

Wasser im Boden

Dreiphasenmedium – Porenwasserspannungen

Hans-Jürgen Köhler

Hochschule Karlsruhe – Technik und Wirtschaft

1 Einleitung

Untersuchungen zur Interaktion von Wasser und Boden haben gezeigt, dass durch extern einwirkende Belastungen im Untergrund Porenwasserdruckreaktionen ausgelöst werden, die durch natürliche Gasanteile im Porenwasser zu einer verzögerten Porenwasserdruckanpassung führen (Köhler 1989, 1997a,b, 1999, 2001b). Wird auch der Boden unter Wasser als Dreiphasensystem (Wasser, Bodenpartikel und Gas) berücksichtigt, kann die Porenwasserdruckreaktion vor Erreichen des plastischen Grenzzustandes im Boden ausreichend genau ermittelt werden. Insbesondere schnell einwirkende Belastungsänderungen aus dynamischen, aber auch statischen Lasten, können im Boden verzögerte Druck- und Verformungsänderungen bewirken, die unmittelbare Auswirkungen auf die Porenwasserspannungen im Boden besitzen. Porenwasserüberdrücke, aber auch Porenwasserunterdrücke können hierdurch im Boden ausgelöst werden, die einen unmittelbaren Einfluss auf die Standsicherheit eines Bauwerks und die Bodenstabilität insgesamt haben. Auch von außen einwirkende Wasserdruckänderungen wie Wasserspiegelabsenk und/oder Wellenbelastung, die mit einer schnellen Spiegelsenkung verbunden sind, haben Auswirkungen auf die Standsicherheit und das Verformungsverhalten des Boden unter Wasser.

Werden Bodenschichtungen über-, unter- oder durchströmt, können Transportprozesse sowohl im Porenraum des Bodens als auch an Boden-Wasser-Grenzflächen ausgelöst werden. Auswaschungen und Bodenstrukturänderungen sind möglich, die zu schädlichen Bodendeformationen bis hin zum völligen Bodengefügebruch führen können. Schäden dieser Art zu verhindern, ist eine typisch geotechnische Aufgabe, die in ihrer Vielfältigkeit bis zum heutigen Tag eine interessante ingenieurmäßige Herausforderung geblieben ist. Initiiert werden diese Bodenpartikelbewegungen durch Strömungskräfte, die durch hydraulische Gradienten bewirkt werden, deren Größe die jeweils örtlich maßgebenden Grenzbedingungen überschreiten.

2 Boden unter Wasser als Dreiphasensystem

Bei der Beurteilung der bodenphysikalischen Kennwerte eines Bodens erlangt die Lage zum Wasserspiegel, entweder oberhalb oder unterhalb des Wasserspiegels, große Bedeutung, was sich insbesondere in der Änderung der sogenannten Porenwasserspannungen ausdrückt.

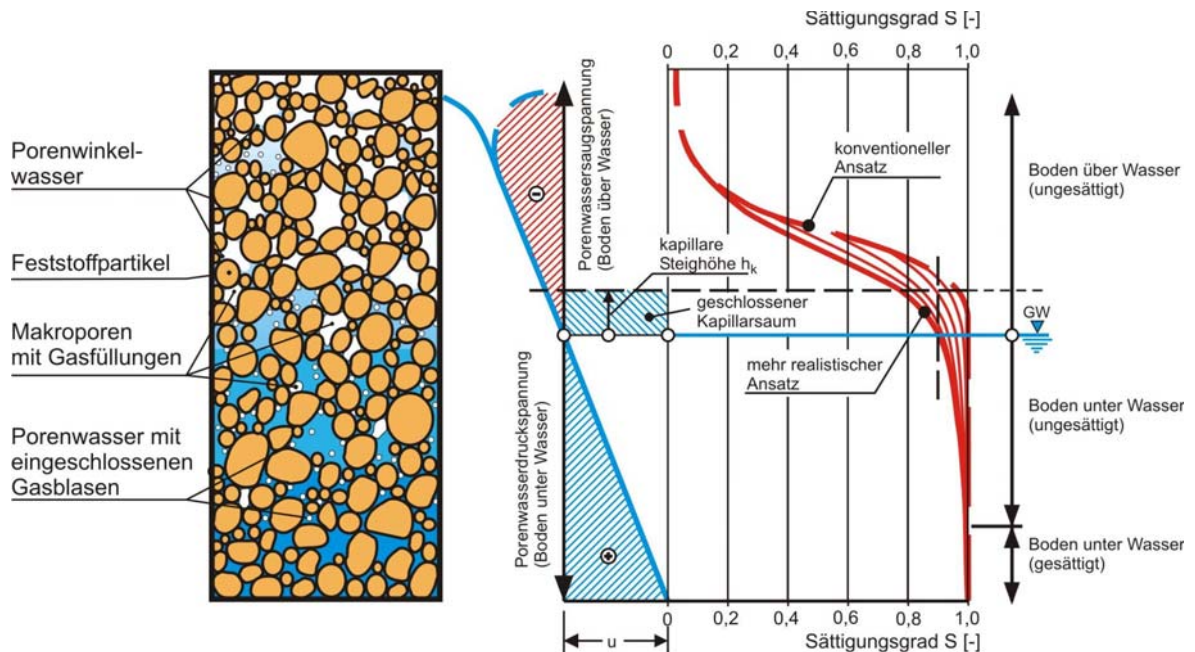


Abb. 1: Schematischer Bodenschnitt ober- und unterhalb des Wasserspiegels als Funktion des Sättigungsgrades S über die Bodentiefe z .

Unterhalb des Wasserspiegels sind die Poren kontinuierlich mit Wasser gefüllt und die jeweils wirkende Porenwasserdruckspannung erhöht sich mit zunehmender Tiefe. Sie ist als Druckspannung definiert und folgt den Gesetzen der Hydromechanik. Oberhalb des Wasserspiegels bilden sich in der sogenannten ungesättigten Bodenzone sowohl in kohäsiven (bindigen) als auch in nichtkohäsiven (rolligen) Böden Saugspannungen im Porensystem aus, die als Kapillarspannungen scherverfestigkeitserhöhend wirken.

In der zurückliegenden Zeit wurden diese ungesättigten Bodenverhältnisse hauptsächlich nur oberhalb des Grundwasserspiegels berücksichtigt.

Der nachfolgende Beitrag konzentriert sich auf die Bodenverhältnisse unterhalb des Wasserspiegels, wobei ein Hauptaugenmerk auf den im natürlichen Porenwasser

enthaltenen Gasanteil in gelöster und ungelöster Form gerichtet ist, letzteres in Form von Gasblasen, die im Porenwasser eingeschlossen sind.

Wird der Gehalt an mikroskopisch kleinen Gasblasen im natürlichen Porenwasser berücksichtigt, macht es Sinn, die Einflusszone der ungesättigten Bodenverhältnisse auch auf Bodenbereiche unterhalb des Wasserspiegels zu erweitern. Indem man einen druckabhängigen Sättigungsgrad $S [-]$ in die Betrachtung unterhalb des Wasserspiegels einführt, kann gezeigt werden, dass eine Übergangszone zwischen dem ungesättigten Bereich oberhalb des Wasserspiegels und einer tief liegenden völlig gesättigten Bodenzone definiert werden kann. Die Abbildung 1 zeigt einen schematischen Schnitt durch den Boden oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels (piezometrische Druckhöhe). Die Lage des Wasserspiegels (piezometrische Linie) ist definiert als der Ort, an dem der Porenwasserdruck gleich dem Atmosphärendruck ist. Abbildung 1 zeigt die verschiedenen Bodenzonen, in denen die Poren entweder vollständig mit Wasser gefüllt sind (kontinuierliche Wasserphase) oder den Porenraum nur unvollständig ausfüllen (diskontinuierliche Wasserphase) bis hin zur Bodenzone oberhalb des Wasserspiegels, deren Poren hauptsächlich vom Porenmedium Gas ausgefüllt sind (kontinuierliche Gasphase).

Durch den in der kontinuierlichen Wasserphase diskontinuierlich verteilten Gasanteil (eingeschlossene Gasblasen und gasgefüllte Makroporen) wird das Porenmedium unterhalb des Wasserspiegels mehr kompressibel, verglichen mit dem Porenfluid im tiefer gelegenen Boden der völlig gesättigten Bodenzone. In diesem tiefliegenden Bodenbereich unterhalb der Übergangszone des Porenmediums mit diskontinuierlicher Wasserphase (eingeschlossene Gasblasen) sind die Gasblasen infolge des hohen Wasserdruckes kollabiert. Der Boden ist erst dort vollständig wassergesättigt ($S=1$).

Der Bodenbereich oberhalb des Wasserspiegels besteht ebenfalls aus zwei Zonen. Zum einen gibt es eine diskontinuierliche Wasserphase in der geschlossenen Kapillarzonen mit einem vollständig gefüllten Porenmedium, das ebenso wie in der Übergangszone unter Wasser Gasblasen und Makroporen enthält.

Zum anderen schließt sich darüber die Zone des Bodenbereichs mit der kontinuierlichen Gasphase im Porenraum des Bodens oberhalb des geschlossenen Kapillarsaumes an. Diese ungesättigte Bodenzone der kontinuierlichen Gasphase mit unregelmäßig verteilten Wasseranteilen wird vom Atmosphärendruck kontrolliert.

Die Linie, an der der Wasserdruck dem Atmosphärendruck entspricht, wird als piezometrische Linie ($p=0$ -Linie) definiert und legt damit die Höhenlage des Wasserspiegels fest.

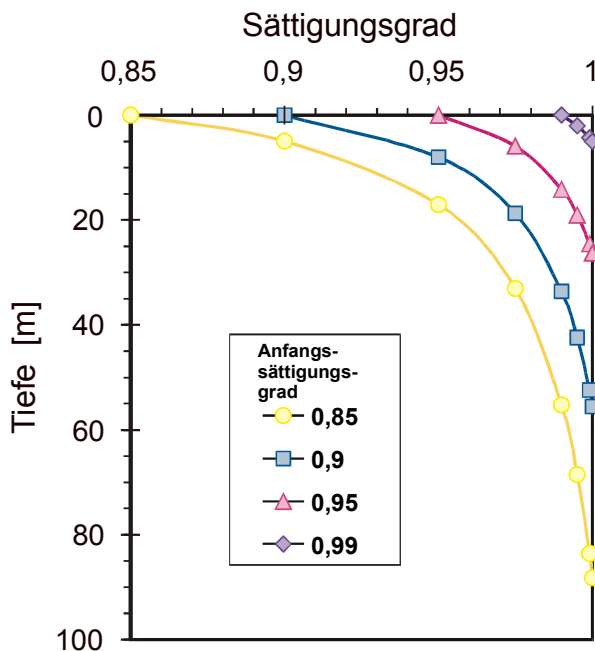
In Abbildung 1 (mittlerer Bildteil) wird der Boden unterhalb dieser Linie damit in die Porenwasserdruckzone (positive Wasserspannung) und oberhalb des Wasserspiegels in die Saugspannungszone (negative Wasserspannung) unterteilt. Durch klimatische Einflüsse kann es zu erheblichen zeitlichen Abweichungen in der Spannungsverteilung des Porenwassers kommen, weshalb sogenannte hydrostatische Wasserdruckverteilungen oft nicht zwingend gegeben sein müssen, wenn externe Druckänderungen auf das wassergefüllte Bodensystem oberhalb und unterhalb des Wasserspiegels einwirken.

