschrieben.

(Anmerkung: daneben gibt es z. B. die Scherparameter φ'_r und c'_r der Gleitfestigkeit, die „wahren“ Scherparameter φ'_w und c'_w nach Hvorslev, die Scherparameter φ'_u und c'_u des undrainierten Bodens und weitere mehr).

Eingesetzt in die Mohr-Coulomb'sche Grenzbedingung folgt dann für die Festigkeit τ :

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad \text{Gl.4}$$

Daraus wird mit der Definition der wirksamen Spannung nach Gl. 3:

$$\tau = c' + (\sigma \mp u) \cdot \tan \varphi' \quad \text{Gl. 5}$$

und

$$\Delta \tau = c' + (\Delta \sigma \mp \Delta u) \cdot \tan \varphi' \quad \text{Gl.6}$$

Eine Belastungsänderung um $\Delta \sigma$ bewirkt also im unkonsolidierten Zustand ($\Delta u = \Delta \sigma$) keine Zunahme der Festigkeit. Die steht erst mit der Konsolidierung ($\Delta u \neq \Delta \sigma$) zur Verfügung. Die Festigkeit von Böden ist also vom Porenwasserüberdruck abhängig. Es kommt somit darauf an, wie sich dieser im Zuge einer Beanspruchung des Bodens durch bauliche Einwirkungen unter den konkreten Randbedingungen entwickelt.

4.4 Erddruck und Erdwiderstand

Earth pressure and earth resistance

Der Erddruck ist nach DIN 4085 der Druck des angrenzenden Bodens auf eine Bauwerkswand. Er ist von den Verformungen der Wand abhängig und ist umso größer, je geringer die Festigkeit des angrenzenden Bodens ist.

Der Erdwiderstand oder passive Erddruck ist der größtmögliche Erddruck, der sich infolge Bodeneigenlast, Auflast und sonstigen Einwirkungen auf eine Wand einstellt, wenn im Boden Pressungen bis zur vollständigen Aktivierung der Scherfestigkeit eintreten. Der Erdwiderstand ist umso größer, je größer die Festigkeit des Bodens ist.

Für die Ermittlung von Erddruck und Erdwiderstand ist die Scherfestigkeit entsprechend dem Zustand des Bodens einzusetzen (DIN 4085). Gemeint ist hier also entweder der undrainierte oder der drainierte Zustand.

Wie das konkret aussieht ist für den Erddruck in Bild 7 gezeigt:

Die Auflast Δp bewirkt im Sand über und unter dem wassergesättigten weichen bindigen Boden eine Zunahme der wirksamen Spannung um $\Delta \sigma' = \Delta p$, weil in diesen Schichten kein Porenwasserüberdruck entsteht. Die horizontale Erddruckordinate nimmt somit aus Δp um $\Delta e = \Delta \sigma' \cdot K_{\text{aph}} = \Delta p \cdot K_{\text{aph}}$ zu, mit $K_{\text{aph}} =$ Erddruckbeiwert. Weil $K_{\text{aph}} < 1,0$ ist, ist auch $\Delta e < \Delta p$.

In der weichen bindigen Schicht wird die Last Δp zunächst nur vom Porenwasserdruck Δu aufgenommen, der Wasserdruck nimmt hier um $\Delta u = \Delta p$ zu. Ein Stützbauwerk ist in dieser Belastungssituation also für den um Δp erhöhten hydrostatischen Wasserdruck zu bemessen.

Mit der Konsolidierung wird der Porenwasserüberdruck abgebaut. Stattdessen nimmt die wirksame Spannung zu, und damit wirkt auch im weichen bindigen Boden wieder der hydrostatische Wasserdruck. Gleichzeitig erhöht sich der Erddruck in dieser Schicht um den Betrag $\Delta e = \Delta p \cdot K_{\text{aph}} < \Delta u$. Je nach Problemstellung kann es im Rahmen geostatischer Nachweise nötig sein, Zwischenzustände mit teilweiser Konsolidierung zu untersuchen.

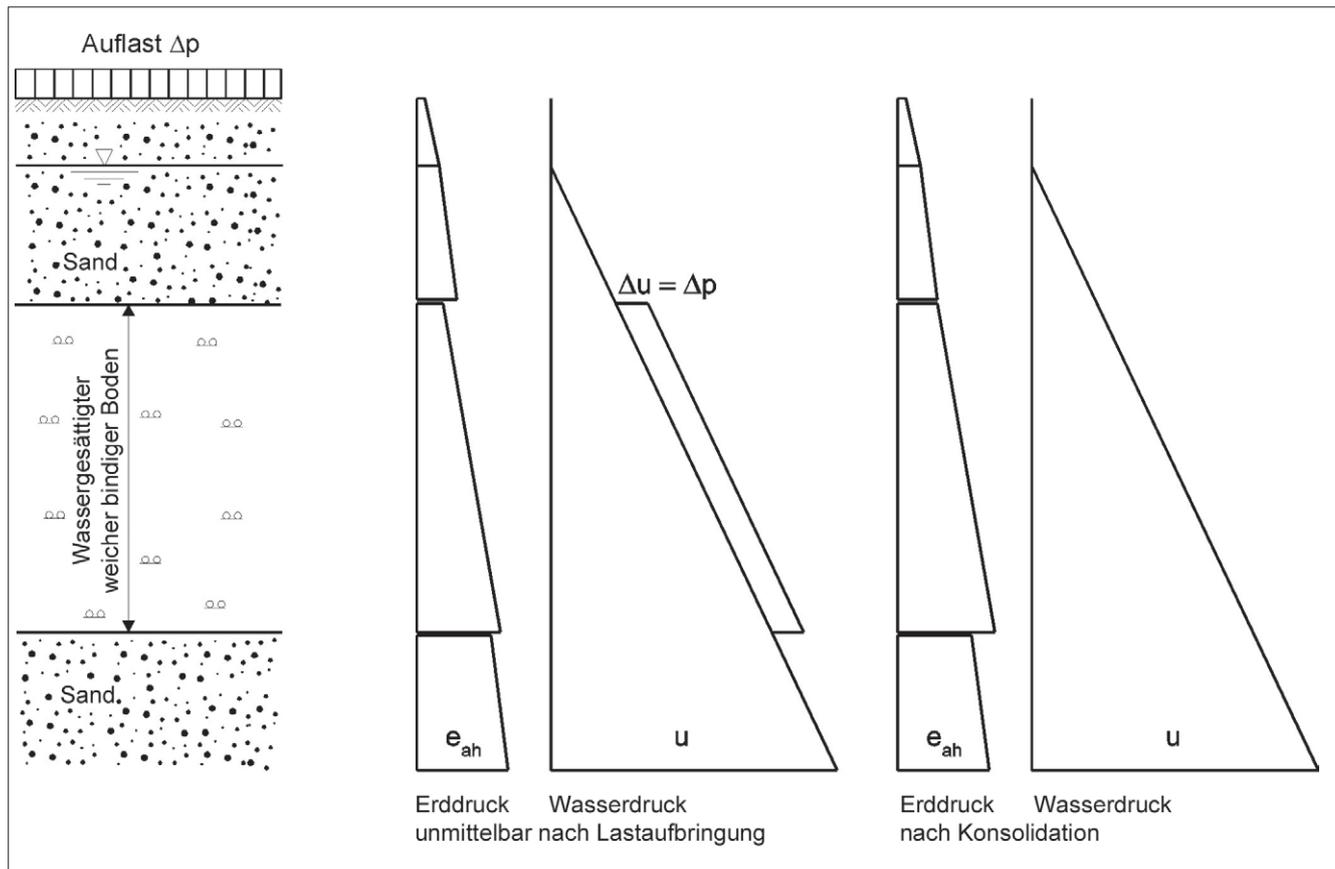


Bild 7: Erddruck und Wasserdruck unmittelbar nach Belastung mit der Last Δp und nach Konsolidation (aus EAU 2012, E 130).

