

Zur Berücksichtigung der Kopplung von Grundwasserströmung und Bodenverformung bei der numerischen Berechnung der Porenwasserdruckverteilung

On the Influence of Coupling Groundwater Flow and Soil Deformation on the Numerical Calculation of the Pore Pressure Distribution

Dipl.-Ing. Oliver Stelzer, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Bei numerischen Berechnungen in der Geotechnik spielt die Berücksichtigung der Grundwasserverhältnisse eine zentrale Rolle. Unterschiedliche Modellierungsansätze zur Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung im Boden mit und ohne Kopplung von Grundwasserströmung und Bodenverformung werden vorgestellt und deren Auswirkungen anhand von Beispielen erläutert.

The appropriate consideration of the groundwater situation plays a crucial role in numerical calculations in geotechnical engineering. Different modelling approaches to determine the pore pressure distribution in the subsoil with and without coupling of groundwater flow and soil deformation are presented and the consequences are explained by means of examples.

1 Einleitung *Introduction*

Die vollständige Beschreibung des Spannungszustandes im Boden erfordert die Berücksichtigung der Auswirkungen des Porenwassers auf den Boden, d. h. bei gesättigten Verhältnissen der Strömungs- und Auftriebskräfte, sowie der Auswirkungen der Bodenverformung auf die Porenwasserdrücke. Bei der Erfassung des Grundwassereinflusses in der Spannungsberechnung ist dabei zwischen ungekoppelten und gekoppelten Berechnungen zu unterscheiden. Berechnungen, bei denen lediglich die Auswirkungen der Strömungs- und Auftriebskräfte auf die Spannungsverteilung im Boden und die daraus resultierenden Bodenverformungen berücksichtigt werden, werden als ungekoppelt bezeichnet. Bei gekoppelten Berechnungen werden dagegen zusätzlich die Auswirkungen

der Bodenverformungen auf die Porenwasserdrücke und die daraus resultierenden Grundwasserströmungen berücksichtigt.

In ungekoppelten Berechnungen wird deshalb in jedem Rechenschritt zuerst die Porenwasserdruckverteilung ermittelt und anschließend als Eingangsgröße für die Spannungs-Verformungsberechnung verwendet. In gekoppelten Konsolidationsberechnungen werden dagegen in jedem Berechnungsschritt der totale Spannungszustand im Boden und die Porenwasserdruckverteilung gleichzeitig bestimmt. Die Entscheidung, ob die Kopplung von Grundwasserströmung und Bodenverformung berücksichtigt werden muss, ist eng mit der Frage verknüpft, ob sich der Boden eher undräniert oder dräniert verhält, d. h. ob sich bei der gegebenen Belastungsdauer und den vorliegenden Bodeneigenschaften Porenwasserüber- bzw. unterdrücke aufbauen oder nicht.

Dieser Beitrag stellt zunächst die theoretischen Grundlagen für verschiedene Modellierungsmöglichkeiten zur Berechnung der Porenwasserdruckverteilung dar. In diesem Zusammenhang wird auch erläutert, wie abgeschätzt werden kann, ob bei dem zu untersuchenden geotechnischen Problem dräniertes oder undräniertes Bodenverhalten zu erwarten ist. Weiterhin werden Hinweise zu den Auswirkungen undränkter Zustände auf Standsicherheitsberechnungen gegeben. Abschließend werden anhand von zwei Anwendungsbeispielen mit einer Dammschüttung auf bindigem Boden und schneller Wasserpiegelabsenkung in einem Speicherbecken die Porenwasserdruckverteilungen unter den verschiedenen Modellannahmen ermittelt und deren Auswirkungen auf die Dammstandsicherheit untersucht.

2 Theoretische Grundlagen *Theoretical background*

Das Verhalten von Böden ist insbesondere bei relativ geringer hydraulischer Durchlässigkeit stark von den Wechselwirkungen zwischen der festen und der flüssigen Phase geprägt. Durch das Zusammenwirken der Steifigkeiten des Korngerüsts und des Porenfluids stellen sich bei un- oder teildränierten Belastungen Porenwasserdruckänderungen und zeitverzögerte Deformationen ein, die eine simultane zeitabhängige Betrachtung von Bodenverformung und Grundwasserströmung erfordern können.

Diese Vorgänge können mit Hilfe der Konsolidationstheorie, die von Terzaghi (1925) für den eindimensionalen Fall und linear elastischen Boden entwickelt und von Biot (1941) verallgemeinert und für dreidimensionale Verhältnisse erweitert wurde, untersucht werden.

Die Theorie von Biot wurde stetig weiterentwickelt, z. B. durch die Einführung der Anisotropie des Korngerüsts hinsichtlich der Verformbarkeit und der hydraulischen Durchlässigkeit und der Veränderung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit von der Porosität.

Numerische Verfahren, wie die Finite Elemente Methode, haben es ermöglicht, zwei- und dreidimensionale Konsolidierungsprobleme auf der Grundlage der Theorie von Biot mit komplexen Randbedingungen sowie unter Verwendung von nichtlinearen elastoplastischen Stoffgesetzen zu lösen. Die Berücksichtigung nichtlinearer Stoffgesetze wurde zunächst u. a. von Lewis et al. (1976) behandelt.

Aus der allgemeinen Formulierung der Konsolidationstheorie lassen sich unter verschiedenen Annahmen Grenzfälle ableiten, die bei der Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung zur Anwendung kommen können. Diese Annahmen betreffen zum einen die Dauer von Be- oder Entlastungsvorgängen (z. B. Auflast, Aushub, etc.) im Verhältnis zur Dauer des Konsolidationsvorganges und zum anderen Grenzzannahmen zur Verformbarkeit des Bodens.

Bezüglich der Belastungsdauer kann zwischen einer im Vergleich zur Dauer des Konsolidationsvorganges schnellen Belastung und einer vergleichsweise langsamen Dauer der Belastungsänderung unterschieden

werden. Es wird dann von vollkommen undränniertem bzw. dränniertem Bodenverhalten ausgegangen. Man spricht auch vom Kurz- und Langzeitverhalten. Die Berechnung vereinfacht sich durch diese Grenzbetrachtungen erheblich, da die Zeitabhängigkeit der Berechnung durch die getroffenen Annahmen entfällt.

Nimmt man für die zeitabhängige Berechnung der Porenwasserdruckverteilung an, dass Verformungen des Bodens vernachlässigbar klein sind, das Korngerüst also als inkompressibel angesehen werden kann, führt dies zu einer Entkopplung von instationärer Grundwasserströmungs- und Spannungs-Verformungsberechnung, wobei in der Verformungsberechnung selbst realistische Bodensteifigkeiten verwendet werden.

Aus diesen Überlegungen ergeben sich vier Modellierungsansätze zur numerischen Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung, die in Tabelle 1 zusammengestellt sind. Diese werden nachfolgend genauer erläutert.

| | Analysetyp | |
|----------------|---------------|--|
| | gekoppelt | ungekoppelt |
| zeitabhängig | Konsolidation | instationäre Grundwasserströmung |
| zeitunabhängig | undränniert | dränniert (stationäre Grundwasserströmung) |

Tabelle 1: Berechnungsansätze zur Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung

Table 1: *Types of analysis used to determine the pore pressure distribution*

2.1 Konsolidationsberechnung *Consolidation analysis*

Die Grundgleichungen zur Beschreibung des quasi-statischen Konsolidationsvorganges nach Biot setzen sich aus der Kontinuitätsbedingung der Strömung des Porenwassers (Massenerhaltung) und den statischen Gleichgewichtsbedingungen am Bodenelement zusammen.

Die Kontinuitätsgleichung für gesättigte Verhältnisse und inkompressible Bodenpartikel lautet (siehe z. B. Verruijt, 1995):

$$\underbrace{\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}}_{(a)} + \underbrace{\frac{n}{K_w} \frac{\partial p_w}{\partial t}}_{(b)} = -\nabla \cdot \mathbf{q} = \nabla \cdot \left(-\frac{k}{\gamma_w} \nabla p_w \right) \quad (1)$$

Darin sind ε_v die volumetrische Dehnung des Korngerüsts, p_w der Porenwasserdruck, n die Porosität, k die hydraulische Durchlässigkeit des Bodens, K_w die Kompressionssteifigkeit von Wasser, \mathbf{q} der Darcy-Flussvektor, γ_w die Wichte des Porenwassers und t die Zeit.

Diese sogenannte Speichergleichung beschreibt, dass die Summe der Zu- und Abflüsse (rechte Seite der Gleichung) gleich der Wasserspeicherung (linke Seite) im betrachteten Volumen sein muss. Die Speichereigenschaften werden durch die Kompressibilität des Korngerüsts (Term a) und den damit einhergehenden volumetrischen Dehnungen und der Kompressibilität des Porenwassers (Term b) bestimmt.

Die Gleichgewichtsbedingungen für das Korngerüst werden in totalen Spannungen formuliert und liefern drei Gleichungen für die drei Koordinatenrichtungen x , y und z . Die totalen Normalspannungen sind dabei durch das Prinzip der effektiven Spannungen mit den effektiven Spannungen und dem Porenwasserdruck verknüpft:

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial \sigma'_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial p_w}{\partial x} \right) + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} - f_x &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \left(\frac{\partial \sigma'_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial p_w}{\partial y} \right) + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial z} - f_y &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \left(\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial z} + \frac{\partial p_w}{\partial z} \right) - f_z &= 0 \end{aligned} \quad (2)$$

Darin bezeichnen σ'_{ii} effektive Normalspannungen, $\sigma_{ij} = \sigma'_{ij}$ (totale = effektive) Schubspannungen und f_i Volumenkräfte (z. B. Schwerkraft) in den jeweiligen Koordinatenrichtungen. Die effektiven Spannungen werden über ein Stoffmodell mit den Dehnungen des Bodens verknüpft. Für elastoplastisches Materialverhalten werden Spannungen und Dehnungen in inkrementeller Form formuliert.

Die Gleichungen (1) und (2) sind über die volumetrischen Dehnungen des Korngerüsts ε_v und den Porenwasserdruck p_w gekoppelt.

2.2 Undrained Berechnung *Undrained analysis*

Bei sehr schneller Belastung (oder Entlastung) vergleichsweise gering durchlässiger Böden, kann angenommen werden, dass sich während der Dauer der Belastungsänderung kein Porenwasserfluss einstellt, sodass durch die behinderte Volumenänderung des Korngerüsts Porenwasserdruckänderungen entstehen. In diesem Fall kann eine sogenannte undrained Analyse durchgeführt werden.