Unterhalb des Wasserspiegels (GW) bzw. an der Grenze zwischen Wasser und Boden (Gewässersohle) kann der Eingangssättigungsgrad S_0 zwischen 0,9 und 1,0 angenommen werden. Mit zunehmender Bodentiefe steigt der Sättigungsgrad S im Boden unter dem Wasserspiegel mit dem sich vergrößernden Wasserdruck an und erreicht je nach Größe und Verteilung des jeweils örtlich vorhandenen Gasanteils in unterschiedlichen Bodentiefen unterhalb des Wasserspiegels den völligen Sättigungszustand $S = 1$ (Köhler et al. 1999a,b, Schwab et al. 2004).

Abbildung 2 beschreibt diesen Sättigungsgrad S in unterschiedlichen Bodentiefen in Abhängigkeit vom jeweils vorhandenen Ausgangssättigungszustand S_0 an der Grenzfläche Boden/Wasser und ihre Verteilung über die Tiefe z unter Berücksichtigung des jeweiligen Umgebungsdrucks p (Wasser- und Atmosphärendruck). Für eine Druckänderung Δp wird (unter Vernachlässigung tatsächlich wirkender Oberflächenspannungen) im Wasser-Luftgemisch des Porenwassers und unter der vereinfachenden Annahme einer homogenen Verteilung des im Porenwasser vorhanden Gasanteils über die Bodentiefe z nach Hilf (in Fredlund & Rahardjo 1993) der Anstieg des Sättigungsgrades mit zunehmender Bodentiefe deutlich. Für einen Ausgangssättigungsgrad von $S_0 = 85 \%$ bedeutet dieser rechnerisch bestimmbare Zusammenhang zum Beispiel, daß erst in einer Tiefe von rund 85 m unterhalb der Boden-Wasser-Grenzfläche eine völlige Bodensättigung von $S = 1$ erreicht werden kann. Druckdämpfungen der oben beschriebenen Art verlieren ihre Wirkung daher erst in großen Wassertiefen.

$$\Delta p_a = \frac{\Delta n}{(1 - S_0)n_0 + h S_0 n_0 - \Delta n} p_0 = \rho_{aw}(z) g z$$

$$S = \frac{S_0 n_0}{n_0 - \Delta n}$$



Sättigungsgrad S als Funktion der Bodentiefe z und des Anfangs-sättigungsgrades S₀ an der Oberfläche des Bodens unter Wasser

Abb. 2: Verteilung des Sättigungsgrades S über die Bodentiefe z unterhalb der Boden-Wasser-Grenzfläche in Abhängigkeit vom Ausgangssättigungsgrad S₀ und Ausgangsporenvolumen n₀ (Köhler et al. 1999a)

Die maßgebende Größe in diesem Ansatz ist das eingeschlossene Gasvolumen, das über die Größe der initialen Wassersättigung S₀ an der Grenze Wasser/Boden bestimmt ist. Experimentell ist belegt, dass selbst bei einer sorgfältigen Aufsättigung von Bodenproben im Labor stets ein geringes Gasvolumen in der Bodenprobe verbleibt und unter Atmosphärendruck auch nicht verdrängt werden kann. Erst bei großen Umgebungsdrücken (z.B. im Dreiaxialversuch durch Anwendung von ausreichend hohem „back-pressure“) können solche Bodenproben vollständig

aufgesättigt werden. Der Betrag dieser initialen Sättigung wird je nach Bodenart, Porenraumstruktur und Vorgeschichte des Bodens im natürlichen Zustand vom jeweils anfangs vorhandenen Gasgehalt bestimmt, der im allgemeinen zwischen rund 1 und 10 % angenommen werden kann.

$$S(z) = S_0 + \frac{\rho_{aw}gz}{p_a + \rho_{aw}gz} [(1 - S_0) + h \cdot S_0] \quad (1)$$

wobei gilt:

$S(z)$ = Sättigungsgrad als Funktion der Tiefe z , S_0 = initialer Sättigungsgrad an der Grenze Wasser/Boden, h = Henry-Konstante (0,02) für die Lösbarkeit von Gas in Wasser, p_a = atmosphärischer Druck (Luftdruck), $\rho_{aw}gz$ = Umgebungswasserdruck (ohne barometrischen Druck) in der Tiefe z , mit ρ_{aw} = Dichte des Wasser-Gasgemisches, g = Erdbeschleunigung

Ein derart geringes Volumen des eingeschlossenen Gasanteiles ist experimentell aber nur hinreichend genau zu erfassen. Aufgrund der erheblichen Unterschiede in der Kompressibilität des Porenwassers mit unterschiedlichen Gasgehalten, haben derart geringe Volumenanteile jedoch erhebliche Auswirkungen auf die Druckausbreitungsdynamik im Boden unter Wasser.

Böden, die dauernd unter Wasser liegen, werden in der Ingenieurpraxis allgemein als wassergesättigt angenommen. Dieser Zustand beschreibt den Boden als Zweiphasensystem, bestehend aus Feststoff- und Porenwasseranteil. Das in einem solchermaßen gesättigten Porenraum zirkulierende Wasser wird im allgemeinen als inkompressibel betrachtet. Diese Annahme stimmt jedoch nicht überein mit dem tatsächlichen natürlichen Zustand solcher Böden und hier insbesondere in Bodenverhältnissen mit geringer Wassertiefe (< 10 ... 15 m).

Schon geringfügige Mengen von fein verteilten Gasblasen im Porenwasser ändern die physikalischen Eigenschaften der Porenflüssigkeit und damit auch die des Bodens. Unter Berücksichtigung der effektiven Spannungen im Boden unter Wasser ändern sich infolge des Vorhandenseins von fein verteilten Gasblasen damit auch die Lastverformungseigenschaften und das Stabilitätsverhalten solcher Böden. Sie haben maßgeblichen Einfluss bei schnellen Druckänderungen, wie sie häufig auf solche Bodenverhältnisse einwirken. Durch Berücksichtigung dieses Dreiphasensystems, bestehend aus Wasser, Bodenpartikel und fein verteilten Gasblasen im

Porenwasser, kann das mechanische Verhalten dieser Böden auch rechnerisch durch Anwendung der Konsolidationsgleichung von (Biot 1941) nachgebildet werden. Extern einwirkende Druckänderungen, wie z.B. oszillierende Wasserspiegel, Grundwasserabsenkungen und sogar barometrische Luftdruckänderungen, haben Auswirkungen auf die Standsicherheit und das Verformungsverhalten von Böschungen, Baugruben und Gewässersohlen (Köhler et al. 1999a, Köhler 2003, 2004, Vulliet et al. 2004).

Während solcher Belastungssituationen ändern sich die Fließbedingungen im Porenwasser vom stationären in den instationären (transienten) Porenwasserfluss. Die Speicherung im wassergefüllten Porenmedium führt zu einer Dämpfung der Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserüberdruck oftmals bestimmend wird für die Sicherheit gegen die Verformung und das Versagen des Bodens.

In Abbildung 3 ist die Mikrostruktur dieser Böden schematisch dargestellt. Die Kompressibilität eines vollgesättigten Bodens ist von der zeitabhängigen Verteilung der Belastung zwischen der Feststoffphase und der nahezu unzusammendrückbaren Porenwasserphase bestimmt.

Abbildung 3b zeigt das klassische mechanische Modell dieses Verhaltens. Im ungesättigten Zustand wird aus dem quasi inkompressiblen Porenwasser (ohne Gasanteil) eine kompressible Wasser-Luft-Mischung, die das Verformungsverhalten des gesamten Systems (Boden und Wasser) drastisch verändert. Dies gilt auch unter undrained Bedingungen.

Die Kompressibilität β' der Wasser-Luft-Mischung ist nach Gleichung (2) zu beschreiben:

$$\beta' = S\beta_w + \frac{1 - S + hS}{p_0} \quad (2)$$

wobei gilt:

S = Sättigungsgrad, β_w = Kompressibilität des Wassers ($4,58 \cdot 10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$), h = Henry-Konstante (0,02) für die Gaslöslichkeit in Wasser, p_0 = Umgebungswasserdruck (hier einschließlich Luftdruck)

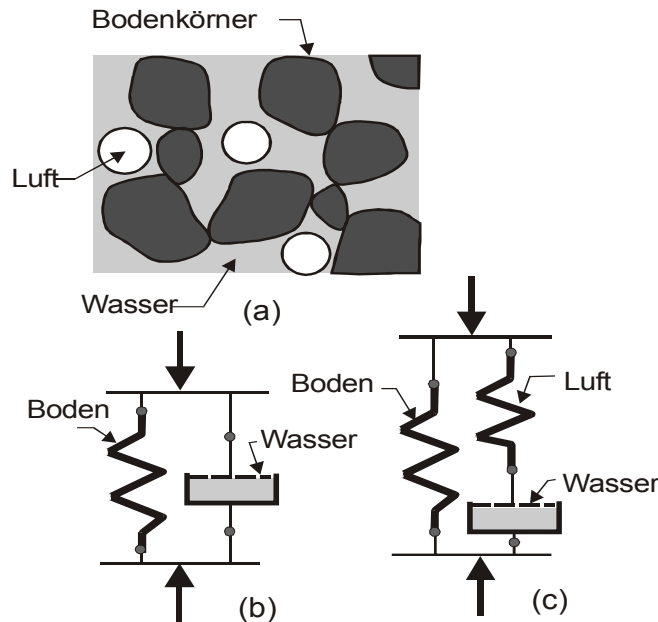


Abb. 3: a) Mikrostruktur des Bodens
b) Modell – voll gesättigter Boden
c) Modell - ungesättigter Boden

Hierbei wird im Boden unter Wasser der im Porenwasser jeweils herrschende Gasblasendruck gleich dem des angrenzenden Wasserdrucks gesetzt und damit vereinfachend möglicherweise auftretende Saugspannungen (bindige Böden) ausgeschlossen sind.

Die elastische Speicherung im wassergefüllten Porenmedium führt zur Dämpfung der Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserüberdruck z.B. bestimmend wird für die Sicherheit gegen Abrutschen auf potentiellen Gleitflächen. Modellversuche und numerische Berechnungen haben gezeigt, dass die eindimensionale Konsolidationsgleichung benutzt werden kann, um die sich zeitlich verändernden Porenwasserdruckverteilungen im Untergrund zu beschreiben. Es konnte nachgewiesen werden, dass das Porenwasser einen beachtlichen Anteil von Gas (in einer Größenordnung zwischen 1 und 15 %) enthält, wodurch die Druckdämpfung im Boden erklärt werden kann.