Figure 7: Earth pressure and water pressure directly after loading with load Δp and after consolidation (taken from EAU 2012, E 130).

Die Kunst der Bemessung besteht nun darin, Konstruktionen und Bauablauf so zu planen, dass die Abmessungen von Bauteilen und Bauwerken von den Einwirkungen des konsolidierten Zustands bestimmt werden, nicht konsolidierte und teilweise konsolidierte Zustände also nicht bemessungsrelevant werden.

4.5 Grundwasserströmungen

Groundwater flow

In der Grundwasseroberfläche wirkt stets der atmosphärische Druck. Ist das Potenzial, das ist die Summe aus Grundwasserdruckhöhe h_d und geodätischer Höhe h , an jeder Stelle im Grundwasser identisch, ist das Grundwasser in Ruhe. In der Regel ist das Grundwasserpotenzial aber veränderlich, und dann fließt das Grundwasser. Dabei wirkt auf die Kornmatrix des Bodens eine Strömungskraft, die dem Potenzialunterschied zwischen zwei Punkten im Strömungsfeld proportional ist.

Der Potenzialunterschied ist in natürlichen Grundwasserleitern oft so klein, dass die Strömungskräfte als Einwirkungen vernachlässigt werden dürfen. Das gilt allerdings nicht für Strömungen, die z. B. nach lang anhaltenden Niederschlägen großräumige Böschungsrutschungen auslösen können. Bei Aushubarbeiten im Schutz offenen Wasserhaltungen werden die Aushubböschungen durch die Strömungskräfte beansprucht und können im Ganzen oder lokal instabil werden. Bei der Umströmung von Ufereinfassungen und Staubauwerken beeinflussen die Strömungskräfte Erddruck und Erdwiderstand. In all diesen Fällen müssen die Strömungskräfte in den Nachweisen der Standsicherheit berücksichtigt werden.

Bei Bauwerken im Wasser können durch die Strömungskräfte Versagensformen wie hydraulischen Grundbruch und Erosionsgrundbruch ausgelöst werden.

Besonders kritisch sind Strömungen, die aus Bodenkörpern heraus gerichtet sind, wie z. B. Sickerströmungen in Staudämmen (Bild 8).

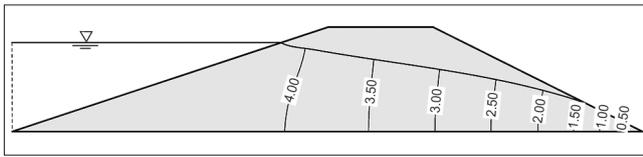


Bild 8: Sickerlinie und Potentiale in einem durchströmten Damm (BAW, Merkblatt MSD, 2011)

Figure 8: Phreatic line and hydraulic heads in an embankment with water seepage (BAW, Code of Practice MSD, 2011)

In diesem Fall wird die Böschung im Austritt der Sickerströmung durch die Strömungskräfte zusätzlich belastet. Die Böschung kann unter der Einwirkung der Strömungskräfte nur standsicher sein, wenn der Böschungswinkel $\beta < 0,5 \cdot \varphi'$ ist.

Zudem besteht die Gefahr, dass die aus der Böschung austretende Strömung hydrodynamische Kornumlagerungen (Erosion) bewirkt. Beiden Einflüssen der Strömungskräfte kann entgegen gewirkt werden, wenn der luftseitige Dammfuß als Stützkörper ausgebildet wird. Der Stützkörper wirkt gegenüber dem Dammkörper als Filter, der die Sickerlinie nach unten zieht und zugleich hydrodynamische Kornumlagerungen verhindert (Bild 9).

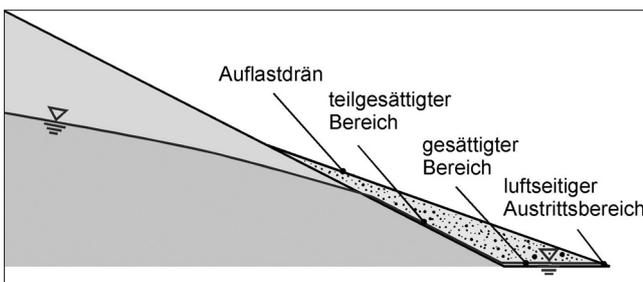


Bild 9: Auflastfilter am Dammfuß (BAW, Merkblatt MAK, 2013)

Figure 9: Surcharge filter at the toe of an embankment (BAW, Code of Practice MAK, 2013)

4.6 Umströmung von Spundwandbauwerken Flow of water around sheet pile structures

Strömungskräfte aus einer Umströmung beeinflussen sowohl den Erddruck als auch den Erdwiderstand und müssen deshalb in der Regel durch eine Analyse der Grundwasserströmung untersucht werden. Als Folge der Umströmung fällt der Grundwasserspiegel zur Spundwand hin ab (Bild 10). In größerer Entfernung ist

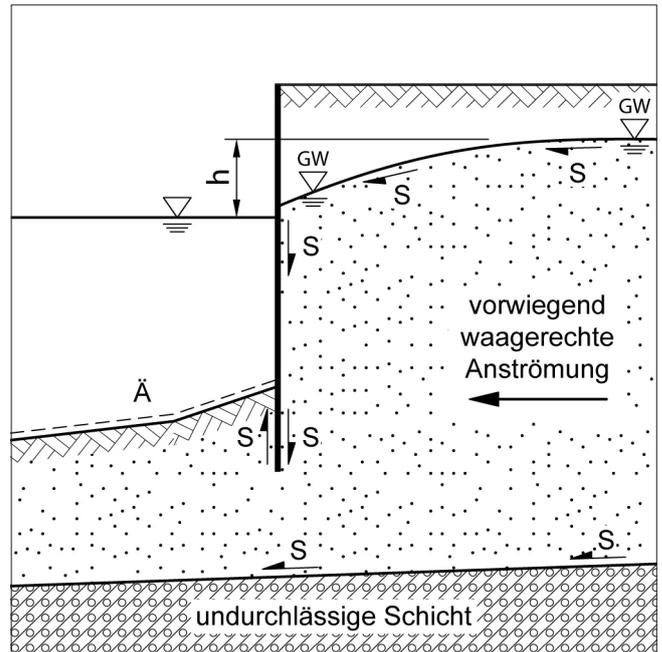


Bild 10: Umströmtes Spundwandbauwerk (nach EAU 2012, E 113-1)

Figure 10: Sheet pile structure around which water is flowing (according to EAU 2012, E 113-1)

die Strömung vorwiegend waagrecht, unmittelbar an der Spundwand ist sie auf der Erddruckseite nach unten und auf der Erdwiderstandsseite nach oben gerichtet.

Die hinter der Wand nach unten gerichtete Strömung bewirkt eine Vergrößerung der Wichte des Bodens, weil sich die Strömungskraft der Massenkraft des Bodens überlagert. Damit wird auch der Erddruck größer.