- (a) Auswirkungen der Annahme „undrained“ auf die zu lösenden Grundgleichungen

Bei der undrained Analyse wird ausgenutzt, dass sich die Grundwasserströmungsgleichung (1) aufgrund des bei der angenommenen schnellen Änderung der Belastung fehlenden Porenwasserflusses deutlich vereinfacht, da die rechte Seite dann gleich Null ist. In diesem Fall muss die Volumenänderung des Korngerüsts (Term a) derjenigen des Porenfluids (Term b) entsprechen, und es kann eine Beziehung zwischen der Änderung der volumetrischen Dehnung des Korngerüsts und der Porenwasserdruckänderung abgeleitet werden:

$$\Delta \varepsilon_v = -\frac{n}{K_w} \Delta p_w \quad (3)$$

Durch Einsetzen von Gleichung (3) kann der Porenwasserdruck als Unbekannte aus den Gleichgewichtsbedingungen (2) eliminiert werden. Dies führt nach Umformungen letztendlich dazu, dass in der Berechnung ein um die Kompressionssteifigkeit des Porenwassers erhöhter undrained Kompressionsmoduls $K_u = K' + K_w/n$ anstelle des Kompressionsmoduls des Korngerüsts K' berücksichtigt wird. Der Schubmodul G bleibt unverändert. Somit lassen sich die Gleichgewichtsbedingungen bzw. Verformungsgleichungen unabhängig vom Porenwasserdruck lösen und die Porenwasserdruckänderung kann im Nachgang bestimmt werden.

- (b) Spannungsinduzierte undrained Porenwasserdruckänderung

Für das Verständnis der Rolle der Kompressionssteifigkeit bzw. Kompressibilität von Boden und Porenwasser bei undrained Porenwasserdruckänderungen kann der Porenwasserdruckparameter B nach Skempton

(1954) herangezogen werden. Dieser beschreibt die Lastaufteilung von totalen Spannungsänderungen zwischen Porenwasser und Korngerüst bei undrained Verhältnissen:

$$B = \frac{\Delta p_w}{\Delta \sigma_m} = \frac{1}{1 + \frac{nK'}{K_w}} \quad (4)$$

Dieser sogenannte Skempton-B Parameter lässt sich ableiten, indem man Gleichung (3) mit der Volumenänderung des Korngerüsts infolge Änderung der effektiven Spannungen gleichsetzt. Für linear elastischen isotropen Boden ergibt sich diese aus der Änderung der mittleren effektiven Spannung $\Delta \sigma'_m$ und dem Kompressionsmodul K' des Korngerüsts:

$$\Delta \epsilon_v = -\frac{\Delta \sigma'_m}{K'} = -\frac{(\Delta \sigma_m - \Delta p_w)}{K'} \quad (5)$$

Die entscheidende Größe in Gleichung (4) ist dabei das Verhältnis der Kompressionssteifigkeiten von Korngerüst und Porenwasser K'/K_w . Bei gesättigten Verhältnissen und damit nahezu inkompressiblem Porenwasser ergibt sich für weiche bis steife Böden $B \approx 1$ ($K_w = 2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2 \gg K'$), d. h. es entstehen Porenwasserdruckänderungen Δp_w , die der Änderung der isotropen totalen Spannung $\Delta \sigma_m$ entsprechen. Die mittleren effektiven Spannungen bleiben unverändert.

In manchen Fällen ist es sinnvoll eine gewisse Kompressibilität des Porenwassers zu berücksichtigen. Beispielsweise berichten Köhler et al. (1999) über fein verteilte Gaseinschlüsse unterhalb des Grundwasserspiegels, die eine deutlich erhöhte Kompressibilität des dann die Poren nicht voll ausfüllenden Porenwassers bewirken und z. B. bei schnellen Absenkungsvorgängen bemessungsrelevante instationäre Porenwasserüberdrücke verursachen können. Unter diesen Voraussetzungen nimmt B Werte zwischen 0 und 1 an. Anstelle der Kompressionssteifigkeit des wassergesättigten Porenwassers K_w ist dann für Konsolidationsberechnungen die Kompressionssteifigkeit der Wasser-Luft/Gas Mischung K_{wg} in Gleichung (1) einzusetzen (Köhler et al., 1999, Montenegro & Stelzer, 2014). Auch eine sehr hohe Steifigkeit des Korngerüsts (z. B. im kompakten Fels) kann zu B-Werten kleiner 1 führen. Die rechnerische Annahme eines inkompressiblen Korngerüsts ($K' \gg K_w$ bzw. K_{wg}) führt demnach zu $B = 0$.

2.3 Dränierte Berechnung

Drained analysis

Falls bei der zu untersuchenden geotechnischen Problemstellung die Belastungsänderung so langsam stattfindet, dass das Porenwasser während dessen abfließen kann, sich also keine nennenswerten Porenwasserüberdrücke aufbauen können, ist keine gekoppelte Analyse notwendig. Man spricht dann von dränierten Verhältnissen. Dann kann zur Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung eine ungekoppelte stationäre Grundwasserströmungsberechnung für die jeweiligen hydraulischen Randbedingungen durchgeführt werden.

2.4 Grundwasserströmungsberechnung

Groundwater flow analysis

Bei der reinen Grundwasserströmungsberechnung wird nur die Grundwasserströmungsgleichung (1) unter den gegebenen hydraulischen Randbedingungen gelöst und die Kopplung mit den Bodenverformungen über den Verformungsterm (a) in Gleichung (1) wird vernachlässigt. Dabei ist zwischen stationären und instationären (zeitabhängigen) Strömungsverhältnissen zu unterscheiden.

(a) Instationäre Grundwasserströmung

Zeitabhängige Strömungsverhältnisse treten zwischen dem Zeitpunkt der Änderung von hydraulischen Randbedingungen und der Einstellung eines zu den neuen Randbedingungen kompatiblen stationären Strömungsfeldes auf. Bei der instationären Strömungsberechnung wird der Boden als starr angenommen, sodass der Verformungsterm in Gleichung (1) verschwindet:

$$\frac{n}{K_w} \frac{\partial p_w}{\partial t} = -\nabla \cdot \mathbf{q} = \nabla \cdot \left(\frac{k}{\gamma_w} \nabla p_w \right) \quad (6)$$

Dadurch ist nur noch der Porenwasserdruck p_w als unbekannte skalare Größe enthalten und die Kopplung mit Gleichung (2) entfällt. Die sich ergebende Porenwasserdruckverteilung kann dann als Eingangsgröße für die Verformungsberechnung in den Gleichungen (2) verwendet werden.

In der Grundwasserhydraulik wird oftmals in Gleichung (6) anstelle der reinen Fluidkompressibilität $C_w = 1/K_w$ eine Gesamtkompressibilität ($1/E_s + n/K_w$) als

Summe der Kompressibilitäten von Korngerüst (mit einem Steifemodul E_s) und Porenwasser verwendet. So können vereinfacht (ohne Kopplung) die Auswirkungen der Kompressibilität des Korngerüsts auf den zeitlichen Verlauf des Porenwasserdruckes berücksichtigt werden. Dieser Ansatz ist aber theoretisch nur bei zeitlich unveränderlichen totalen Spannungen und bei Vernachlässigung von Horizontalverformungen gültig und bietet somit einen im Vergleich zur allgemeinen gekoppelten Lösung eingeschränkten Anwendungsbereich (Verruijt, 1995).

Durch die Entkopplung von Grundwasserströmung und Bodenverformung werden spannungsinduzierte Änderungen des Porenwasserdruckes nicht erfasst, sodass sich ändernde totale Spannungen am Modellrand, z. B. infolge einer Dammschüttung, eines Aushubs oder Änderungen der externen Wasserdruckbelastung keinen Einfluss auf die Porenwasserdruckverteilung haben.

(b) Stationäre Grundwasserströmung

Im stationären Zustand haben sich konstante Strömungsverhältnisse eingestellt, d. h. es findet keine Änderung der Wasserspeicherung in den Poren des Korngerüsts mehr statt, sodass der zeitabhängige Term in Gleichung (6) verschwindet. Die stationäre Grundwasserströmungsgleichung ergibt sich somit zu:

$$-\nabla \cdot \mathbf{q} = \nabla \cdot \left(\frac{k}{\gamma_w} \nabla p_w \right) = 0 \tag{7}$$

3 Dräniert oder undräniert?

Drained or undrained?

Ob dräniertes, teildräniertes oder undräniertes Materialverhalten vorliegt, hängt von der Belastungsgeschwindigkeit, der Durchlässigkeit des Bodens, der Kompressibilität des Bodens und des Porenwassers und der Länge der Dränagewege ab. Ein geeigneter Parameter zur Beurteilung ist der dimensionslose Zeitfaktor T aus der eindimensionalen Konsolidationstheorie von Terzaghi (1925):

$$T = \frac{c_v \cdot t}{D^2} \tag{8}$$

Darin sind

$$c_v = \frac{k \cdot E_s}{\gamma_w} \tag{9}$$

der Konsolidationskoeffizient, k die hydraulische Durchlässigkeit, t die Dauer der Belastungsänderung/Bauzeit, D die Länge des Dränagewegs, γ_w die Wichte des Porenwassers und E_s der Steifemodul des Korngerüsts. In der eindimensionalen Terzaghischen Konsolidationstheorie wird von inkompressiblem Porenwasser ausgegangen. Kompressibles Porenwasser kann durch Berücksichtigung der Kompressionssteifigkeit K_{wg} des Porenfluids (Gemisch aus Wasser mit kompressiblen Gaseinschlüssen) berücksichtigt werden (Verruijt, 1995):

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w \left(\frac{1}{E_s} + \frac{n}{K_{wg}} \right)} \tag{10}$$

Mit Hilfe des Zeitfaktors T kann die Dauer des Konsolidationsvorgangs abgeschätzt werden, indem der Konsolidationsgrad U als Funktion von T aufgetragen wird, siehe Bild 1. Der Konsolidationsgrad U ist definiert als das Verhältnis der Zeitsetzung zur Endsetzung und beschreibt damit wie weit der Konsolidationsvorgang zu einem bestimmten Zeitpunkt t nach (plötzlicher) Lastaufbringung bereits fortgeschritten ist. Für den undränierten Anfangszustand ist $U = 0$. Für den dränierten Endzustand sind die Setzungen in voller Größe eingetreten und der Porenwasserüberdruck ist vollständig abgebaut, d. h. $U = 1$. Der Zeitfaktor T ist außerdem sehr nützlich, um sich Einflüsse der enthaltenen Parameter auf die Konsolidationszeit zu verdeutlichen. Beispielsweise steigt die Konsolidationszeit mit zunehmender Kompressibilität bzw. abnehmender Bodensteifigkeit und Fluidsteifigkeit an, da während des Dissipationsvorganges mehr Wasser aus dem Boden heraus- bzw. hereinfließen muss, was zu einer Verzögerung des Prozesses führt.