Die hierfür maßgebende Gleichung (3), (Biot 1941), zur Beschreibung dieses Porenwasserdruckphänomens kann wie folgt angegeben werden:

$$k \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = n\beta' \gamma_w \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (3)$$

wobei gilt:

β' [m²/kN] Kompressibilität des Porenwassers (Wasser-Gas-Gemisch)

ε [-] volumetrische Dehnung im Boden

n [-] Porenvolumen des Bodens

z [m] Bodentiefe unterhalb der Grenze Wasser/Boden

t [s] Verlaufszeit

φ [m] Potentialhöhe

k [m/s] Wasserdurchlässigkeit

γ_w [kN/m³] Wichte des Wassers

Bei Anwendung dieser Gleichung können Porenwasserdruckreaktionen im wasserdruckwechselbelasteten Boden sowohl in gekoppelten wie auch in nichtgekoppelten numerischen Berechnungen nachgewiesen werden. Das Maß der Stabilität von Böschungen wird hierbei in nicht unerheblicher Größe beeinflusst. Auch in anderen bodenmechanisch relevanten Nachweisen ist diese Gleichung von Bedeutung. Der Einfluss des Gasgehalts im Porenwasser sollte daher überall dort mehr Beachtung finden, wo Porenwasserdruckreaktionen aus extern, aber auch intern einwirkenden Druckänderungen zu erwarten sind. Besonders wichtig ist dieser Einfluss immer dann, wenn diese Belastungen mit schnell auf den Boden einwirkenden Druck- und Formänderungen verbunden sind.

Im stationären Zustand herrscht überall im Boden ein Gleichgewicht aller angreifenden Kräfte. Im freien Wasser und in genügend durchlässigem Boden gleichen sich die Druckänderungen mit Schallgeschwindigkeit (quasi instantan) aus. Es treten keine transienten Druckgradienten und damit verbundene instationäre Strömungskräfte auf.

Anders verhält es sich beim Vorhandensein einer gasförmigen Phase. Dadurch dass der Boden nun nicht mehr ideal wasserdurchlässig ist, besitzt das in den Porenräumen befindliche Wasser dann eine druckdämpfende Wirkung. Die Ausbreitungsgeschwindigkeit von Druckänderungen wird vermindert. Kann die Porenwasserdruckanpassung einer äußeren Druckänderung nicht unmittelbar folgen, so entsteht für einen kurzen Zeitraum nach Eintritt der Belastungsänderung noch keine Porenwasserdruckänderung. Es bleibt ein in Abhängigkeit von der Tiefe überhöhter Wasserdruck erhalten, der Porenwasserüberdruck. Dieser baut sich im Laufe der Zeit mit einhergehender Verformung des Bodens wieder bis auf den Gleichgewichtswert ab. Die entstehenden instationären Druckgradienten führen zu Wasserströmungen in die gegenläufige Richtung zur einwirkenden Druckänderung. Das Porenwasser wird somit in der zur Druckänderung entgegengesetzten Richtung durch die Bodenschichten gedrückt, so zum Beispiel vertikal nach oben, wenn eine Wasserdruckentlastung auf eine horizontale Boden-Wasser-Grenzfläche einwirkt. In einem Böschungsuntergrund entsteht daher bei schneller äußerer Wasserdruckentlastung auch ein instationärer hydraulischer Druckgradient senkrecht zur Böschungsoberfläche.

Für die Größe des dabei entstehenden instationären Porenwasserüberdrucks kann folgender vereinfachter Zusammenhang (4) (Köhler 1989) in Abhängigkeit von der Tiefe z und der Zeit t angesetzt werden:

$$\Delta u(z, t) = \gamma_w z_A \left(1 - a(t) e^{-b(t) \cdot z} \right) \quad (4)$$

Dabei ist:

γ_w [kN/m³] Wichte des Wassers

z_A [m] Absink des Wasserspiegels

$b(t)$ [1/m] Porenwasserdruckparameter b , bestimmt den exponentiellen Druckverlauf über die Tiefe z und hängt von der Wasserdurchlässigkeit k des Bodens und der Absinkzeit t_A ab

$a(t)$ [-] Porenwasserdruckparameter a , hat annähernd die Größenordnung von eins und übt daher keinen entscheidenden Einfluss auf den Verlauf des Porenwasserüberdrucks aus

z [m] Tiefe im Boden unterhalb der Grenzfläche Wasser/Boden, jeweils senkrecht gerechnet von der maßgebenden Einwirkungsebene (Böschung oder Gewässersohle)

Der maßgebende Porenwasserdruckparameter b [1/m] ist eine Funktion von der Wasserdurchlässigkeit k [m/s] des Bodens, der Absinkzeit t_A [s], der Steifigkeit des Bodens E_s [kN/m²] und anderen hier nicht näher erläuterten Kennwerten. Die Größe dieses Parameters kann aus speziell aufgestellten Diagrammen zur Bestimmung des Porenwasserdruckparameters nach (Köhler 2003) ermittelt werden.

Extern einwirkende Wasserdruckentlastungen, z.B. aus dem Wasserspiegelabsink z_A [m], können als schnell gewertet werden, wenn sie mit einer Absinkgeschwindigkeit v_{zA} [m/s] einhergehen, die größer ist als der maßgebende Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k [m/s] des Bodens ($v_{zA} > k$). Die Absinkgeschwindigkeit v_{zA} [m/s] wird durch das Verhältnis aus dem Absink z_A [m] und der jeweiligen Absinkzeit t_A [s] bestimmt ($v_{zA} = z_A/t_A$).

Wenn die oben beschriebenen Belastungseinwirkungen schnell erfolgen und ausreichend groß sind, kann sich der ungesättigte Sandboden unter Wasser unmittelbar nach Ablauf der Absinkzeit t_A sogar bis zur kritischen Tiefe z_{krit} [m] verflüssigen.

So gilt z. B. für die Gewässersohle die folgende Beziehung (Bezuijen & Köhler 1996), (Köhler 2003):

$$z_{krit} = \frac{1}{b} \ln \left(\frac{\gamma_w \cdot z_A \cdot b}{\gamma'} \right) \quad (5)$$

Hierbei gilt:

- γ_w [kN/m³] Wichte des Wassers
- z_A [m] Absink des Wasserspiegels
- b [1/m] Porenwasserdruckparameter, der den exponentiellen Druckverlauf über die Tiefe bestimmt --> $b(k, t_A)$
- γ' [kN/m³] Auftriebswichte des Bodens

4 Fluidisierung des Bodens unter Wasser durch Wasserspiegelabsink

Die aus schnellen Druckänderungen möglicherweise induzierte Fluidisierung (Bodenverflüssigung) eines Sandes resultiert aus der Zunahme des Porenwasserüberdrucks, der bei Erreichen einer bestimmten Größe dazu führt, daß die

effektiven Spannungen zwischen den einzelnen Bodenkörnern verloren gehen. Die Bodenmasse verhält sich in diesem Zustand wie eine schwere Flüssigkeit und verliert ihre Reibungsfestigkeit. Der für die Übertragung der Scherkraft maßgebliche Korn- zu Korndruck geht zum Zeitpunkt der Bodenverflüssigung (auch Fluidisierung genannt) verloren. Die Stabilität der Gewässersohle und die der Uferböschung ist dann zeitweise nicht mehr gewährleistet.

Man kann zeigen (Roussel et al. 2000), (Köhler & Koenders 2003), daß die Fluidisierung in einem geschützten oder auch ungeschützten sandigen Gewässerbett zu jeweils unterschiedlichen Zeitpunkten t_1 und in voneinander verschiedenen Bodentiefen z einsetzt (berechnet vom Zeitpunkt t_0 , an dem der externe Druck mit der Druckänderungsrate von $\dot{\sigma} \equiv v_{zA} \cdot \gamma_w$ zu fallen beginnt):

$$t_1 = \pi z_0 \left(\frac{i_c \gamma_w}{\dot{\sigma} a} \right)^2 \quad (5)$$

wobei:

z_0 [m] druckäquivalente Wassertiefe (sie entspricht der tatsächlichen Wassertiefe zuzüglich die der extern einwirkenden Druckänderung entsprechenden äquivalenten Wassertiefe)

i_c [-] kritischer hydraulischer Gradient (Terzaghi 1943):

$$i_c = \frac{1}{\gamma'} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (6)$$

a^2 [s/m] ist ein Systemparameter, der Informationen über das Mischungsverhältnis von Bodenteilchen, Flüssigkeit und Gas enthält:

$$a^2 = \frac{4n(1-S)}{k} \quad (7)$$

wobei n das Porenvolumen des Bodens ist, k die Wasserdurchlässigkeit, u der Porenwasserdruck (entspricht der hydrostatischen Druckhöhe h_w multipliziert mit der Wichte des Wassers γ_w) und S der Sättigungsgrad (der spezifische Anteil des Bodens, der nicht gasförmig ist).

Mit kleiner werdendem S wird a größer, und der Zeitpunkt t_1 wird früher erreicht. Das heißt, bei kleinerem Sättigungsgrad dauert es bei gleichgroßer externer Druckänderung auch weniger lang, bis der Boden fluidisiert.

An einer ungeschützten Gewässersohle setzt bei entsprechend hoher Belastung durch den Wasserspiegelabsenk (Wellen u.ä.) die Fluidisierung des Bodens zum Zeitpunkt t_1 in der Bodentiefe $z = 0$ unmittelbar an der Gewässersohle ein.

Ist die Gewässersohle von einer Schutzschicht (Deckwerk) bedeckt, beginnt die mögliche Fluidisierung des Gewässeruntergrundes in einer Bodentiefe $z > 0$ und zu einem späteren Zeitpunkt t_1 als es sich an einer ungeschützten Sohle einstellt (Roussel et al. 2000).

Der Zeitpunkt t_1 wurde hier zunächst unter der vereinfachenden Annahme ermittelt, daß die Kompressibilität des Porenwassers im Porenmedium des Boden unter Wasser nicht unmittelbar von der Wassertiefe z abhängt, was in der Realität jedoch noch zusätzlich zu berücksichtigen ist.