Auf der Erdwiderstandsseite ist die Strömung nach oben gerichtet, sie wirkt der Massenkraft des Bodens entgegen und deshalb wird hier der Erdwiderstand gegenüber dem Fall ohne Strömung abgemindert.

Die EAU 2012 liefert mit Empfehlung E 114 Ansätze für die Ermittlung des Einflusses der Strömungskräfte auf Erddruck und Erdwiderstand, die sich im Hafenubau und beim Bau von Wasserstraßen bewährt haben. Bei Baugruben sind jedoch gesonderte Untersuchungen erforderlich, wenn die sich die Umströmung gegenüberliegender Baugrubenwände oder im Bereich von Baugrubenecken überlagern.

Der Wasserdruck auf die Wand nach Bild 10 muss übrigens unter Berücksichtigung des Strömungsdrucks auf den aktiven Erddruckgleitkeil angesetzt werden. Der

Strömungsdruck wird hinreichend genau erfasst, wenn auf der Erddruckseite der Wasserstand im Schnittpunkt der Erddruckgleitfuge mit dem abfallenden Grundwasserspiegel angesetzt wird.

5 Hydraulischer Grundbruch und Erosionsgrundbruch

Hydraulic heave and piping

5.1 Hydraulischer Grundbruch

Hydraulic heave

Beim hydraulischen Grundbruch wird der Boden vor einem Bauwerksfuß durch die von unten nach oben wirkende Strömungskraft belastet. Das reduziert, wie vorstehend bereits erläutert, den Erdwiderstand, kann aber auch zu einer vollständigen Verflüssigung (Verlust der Festigkeit) führen, wenn die Strömungskraft gleich der Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers wird. Diese Versagensform ist z. B. bei Baugruben im Wasser regelmäßig zu befürchten und hat dann in den meisten Fällen auch weitreichende und dramatische Folgen.

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch wird nach Terzaghi/Peck an einem Bodenkörper geführt

dessen Höhe gleich der Einbindung d der Spundwand und dessen Breite gleich der halben Höhe ist (Bild 11). Im Grenzzustand ist die Strömungskraft des durchströmten Bodens gleich der Gewichtskraft des durchströmten Bodenkörpers. Die Strömungskraft $F'_{s,k}$ wird aus den Potenzialen (oder Standrohrspiegelhöhen) h_l am Spundwandfuß und h_r an der gegenüber liegenden Begrenzung des Grundbruchkörpers errechnet:

$$F'_{s,k} = \gamma_w \cdot \frac{(h_l + h_r)}{2} \cdot \frac{d}{2} \quad \text{Gl. 6}$$

Beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch muss das Gewicht des Grundbruchkörpers, dividiert durch den Teilsicherheitsbeiwert, größer sein als die Strömungskraft nach Gl. 6, multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert. Ist diese Bedingung nicht erfüllt, wird die Einbindetiefe der Wand vergrößert.

An dieser Stelle ist ein Hinweis auf Schlossschäden bei Spundwandbauwerken erforderlich. Von diesen geht vor allem bei Baugruben im Wasser immer auch die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs aus, weil im Nahfeld des Schlossschadens ganz andere Potenziale wirksam sind als am Spundwandfuß und weil auch der Bodenbereich, über den die Strömungskräfte aufgenommen werden müssen, kleiner ist.

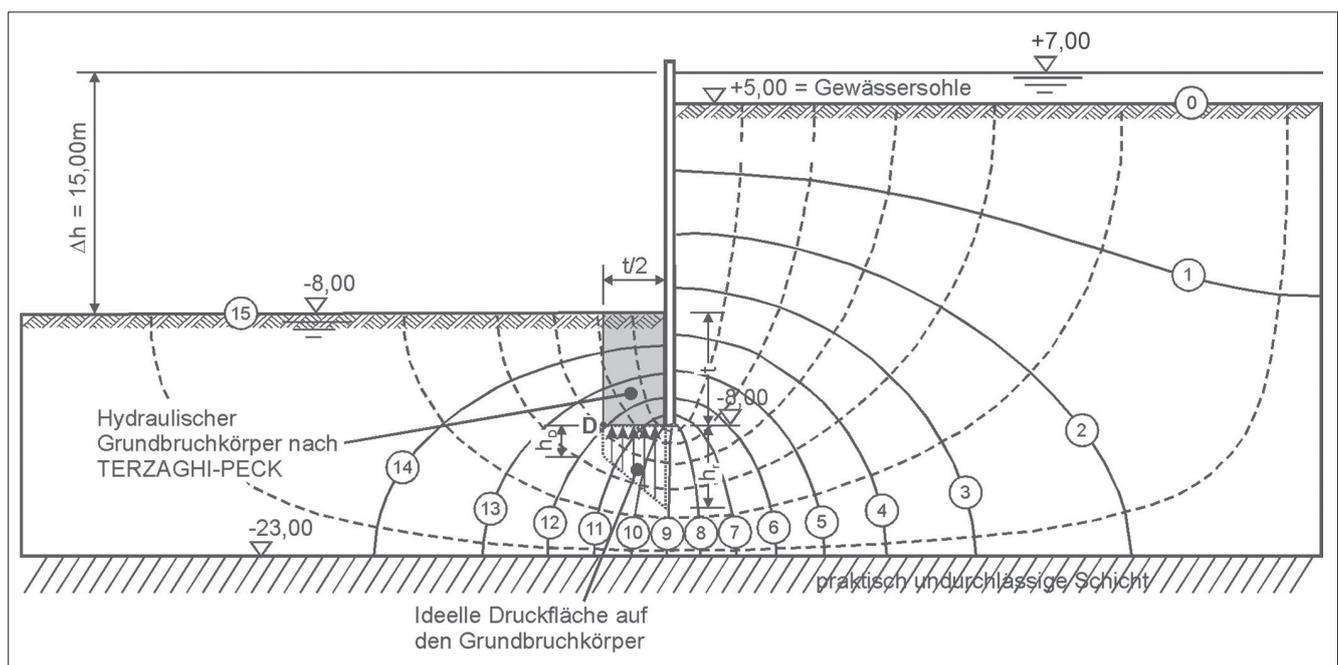


Bild 11: Nachweis des hydraulischen Grundbruchs bei einer Baugrube im Wasser (EAU 2012, E 115)
 Figure 11: Analysis of hydraulic heave for an excavated trench in water (EAU 2012, E 115)

In bestimmten Fällen kann es nötig sein, das Versagen durch hydraulischen Grundbruch nicht nur für den Fall der stationären Strömung zu untersuchen, sondern auch für den Fall schneller Potenzialänderungen und instationärer Porenwasserströmungen (EAU 2012).

5.2 Erosionsgrundbruch (piping)

Piping

Beim Erosionsgrundbruch wird der Boden durch aus einer Aushubsohle austretendes Wasser erodiert. Wenn die Strömungskraft groß genug ist und genügend Wasser nachfließt, bildet sich ein Erosionskanal entgegen der Fließrichtung, der schließlich zum Oberwasser durchbricht (Bild 12). Die Erosion beginnt in der Regel an lokalen Schwachstellen im Boden wie nicht ordnungsgemäß verfüllten Bohrlöcher, die beim Aushub angeschnitten werden.

