

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 92 (1974)
Heft: 18: Tunnelbau, Bodenmechanik

Artikel: Grundsätzliche Einflüsse des Grundwassers auf den Boden
Autor: Lang, H.J.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-72356>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 17.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Zeile b mutmassliche örtliche Verteilung der Ausbauten bzw. die Gebirgsklassen hinsichtlich Ausbau; zur Vereinfachung sind die 1. und die 2. Oberklasse zusammengefasst,

Zeile c Gebirgsklassen hinsichtlich Basisbohrbarkeit,

Zeile d Gebirgsklassen hinsichtlich Bohrwerkzeugverschleiss,

Zeile e allfälliges Abschalen oder Bergschlag, Phänomene, die durch die felsmechanische Berechnung ebensowenig erfasst werden können wie singulärer Steinfall.

Die Klassifikation des Gebirges hinsichtlich Bohrbarkeit und Bohrwerkzeugverschleiss erfolgt durch Indexwerte und nicht durch direkte Angaben, wie zum Beispiel die ohnehin bohrsystembezogene Penetration oder maximale Abrolldistanz einer Meisselschneide. Diese Angaben berücksichtigen auch die bei den Gesteinsprüfungen und -untersuchungen festgestellten Streuungen. Die Klassifikation hinsichtlich Ausbauerfordernis erfolgt durch direkte Angaben über Art, Ausmass und Ort bzw. Zeitpunkt des Einbringens des Ausbaues. Falls das klassierte geologische Prognoselängenprofil auf «sicherem Wissen» beruht und auch das Felstypenlängenprofil nicht in Frage steht, genügt eine einzige Darstellung des Ausbauerfordernisses. Falls aber die geologische Beurteilung durch ein «wahrscheinliches» und ein «mögliches» Prognoselängenprofil zum Ausdruck kommt und auch die Angaben des Felstypenlängenprofils unsicher sind, bedarf es zwei Darstellungen für das Ausbauerfordernis. Die Kenntnis dieser *Streuungen* ist von grosser Bedeutung, falls das Klassifikationslängenprofil auch als den Arbeitsumfang und die Arbeitsbedingungen darstellendes Dokument für die Ausschreibung der Bauarbeiten Verwendung finden soll. Bei der Bauausführung kann sich eine Verschiebung der Grenzen der Klassenbereiche ergeben. Diese Möglichkeit muss durch

die Formulierung der Ausschreibungsunterlagen berücksichtigt werden. Es soll nach tatsächlicher Verteilung und Länge der Bereiche abgerechnet werden.

Der dargestellte Vorschlag für eine Gebirgsklassifikation für den mechanischen Vortrieb mit *Vollvortriebsmaschinen im Festgestein* umfasst ein Dreiersystem, nämlich eine Klassifikation hinsichtlich

- Bohrbarkeit
- Bohrwerkzeugverschleiss und
- Verspannbarkeit der Vortriebsmaschine sowie Ausbau erfordernis

Der Vorschlag trägt den Eigenheiten des mechanischen Vortriebes Rechnung. Seine Verwirklichung fördert den Realismus der Projektierung und die Fairness der Beziehungen zwischen Bauherr und Unternehmer bei der Ausschreibung und Ausführung von Tunnelbauten mit Vortriebsmaschinen.

Literatur

- [1] J. Schimazek und H. Knatz: Der Einfluss des Gesteinsaufbaus auf die Schnittgeschwindigkeit und den Meisselverschleiss von Streckenvortriebsmaschinen. «Glückauf» 106 (1970), Nr. 6, S. 274–278.
- [2] J. J. K. Daemen, C. Fairhurst und A. M. Starfield: Rational Design of Tunnel Supports. Paper presented at the 2. Symposium on Rapid Excavation, Sacramento, California, October 16/17, 1969.
- [3] G. Lombardi: Der Einfluss von Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen. «Schweiz. Bauzeitung» 87 (1969), H. 3, S. 39–47.
- [4] Berechnungen durchgeführt im Rahmen der Projektierung für den Gotthard-Basistunnel vom Ingenieurbüro Dr. G. Lombardi, Locarno (unveröffentlicht).
- [5] G. Lombardi: Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges. «Schweiz. Bauzeitung» 89 (1971), H. 32, S. 793–801.

Adresse des Verfassers: Werner Rutschmann, dipl. Ing. ETH, SIA, Waldistrasse 34, 8134 Adliswil.

Grundsätzliche Einflüsse des Grundwassers auf den Boden

Von Prof. H. J. Lang, Zürich¹⁾

DK 624.131.6

1. Einleitung

Im folgenden wird versucht, die allерwichtigsten und grundsätzlichsten Gesichtspunkte der Beeinflussung des Bodens (und damit auch der Bauwerke im Boden) durch das Grundwasser zusammen zu fassen. Dabei handelt es sich «nur» um an sich unkomplizierte und vereinfachte Gedanken-Modelle. Wenn man diese jedoch konsequent anwendet, können alle Wechselwirkungen zutreffend überblickt werden, die sich zwischen dem in Wahrheit heterogenen und anisotropen Baugrund und dem Grundwasser ergeben können.