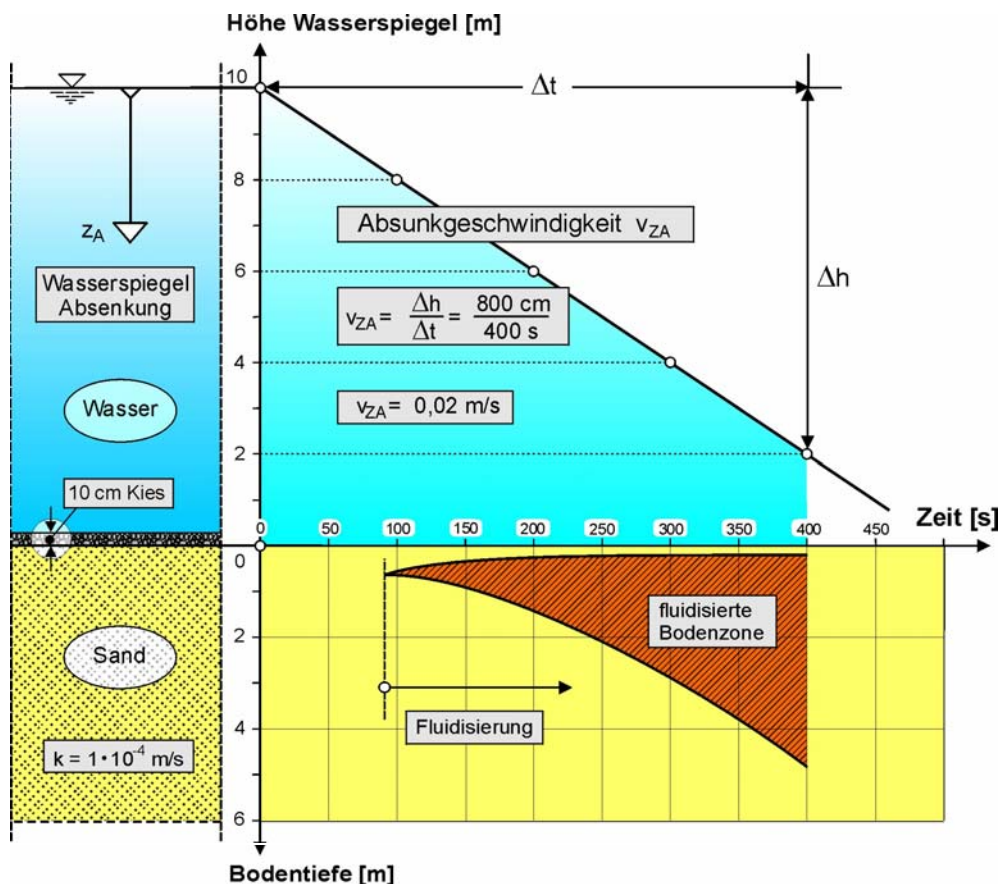


Abb. 4: Fluidisierte Bodenzone als Funktion der Zeit t und der Bodentiefe z

Abbildung 4 zeigt das Ergebnis einer solchen Berechnung für den Zustand eines Sandes mit einer Wasserdurchlässigkeit $k = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$, einem Porenvolumen $n = 0,4$

und einem Sättigungsgrad $S = 0,9$ mit einer Auflast aus einer 10 cm dicken Kiesschicht bei einer relativ langsamen, aber immer noch als schnell zu bewertenden (siehe Abschnitt 3) Wasserspiegelabsunkgeschwindigkeit $v_{zA} = 0,02$ m/s. Der zwischen den beiden einhüllenden Funktionskurven eingeschlossene Bereich beschreibt den zeitlichen Entwicklungsverlauf der Fluidisierung im Sand. Es wird deutlich, dass die Fluidisierung für den Boden mit Auflast erst in einer bestimmten Bodentiefe $z_{krit.}$ und zu einem bestimmten Zeitpunkt $t_{krit.}$ beginnt und sich danach bei fortlaufender Absenkung von diesem kritischen Punkt aus sowohl aufwärts wie abwärts gerichtet im Boden ausbreitet. Solche instationären Belastungszustände sind für Betrachtungen zur Stabilität von Gewässersohlen und Unterwasserböschungen von großer Bedeutung. Mit Hilfe solcher Berechnungsansätze lassen sich in Zukunft erforderliche Sicherungsmaßnahmen an Wasser-Boden-Grenzflächen in einem erweiterten Maße optimieren. Der Beginn der Fluidisierung des Bodens ist nach den bisherigen theoretisch und praktisch durchgeführten Untersuchungen (Köhler&Koenders 2003), (Davis et al. 2005, 2004a,b,c) unmittelbar von der vorhandenen Auflast σ_{top} , der Absenkungsgröße z_A und der Absunkgeschwindigkeit v_{zA} sowie der maßgebenden Wasserdurchlässigkeit k des Bodens abhängig. Mit den Ergebnissen aus speziell hierfür konzipierten Versuchen, die in einem zu diesem Zweck gesondert hergestellten Druckversuchstank (Köhler et al. 1996, 1999), (Spies et al. 2000) im Maßstab 1:1 in der BAW durchgeführt wurden, konnte das Verformungs- und Fluidisierungsverhalten des Bodens für unterschiedliche Wasserspiegeländerungen und Deckschichtauflasten untersucht werden. Die hierzu nachträglich durchgeführten numerischen Vergleichsberechnungen beruhen auf diesen praktischen und theoretischen Untersuchungen zum Materialzustand des Bodens mit zunächst überwiegend elastischem Verformungsverhalten vor dem Erreichen des elasto-plastischen Grenzzustandes bis hin zum visko-plastischen Verhalten des wassersunkbelasteten Bodens nach dem Überschreiten des plastischen Grenzzustandes im Zustand der Fluidisierung (Roussel et al. 2000), (Köhler & Schwab 2001), (Schwab & Köhler 2002, 2003). Durch Berücksichtigung der dem Boden zuweisbaren Viskosität lassen sich die Einflußtiefen der im Boden ausgelösten Fluidisierung (Verflüssigung) nach Ort und Zeit bestimmen. Diese gekoppelten numerischen Berechnungen sind in geschlossener Form sowohl für den unbelasteten wie belasteten Boden anwendbar. Mit der in diesen Untersuchungen

aufgestellten Formulierung zum Stoffverhalten des Bodens im Zustand der Fluidisierung kann in praxisnahen Vergleichsberechnungen der jeweilige Nachweis zur hydrodynamischen Bodenverformung geführt werden.

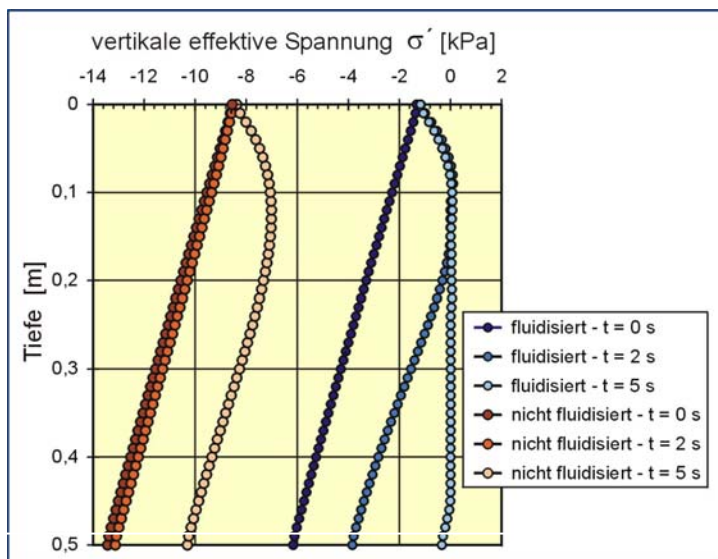
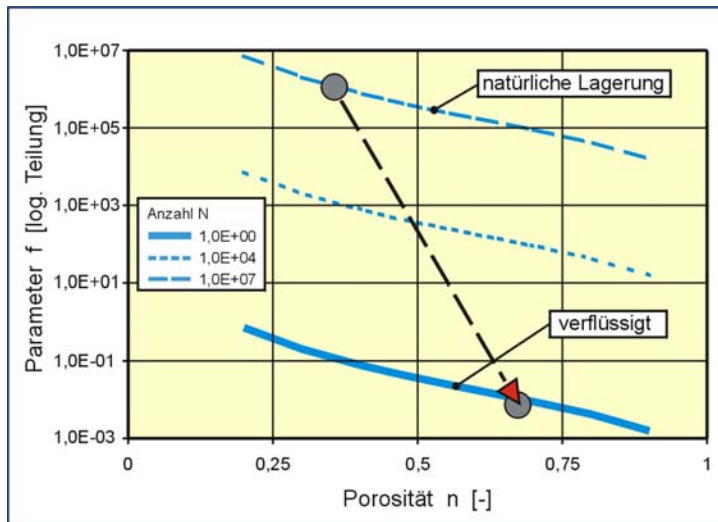


Abb.5: Fluidisierung des Bodens als Funktion der Porosität n und des Viskositäts-Moduls f (Bild oben) sowie die effektiven Spannungen σ' bei unterschiedlichen Deckschichtauflasten σ_{top} als Funktion der Zeit t und der Bodentiefe z (Bild unten)

Abbildung 5 zeigt die Veränderungen der Bodeneigenschaften während des Fluidisierungsvorgangs von der ursprünglich natürlichen Lagerungsform bis hin zum verflüssigten Zustand mit abnehmender Viskosität f des Bodens in Abhängigkeit von der Porosität n des sich während der Fluidisierung auflockernden Bodens.

Die Abbildung 6 zeigt das Ergebnis einer numerischen FE-Simulation zur Fluidisierung für den Zustand eines Sandes mit einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $k = 8.5 \cdot 10^{-5}$ m/s, einem Porenvolumen $n = 0,45$ und einem Sättigungs-

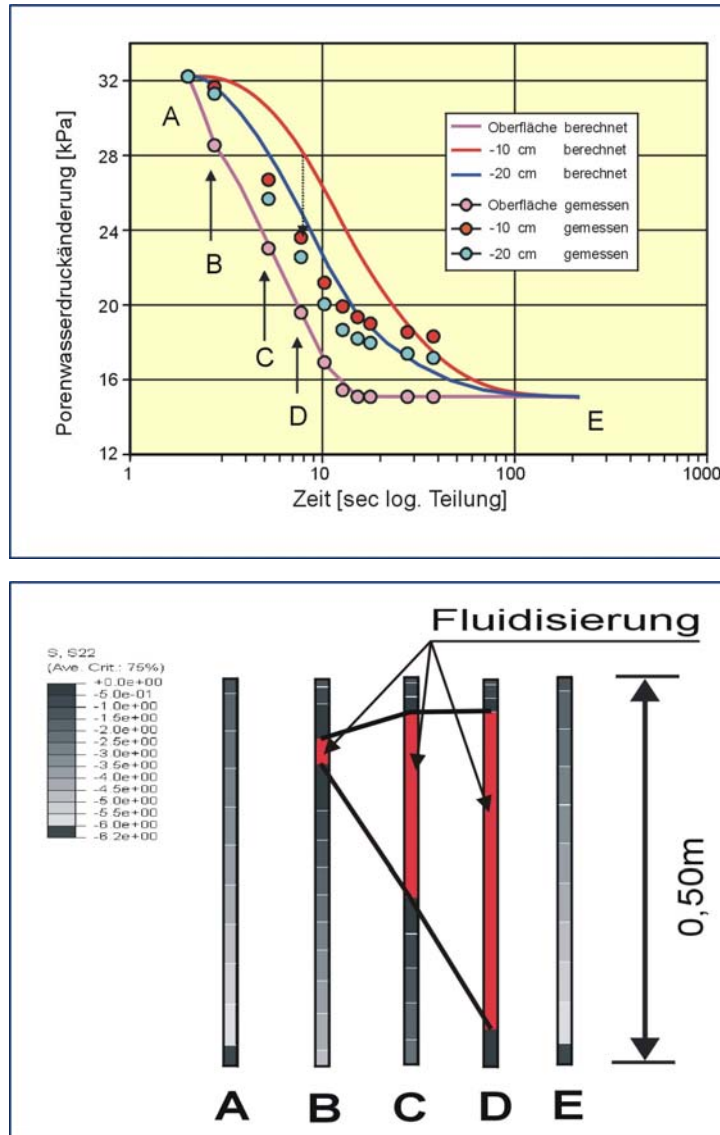


Abb.6: Porenwasserdrücke aus dem Wasserspiegelabsenk z_A während der Absenkphasen A bis E und berechnete Fluidisierung im Boden als Funktion der Zeit t und der Bodentiefe z in den Phasen A bis E

grad $S = 0,9$ mit einem Absenkmaß $z_A = 1,75$ m WS über eine Absenkzeit t_A von etwa 13 sec, was einer mittleren Wasserspiegelabsenkgeschwindigkeit von $v_{zA} = 0,13$ m/s entspricht. Hierbei wurde eine rund 7.5 cm dicke Deckschichtauflast ($\sigma_{top} = 1,3$ kN/m²) aus Kies berücksichtigt, wie sie auch in den Laborversuchen im Maßstab

1:1 im Druckversuchstank der BAW zur Anwendung kam (Köhler 2001b). Der zwischen den beiden einhüllenden Funktionskurven eingeschlossene, rot markierte Bereich in Abbildung 6 (Bild unten) beschreibt den berechneten zeitlichen Entwicklungsverlauf der Fluidisierung im Sand.