Ein rechnerischer Nachweis gegen den Erosionsgrundbruch ist nicht möglich. Der Erosionsgrundbruch kündigt sich durch Quellbildung mit Bodentransport in der Baugrubensohle an und kann in dieser frühen Phase noch durch einen Auflastfilter gestoppt werden. Gelingt das nicht, hilft nur noch das Fluten der Baugrube.

Entscheidend ist also eine aufmerksame und fachkundige Überwachung der Aushubarbeiten. Gibt es Hinweise auf die Gefahr eines Erosionsgrundbruchs, ist der betreffende Bereich unverzüglich zu sichern, z. B. durch einen Auflastfilter und es sind die Ursachen zu analysieren. Ggf. muss der Sickerweg der Strömung durch Baugrundverbesserungen verlängert werden.

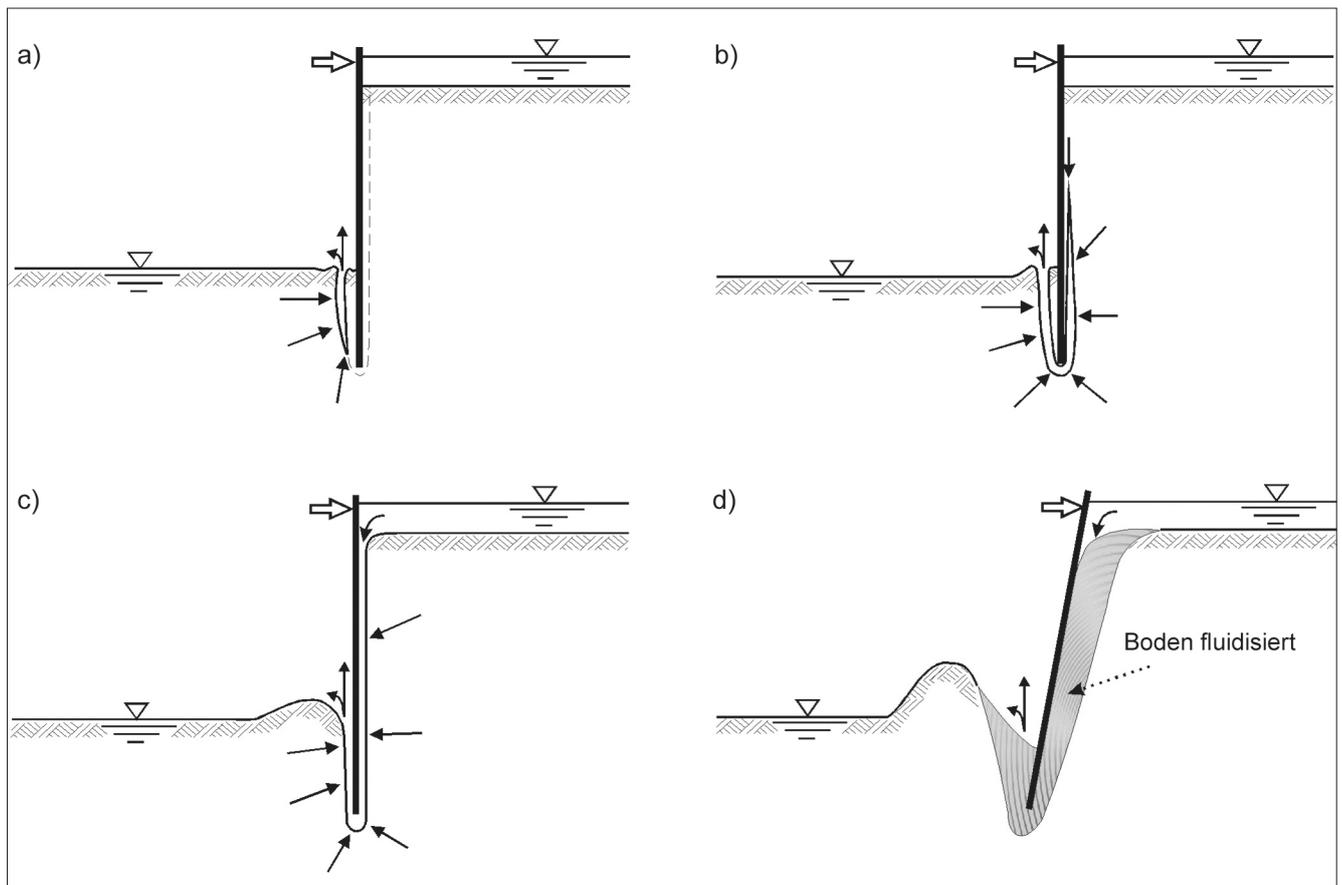


Bild 12: Stadien des Erosionsgrundbruchs (EAU 2012, E 116): a) Beginn der Ausspülung an der Baugrubensohle, b) Fortschreiten der Ausspülung hinter der Spundwand, c) Durchbruch zum Oberwasser, d) Kollaps infolge Durchbruch zum Oberwasser

Figure 12: Piping stages (EAU 2012, E 116): a) beginning of scour at bottom of excavated trench, b) progress of scour behind the sheet pile wall, c) breakthrough to headwater, d) collapse following breakthrough to headwater

6 Hydrodynamische Kornumlagerungen

Hydrodynamic migration of particles

Nicht vergessen werden darf in diesem Zusammenhang, dass Strömungen Kornumlagerungen im Inneren von Böden und an Grenzflächen zu Bauwerken bewirken können. Bei der Suffosion werden feinere Fraktionen des Korngefüges innerhalb des Bodens umgelagert. Die tragende Struktur des Bodens bleibt unverändert, aber Durchlässigkeit und Dichte werden lokal verändert. Bei einer Erosion werden nahezu alle Kornfraktionen verlagert, es kommt zu einer Veränderung der Bodenstruktur. Je nachdem wo die Erosion stattfindet, heißt sie innere oder äußere Erosion, Kontakterosion oder Fugenerosion. Der vorstehend behandelte Fall des Erosionsgrundbruchs ist z. B. zunächst eine innere Erosion, entwickelt sich dann aber zu einer Fugenerosion entlang des Stützbauwerks.

Immer wenn Wasser in Böden fließt, besteht grundsätzlich auch die Gefahr der Kornumlagerung. Man kann ihr trivialerweise begegnen, indem die Strömung unterbunden wird. Das ist allerdings in der Regel weder nötig noch sinnvoll. Stattdessen kann anhand der Randbedingungen der Strömungen und der Eigenschaften der Böden untersucht werden, ob eine Kornumlagerung überhaupt stattfindet und wenn ja mit welchen Folgen.

Z. B. muss im Zuge der Nachweise für Dämme nach dem Merkblatt der BAW für die Standsicherheit von Dämmen (MSD) zunächst anhand eines geometrischen Kriteriums untersucht werden, ob der Transport von Feinteilen in der Bodenstruktur überhaupt möglich ist. Bereits dadurch können bestimmte Böden anhand ihrer Körnungslinie mit einer Sicherheit von $\eta = 1,5$ als sicher gegen Kornumlagerung eingestuft werden.

Kann das geometrische Kriterium allerdings nicht erfüllt werden, muss geprüft werden, ob die Schleppkraft der Sickerströmung ausreicht, den Materialtransport auszulösen und in Gang zu halten (hydraulisches Kriterium). Hier gilt, dass das vorhandene hydraulische Gefälle i_{vorh} an jeder Stelle des Strömungsfeldes um die erforderliche Sicherheit kleiner sein muss als das bodenspezifische kritische Gefälle i_{krit} .