2. Grundwasser und Gradient einer Sickerströmung

In Bild 1 ist ein horizontal geschichteter Baugrund schematisch dargestellt. In der obersten Schicht (Kiessand) befindet sich ein freier horizontaler Grundwasserspiegel. Eine umspundete Bau-

grube wurde erstellt; unter der Baugrubensohle befindet sich innerhalb der Spundwände eine Dichtungszone. Sowohl die Dichtungszone als auch die Spundwände seien absolut dicht, d.h. der Wasserandrang in die Baugrube ist $Q = 0$. Unter diesen Randbedingungen wird sich der Wasserspiegel in dem Piezometer I (Standrohr), mit welchem der Druck im Punkt A gemessen wird, auf der Höhe des in der Baugrube abgesenkten Wasserspiegels einstellen, während die Piezometer II und III in den Punkten B und C einen Wasserspiegel auf der Höhe des freien Grundwasserspiegels im Kiessand anzeigen.

Das Wasser rings um die Baugrube herum und im Innern der Umspundung unterhalb der Baugrubensohle ist hydrostatisch gespannt und in den Poren des Bodens beweglich. Es handelt sich um «Grundwasser» im Sinne der heutigen Ausführungen.

Unter dem Kiessand folgt eine Ton schicht, welche ihrerseits von einer Sand schicht unterlagert wird. Die Piezometer IV und V in den Punkten D und E an

OK. Sandschicht zeigen ein horizontales Druckniveau, welches um das Mass h_1 über dem freien Grundwasserspiegel liegt. Das Grundwasser im Sand ist artesisch gespannt.

Die Lage des Wasserspiegels in den Piezometern I bis V zeigt das Potential des Grundwassers in den Punkten A bis E an: Beziiglich des beliebig gewählten Horizontes hat es bei den hier gegebenen Randbedingungen im Punkt A die Grösse H_3 , in den Punkten B und C die identische Grösse $H_2 > H_3$ und in den Punkten D und E die identische Grösse $H_1 > H_2$.

Zwischen dem Punkt D und dem vertikal darüber liegenden Punkt C herrscht somit eine Potentialdifferenz $h_1 = H_1 - H_2$. Infolge dieser Potentialdifferenz stellt sich eine nach oben gerichtete Sickerströmung durch die Ton schicht der Stärke d ein, wobei hier die Gerade \overline{DC} eine Stromlinie ist. Zwischen den Punkten B und A besteht ebenfalls eine Potentialdifferenz der Grösse $h_2 = H_2 - H_3$. Eine Sickerströmung stellt sich hier nur deshalb nicht ein, weil voraus-

¹⁾ Vortrag, gehalten am 2. November 1973 in Lausanne vor der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik.

setzungsgemäss Spundwand und Dichtungszone absolut dicht sein sollen!

Der Gradient i (Sickergefälle) der Sickerströmung zwischen dem Punkt D und dem Punkt C wird als das Verhältnis von Potentialdifferenz zwischen D und C und der Länge des Sickerweges zwischen D und C eingeführt, d.h. $i = h_1/d$.

In Bild 2 ist dieser Sachverhalt für einen nicht so speziellen Fall wie in Bild 1 dargestellt. Der Gradient der Sickerströmung zwischen den Punkten A und B auf einer Stromlinie ergibt sich hier zu $i = h/l$, wobei h die Potentialdifferenz zwischen dem Punkt A und dem Punkt B ist. Da in A das Potential grösser als in B ist, ist die Richtung der Sickerströmung AB. Deutlich wird hier auch wieder, dass zur eindeutigen Bestimmung von i das Potential in den Punkten A und B bekannt sein muss!

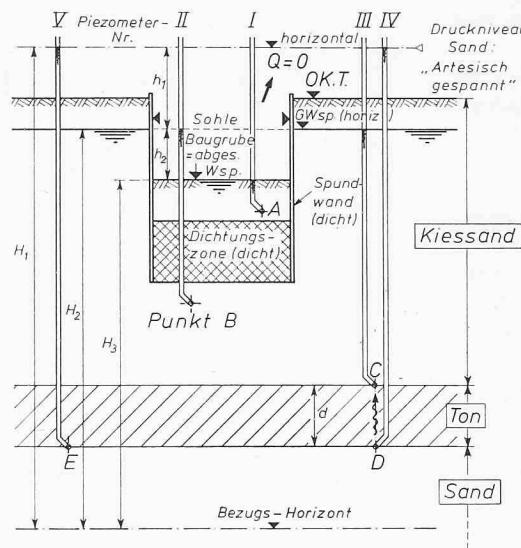
3. Durchlässigkeit (Durchlässigkeitsbeiwert) k

Der Durchlässigkeitsbeiwert k ist ein Mass für den Widerstand, welchen das Grundwasser beim Durchströmen der Poren eines Bodens überwinden muss. Er ist durch das Gesetz von Darcy $v = k i$ definiert. Das Gesetz von Darcy ist nicht unbeschränkt gültig. Es ist u.a. nur auf eine laminare Strömung anwendbar. In Bild 3 ist schematisch eine Möglichkeit skizziert, den k -Wert bei verschiedenen achsialen Spannungen σ , d.h. bei verschiedener Lagerungsdichte, zu bestimmen. Bei der gewählten Anordnung ist der Gradient der hier senkrecht nach oben gerichteten Sickerströmung durch die Bodenprobe $i = h/d$. Die Wassermenge Q , welche je Zeiteinheit durch die Probe mit dem konstanten Querschnitt F fliessst, ergibt sich zu $Q = v F = k i F$.