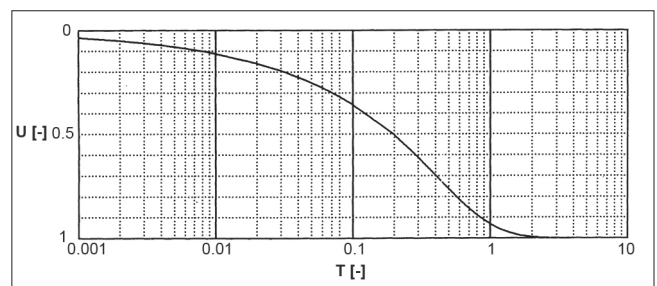


Bild 1: Konsolidationsgrad U als Funktion des Zeitfaktors T aus Verruijt (1995)

Figure 1: Degree of consolidation as a function of time factor T from Verruijt (1995)

Verruijt (1995) schlägt vor, dass von dränierten Verhältnissen ausgegangen werden kann, wenn 99 % des Konsolidationsprozesses abgeschlossen sind, d. h. $U > 99\%$. Aus Bild 1 ergibt sich dann ein Zeitfaktor T_{99} von ca. 2, sodass bei einer Dauer der Belastungsänderung $t_{99} > 2 D^2/c_v$ dränierte Verhältnisse vorliegen. Für $T_{01} < 10^{-4}$ ($U < 1\%$) bzw. $t_{01} < 10^{-4} D^2/c_v$ kann dagegen die Laständerung als plötzlich betrachtet werden und es sollte eine undrännierte Berechnung erfolgen. Für den Bereich $10^{-4} < T < 2$ ist demnach eine Konsolidationsberechnung sinnvoll.

Duncan et al. (2014) stellen die Konsolidationsdauer t_{99} als Funktion der Länge des Drainagewegs für typische Bodenarten dar (Bild 2). Während für Sande und Kiese ein drännierter Zustand bereits nach wenigen Stunden bis zu einigen Tagen zu erwarten ist, kann dies für Tone viele Jahre dauern.

Auch bei zweidimensionalen Problemen wird der Zeitfaktor T zur ingenieurmäßigen Einschätzung des Bodenverhaltens verwendet, z. B. von Vermeer und Meier (1998) und Wehnert (2006) für tiefe Baugruben in bindigen Böden. Da dann eine geringere Konsolidationsdauer zu erwarten ist, kann das beschriebene 1D-Kriterium zwar eine Einschätzung liefern, eine genaue zahlenmäßige Festlegung der Abgrenzung zwischen dränniertem, teildränniertem und undränniertem Verhältnissen ist aber auch aufgrund der oft nicht eindeutig bestimmbarer Parameter wie der Länge des Drainagewegs D oder z. B. bei Anwendung nichtlinearer Ansätze für die Bodensteifigkeit schwierig.

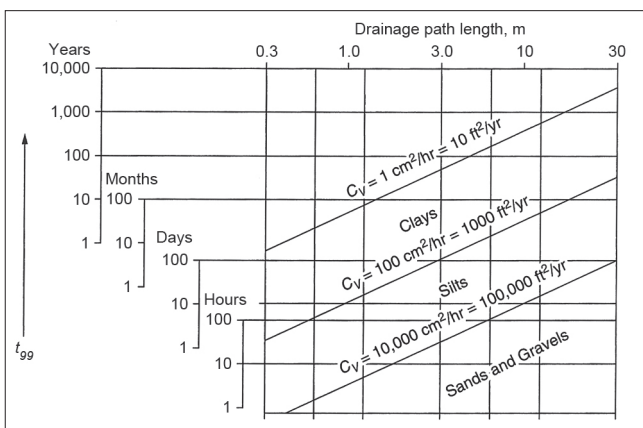


Bild 2: Erforderliche Zeit t_{99} zum Erreichen von drännierten Verhältnissen im Boden aus Duncan et al. (2014)

Figure 2: Time t_{99} required for drainage in soil deposits from Duncan et al. (2014)

4 Auswirkungen undrännierter Verhältnisse auf die Standsicherheit

Effects of undrained conditions on stability

Bei Konsolidationsberechnungen sind die Porenwasserdruckverteilung, die effektiven Spannungen und damit auch die Verformungen, die Scherfestigkeit und die Standsicherheit von Bauwerken zeitabhängig. Es stellt sich daher die Frage, welche Modellannahmen für die durchzuführenden Standsicherheitsberechnungen ein auf der sicheren Seite liegendes Ergebnis liefern.

Für die Beurteilung der Auswirkungen von Porenwasserdruckänderungen infolge un- und teildrännierter Zustände ist zu unterscheiden, ob sich während einer Belastung (z. B. durch den Bau eines Dammes oder eines Fundaments) Porenwasserüberdrücke im Boden aufbauen, die zu einer verzögerten Erhöhung der effektiven Spannungen und damit zu einer geringeren Standsicherheit führen oder ob eine Entlastung und die damit verbundene Reduktion des Porenwasserdruckes die Standsicherheit zunächst begünstigen. In vielen Fällen ist also bei mechanischer Belastung der undrännierte Anfangszustand und bei Entlastungsvorgängen der drännierte Endzustand für die Standsicherheitsberechnung maßgebend.

Die ermittelte Standsicherheit kann bei gekoppelten Berechnungen mit realistischen Annahmen zur Dauer von Belastungsänderungen, Steifigkeits- und Durchlässigkeitsverhältnissen mit entsprechenden Auswirkungen auf den Porenwasserdruck und die effektiven Spannungen deutlich günstiger ausfallen. Meistens sind aber die zeitlichen Randbedingungen im Vorfeld von Baumaßnahmen nur grob abschätzbar. Auch die Bestimmung und Vielzahl der Bodeneigenschaften, die hier zusätzlich zu den Scherfestigkeitsparametern eine Rolle spielen, ist mit Unsicherheiten behaftet und kann so zu Fehleinschätzungen der Standsicherheit führen. Letztendlich wird deshalb für die Standsicherheitsberechnungen oft auf konservative Grenzbetrachtungen zurückgegriffen. Besonders schwierig sind Fälle zu beurteilen, bei denen sich Porenwasserdruckänderungen sowohl aus Änderungen der totalen Spannungen als auch aus Änderungen der hydraulischen Randbedingungen überlagern. Im Vorfeld lässt sich nicht immer eindeutig entscheiden, welcher Zustand maßgebend ist. Im Zweifelsfall sind daher sowohl der undrännierte

als auch der dränierte Fall zu untersuchen (EANG, 2014).

Zwischenzustände während des Konsolidationsprozesses lassen sich nur mit einer zeitabhängigen Berechnung erfassen. Diese Vorgehensweise ist insbesondere dann sinnvoll, wenn zeitbegrenzte Bauzustände beurteilt werden müssen, z. B. im Rahmen der Anwendung der Beobachtungsmethode zum Vergleich mit geotechnischen Messungen.

5 Anwendungsbeispiel 1: Bau eines Dammes auf bindigem Boden

Example 1: Dam construction on cohesive soil

Zunächst werden an einem einfachen Beispiel die in Abschnitt 2 beschriebenen Berechnungsmethoden zur Porenwasserdruckermittlung angewendet und auf diese Weise grundlegende Unterschiede zwischen ungekoppelter Analyse und gekoppelter Analyse aufgezeigt. Weiterhin soll anhand des Beispiels die Verwendung des Zeitfaktors T (vgl. Abschnitt 3) zur Abschätzung, ob dränierte oder undräßierte Verhältnisse vorliegen, erläutert werden.

Es wird ein 10 m breiter und 4 m hoher Damm aus Sand für einen Verkehrsweg betrachtet, der auf wassergesättigtem steifem bindigem Boden mit einer Schichtdicke von 15 m in einer Bauzeit von vier Wochen errichtet werden soll, siehe Bild 3.

Der Grundwasserspiegel entspricht der Geländeoberkante. Das FE-Modell hat eine Breite von 130 m. Der untere Modellrand wird als undurchlässig und unverschieblich angenommen, die seitlichen Ränder durchlässig und nur horizontal gehalten. Als Stoffmodell wird das Mohr-Coulomb-Modell mit den in Tabelle 2 zusammengestellten Bodenparametern verwendet.

Für die vorgesehene Bauzeit von vier Wochen ergibt sich bei einem maximalen Dränageweg D entsprechend der Schichtdicke von 15 m der Zeitfaktor T zu 0,01, d. h. es ist von teildränierten Verhältnissen auszugehen. Dränierte Bedingungen sind nach einer Zeit $t_{99} > 10,6$ Jahre, undräßiertes Verhalten für $t_1 < 5$ Stunden zu erwarten. Für die zugehörigen Zeitfaktoren $T_{01} = 10^{-4}$ und $T_{99} = 2$ und einige Zwischenwerte wurden

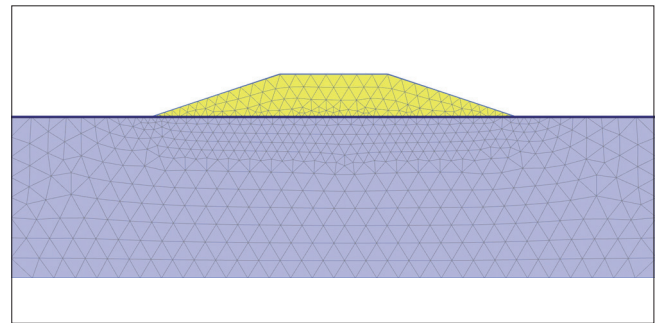


Bild 3: Dammgeometrie und FE-Modell (Ausschnitt)
Figure 3: Dam geometry and FE-model (detail)

| Parameter | Einheit | Schicht | |
|-----------------------------------|----------------------|---------|------------|
| | | Damm | Untergrund |
| Wichte γ | [kN/m ³] | 18 | 20 |
| E-Modul | [MN/m ²] | 100 | 10 |
| Querdehnzahl ν | [-] | 0,3 | 0,3 |
| Durchlässigkeit k | [m/s] | 1e-3 | 1e-9 |
| Konsolidationsbeiwert c_v | [m ² /s] | 13,5 | 1,35e-6 |
| Effektiver Reibungswinkel ϕ' | [°] | 35 | 25 |
| Effektive Kohäsion c' | [kN/m ²] | 0 | 5 |
| Dilatanzwinkel ψ | [°] | 0 | 0 |

Tabelle 2: Bodenparameter Beispiel 1
Table 2: Soil parameters for example 1

Konsolidationsberechnungen und ergänzend eine dränierte und eine undräßierte Berechnung durchgeführt und der Porenwasserdruck im vertikalen Schnitt durch die Dammachse in Bild 4 dargestellt.