Können weder das geometrische noch das hydraulische Kriterium erfüllt werden, ist zu prüfen, welche Mengen

des Feinkorns bei anhaltender Durchströmung transportiert werden können, wohin sie transportiert werden und welche Folgen das für das Bauwerk hat. Können als Ergebnis dieser Prüfung nachteilige Auswirkungen und/oder Schäden nicht ausgeschlossen werden, muss der Materialtransport verhindert werden, z. B. durch einen Filter.

Ohne an dieser Stelle auf die Einzelheiten der Vorgehensweise einzugehen ist anzumerken, dass hydrodynamische Kornumlagerungen im strengen Sinn nicht durch rechnerische Nachweise gebannt werden können. Strömungsprozesse, die hydrodynamische Kornumlagerungen auslösen könnten, müssen schlicht verhindert werden. Gerade das setzt aber ein solides Verständnis der bodenmechanischen Zusammenhänge voraus.

7 Wechselwirkungen bei nicht-monotonen Beanspruchungen

Interactions due to non-monotone loads

Das Formänderungsverhalten von Böden ist nichtlinear und irreversibel. Bei einer Änderung der Belastungsrichtung, also Entlastung statt Belastung, stellt sich im Boden nicht wieder der gleiche Verformungszustand ein wie im Ausgangszustand. Bild 13 zeigt hierzu beispielhaft die Spannungs-Verformungskurve eines trockenen, mitteldicht gelagerten Sandes bei wiederholter Belastung der Belastung von 0 auf 300 kN/m^2 im Kompressionsversuch. Das hier gemessene Formänderungsverhalten heißt „zyklisches Kriechen“ oder „ratcheting“.

In der Konsequenz bedeutet die Zunahme der Dehnung eine Abnahme des Porenraums, verbunden mit bleibenden Formänderungen wie Setzungen von Fundamenten oder Hebungen von Pfählen, wenn diese zyklisch belastet werden.

Ist der Porenraum aber mit Wasser gefüllt und kann das Wasser nicht drucklos abfließen, kann innerhalb weniger Lastzyklen Porenwasserüberdruck generiert und akkumuliert werden. Der kann schließlich so groß werden, dass er die Spannung zwischen den Bodenkörnern ganz aufhebt ($\sigma' = \sigma - \Delta u = 0$). Der Boden verliert dann jede Reibungsfestigkeit, er verhält sich wie eine schwere Flüssigkeit. Das kann bei allen Arten der nichtmonotonen

Wellenbrecher dieser Bauweise sind seit geschichtlichen Zeiten bekannt, und viele von ihnen sind durch ein auf den ersten Blick seltsames Schadensbild auffällig geworden: im Laufe der Jahre neigten sie sich zur Seeseite, also den Einwirkungen aus dem Seegang entgegen.

Einige dieser Wellenbrecher haben dann bei außergewöhnlichen Sturmereignissen auch einen Totalschaden erlitten, regelmäßig in Form eines Umkippens zur Seeseite hin, also erneut den Einwirkungen entgegen (Mustapha Breakwater, Algier, 1930, Catania Breakwater, 1930, Genoa Breakwater, 1955, Niigata West Port Breakwater, 1976).

Erste Vermutungen gingen in allen Fällen dahin, dass die schweren Stürme den Seeboden vor dem Wellenbrecher erodiert hatten und der Wellenbrecher somit durch Böschungsbruch versagte. Spätere Untersuchungen zeigten allerdings in keinem der Fälle Anzeichen für einen Kolk vor dem Wellenbrecher.

Stattdessen konnte gezeigt werden, dass die primäre Ursache für das Kippen der Wellenbrecher zur Seeseite Setzungsunterschiede sind, die durch Akkumulation

von bleibenden Setzungen entsprechend Bild 13 entstehen (Richwien/Wang, 2000).

Im Rahmen eines Großversuchs im Wellenkanal des Forschungszentrums Küste in Hannover konnte gezeigt werden, dass die auf den Wellenbrecher einwirkende Wellenlast überwiegend Kippbewegungen (rocking) des Wellenbrechers bewirkt. Die Stoßlasten aus der Welle erzeugen an der Wellenbrecherfront eine Abnahme der Sohlpressung und an der Rückseite eine Zunahme. Bei ablaufender Welle ist das umgekehrt.

Gleichzeitig bewirken die Stoßlasten aus der Welle transiente Veränderungen des Porenwasserdrucks, die aber innerhalb eines Wellendurchgangs auch wieder abklingen (Bild 15). Es gibt aus dieser Belastung also keine Akkumulation des Porenwasserdrucks.

Allerdings wirken zeitgleich die aus den Wellen resultierenden Änderungen des Wasserdrucks an der Gewässersohle unmittelbar auf den Porenraum und bewirken dort einen mit jeder Welle wiederkehrende periodischen Anstieg und Abfall des Porenwasserdrucks, an der Wellenbrecherfront deutlich größer als an der Rückseite (Bild 16).

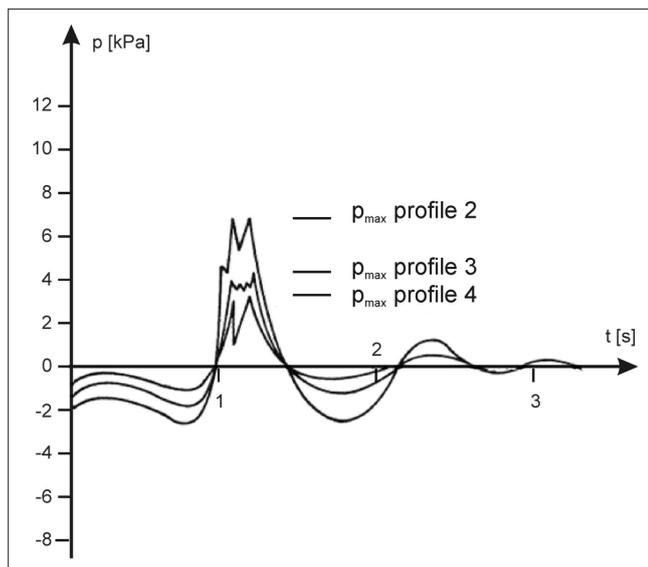


Bild 15: Porenwasserdruck, Frequenz 0,46 bis 50 Hz, über eine Wellenperiode ($T = 6$ s) in der Gründung an der Wellenbrecherfront (profile 2), in der Mitte der Gründung (profile 3) und an der Rückseite (profile 4), (nach Lesny et.al., 2000)

Figure 15: Pore water pressure, frequency 0.46 to 50 Hz, over a wave period ($T = 6$ s) in the foundation at the front of the breakwater (profile 2), in the middle of the foundation (profile 3) and at the back (profile 4), (according to Lesny et al., 2000)