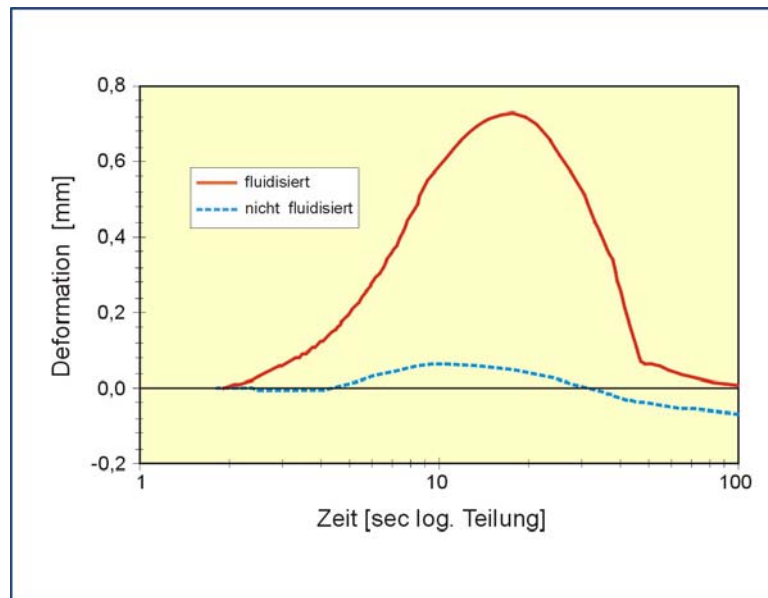


Abb.7: Berechnete Verformungen an der Wasser-Boden-Grenzfläche im Belastungsfall Wasser-spiegelabsenk im fluidisierten und nicht fluidisierten Zustand (Köhler & Schwab 2001)

Auch aus dieser gekoppelten numerischen FE-Simulation wird deutlich, dass die Fluidisierung für den Boden mit Auflast erst in einer bestimmten Bodentiefe $z_{krit.}$ und zu einem bestimmten Zeitpunkt $t_{krit.}$ beginnt und sich danach bei fortlaufender Absenkung von diesem kritischen Punkt aus sowohl aufwärts wie abwärts gerichtet im Boden ausbreitet. Der Verlauf der Fluidisierung über die Bodentiefe z zeigt sich in Abhängigkeit von der Einwirkzeit t auch in den effektiven Spannungen σ' (Abb. 5), die im Zustand der Fluidisierung bis auf den Wert Null abfallen ($\sigma' = 0$). Dieser Zustand ist gekennzeichnet durch den völligen Verlust der Reibungsfestigkeit im Sand. Solche instationären Belastungszustände sind sowohl für Betrachtungen zur Bauwerksstandsicherheit als auch für die Stabilität von Gewässersohlen und Unterwasserböschungen von großer Bedeutung.

Mit einer fortlaufend andauernden Absenkung des Wasserspiegels z_A mit der Absinkgeschwindigkeit v_{zA} (vergl. Abb. 4) kann durch den im Sand initialisierten

Porenwasserüberdruck $\Delta u(z,t)$ bei nicht ausreichend groß dimensionierten Deckschichtauflasten der unterlagernde Sand bis in große Bodentiefen fluidisiert werden ($\sigma' = 0$). Bei Anwendung ausreichend hoher Deckschichtauflasten tritt diese Fluidisierung des Bodens nicht ein. Der Boden bleibt dann ausreichend stabil und widerstandsfähig gegen die extern einwirkenden Wasserdruckentlastungen.

Abbildung 7 zeigt die Ergebnisse der berechneten Bodendeformationen an der Wasser-Boden-Grenzfläche aus den numerischen Vergleichsberechnungen, die für zwei exemplarisch dargestellte Beispiele (Köhler & Schwab 2001) im Zustand der Fluidisierung und im nicht fluidisierten Zustand entstehen können.

Wird der Boden durch eine entsprechend hohe Auflast ausreichend geschützt, kommt es lediglich zu elastischen Bodenverformungen (Hebungen und Senkungen), die aber so gut wie keine strukturellen Bodengefügeänderungen bewirken können.

5 Fluidisierung durch Wellenbelastung

Die oben präsentierten 1D-Analysen können den Einfluss der aus der Wellenbelastung erzeugten horizontalen Bodenbewegung nicht berücksichtigen. Um diese Effekte zu untersuchen, wurden 2D-Simulationen durchgeführt (Schwab & Köhler 2003).

Ausgelöst durch oszillierende Wellen entstehen durch die wechselseitig einwirkenden instationären Porenwasserdrücke $\Delta u(z,t)$ Ein- und Ausströmungsvorgänge in dem durch Wellen belasteten Boden.

Abbildung 8 zeigt schematisch die Auswirkung von Wellen auf die zeitliche Entwicklung des Porenwasserdruckverlaufs im Sohl- und Böschungsuntergrund analog zur Entstehung von Porenwasserüberdruck als Folge des schnellen Wasserspiegelabsinks.

Die in natürlichen Gewässern ständig stattfindenden Bodenumlagerungen an der Gewässersohle oder an brandungsbelasteten Sandböschungen sind dadurch eindrucksvoll zu begründen.

Wellenstrukturen an der Wasseroberfläche spiegeln sich an der Oberfläche der Gewässersohle direkt wider.

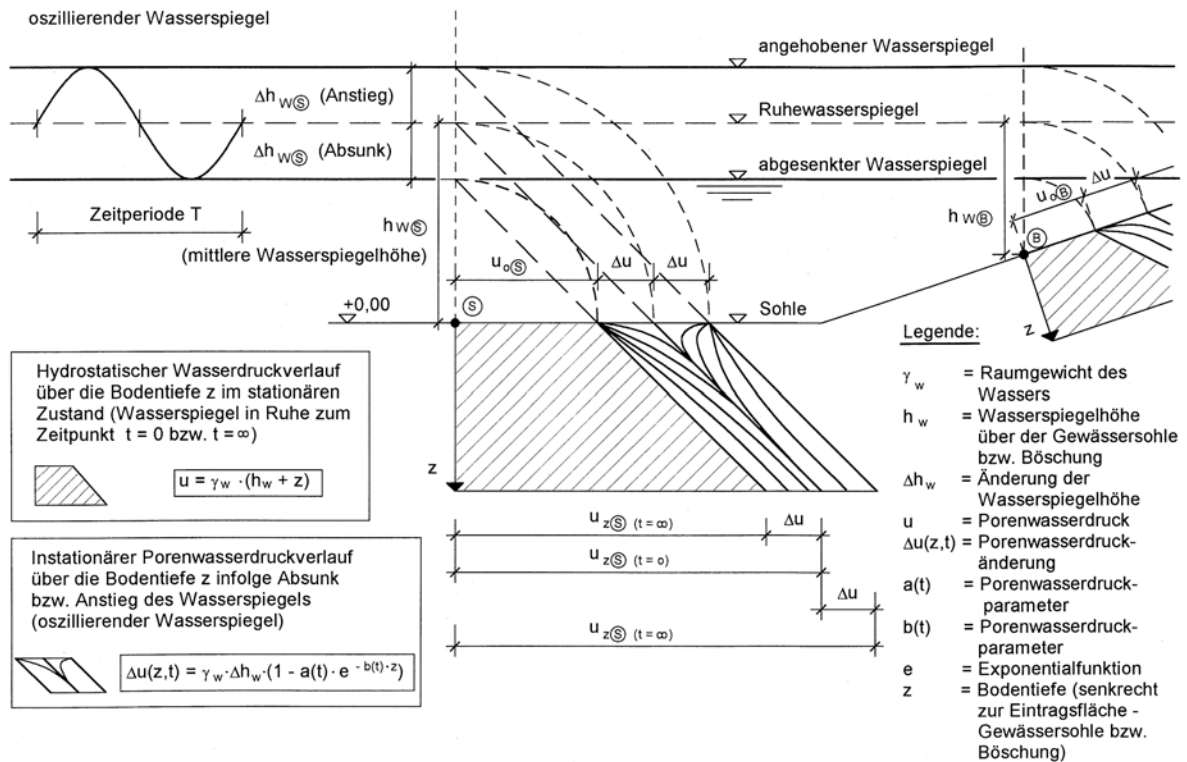


Abb. 8: Oszillierende Wasserspiegel und ihre Auswirkungen auf den instationären Porenwasserdruckverlauf als Funktion der Bodentiefe z und Verlaufszeit t

Die plastischen Verformungseigenschaften eines sich verflüssigenden Bodens verhalten sich unmittelbar proportional zur wirkenden Spannung σ und umgekehrt proportional zum jeweils zeitlich veränderlichen Verformungsmodul f , wie er auch an einem viskos veränderlichen Stoff zu beobachten ist.

Unter den zum Zeitpunkt t jeweils wirkenden Spannungen σ wird der Boden zunehmend plastisch deformiert.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} \equiv \dot{\varepsilon} = \frac{\sigma^\alpha t^\beta}{f} \quad (8)$$

wobei gilt:

σ = mittlere Spannung, t = Zeit, f = Viskositätsmodul, α und β = empirische Konstanten.

Mit der Kriechdehnungsrate $d\varepsilon/dt$ entsprechend Gleichung (8) kann unter Berücksichtigung des sich während der Fluidisierung ändernden viskosen Verformungsmoduls f

des Bodens der einsetzende Prozess der Bodendeformation bis hin zur völligen Verflüssigung der wassersunkbelasteten Bodenschichten beurteilt werden.