Durch die Dammauflast werden durch die behinderte volumetrische Verformung im Untergrund Porenwasserüberdrücke erzeugt, die mit zunehmender Bauzeit bzw. größerem Zeitfaktor abnehmen. Eine Grundwasserströmung entsteht hier erst als Folge der Kopplung mit der Bodenverformung durch die Dissipation der Porenwasserüberdrücke. Mit der Abnahme des Porenwasserüberdruckes steigen die effektiven Spannungen

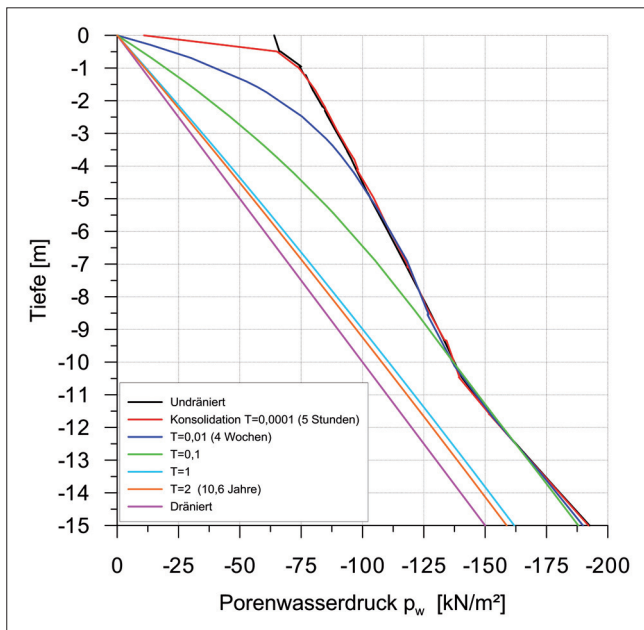


Bild 4: Porenwasserdruckverteilung unter dem Damm im vertikalen Schnitt durch die Dammschneise für verschiedene Zeitfaktoren T

Figure 4: Pore pressure distribution for vertical cut located in dam axis for different time factors T

an. Es zeigt sich, dass die Abschätzung der Drainageverhältnisse über den Zeitfaktor hier sehr zutreffende Ergebnisse liefert. Für $T = 2$ liegen annähernd dranierte Verhältnisse vor und für $T = 10^{-4}$ entspricht der Porenwasserdruckverlauf demjenigen aus der undrained Berechnung.

Die dranierte Analyse liefert den stationären Endzustand des Porenwasserdruckes nach Abschluss des Konsolidationsprozesses, der in diesem Fall identisch mit dem hydrostatischen Anfangsdruck ist, da keine Änderungen der hydraulischen Randbedingungen stattfinden.

In einer ungekoppelten Berechnung können spannungsinduzierte Änderungen des Porenwasserdruckes, die hier infolge der Dammauflast auftreten, aufgrund der fehlenden Kopplung mit den Bodenverformungen nicht erfasst werden (vgl. Abschnitt 2.4). Also liefert diese Berechnung auch keine Änderung des Porenwasserdruckes, d. h. die hydrostatische Anfangsporenwasserdruckverteilung unterhalb des Dammes bleibt unverändert. Damit ist diese Methode hier und in vergleichbaren Fällen bei un- und teildrained Verhältnissen ungeeignet zur Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung.

Anschließend an die Berechnungen zur Ermittlung des Porenwasserdruckes wurde in einem nachgeschalteten Berechnungsschritt eine Standsicherheitsberechnung (ϕ -c-Reduktion) für den Zustand unmittelbar nach vollständiger Lastaufbringung durchgeführt. Dabei werden die Scherparameter solange abgemindert, bis rechnerisch ein Versagen eintritt. Der Sicherheitsfaktor ergibt sich aus dem Verhältnis $\eta = \tan\phi / \tan\phi_{\text{Bruch}} = c/c_{\text{Bruch}}$. Während der ϕ -c-Reduktion werden hier weder Saugspannungen in der ungesättigten Bodenzone im Damm noch undrained Verhalten berücksichtigt, d. h. die Porenwasserdruckverteilung wird aus dem letzten Rechenschritt der Konsolidationsberechnung übernommen, die Saugspannungen werden zu Null gesetzt und danach bleibt die Verteilung unverändert. Der berechnete Versagensmechanismus für eine Bauzeit von vier Wochen ($T = 0,01$) ist in Bild 5 dargestellt.

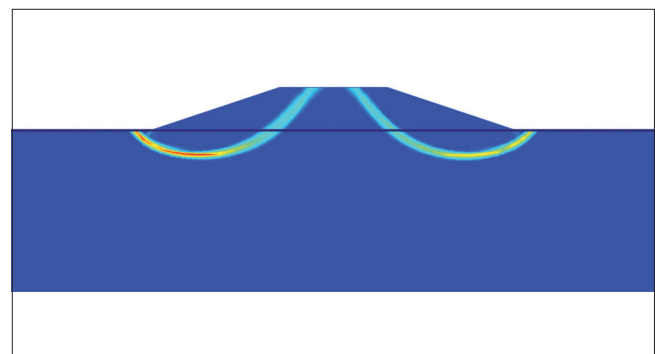


Bild 5: Versagensmechanismus (Schubverzerrungen) für $T=0,01$ (vier Wochen Bauzeit)

Figure 5: Failure mechanism (shear strains) for $T = 0,01$ (construction time of four weeks)

Die undrained Berechnung ergibt eine Standsicherheit von $\eta = 1,08$, für die dranierte Analyse ist $\eta = 2,17$. Die Sicherheitsfaktoren aus den Konsolidationsberechnungen liegen erwartungsgemäß dazwischen, siehe Bild 6. Für die geplante Bauzeit ($T = 0,01$) ist $\eta = 1,54$, d. h. die undrained Analyse ist deutlich zu konservativ, die ungekoppelte (dranierte) Analyse liegt dagegen auf der unsicheren Seite. Bild 6 macht aber auch die Konsequenzen einer Fehleinschätzung der tatsächlichen Bauzeit oder des Konsolidationsbeiwertes deutlich. Eine Änderung des Zeitfaktors um den Faktor 10 verursacht in diesem Fall eine Änderung des Sicherheitsfaktors von $\Delta\eta = 0,34 - 0,4$, sodass der Abstand zu den drained bzw. undrained Grenzbetrachtungen deutlich geringer wird.

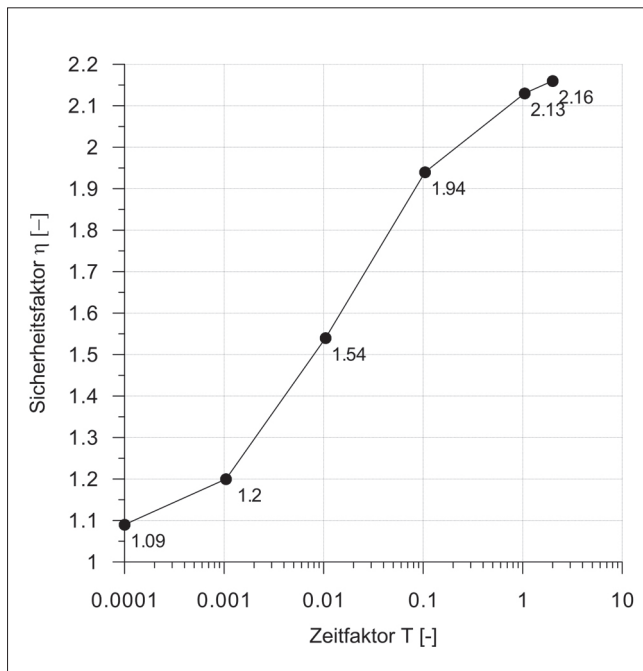


Bild 6: Böschungsstandsicherheit in Abhängigkeit vom Zeitfaktor T

Figure 6: Slope stability as a function of time factor T

6 Anwendungsbeispiel 2: Dammbei schneller Wasserpiegelabsenkung

Example 2: Dam under rapid drawdown conditions

Bei schneller Wasserpiegelabsenkung z. B. in einem Speicherbecken kann der das eingestaute Wasserreservoir begrenzende Dammbei geringer hydraulischer Durchlässigkeit des Dammmaterials nicht so schnell entwässern, wie der Beckenwasserspiegel absinkt. Je nach Absenkgeschwindigkeit entstehen un- bzw. teildräniertere Verhältnisse und somit wirkt im Dammkern ein höheres Grundwasserpotenzial als außerhalb. Die Stabilität des Damms vermindert sich dadurch während des Absenkvorganges deutlich. Zusätzlich zur Änderung der hydraulischen Randbedingungen während der Absenkung wirkt sich die Änderung der Einwirkungen aus dem stabilisierenden externen hydrostatischen Wasserdruck auf die mittleren totalen Spannungen und damit auch auf die Porenwasserdruckverteilung aus. Erfolgt der Absenkvorgang dagegen sehr langsam bzw. kann der Dammkern bei höherer Durchlässigkeit schneller entwässern liegen dräniertere Verhältnisse vor.

Die in Kapitel 2 erläuterten unterschiedlichen Ansätze zur Bestimmung der Porenwasserdruckverteilung werden nachfolgend in numerischen Berechnungen für einen Dammbetrachtet und deren Auswirkungen auf die Dammsicherheits ermittelt. Zunächst werden das untersuchte Dammbauwerk, das verwendete FE-Modell und dessen Kalibrierung beschrieben.