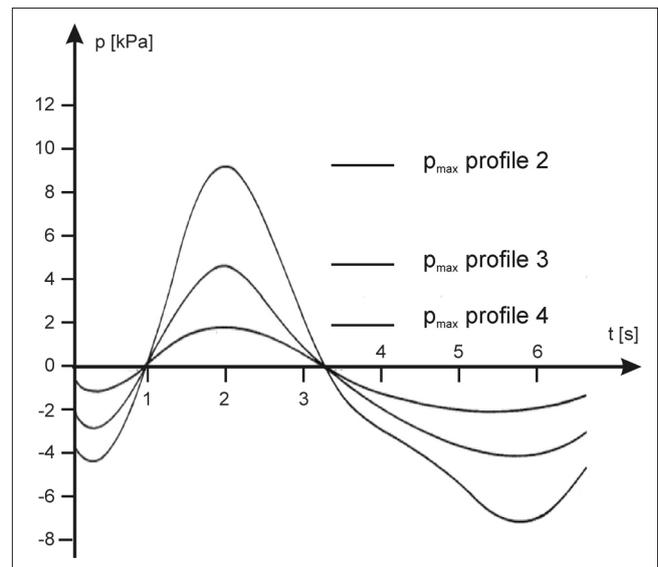


Bild 16: Porenwasserdruck, Frequenz 0 bis 0,46 Hz, über eine Wellenperiode ($T = 6$ s) in der Gründung an der Wellenbrecherfront (profile 2), in der Mitte der Gründung (profile 3) und an der Rückseite (profile 4), (nach Lesny et.al., 2000)

Figure 16: Pore water pressure, frequency 0 to 0.46 Hz, over a wave period ($T = 6$ s) in the foundation at the front of the breakwater (profile 2), in the middle of the foundation (profile 3) and at the back (profile 4), (according to Lesny et al., 2000)

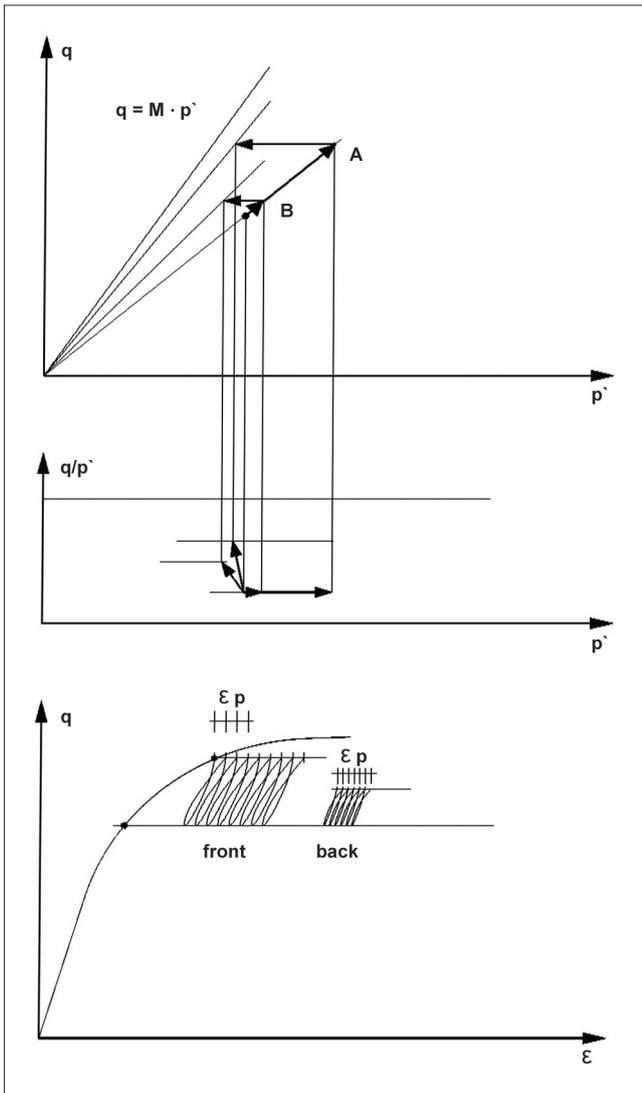


Bild 17: Spannungspfade der zyklischen Belastung an der Wellenbrecherfront und an der Rückseite (Richwien/Wang, 2000)

Figure 17: Stress paths of cyclic loading at the front and back of the breakwater (Richwien/Wang, 2000)

Der Porenwasserdruck nach Bild 16 reduziert die wirkenden Spannungen in der Gründung. In der Darstellung dieser Belastungsänderung als Spannungspfad (q/p Diagramm, Bild 17) bedeutet die Reduktion der mittleren Hauptnormalspannung p' um den Porenwasserüberdruck Δu bei gleichbleibender Deviatorspannung q eine Anhebung des Spannungsniveaus q/p' , und zwar an der Front stärker als an der Rückseite. Die zyklischen Laständerungen sind also an der Front größer als an der Rückseite, damit auch die inkrementellen zyklischen Dehnungen, die sich im Laufe von tausenden von Wellenbelastungen schließlich zu größeren Setzungen an der Front als an der Rückseite aufaddieren.

Im Rahmen einer Parameterstudie konnte mit einem plastischen Modellansatz (two surface model) gezeigt werden, dass bei einem Materialverhalten nach Bild 13 unter einem 15,5 m hohen und 17,5 m breiten Wellenbrecher auf Sand nach 10.000 Wellenbelastungen mit einer Frequenz von 10 s und einer Wellenhöhe von 6,5 m die rechnerischen Setzungen an der Front 0,77 m und an der Rückseite 0,63 m sind. Daraus resultiert eine Neigung zur Seeseite von $0,46^\circ$ (Richwien, Wang, 2000).

In diesem Fall helfen die Berechnungen für einerseits stark vereinfachte Randbedingungen, andererseits unter Verwendung hochkomplexer, aber idealisierter Stoffansätze, ein gründungstechnisches Phänomen zu verstehen. In der Praxis kommt es aber auch bei diesem Beispiel darauf an, solche Entwicklungen z. B. durch die Auslegung der Gründung zu vermeiden.

8 Wellen aus Schiffsbewegungen in Binnenwasserstraßen

Waves induced by ship movements on inland waterways

Mit dem fahrenden Schiff bewegt sich ein Wellenzug an den Böschungen von Binnenwasserstraßen entlang (Bild 18). Vor dem Bug wird der Wasserspiegel über eine Strecke von mehreren Schiffslängen angehoben. Der noch etwas höhere Bugstau fällt dann innerhalb weniger Sekunden (oder weniger Meter entlang der Böschung) um mehrere Dezimeter ab. Der Absenk, hier als Primärwelle bezeichnet, hat etwa die Länge des Schiffs und reicht in engen Kanälen über die gesamte Kanalbreite. Hinter dem Schiff steigt der Wasserspiegel wieder an (Sekundärwelle).

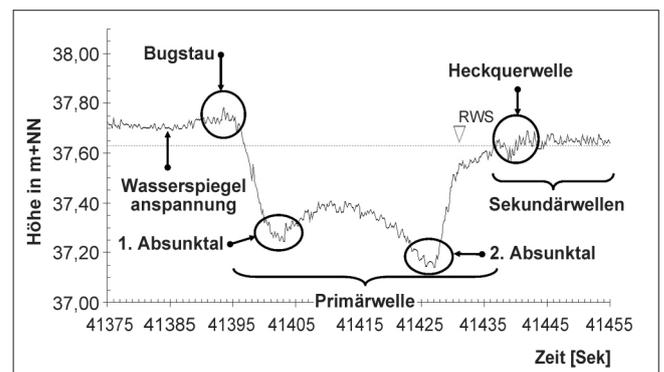


Bild 18: Wasserspiegeländerung bei Fahrt eines Schiffes in begrenztem Fahrwasser (EAU, 2012)

Figure 18: Change in water level caused by a vessel moving in a restricted channel (EAU, 2012)

Der Absink der Primärwelle erfolgt innerhalb weniger Sekunden und ist damit, gemessen an der Durchlässigkeit des Bodens unter Böschungs- und Sohlsicherungen, ein relativ schneller Vorgang. Der Porenwasserdruck unter der Böschungs- und Sohlsicherung kann dem Absink nur zeitverzögert und auch nur über eine bestimmte Tiefe folgen (Bild 19). Wegen der Kompressibilität des Porenwassers erfolgt die Druckausbreitung zeitlich verzögert und gedämpft.