Das numerische Berechnungsverfahren benutzt die von (Köhler & Koendners 2003) beschriebene Modellvorstellung eines sich in seiner Porosität ändernden granularen Mediums. Das mechanische Verhalten einer solchen Boden-Wasser-Mischung ist durch die relative Entfernung zwischen den im Bodenvolumen (Torquato et al. 1990) enthaltenen Bodenkörnern und damit indirekt auch durch die Porosität n und zusätzlich durch die Anzahl N der Körner bestimmt, die sich im Kontrollvolumen befinden. Die Anzahl N ist sehr groß für den im natürlichen Zustand gelagerten, scherfesten Boden und tendiert auf den Wert 1 im Zustand der Bodenverflüssigung (Fluidisierung).

$$f = \mu_w \frac{6(1-n)^2}{n^3} N \quad (9)$$

Der Viskositätsmodul f entsprechend der Gleichung (9) verhält sich zu N und zur Flüssigkeitsviskosität μ_w proportional und zur relativen Entfernung der Einzelkörner einer Kugelpackung mit der Porosität n (Kontrollvolumen) umgekehrt proportional. In der Abbildung 5 (oberes Bild) wird die Abhängigkeit des Viskositätsmoduls f von der Dichte des Bodens dargestellt, ausgedrückt über die Anzahl N von Bodenpartikeln innerhalb eines fiktiv angesetzten Kontrollvolumens. Beim Übergang von der Lagerungsdichte eines Bodens mit dem natürlichen Porenvolumen n im unverflüssigten Zustand bis hin zum Zustand des Bodens nach Eintritt der Verflüssigung vergrößert sich auch das Porenvolumen über den Wert der lockersten Lagerung n_0 hinaus. Werte bis in die Größenordnungen von $n = 0.7 - 0.8$ können erwartet werden.

Mit den in der Gleichung (8) enthaltenen Exponenten α und β kann der jeweilig vorherrschende Zustand des Bodens (verflüssigt oder unverflüssigt) in der numerischen Berechnung gesteuert werden. Mit dieser Aussage zur Änderung des viskosen Verhaltens des Bodens während der Fluidisierung sind zunächst ausreichend genaue Beschreibungsmöglichkeiten für den jeweils maßgebenden viskosen Verformungsmodul f anzusetzen, die in den Vergleichsberechnungen zum

Verformungs- und Fluidisierungsverhalten des Bodens unter Wasser berücksichtigt wurden. Das Verformungsverhalten als auch die Einflußtiefen der im Boden einsetzenden Verflüssigung konnten damit nach Ort, Zeit und Verlaufsform numerisch ausreichend genau modelliert werden

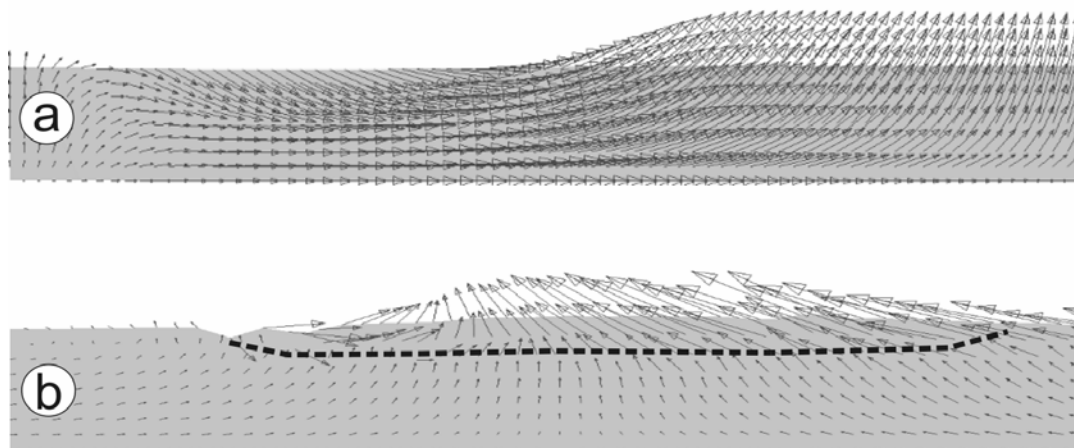


Abb. 9: Verformungsfelder → elastische (a) und verflüssigte (b) Phasen
(2 D Simulation, unterschiedliche Vektormaßstäbe)

Eindimensional durchgeführte FE-Analysen können diese zusätzlich zur vertikalen Verformung auftretenden horizontalen Deformationen des Bodens, wie sie aus einer laufenden Welle im Boden an der Gewässersohle tatsächlich erzeugt werden, nicht nachbilden.

Abbildung 9 zeigt die Auswirkung von Wellen auf die Verformungsentwicklung des Bodens für zwei unterschiedliche Modellansätze: (a) der Boden wird als rein elastischer Körper simuliert und (b) in der Simulation wird mit dem Übergang des Bodens vom elastischen in den viskosen Zustand auch die Verflüssigung der betroffenen Bodenbereiche zugelassen.

Im Fall des elastischen Verhaltens einer wellenbelasteten Bodenmasse bewegen sich die Bodensegmente auf elliptischen Bahnen, mit einer unter zunehmender Bodentiefe hin einsetzenden Abnahme der vertikalen Bewegungsanteile und gleichzeitig geringfügig zunehmender horizontaler Verformungskomponenten (siehe auch Abb. 9a).

Im Belastungsfall einer Verflüssigung des Bodens (Abb. 9b) werden die Bodenpartikelbahnen um das Vierfache der Länge bei elastischer Verformung vergrößert. Unterhalb des verflüssigten Bereichs sind jeweils nur geringe Änderungen in den

Bewegungsbahnen festzustellen. In den tieferen Bodenhorizonten sind schließlich nur noch horizontale Bewegungsabläufe in alternierenden Richtungen zu verfolgen.

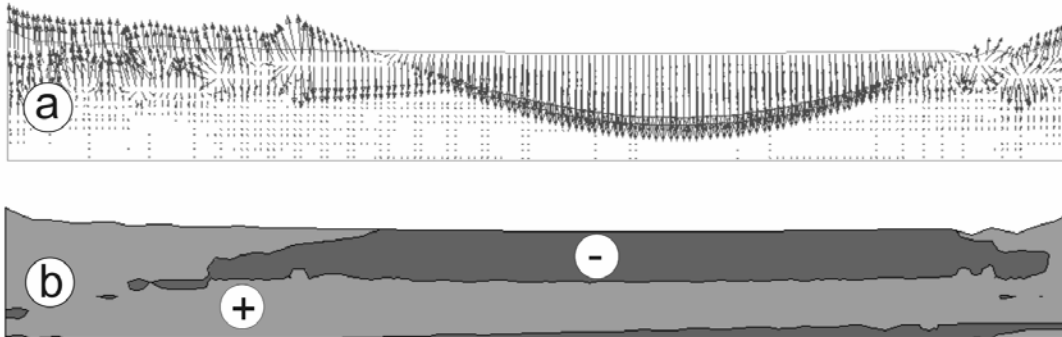


Abb. 10: a) Porenwasserströmungsfeld b) Bereiche mit durch laufende Wellen verursachtem Aufwärts- (+) und Abwärtsporenwasserfluss (-)

Ein besonders interessantes Resultat der zwei-dimensionalen FE-Simulationen wird in Abbildung 10 dargestellt.

Im oberen Teil des Bildes (a) ist das Strömungsvektorfeld der ausgelösten Porenwasserströmung und im unteren Teil (b) die jeweilige Strömungsrichtung dargestellt. Der jeweils entlastende Teil der laufenden Welle, der in Abbildung 10a sowohl am rechten wie auch am linken Bildrand gleichzeitig einwirkt, verursacht die Verflüssigung des Bodens in der kritischen Tiefe z_{krit} , die in Abbildung 10a als abgetreppter, weißer Begrenzungslinienzug zwischen den aufwärts und abwärts gerichteten Vektorpfeilen im wellenbelasteten Boden zu erkennen ist.

In dieser Bodenzone konvergieren die gerade wirkenden Porenwasserströmungen. Verursacht durch die Superposition der aus dem vorauslaufenden Teil des Wellentales ausgelösten, aber noch immer nachwirkenden, nach oben gerichteten, Porenwasserströmung mit der aus dem unmittelbar nachfolgenden Wellenberg erneut erzeugten abwärts gerichteten Porenwasserströmung wird eine scharfe Trennlinie zwischen den fluidisierten und nicht fluidisierten Bodenbereichen angezeigt. In den durch die Wellenbelastung sich verformenden Bodenbereichen an der Gewässersohle sind deutlich divergierende Porenwasserströmungen unterschiedlicher Intensität zu beobachten:

Das Porenwasser im oberen Teil des Bodens bewegt sich bereits aufwärts, während im unteren Bodenteil die Strömung des Porenwassers noch abwärts gerichtet ist. Genau diese Tiefenlinie zeigt den Bereich der verflüssigten Zone an.

Jedes mal, wenn die effektiven Spannungen im Boden durch die einwirkende Wellenbelastung in ausreichendem Maße vermindert werden, kann auch ein erhöhter Bodenpartikeltransport stattfinden. Wegen des Verlustes der intergranularen Reibung während der Verflüssigung kann sich deshalb auch eine größere Erosion einstellen, wenn die Gewässersohle gleichzeitig horizontal überströmt wird.

Transiente Bewegungen, wie die durch laufende Oberflächenwellen hervorgerufenen Verformungen des Sandbetts, die sich in Form von Sandwellen oder Riffel einstellen, finden an der Gewässersohle in wechselnder Häufigkeit statt. Sie lösen sich aber auch wieder auf, wenn sich mit dem sich ändernden Wellenbild bei abflauenden Amplituden rückläufige Prozesse einstellen. Ein wieder einsetzendes Verflachen des verformten Sandbettes ist dann die Folge.

Im Belastungsfall der Verflüssigung werden die in Abbildung 11 für den wellenbelasteten Boden im elastischen Zustand in unterschiedlichen Bodentiefen dargestellten Bodenpartikelbahnen aus den rein elliptischen Bahnbewegungen in unregelmäßig von diesen Bahnen abweichende und zudem erheblich vergrößerte Amplituden verformt. Die Bewegungen werden bis zu viermal größer.

In Abbildung 12 werden die ehemals elastischen Bewegungsbahnen zum Vergleich mit den bei der Verflüssigung einsetzenden Bahnverformungen als punktierte Linienzüge dargestellt. Unterhalb des verflüssigten Bereichs sind jeweils nur geringe Änderungen in den Bewegungsbahnen festzustellen. In den tieferen Bodenhorizonten sind schließlich nur noch horizontale Bewegungsabläufe in alternierenden Richtungen zu verfolgen. Die Punkte, die durch die Pfeile in den Bahndiagrammen gekennzeichnet sind, zeigen die jeweilige simultane Position der ausgewählten Bodensegmente auf ihren durchlaufenen Bewegungsbahnen an. Die durch die Porenwasserkompressibilität hervorgerufene Verzögerung in der Porenwasserdruckentwicklung wird damit ebenfalls deutlich sichtbar.

Beim Durchlaufen des Wellentals verflüssigt sich das Gewässerbett bis zu einer Bodentiefe von etwa 55 cm, was sich in Abbildung 12 in vergrößerten Bahntrajektorien widerspiegelt (mehr als doppelt lange Trajektorien). Die durch die

Wellenbelastung hervorgerufene Verflüssigungstiefe von etwa 55 cm unterhalb der Gewässersohle wird in Abbildung 13 angezeigt.