6.1 Projektbeschreibung

Project description

Als Anwendungsbeispiel wird der in Nordschottland gelegene Glen Shira Dammbetrachtet. Es handelt sich um einen Erddamm, der aus einem verdichteten Dammkern aus Moränenmaterial aufgebaut und zur Erhöhung der Stabilität mit einer als Auflastfilter wirkenden Schutzschicht aus Felsbruch versehen wurde. Der untersuchte Dammbauwerk mit einer Höhe von 16 m und Böschungsneigungen von 1 : 2,5 im oberen Bereich bis 1 : 3 im unteren Bereich ist in Bild 7 dargestellt. In der Dammachse ist eine Dichtwand aus Beton angeordnet. Paton & Semple (1961) führten Porenwasserdruckmessungen im Dammbauwerk während einer Wasserspiegelabsenkung im Speicherbecken von 8,8 m in 3,3 Tagen durch. Die Lage der fünf Porenwasserdruckgeber P1 bis P5 im Dammbauwerk ist in Bild 7 eingetragen.

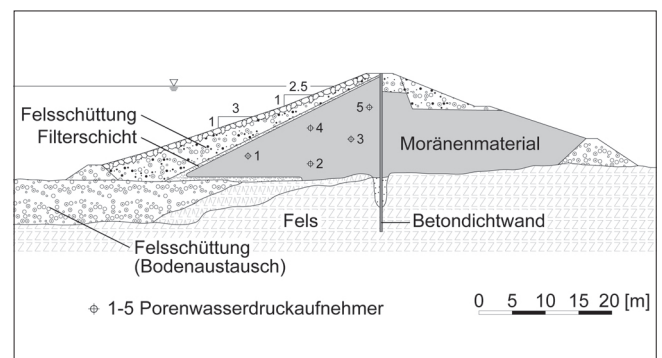


Bild 7: Querschnitt Glen Shira Dammbauwerk nach Paton & Semple (1961)

Figure 7: Cross section of Glen Shira Dam according to Paton & Semple (1961)

6.2 Finite-Elemente-Modell

Finite Element Model

Für die Modellierung des Absenkvorgangs wurde nur der wasserseitige Teil des Dammquerschnitts betrachtet (siehe Bild 8). Die 2D-Berechnungen wurden mit der Finite-Elemente-Software Plaxis (Version AE-Classic) durchgeführt. Die seitlichen Modellränder sind als nur vertikal verschieblich und undurchlässig angesetzt, der untere Modellrand in beiden Koordinatenrichtungen unverschieblich und undurchlässig. Der Absenkvorgang wurde als zeitabhängige, abschnittsweise lineare hydraulische Randbedingung für das Grundwasserpotenzial an der Oberfläche des Damms abgebildet.

Als Stoffmodell für den Erddamm wurde das Mohr-Coulomb-Modell verwendet. Der Felsuntergrund wurde linear elastisch mit einer geringen hydraulischen Durchlässigkeit von $k = 1e-10$ m/s abgebildet. Die Bodenparameter stammen aus dem Bericht von Paton & Semple (1961) ergänzt um Annahmen von Pinyol et al. (2008), die ebenfalls Berechnungen zur Porenwasserdruckverteilung im Damm durchführten. Da keine Versuchsergebnisse zum Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens vorliegen, wurde der Dilatanzwinkel zu Null gesetzt. Weiterhin wird zunächst von voller Wassersättigung unterhalb des Grundwasserspiegels und damit von nahezu inkompressiblem Porenwasser ausgegangen, sodass sich für den Skempton-B-Parameter $B \approx 1$ ergibt. Aus numerischen Gründen (Singularität der Steifigkeitsmatrix) wird $B = 0,98$ verwendet. Die Berechnungen wurden mit effektiven Festigkeits- und Steifigkeitsparametern durchgeführt, die verwendeten Bodenparameter sind in Tabelle 3 zusammengefasst. Als Ausgangszustand für den Porenwasserdruck vor dem Feldversuch wurden hydrostatische Verhältnisse im Dammkörper zugrunde gelegt und für die ungesättigte Bodenzone hydraulische Eigenschaften basierend auf dem Van-Genuchten-Mualem Modell angenommen.

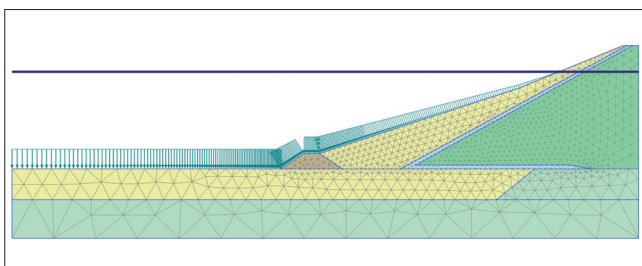


Bild 8: FE-Modell Glen Shira Damm
 Figure 8: FE-model of Glen Shira Dam

| Parameter | Einheit | Schicht | |
|-----------------------------|----------------------|----------|-----------|
| | | Dammkern | Felsbruch |
| Wichte γ_{sat} | [kN/m ³] | 22,5 | 20,5 |
| E-Modul | [MN/m ²] | 100 | 100 |
| Querdehnzahl ν | [-] | 0,3 | 0,3 |
| Durchlässigkeit k | [m/s] | 1,6e-8 | 1e-4 |
| Konsolidationsbeiwert c_v | [m ² /s] | 2e-4 | 1,3 |
| Porenanteil n | [-] | 0,25 | 0,4 |
| Reibungswinkel ϕ' | [°] | 36 | 45 |
| Kohäsion c' | [kN/m ²] | 0,1 | 0,1 |
| Dilatanzwinkel ψ | [°] | 0 | 0 |

Tabelle 3: Bodenparameter Beispiel 2
 Table 3: Soil parameters for example 2

6.3 Modellkalibrierung

Model calibration

In Stelzer et al. (2014) wurde eine Kalibrierung des beschriebenen FE-Modells für den Glen Shira Damm auf der Basis von gekoppelten ungesättigten/gesättigten Konsolidationsberechnungen für linear elastisches Bodenverhalten durchgeführt. Ein Vergleich der berechneten Grundwasserpotenziale während des Absenkvorgangs mit den Potenzialen aus den gemessenen Porenwasserdrücken P1 bis P5 (siehe Bild 7) zeigt, dass die gemessenen Grundwasserpotenziale gegenüber den berechneten eine größere zeitliche Verzögerung aufweisen und somit dem sich ändernden Wasserstand im Speicherbecken langsamer folgen, siehe Bild 9 (Variante 1). Die Größe dieser zeitlichen Verzögerung ist von den in Abschnitt 3 beschriebenen, den Konsolidationsvorgang beeinflussenden Parametern abhängig. Dies sind die Kompressibilität bzw. die Steifigkeit des Bodens und des Porenfluids, die hydraulische Durchlässigkeit des Dammkerns und die Länge der Fließwege bis zum dränierten Rand, also dem Übergang zum Auflastfilter aus Felsbruchmaterial.

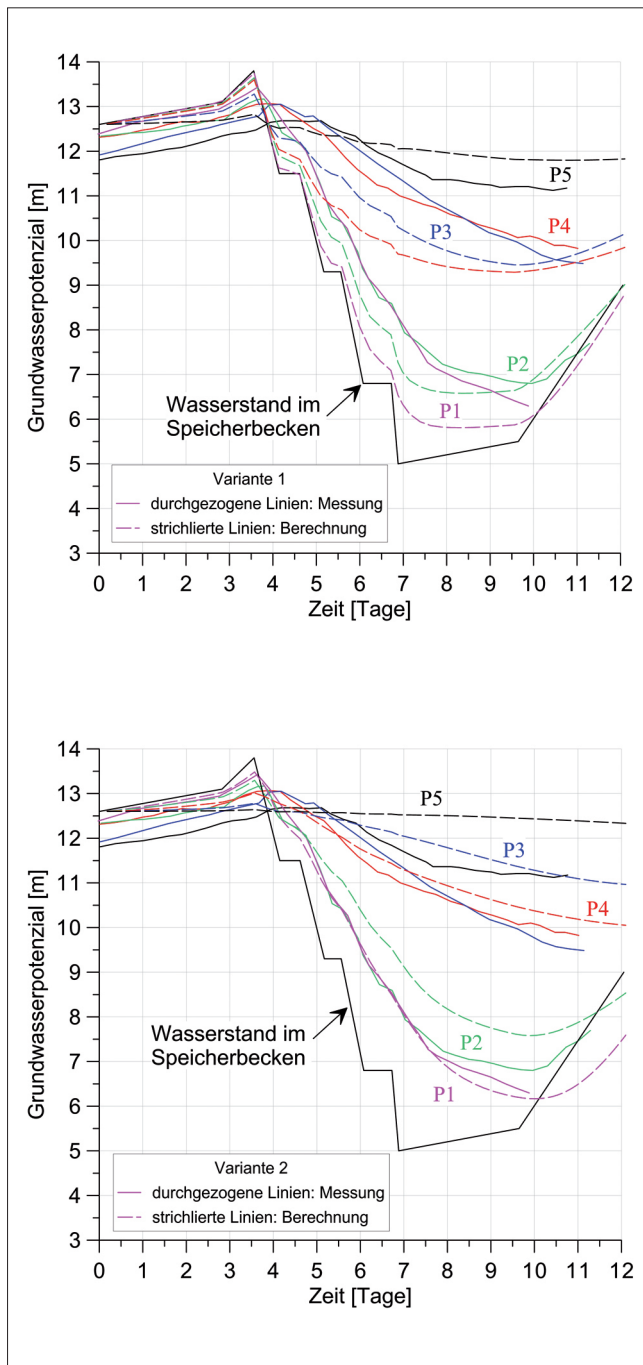


Bild 9: Gemessener und (gekoppelt) berechneter Zeitverlauf des Porenwasserdruckes in den Punkten P1 bis P5 für die Varianten 1 und 2 aus Stelzer et al. (2014)

Figure 9: Measured and (coupled) calculated pore pressures at points P1-P5 for cases 1 and 2 from Stelzer et al. (2014)

Paton & Semple (1961) vermuteten, dass fein verteilte Luftporen unterhalb des Grundwasserspiegels zu der beobachteten Verzögerung des Potenzialabbaus führen. Ähnliche Effekte wurden auch von Köhler (1997) u. a. anhand von Messungen des Porenwasser-

druckes bei Absenkvorgängen an Schiffahrtskanälen festgestellt. Schon eine geringe Menge von Luftporen im Grundwasser führen zu einer deutlich erhöhten Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemisches und damit zu einem geringeren Konsolidationsbeiwert c_v nach Gleichung (10). Daher wurde als zweite Variante eine Berechnung mit einer höheren Kompressibilität des Porenfluids bei ansonsten unveränderten Bodenparametern gemäß Tabelle 3 untersucht. Für eine Luft sättigung von nur 2 % ergibt sich die erwartete Zeitverzögerung, siehe Bild 9 (Variante 2). Dies entspricht einer Kompressionssteifigkeit K_{wg} des Wasser-Luft-Gemisches von ca. 10 MN/m², einem Konsolidationsbeiwert $c_v = 4,5e-5$ m²/s und für den Skempton-B-Parameter ergibt sich $B \approx 0,3$.