So entsteht im Boden unter der Böschungs- und Sohlsicherung ein mit der Tiefe z veränderlicher Porenwasserüberdruck, der wiederum eine Strömung normal zur Böschungs- und Sohlsicherung bewirkt.

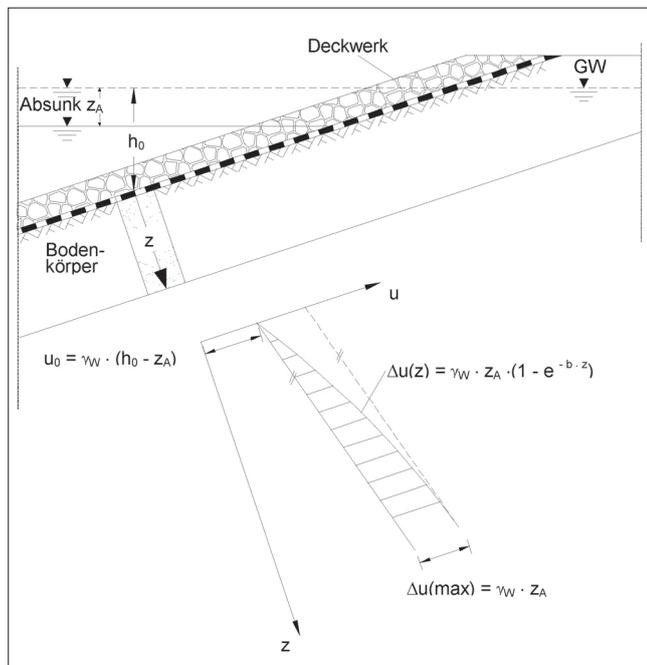


Bild 19: Verlauf des Porenwasserüberdrucks bei schnellem Wasserspiegelabsink unter einer Böschungssicherung (aus Schoen, 1998, nach Koehler, 1996)

Figure 19: Excess pore water pressure during rapid water level drawdown below a bank protection measure (taken from Schoen, 1998, according to Koehler, 1996)

Die Tiefe der Gleitfuge, in der T größer wird als W , kann durch Ableitung der Gleichgewichtsbeziehung zwischen W und T ermittelt werden (Bild 20). Dazu muss allerdings der Verlauf von Δu über die Tiefe bekannt sein. Der kann zwar aus dem Fließgesetz nach Darcy in Verbindung mit der Kontinuitätsbedingung berechnet werden. Das Ergebnis hängt allerdings wesentlich von den Eigenschaften des Porenwassers, konkret von seiner Kompressibilität ab. Bereits kleine Änderungen des Luftanteils im Porenwassers (also des Sättigungs-

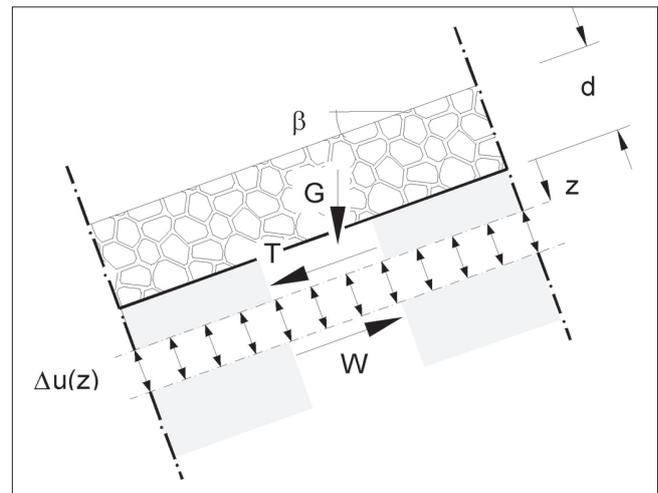


Bild 20: Kräfte an einer ungestützten Böschungssicherung (aus Schoen, 1998)

Figure 20: Forces acting on an unsupported bank protection measure (taken from Schoen, 1998)

grades S), die in der bodenmechanischen Praxis gar nicht nachgewiesen werden können, verändern dessen Kompressibilität gravierend. Damit ist eine analytische Beschreibung des Verlaufs von Δu über die Tiefe auf diesem Wege nicht möglich.

Koehler (1996) hat stattdessen auf der Grundlage umfangreicher experimenteller Untersuchungen einen halbempirischen Ansatz für den Verlauf des Porenwasserdrucks über die Tiefe entwickelt und vorgeschlagen:

$$\Delta u(z) = \gamma_w \cdot z_A \cdot (1 - e^{-b \cdot z}) \quad \text{Gl. 7}$$

In dieser Beziehung ist z_A der Absink und b ein experimentell bestimmter Exponent, der von der Durchlässigkeit k des Bodens und der Sättigung des Porenwassers S abhängt (Bild 21).

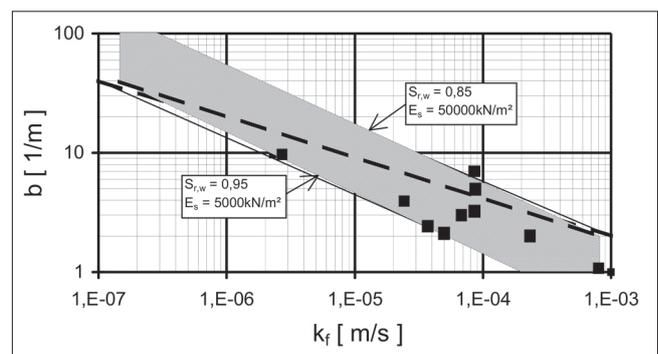


Bild 21: Porenwasserdruckparameter b nach Köhler, 1996, (aus Schoen, 1998)

Figure 21: Pore water pressure parameter b according to Köhler, 1996 (taken from Schoen, 1998)

Wie stark der Exponent b den Verlauf des Porenwasserüberdrucks beeinflusst, ist in Bild 22 für einen Absink von $z_A = 0,6$ m gezeigt. Bei großer Durchlässigkeit des Bodens ist b klein und der Absink wirkt tief in die Böschungssicherung hinein. Bei geringer Durchlässigkeit und damit nach Bild 21 großem b reicht der Einfluss nur bis rd. 0,2 m Tiefe unter die Oberfläche.