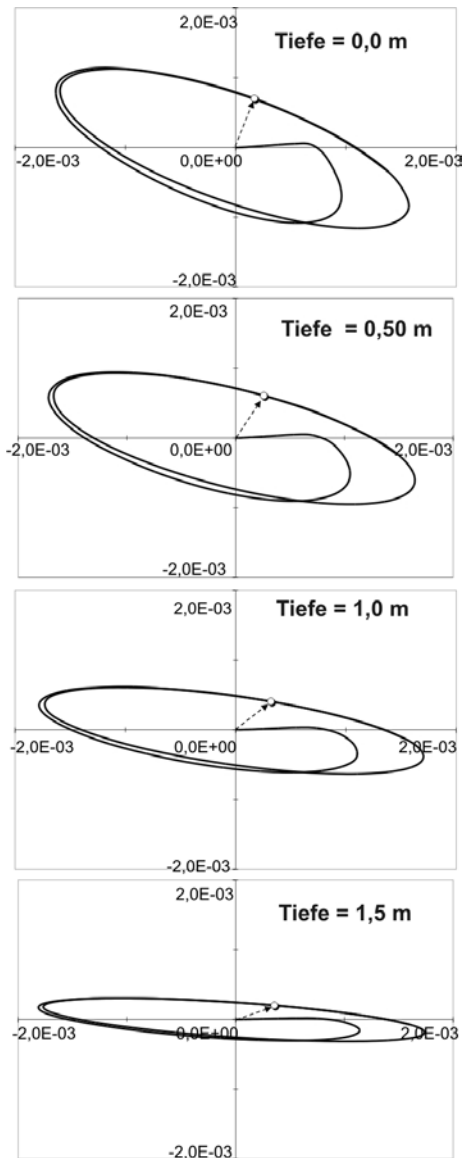


Abb. 11: Bodenpunkttrajektorien im elastischen Zustand (2D)

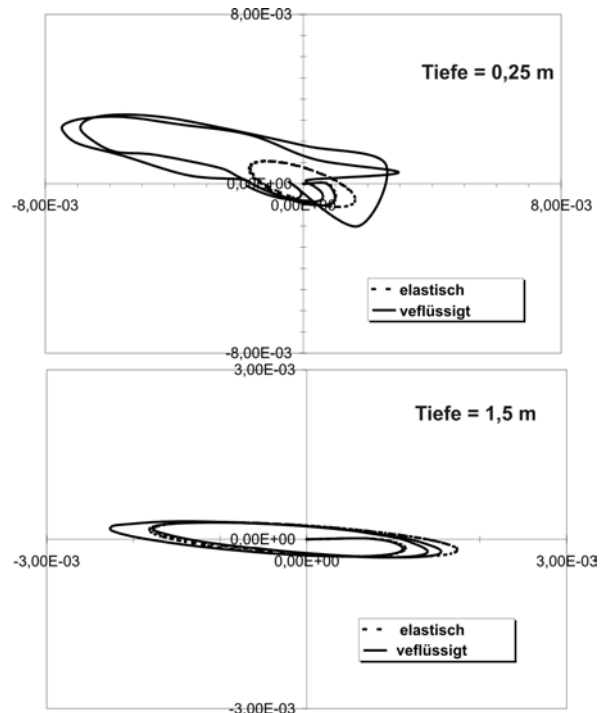


Abb. 12: Bodenpunkttrajektorien im verflüssigten Zustand (2D)

In den beiden nachfolgenden Abbildungen 13 und 14 wird die Fluidisierung des Gewässerbodens unter Wellenbelastung dargestellt, die sich aus den numerischen Berechnungen im eindimensionalen Zustand unter einer Wellenbelastung mit einer Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit von 5 m/s und einer Wellenhöhe von $H = 2,40$

m (Wellen-Periode von 5 sec) in einem sandigen Gewässerbett mit einer Wassertiefe von 4 m ergeben haben.

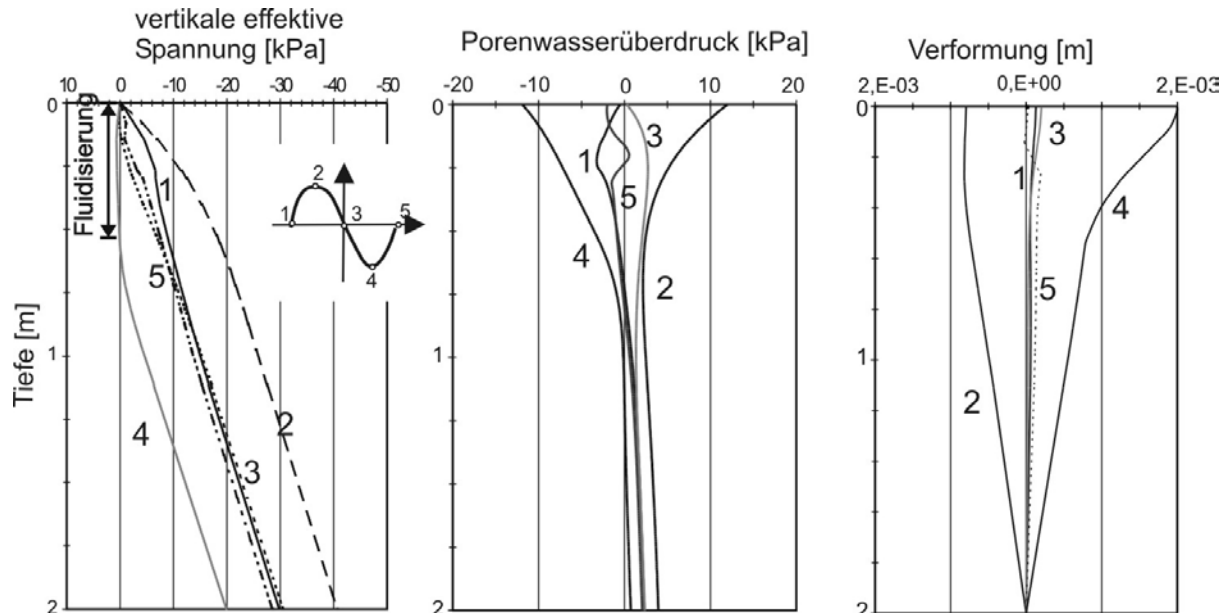


Abb. 13: Verteilung der vertikalen effektiven Spannungen (links), Porenwasserdruckänderungen (mitte) und Verformungen mit Fluidisierung in der Phase 4 (rechts) unter Wellenbelastung (1D - Simulation) in den Wellenphasen 1 bis 5 (Skizze)

Transiente Bewegungen, wie z. B. durch laufende Oberflächenwellen hervorgerufene Verformungen des Sandbettes, die sich in Form von Sandwellen einstellen, finden an der Sohle in wechselnder Häufigkeit statt, lösen sich aber auch wieder auf, sobald das sich ändernde Wellenbild der abflauenden Wasserbewegungen solche Prozesse erlauben. Ein wieder einsetzendes Verflachen des verformten Sandbettes ist dann die Folge. Erklärbar werden solche morphologischen Gewässerbettveränderungen nicht nur allein durch äußere Kraftgrößen wie Druck- und Geschwindigkeitsänderungen aus der äußeren Strömung. Werden die auf das Gefüge des unterlagernden Sandbodens einwirkenden instationären Porenwasserdruckänderungen $\Delta u(t,z)$ ebenfalls berücksichtigt, ergeben sich zusätzliche Lasteinwirkungen auf das Sohlbett, die sich bei entsprechender Wellenhöhe in örtlich und zeitlich wiederholt einstellenden Fluidisierungen des Gewässerbodens äußern. Beide Belastungsmechanismen, die zur Erosion und Sedimentation an der Gewässerberandung beitragen, superponieren sich also in ihrer Wirkung und können das Ergebnis der äußeren Erosion sowohl verstärken als auch vermindern.

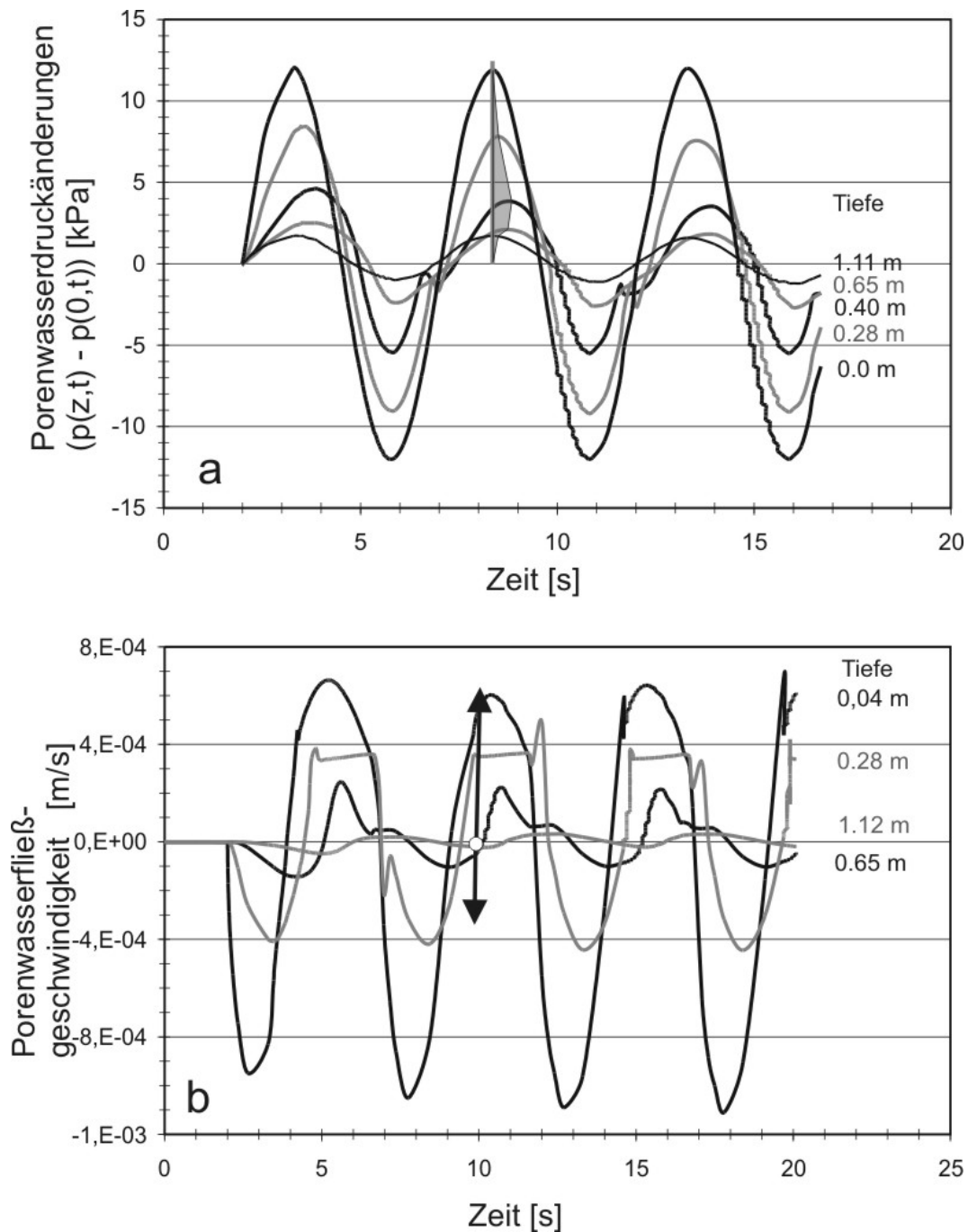


Abb. 14: Verlauf des Porenwasserdrucks und der dazugehörigen Porenwasserfließgeschwindigkeiten in den unterschiedlichen Bodentiefen unter der einwirkenden Wellenbelastung (1D-Simulation)

Im oberen Teil der Abbildung 14 sind die jeweils berechneten Porenwasserdruckveränderungen in den unterschiedlichen Bodentiefen zwischen 0 m und 1,11 m

wiedergegeben. Die zeitliche Verzögerung und Dämpfung der Porenwasserdruckänderung ist deutlich zu erkennen.