Da während des Absenkvorganges zwar die zeitliche Entwicklung der Porenwasserdrücke aber nicht ergänzend die Verformungen des Dammes gemessen wurden, ist keine eindeutige Modellkalibrierung des gekoppelten Grundwasserströmungs- und Verformungsproblems möglich. Es gibt mehrere Parameterkombinationen mit $c_v = 4,5e-5$ m²/s, für die die gemessenen Porenwasserdrücke vergleichbar gut nachgerechnet werden können. Unter der Annahme inkompressiblen Porenwassers kann dies z. B. durch eine erhöhte Kompressibilität des Korngerüsts (E-Modul ca. 20 MN/m²) oder eine Verringerung der Durchlässigkeit des Dammkerns auf $k = 3,5e-9$ m/s erreicht werden.

6.4 Berechnungsergebnisse

Calculation results

Zur Untersuchung der Auswirkungen der unterschiedlichen Berechnungsansätze auf den Porenwasserdruck werden die zwei beschriebenen Varianten untersucht. Für den Dammkern wird also einerseits mit den Bodenparametern aus Tabelle 3 mit $c_v = 2e-4$ m²/s und inkompressiblem Porenwasser, d. h. Skempton-B = 0,98 (Variante 1) als auch mit an den Porenwasserdruckmessungen kalibriertem Konsolidationsbeiwert $c_v = 4,5e-5$ m²/s und kompressiblem Porenwasser mit $B = 0,3$ (Variante 2) gerechnet. Es werden gekoppelte Konsolidationsberechnungen und ungekoppelte Berechnungen mit instationärer Grundwasserströmungsberechnung nach Gleichung (6) durchgeführt und außerdem die Grenzfälle dräniert und undräniert betrachtet.

6.4.1 Porenwasserdruckverteilung *Pore pressure distribution*

In Bild 10 werden die berechneten Porenwasserdruckverteilungen für die Varianten 1 und 2 den Messungen exemplarisch in den Punkten P2 und P4 (Lage im Damm siehe Bild 7) gegenübergestellt. Für die dränierte Berechnung ergibt sich in dem durch die Kerndichtwand und den dichten Felsuntergrund begrenzten Damm ein horizontaler Grundwasserspiegel, der zu jedem Zeitpunkt dem Wasserspiegel im Speicherbecken entspricht. Der Porenwasserdruck im Damm, d. h. auch in allen Messpunkten, entspricht dem hydrostatischen Druck unterhalb des Wasserspiegels im Becken, zumindest solange dieser oberhalb des betrachteten Punktes liegt.

Der Vergleich zwischen Konsolidations- und ungekoppelter Berechnung zeigt, dass die ungekoppelten Berechnungen geringere Grundwasserpotenziale ergeben. Die Berücksichtigung der Kompressibilität des Korngerüsts führt in den gekoppelten Berechnungen zu einer größeren zeitlichen Verzögerung des Porenwasserdruckabbaus und damit zu höheren Grundwasserpotenzialen. Die Unterschiede sind für Variante 1 größer als für Variante 2, da in Variante 2 die Dämpfung des Porenwasserdruckverlaufs von der erhöhten Kompressibilität des Porenwassers (mit Gaseinschlüssen) dominiert wird und diese sowohl in der Konsolidations- als auch in der ungekoppelten Analyse durch die Verwendung der gleichen Kompressionssteifigkeit des Wasser-Gas-Gemisches K_{wg} in der Grundwasserströmungsgleichung berücksichtigt wird.

Bild 11 zeigt die Porenwasserdruckverteilung im vertikalen Schnitt durch die übereinander liegenden Messpunkte P2 und P4 für die maximale Absenkung ($\Delta h = 8,8$ m) auf 5 m Höhe oberhalb der Aufstandsfläche des Dammes. Saugspannungen werden nicht dargestellt. Der Übergang zu dem den Dammkern umgebenden Filter liegt an der Oberkante des Dammkerns in diesem Schnitt bei 10,8 m, an der Unterkante bei 0,5 m Höhe. Zusätzlich zu der im Feldversuch verwendeten mittleren Absenkgeschwindigkeit im Speicherbecken ($v = \Delta h / \Delta t = 8,8 \text{ m} / 3,3 \text{ Tage} = 2,67 \text{ m/Tag}$) wurde in den Berechnungen die Absenkgeschwindigkeit variiert.

Für die untersuchten Absenkgeschwindigkeiten wird die Porenwasserdruckdifferenz zwischen gekoppelter

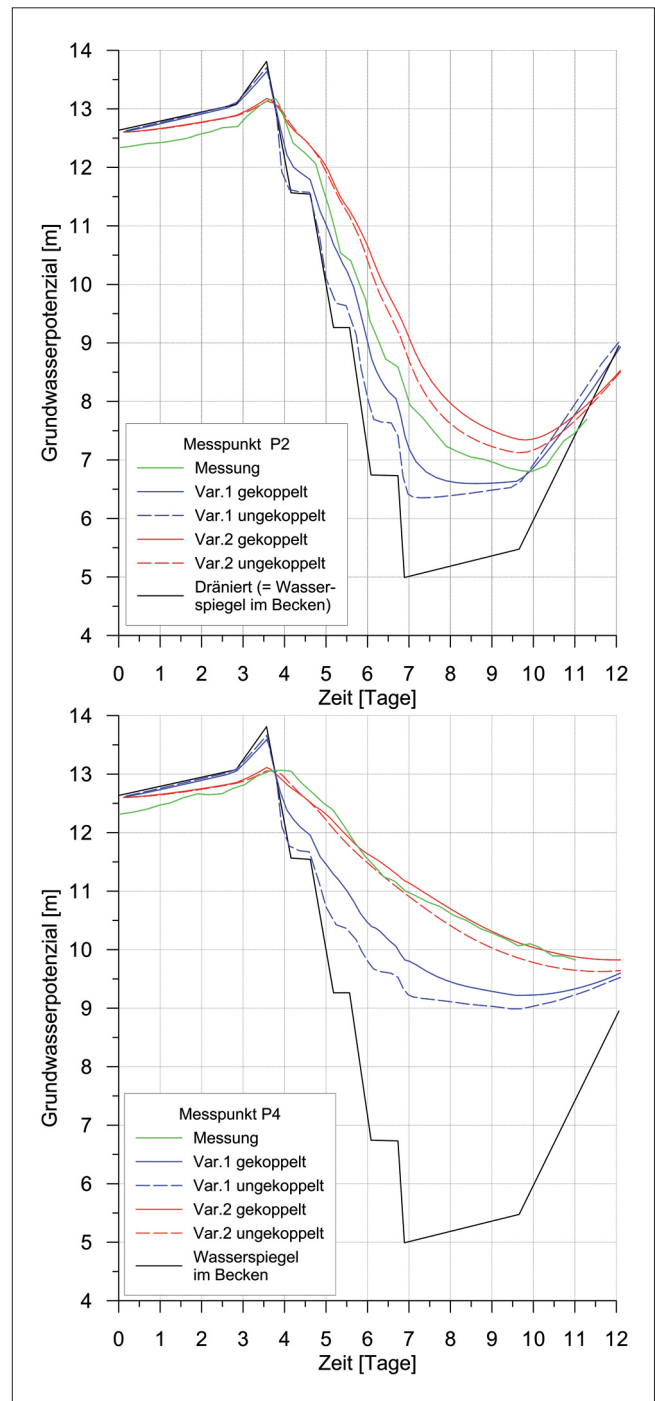


Bild 10: Gemessener und (gekoppelt / ungekoppelt) berechneter Zeitverlauf des Porenwasserdrucks in den Punkten P2 und P4 für die Varianten 1 und 2
Figure 10: Measured and (coupled / uncoupled) calculated pore pressures at points P2 and P4 for cases 1 and 2

Konsolidations- und ungekoppelter Berechnung für Variante 1 zunächst mit zunehmender Absenkgeschwindigkeit größer, während es bei Variante 2 für alle untersuchten Absenkgeschwindigkeiten nur geringe Unterschiede gibt. Bei gleicher Absenkgeschwindigkeit