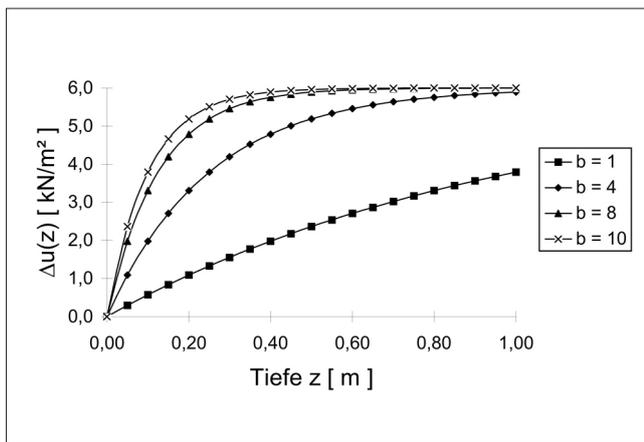


Bild 22: Verlauf des Porenwasserüberdrucks Δu_z über die Tiefe z unter einer durchlässigen Böschungssicherung in Abhängigkeit von b nach Bild 21 für einen Absink $z_A = 0,6$ m (aus Schoen, 1998)

Figure 22: Excess pore water pressure Δu_z as a function of the depth z below a permeable bank protection, depending on b according to Figure 21 for a draw-down z_A of 0.6 m (taken from Schoen, 1998)

Mit dem Ansatz nach Gl. 7 kann das Gleichgewicht zwischen T und W , auch bei einer gestützten Böschungssicherung gebildet werden und letztendlich die Dicke der Böschungssicherung ermittelt werden, bei der das Abrutschen nicht stattfindet.

In MAR (2008) sind Dicken von durchlässigen Deckschichten an Böschungen und an der Sohle von Binnenwasserstraßen empfohlen, bei denen u. a. sichergestellt ist, dass das Gewicht der Deckschicht bei der Vorbeifahrt von Schiffen stets ausreicht, deren Stabilität sicherzustellen.

9 Zusammenfassung Conclusions

Wasser im Boden beeinflusst dessen Eigenschaften in vielfacher Weise. Wir sind Dank des Prinzips der wirksamen Spannungen und der Konsolidierungstheorie in der Lage, nahezu alle Ausprägungen der Wechselbeziehungen zwischen Wasser und Boden zumindest phänomenologisch fassen.

Es ist in den letzten Jahrzehnten gelungen, die Wechselwirkungen zwischen Boden und Wasser z. B. mit der Mischungstheorie allgemeingültig zu beschreiben (Perau, 2001). Die Anzahl der dafür benötigten konstituierenden Parameter für die Eigenschaften von Boden und Wasser ist allerdings so groß geworden, dass es kaum gelingt, mit viel Aufwand einen Kompressionsversuch nachzurechnen.

In der Praxis werden also immer noch und wahrscheinlich auf Dauer einfache Modellbildungen benötigt, die mit den wenigen Bodenkenngrößen auskommen, die mit verträglichem Aufwand in der erforderlichen Genauigkeit durch bodenmechanische Laborversuche ermittelt werden können. In vielen Fällen sind rechnerische Nachweise auch gar nicht möglich

Es bedarf also primär eines soliden Verständnisses der Wechselwirkungen zwischen Boden und Wasser und darauf aufbauend praxistauglicher Lösungen für die verschiedenen Anwendungsfälle.

Mit diesem Ziel beschäftigten sich bereits die Wasserbauinstitute an den seinerzeitigen technischen Hochschulen, bei denen noch sowohl der Grundbau und später dann in Einzelfällen auch die Bodenmechanik fachlich angesiedelt waren, mit den vielfältigen Ausprägungen der Wechselwirkungen zwischen Boden und Wasser. Die Umsetzung wissenschaftlicher Erkenntnisse in praxistaugliche Konzepte erfolgte sozusagen aus einer Hand und mit dem Ziel praxistauglicher Lösungen. Diese praxisorientierte Ausrichtung ging an den Universitäten zumindest teilweise verloren, nachdem sich der Grundbau und in einigen Fällen sogar getrennt vom Grundbau auch die Bodenmechanik als eigenständige Disziplinen etabliert hatten.

In der Bundesanstalt für Wasserbau sind die Disziplinen Wasserbau, Bautechnik und Geotechnik noch in einer Institution vereint, und so sind es vor allem die Forschungsansätze der BAW, bei denen die Umsetzung der wissenschaftlichen Erkenntnisse in praxistaugliche Lösungen im Vordergrund steht. Im Laufe von Jahrzehnten sind daraus eine Reihe von Merkblättern entstanden, in denen jeweils konkrete Fragestellungen des Zusammenwirkens von Boden und Wasser wissenschaftlich beleuchtet und Lösungsansätze vorgegeben werden.

10 Literatur *References*

- Deharde, S. (1999): Festigkeitsuntersuchungen an bindigen Böden mit Sekundärstruktur. Diplomarbeit Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Universität Essen.
- EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen. Ernst & Sohn, Berlin.
- Engels, H. (1911): Über die Größe des Wasserdrucks im Boden. Zeitschrift für das Bauwesen, Berlin.
- Grundbau-Taschenbuch (2009): Teil 1, Geotechnische Grundlagen und Teil 2, Geotechnische Verfahren. Ernst & Sohn, Berlin.
- Kezdi, A. (1969): Handbuch der Bodenmechanik, Teil 1, Bodenphysik und Teil 2, Bodenmechanik im Erd-, Grund- und Straßenbau. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Köhler, H.-J. (1996): Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze; Fachseminar Messen in der Geotechnik'96. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 50.
- Kuntze, H.; Roeschmann, G.; Schwerdtfeger, G. (1994): Bodenkunde. 5. Auflage, Ulmer, Stuttgart.
- Lesny, K.; Perau, E.; Richwien, W.; Wang, Z. (2000): Some aspects on subsoil failure of vertical breakwaters. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität Essen, Heft 83.
- MAK (2013): Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen. BAW, Karlsruhe.
- MAR (2008): Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlsicherungen an Bundeswasserstraßen. BAW, Karlsruhe.
- MSD (2011): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen. BAW, Karlsruhe.
- Perau, E.; Golücke, K.; Richwien, W. (1998): Subsoil failure modes of a vertical breakwater, Conception and parameter study. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 23, Verlag Glückauf, Essen.
- Perau, E. (2001): Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen – Ein Konzept zur Mechanik teilgesättigter Böden. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 28, Verlag Glückauf, Essen.
- Pohl, C. (2010): Witterungsbedingte Gefügebildungen bei See- und Ästuardeichen und ihr Einfluss auf die Deichsicherheit. Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen, Heft 38, VGE Verlag, Essen.
- Richwien, W.; Wang, Z. (2000): The mechanism of seaward tilting of vertical breakwaters. In: Some aspects on subsoil failure of vertical breakwaters, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen der Universität Essen, Heft 83.
- Scheffer, F.; Schachtschabel, P. (2002): Lehrbuch der Bodenkunde. 15. Auflage, Spektrum Heidelberg.
- Schoen, H.-G. (1998): Ein Doppelfugenmodell zum analytischen Nachweis der Standsicherheit von Kanaldeckwerken bei Beanspruchung durch schnellen Wasserspiegelabsenk. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 23, Verlag Glückauf, Essen.
- Skemton, A. W.; Northy, R. D. (1953): Sensitivity of clays. Geotechnique, Vol. 3, No. 1, S. 10 – 51.
- Terzaghi, K. von, (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Deuticke, Leipzig und Wien.

Terzaghi, K. von; Fröhlich, O. K. (1936): Theorie der Setzung von Tonschichten – eine Einführung in die analytische Tonmechanik. Deuticke, Leipzig und Wien.

Wang, Z., (2000): Behaviour of soils and foundation structures under cyclic load. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 25, Verlag Glückauf, Essen.

Weißmann, R., (2003) Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 30, Verlag Glückauf, Essen.