Im unteren Teil der Abbildung 14 sind die zu den jeweiligen Bodentiefen zugehörigen Fließgeschwindigkeiten des Porenwassers dargestellt, die sich im teilweise fluidisierten Gewässerbett mit unterschiedlichen Größen, Verlaufsformen und Strömungsrichtungen einstellen. Besonders deutlich wird in dieser Darstellung der Einfluß der Fluidisierung des Gewässerbodens auf die Porenwasserströmungen in den jeweiligen Bodentiefen. Während in der Bodentiefe von rund 4 cm ein etwa sinusförmiger Verlauf der Porenwassergeschwindigkeiten auftritt, ist dieser Verlauf ab etwa der Bodentiefe von 28 cm deutlich durch die Fluidisierung des Bodens gestört.

6 Schlußbemerkungen

Der Boden als Dreiphasensystem (Gas, Wasser und Feststoff) reagiert in seinen mechanischen Eigenschaften bei schnell auf ihn einwirkenden Druckänderungen besonders empfindlich mit verzögerten Porenwasserdruckänderungen und damit einhergehenden Verformungen. Um Schadenszustände zu vermeiden, sind besondere Vorkehrungen erforderlich, die die instationären Belastungen des Bodens berücksichtigen. Gegen den Grundbruch, das Abheben und das Abgleiten, aber auch gegen schädliche Verformungen des Bodens ist Vorsorge zu treffen. Mit Berücksichtigung des Bodens unter Wasser als Drei-Phasen-Medium ändern sich die Fließbedingungen im Porenwasser vom stationären in den (transienten) instationären Porenwasserfluss. Durch den völligen Verlust der inneren Scherfestigkeit des Bodens kann es in bestimmten Belastungsfällen sogar zu Verflüssigungen (Fluidisierungen) des Bodens kommen. Die elastische Speicherung im wasser-gefüllten Porenmedium führt zur Dämpfung der Porenwasserdruckausbreitung im Boden, wodurch der Porenwasserdruck häufig bestimmend wird für die Sicherheit gegen Aufbruch, Abheben und Abrutschen auf potentiellen Gleitflächen. Das Phänomen der Porenwasserdruckdämpfung im Boden unter Wasser hat seine natürliche Ursache im Gehalt von im Porenwasser fein verteilten Luftblasen. Die unter Druckänderung sich einstellenden Volumenänderungen der im Porenwasser eingeschlossenen Gasblasen lösen örtlich instationären Porenwasserfluss aus, der

bei geringer Wasserdurchlässigkeit und hoher Steifigkeit des Porenmediums zu erheblichen Verzögerungen der Porenwasserdruckanpassungen an die äußeren Lastbedingungen führen kann. Dieser Effekt hat im gesamten Bereich der bodenmechanischen Berechnungsverfahren eine nicht zu vernachlässigende Bedeutung, insbesondere gilt dies für den Boden unter Wasser.

7 Literatur

[1] Bezuijen, A. & Köhler, H.-J. (1996), Filter- and revetment design of water imposed embankments induced by wave and draw down loadings, Proc. of the 1st Europ. Geosynth. Conf. EuroGeo1, Maastricht, the Netherlands, Geosynthetics: Applications, Design and Construction, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 1007-1023

[2] Biot, M.A. (1941), General theory of three dimensional consolidation, J. Appl. Physics, 12, 155-164.

[3] Davis, M.; Köhler, H.-J.; Koenders, M. A.; Schwab R. (2004c), Hydraulic Failure and soil structure deformation due to wave and draw down loading. In: ASCE- Proceedings of the Coastal Structure 2003 Conference, Oregon, USA

[4] Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993), Soil mechanics for unsaturated soils, New York

[5] Davis, M.; Köhler, H.-J.; Koenders, M. A. (2005), Unsaturated subsoil erosion protection in turbulent flow conditions. In: IAHR Journal of Hydraulic Research (JHR), M. Garcia (ed.) Urbana, Illinois 61801, USA, (submitted)

[6] Davis, M.; Koenders, M.A.; Köhler, H.-J. (2004a), Pore pressure response due to turbulent flow patterns using combined lattice Boltzmann and analytical methodology, In: Tagungsband zum BAW-Workshop am 17. September 2004, „Boden- und Sohlstabilität – Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau“, Karlsruhe, pp. 10-1 bis 10-14

[7] Davis, M.; Koenders, M.A.; Köhler, H.-J. (2004b), Pore pressure response due to turbulent flow patterns using combined lattice Boltzmann and analytical methodology In: ASCE-Proceedings of the 29th Int. Conf. on Coastal Engineering (ICCE 2004), Lisbon, ASCE (eds.), Reston, Virginia, USA, (in print)

[8] Köhler, H.-J. (1989), Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Nr. 66, pp. 155-174

[9] Köhler, H.-J. (1993), The influence of hydraulic head and hydraulic gradient on the filtration process, Proc. of the 1st Int. Conf. Geofilters '92, Karlsruhe, Filters in Geotechnical and Hydraulic Engineering, J. Brauns et al. (eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 225-240

[10] Köhler, H.-J. (1997a), Porenwasserdruckausbreitung im Boden, Messverfahren und Berechnungsansätze, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Nr. 75, pp. 95-108

[11] Köhler, H.-J. (1997b), Boden und Wasser - Druck und Strömung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Nr. 76, pp. 15-33

[12] Köhler, H.-J., (2001a), Filterbemessung aus geotechnischer Sicht, Tag.-Band IfH-Workshop „Filter- und Interstitialforschung - Strömung und Turbulenz“, Universität Karlsruhe (TH), Mitteilungen Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe, Bericht Nr. 769, pp. IV/1-28

[13] Köhler, H.-J. (2001b), Druckwechselbelastung an Wasser-Boden-Grenzflächen, Zeitschrift für angewandte Geologie (ZAG), Hannover, 2001, 47/1, pp. 8–16

[14] Köhler, H.-J. (2003), Transient excess pore water pressure causing structure deformation and hydraulic soil failure, Proc. Int. Geotechn. Conf. Dedicated to the Tercentenary of St. Petersburg, Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering, Ilichev & Ulitsky (eds.), ASV Publisher, Saint Petersburg-Moscow, Vol. 1, pp. 327-334

[15] Köhler, H.-J.; Haußecker, H.; Jähne, B. (1996), Detection of particle movements at soil interfaces due to changing hydraulic load conditions, localised by image processing technique, Proc. of the 2nd Int. Conf. Geofilters '96, Montreal, Canada, pp. 215-226

[16] Köhler, H.-J.; Feddersen, I.; Schwab, R. (1999a), Soil and structure deformations due to reconstruction of an old lock built on unsaturated submerged clay, Proc. of the 2nd Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Italy, Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterial; M. Jamiolkowski et al. (eds), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 793-800

[17] Köhler, H.-J.; Haußecker, H.; Spies, H.; Beringer, O. (1999b), Fluidisation and deformation of submerged soil due to fluctuating water level, Proc. XIIth Europ. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Eng., Amsterdam, the Netherlands, Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure; F.B.J. Barends et al. (eds), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 921-927

[18] Köhler, H.-J. & Schwab, R. (2001), Influence of external pressure changes acting on unsaturated submerged soils, Proc. XVth Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, (ICSMGE 2001), Istanbul, Vol. 1, Publications Committee of the XV ICSMFG (eds), pp. 593–596

[19] Köhler, H.J. & Koenders, M. A. (2003), Direct visualisation of underwater phenomena in soil-fluid interaction and analysis of the effects of an ambient pressure drop on unsaturated media, Journal of Hydraulic Research, 41 (1), pp. 69-78.

[20] Köhler, H.-J.; Warnecke, W.; Holfelder, T. (2004), Filters subjected to transient hydraulic loading, Proc. of the 4th Intern. Conf. Geofilters 2004, Windhuk, Südafrika, 2004, Fourie et al. (eds.)

[21] Roussel, N.; Köhler, H.-J.; Koenders, M.A. (2000), Analysis of erosion protection measures in partially saturated subsoils, Filter and drainage in geotechnical and environmental engineering, Wolski, E. & Mlynarek, J., (eds.) Balkema Rotterdam, pp. 75-82

[22] Schwab, R. & Köhler, H.-J. (2002), Verhalten von teilgesättigten Böden unter Wasser, Tag.-Band 14. ABAQUS – Anwendertreffen, 23.–24. September 2002 in Wiesbaden, ABACOM Software GmbH (eds.), Aachen, pp. 1-13

[23] Schwab, R. & Köhler, H.-J. (2003), Behaviour of near-saturated soils under cyclic wave, Proc. 3rd Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, France, Deformation Characteristics of Geomaterial; H. Di Benedetto et al. (eds), A.A. Balkema-Publishers, Lisse, London, UK, Taylor & Francis Group, pp. 695-Vol. 1, pp. 857-862

[24] Schwab, R.; Köhler, H.-J.; Schulze, R. (2004), Pore water compressibility and soil behaviour – excavations, slopes and draining effects, Proc. of the A.W. Skempton Memorial Conference 2004, London, UK, Advances in geotechnical engineering, Jardine et al. (eds.), Thomas Telford Ltd, London, Vol. 2, pp. 1169-1182

[25] Spies, H.; Haußecker, H.; Köhler, H.-J. (2000), Material Transport and Structure Changes at Soil-Water Interfaces, Proc. 3rd Int. Conf. Geofilters 2000, Warsaw, Poland, Filters and Drainages in Geotechnical and Environmental Engineering, W. Wolski et al. (eds.), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 91 – 97

[26] Terzaghi. K. (1943), Theoretical soil mechanics, Wiley, New York.

[27] Torquato, S.; Lu, B.; Rubinstein, K. (1990), Nearest neighbour distribution functions in many –body systems, Phys. Rev. A, 41 (4), pp. 2059-2074

[28] Vulliet, L.; Laloui, L.; Klubertanz, G.; Geiser, F. (2004), Ungesättigte Bodenmechanik und ihre Anwendung auf Hangbewegungen, In: Tagungs-Band zum BAW-Workshop am 17. September 2004 „Boden- und Sohlstabilität – Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau“, Karlsruhe, pp. 19 - 1 bis 19 - 10

Autorenanschrift: Hans-Jürgen Köhler
Beiertheimer Allee 20 a, 76137 Karlsruhe
Tel.: 0721 357200
e-mail: Hans_Juergen_Koehler@web.de