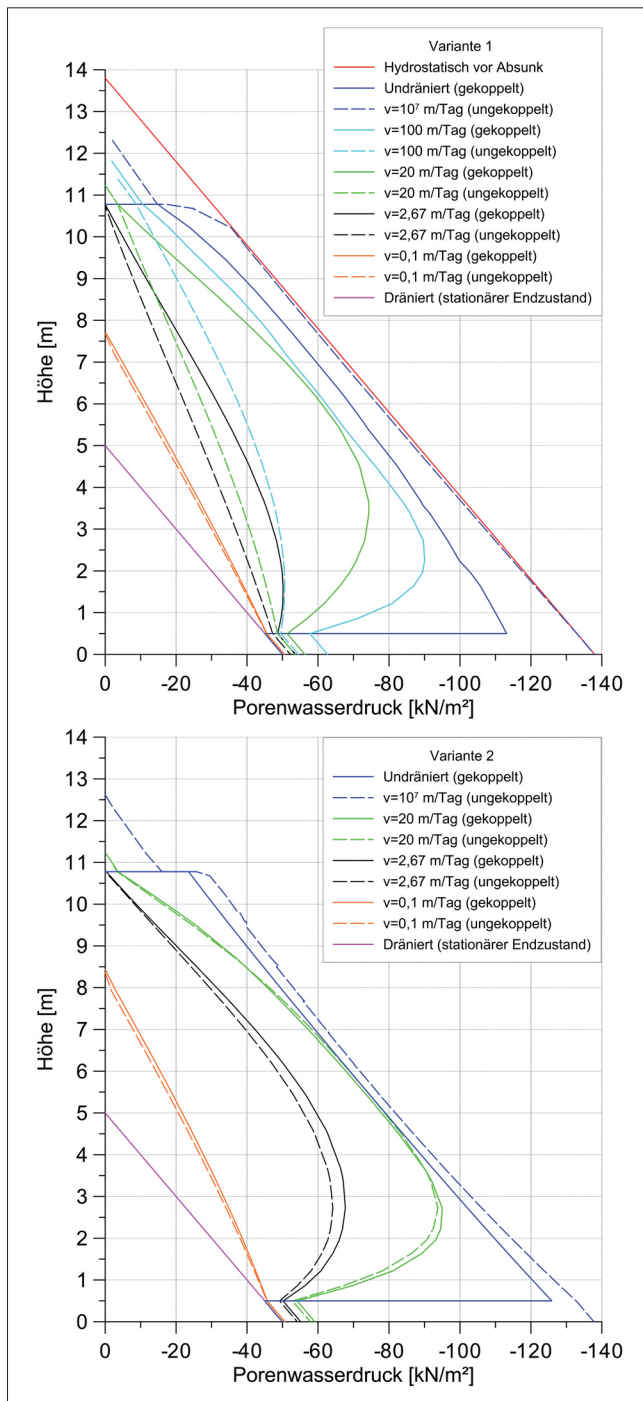


Bild 11: Porenwasserdruckverteilung im vertikalen Schnitt durch die Punkte 2 und 4 für verschiedene Absenkgeschwindigkeiten bei Absenkung auf 5 m

Figure 11: Pore pressure distribution in a vertical cross-section through P2 and P4 for different drawdown velocities at a drawdown to 5 m

in den beiden Varianten ergeben sich aufgrund des geringeren Konsolidationsbeiwertes in Variante 2 deutlich höhere Porenwasserdrücke. Mit zunehmender Absenkgeschwindigkeit nähert sich die Porenwasserdruckverteilung der Verteilung für undrännierte Verhältnisse an.

Bei der undrännierten Berechnung wurde nach dem Erreichen des maximalen Wasserstandes im Speicherbecken bei 13,8 m eine plötzliche Absenkung des Wasserspiegels um 8,8 m auf 5 m angenommen, wobei in der gekoppelten Berechnung nur der Dammkern als undränniert und der Auflastfilter als dränniert betrachtet wurde. Bei vollkommen undrännierten Verhältnissen zeigt sich im Gegensatz zur untersuchten Spanne der Absenkgeschwindigkeiten bis $v = 100$ m/Tag, dass der Porenwasserdruck bei der quasi undrännierten ungekoppelten Berechnung (mit sehr hoher Absenkgeschwindigkeit von ca. 10^7 m/Tag) nun größer ist als für die gekoppelte undrännierte Berechnung. Die vor der Absenkung vorhandene, nahezu hydrostatische Verteilung des Porenwasserdrucks im Dammkern bleibt in der ungekoppelten Analyse vollständig erhalten, während in der gekoppelten Analyse die spannungsinduzierte Porenwasserdruckreduktion durch die Abnahme des auf den Damm wirkenden externen Wasserdruckes berücksichtigt wird. Der undrännierte Porenwasserdruck aus der gekoppelten Berechnung ist in Variante 2 höher als Variante 1, da die spannungsinduzierte Abnahme des Porenwasserdruckes während der plötzlichen Absenkung geringer ist (für Variante 2 ist Skempton-B = 0,3 anstatt B = 0,98 in Variante 1).

6.4.2 Dammstandsicherheit *Dam stability*

Aufbauend auf den berechneten Verteilungen des Porenwasserdruckes und der Spannungen im Damm wurde in einem nachgeschalteten Berechnungsschritt die Dammstandsicherheit mittels ϕ -c-Reduktion ermittelt. Während der ϕ -c-Reduktion wurden weder Saugspannungen in der ungesättigten Bodenzone noch undränniertes Verhalten berücksichtigt, d. h. die Porenwasserdruckverteilung wird aus dem letzten Rechenschritt der gekoppelten Konsolidations- bzw. ungekoppelten Berechnung übernommen, die Saugspannungen werden zu Null gesetzt und danach bleibt die Verteilung unverändert.

In Bild 12 ist exemplarisch der maßgebende Versagensmechanismus für den Feldversuch bei maximaler Absenkung (8,8 m) für die Konsolidationsberechnung (oberes Bild) und die ungekoppelte Berechnung (unteres Bild) zusammen mit der Sickerlinie im Damm dargestellt.

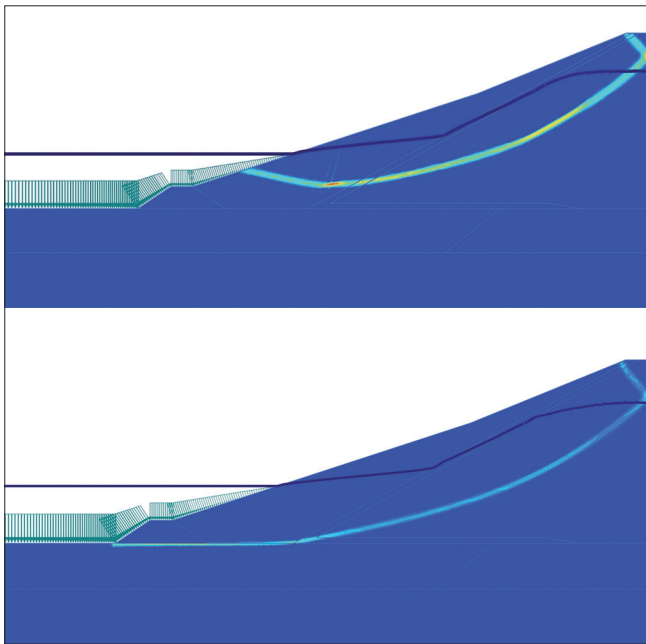


Bild 12: Versagensmechanismus (inkrementelle Schubverzerrungen) für 8,8 m Absenkung bei einer Absenkgeschwindigkeit von $v = 2,67$ m/Tag für die gekoppelte- (oben) und ungekoppelte Berechnung (unten)

Figure 12: Failure mechanism (incremental deviatoric strain) for a drawdown of 8.8 m and a drawdown velocity of 2.67 m/day for coupled (upper -) and uncoupled analysis (lower picture)

Bild 13 zeigt den Standsicherheitsfaktor im Vergleich der gekoppelten Konsolidationsberechnungen mit den ungekoppelten Berechnungen für verschiedene Absenkgeschwindigkeiten v für beide Varianten.

Für sehr langsame Absenkgeschwindigkeiten von $v = 0,01$ m/Tag respektive große Zeitfaktoren T liegen dränerte Verhältnisse vor. Die Standsicherheit ist für die dränerte Berechnung mit $\eta = 1,98$ und die gekoppelten und ungekoppelten Berechnungen für beide Varianten ($\eta = 1,96-1,97$) nahezu identisch.

Für Variante 1 werden die Unterschiede in den Porenwasserdruckverteilungen und damit auch im Sicherheitsfaktor mit steigender Absenkgeschwindigkeit größer. Die ungekoppelten Berechnungen liegen dabei auf der unsicheren Seite. Eine undränerte gekoppelte Analyse liefert einen Sicherheitsfaktor von 1,17, für den ungekoppelten Fall ist er kleiner 1, d. h. die rechnerische Standsicherheit ist nicht gegeben. Zusammenfassend kann für Variante 1 also festgestellt werden, dass die ungekoppelte Berechnung hier für undränerte Verhältnisse bezüglich der Standsicherheit auf der sicheren

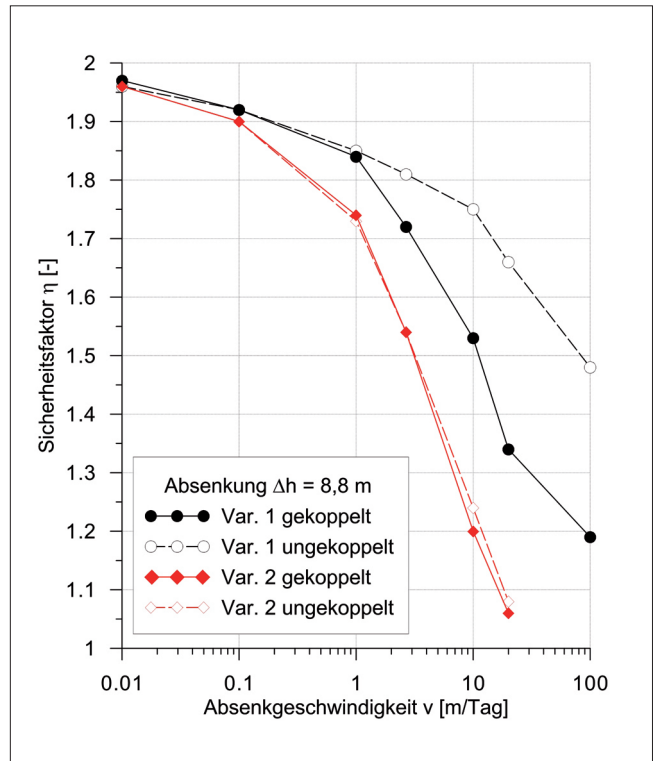


Bild 13: Sicherheitsfaktor aus ϕ -c-Reduktion in Abhängigkeit von der Absenkgeschwindigkeit

Figure 13: Factor of safety as a function of drawdown velocity

Seite, für teildränerte Verhältnisse aber auf der unsicheren Seite liegt. Für dränerte Verhältnisse sind die Ergebnisse identisch.

Für Variante 2 sind die Unterschiede zwischen gekoppelter und ungekoppelter Berechnung aufgrund der sehr ähnlichen Porenwasserdruckverteilungen erwartungsgemäß gering. Das Sicherheitsniveau ist aber durch die insgesamt höheren Porenwasserdrücke deutlich geringer als bei Variante 1. Für eine Absenkgeschwindigkeit von $v = 20$ m/Tag ist nur noch ein Sicherheitsfaktor von ca. 1,07 vorhanden, d. h. bei höheren Absenkgeschwindigkeiten ist mit Böschungsversagen zu rechnen. Eine undränerte Analyse führte entsprechend zu Versagen.

Für den Feldversuch mit einer mittleren Absenkgeschwindigkeit von $v = 2,67$ m/Tag ergeben sich für die Variante 1 Sicherheitsfaktoren von 1,72 (gekoppelt) bis 1,81 (ungekoppelt) und für die Variante 2 $\eta = 1,54$ für beide Rechenansätze. Hierzu ist anzumerken, dass die hier ausgewertete Wasserspiegelabsenkung um 8,8 m bezüglich der Böschungsstandsicherheit nicht den un-

günstigsten Fall für den Damm darstellt. Für geringere Absenktiefen von 5 bis 7 m ergeben sich aufgrund der Dammgeometrie etwas geringe Sicherheitsfaktoren $\eta_{\min} = 1,4$. Analytische Gleitkreisberechnungen auf der Grundlage der gemessenen Porenwasserdruckverteilung von Paton & Semple (1961) führten zu einer fast identischen minimalen Standsicherheit von 1,37 für eine Absenkung von ca. 7 m.

Der wesentliche Unterschied zwischen den beiden Berechnungsvarianten ist der unterschiedliche Konsolidationsbeiwert c_v und der unterschiedliche Skempton-B-Wert für den Dammkern. Für die beiden Varianten ergeben sich daher bei gleicher Absenkgeschwindigkeit unterschiedliche Zeitfaktoren T . Für einen maximalen Dränageweg D zum Filter von ca. 15 m und eine Dauer des Absenkvorgangs bis zur maximalen Absenkung im Feldversuch von 3,3 Tagen ist für Variante 1 der Zeitfaktor $T = 0,3$ und für Variante 2 $T = 0,06$. Dies lässt auf teildrainede Verhältnisse schließen, was durch die gemessenen bzw. berechneten Porenwasserdruckverteilungen auch bestätigt wird. Bild 14 zeigt den Sicherheitsfaktor als Funktion des Zeitfaktors T für die gekoppelten Berechnungen beider Varianten. Bei gleichem Zeitfaktor unterscheiden sich die berechneten Dammstandsicherheiten nur wenig, deutliche Unterschiede ergeben sich erst für geringe T kleiner ca. 0,01, da dann

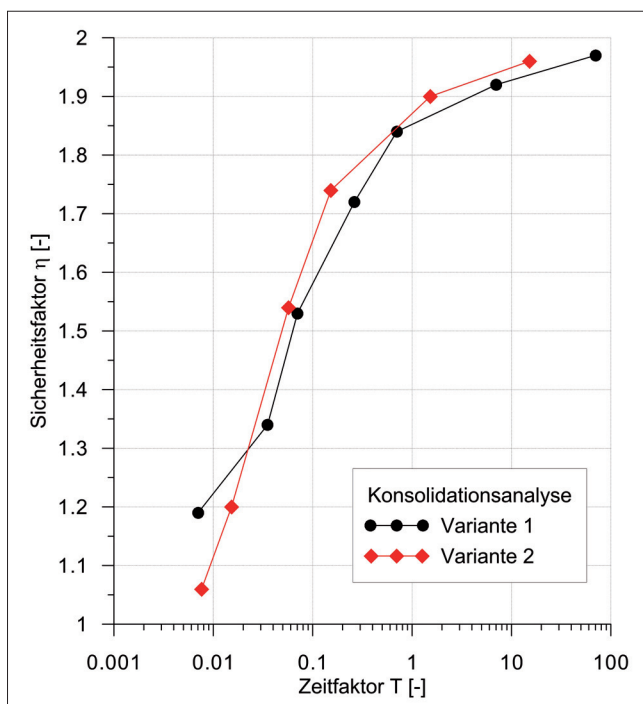


Bild 14: Sicherheitsfaktor in Abhängigkeit vom Zeitfaktor
 Figure 14: Factor of safety as a function of the time factor

undrainede Effekte (Skempton-B) stärkere Auswirkungen zeigen. Für große Zeitfaktoren von ca. $T > 10$ nähert sich die Standsicherheit dem Ergebnis der drainede Berechnung ($\eta = 1,98$) an.

7 Schlussfolgerungen Conclusions

Anhand der theoretischen Grundlagen und zwei Berechnungsbeispielen wurden Unterschiede in der Ermittlung der Porenwasserdruckverteilung für gekoppelte Konsolidationsberechnungen, ungekoppelte Berechnungen mit instationärer Grundwasserströmungsberechnung sowie für die Grenzfälle drainede und undrainede Analyse herausgearbeitet und deren Auswirkungen auf Standsicherheitsberechnungen aufgezeigt.

Für die Größe der Porenwasserdruckänderung bei undraineden Belastungsänderungen ist das durch den Skempton B-Parameter definierte Steifigkeitsverhältnis von Boden und Porenfluid entscheidend. In ungekoppelten Berechnungen werden diese spannungsinduzierten Porenwasserdruckänderungen im Gegensatz zu gekoppelten Konsolidations- und undraineden Berechnungen nicht erfasst. Die daraus entstehenden Auswirkungen z. B. auf die Standsicherheit sind bei vollkommen undraineden Verhältnissen am größten und werden bei teildraineden Verhältnissen kleiner.

Bei vollkommen draineden Verhältnissen führen gekoppelte Konsolidations- und ungekoppelte Berechnungen zur gleichen Porenwasserdruckverteilung. Eine Entscheidungshilfe, ob drainede, teildrainede oder undrainede Verhältnisse vorliegen, liefert der dimensionslose Zeitfaktor T aus der eindimensionalen Konsolidationstheorie von Terzaghi.

Die zeitliche Entwicklung des Porenwasserdruckes wird maßgeblich vom Konsolidationsbeiwert c_v beeinflusst. Darin geht unter anderem auch die Bodensteifigkeit ein. Diese geht bei ungekoppelten Berechnungen aufgrund der Annahme einer zu vernachlässigenden Verformbarkeit des Bodens in der Grundwasserströmungsberechnung nicht in die Berechnung des Porenwasserdruckes ein, was zu einem beschleunigten Konsolidationsvorgang in der ungekoppelten Berechnung und damit zu Abweichungen im Porenwasserdruck führt.

Die Nachrechnung gemessener Porenwasserdruckverläufe in einem Damm zeigt, dass diese bei gegebenem Zeitverlauf der Belastungsänderung (in diesem Fall Wasserspiegelabsenkung) und geeigneten Annahmen zu den Bodeneigenschaften gut reproduziert werden können. Für die vorliegenden teildränierten Verhältnisse spielt dabei der Konsolidationsbeiwert die entscheidende Rolle.

Die Annahmen zum zeitlichen Ablauf von Baumaßnahmen sind a priori dagegen nur grob abschätzbar. Diese und zusätzliche Unwägbarkeiten bezüglich der Ermittlung der relevanten Bodeneigenschaften können zu Fehleinschätzungen der zeitabhängigen Porenwasserdruckverteilung und damit auch der Standsicherheit führen. Letztendlich wird deshalb für Standsicherheitsberechnungen oft auf die konservativen Grenzbetrachtungen für den dränierten oder undränierten Fall zurückgegriffen.

Konsolidationsanalysen bieten die Möglichkeit, weitere in diesem Beitrag nicht behandelte Einflüsse auf die Porenwasserdruckentwicklung zu berücksichtigen, wie z. B. eine verformungsabhängige hydraulische Durchlässigkeit. Zusätzlich lassen sich durch die Verwendung geeigneter Stoffmodelle die Auswirkungen weiterer relevanter Bodeneigenschaften wie Porenwasserdruckänderungen bei Schubbeanspruchung infolge Dilatanz bzw. Kontraktanz, spannungs- und dehnungsabhängige Bodensteifigkeit, etc. untersuchen.

8 Literatur *References*

Biot, M. A. (1941): General Theory of Three Dimensional Consolidation. *Journal of Applied Physics* 12: 155-164.

Duncan, J. M.; Wright, S. G.; Brandon, T. L. (2014): *Soil Strength and Slope Stability*. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc.

EANG – Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (2014). Ernst & Sohn Verlag, Berlin.

Köhler, H.-J. (1997): *Boden und Wasser – Druck und Stömung*. Mitteilungsheft der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 76.

Köhler, H.-J.; Feddersen, I.; Schwab, R. (1999): Soil and Structure Deformations due to Reconstruction of an Old Lock Built on Unsaturated Submerged Clay. *Proceedings Symposium on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Turin.

Lewis, R. W.; Roberts, G. K.; Zienkiewicz, O. C. (1976): A Non-linear Flow and Deformation Analysis of Consolidated Problems. *Proc. 2nd Int. Conf. Num. Methods Geomechanics*. Blacksburg, Virginia, Vol. 2, S. 1106-1118.

Montenegro, H.; Stelzer, O. (2014): Untersuchung des Einflusses von Gaseinschlüssen unterhalb des Grundwasserspiegels auf Druckausbreitung und Bodenverformung mittels gekoppelter FE-Berechnungen. *Mitteilungsheft 19 des Instituts für Geotechnik*, Technische Universität Dresden.

Paton, J. & Semple, N. G. (1961): Investigation of the Stability of an Earth Dam Subject to Rapid Drawdown including Details on Pore Pressures recorded during a Controlled Drawdown Test. *Pore Pressure and Suction in Soils*. S. 85-90, Butterworth, London.

Pinyol, N.; Alonso, E. E. & Olivella, S. (2008): Rapid Drawdown in Slopes and Embankments. *Water Resources Research*, Nr. 44.

Skempton, A. W. (1954): The Pore Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique* 4(4). S. 143-147.

Stelzer, O.; Montenegro, H.; Odenwald, B. (2014): Consolidation Analyses Considering Gas Entrapment below the Phreatic Surface. Proceedings 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Hicks et al. (eds.), Delft, Vol. 2, ISBN 978 1 138 02688 9, Taylor & Francis, London.

Terzaghi, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Deuticke, Wien.

Vermeer, P. A.; Meier, C.-P. (1998): Standsicherheit und Verformungen bei tiefen Baugruben in bindigen Böden. Vorträge zur Baugrundtagung 1998, Stuttgart.

Verruijt, A. (1995): Computational Geomechanics. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.

Wehnert, M. (2006): Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik, Mitteilung 53 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart.