Daraus wird sofort ersichtlich, dass die Filtergeschwindigkeit v nicht die tatsächliche Geschwindigkeit v' des Durchflusses sein kann: Das Wasser kann ja nur durch die Poren des Bodens fliessen, so dass $v' > v$ sein muss. Im übrigen ist v' vom Poredurchmesser abhängig und somit nicht konstant.

Der k -Wert hat die Dimension einer Geschwindigkeit und wird meist in cm/s angegeben. Seine Grösse hat bei unseren Böden einen Variationsbereich von etwa 9 Zehnerpotenzen. Die in Bild 3 dargestellte Methode zur Bestimmung des k -Wertes ist daher nicht bei allen Bodenarten anwendbar, z.B. muss Q noch einwandfrei messbar sein. Aus Bild 3 ergeben sich zudem noch die bei der labor-experimentellen Bestimmung von k häufigen Fehlerquellen:

- Gradient i in der Bodenprobe nicht bestimmbar (u.a. auch durch grosse Energieverluste in Zuleitung und Filterplatten)



„Grundwasser“ = hydrostatisch gespanntes, in den Poren des Bodens bewegliches Wasser

Potentiale :

Punkt	Potential (*)	Potential-Differenz
A	H_3	$H_2 - H_3 = h_2$
B = C	H_2	$H_1 - H_2 = h_1$
D = E	H_1	

(*) : bezüglich Horizont

Gradient (Sickergefälle)

Zwischen Punkt D und Punkt C herrscht eine Potentialdifferenz h_1 . Bei den gegebenen Randbedingungen ist DC eine Stromlinie der sich wegen h_1 einstellenden Sickerströmung. Diese hat zwischen D und C den Gradienten.

$$i = \frac{\text{Potential-Differenz}}{\text{Länge Sickerweg}} = \frac{h_1}{d}$$

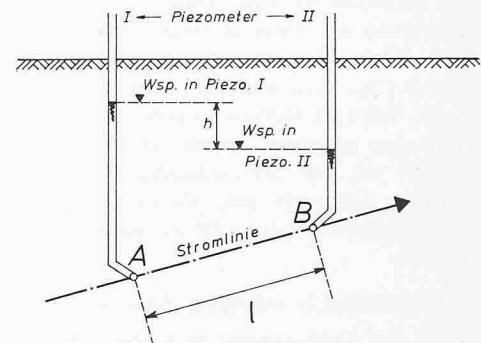
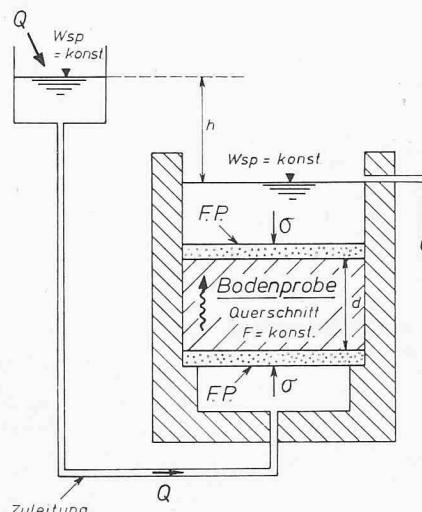


Bild 1 (oben). Schemaskizze: Potentiale und Potentialdifferenzen in verschiedenen Punkten eines Grundwasserträgers, Gradient i einer Sickerströmung

Bild 2 (rechts). Allgemeine Richtung der Sickerströmung: Gradient

Bild 3 (unten). Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes k (Schema)



FP: Filterplatten

$k_{FP} \gg k_{Boden}$!

Gesetz von Darcy:
 $v = k \cdot i$

$|ki| = \text{Geschwindigkeit}$
Angabe meist in cm/sec
(z.B.: $k = 3 \cdot 10^{-4}$ cm/sec)

Gradient $i = \frac{h}{d}$

Wassermenge $Q = v \cdot F = k \cdot i \cdot F$
das heisst $v \neq \text{effektive}$
Strömungsgeschwindigkeit

Bedingungen:

- Q = messbar
- i = eindeutig definiert und nicht zu klein oder zu gross
- F = konst
- Energieverlust in FP und Zuleitung klein
- Wasser muss eff. durch Bodenprobe fliessen
- Poren dürfen nicht durch Luft verstopft sein

- Undichtigkeiten zwischen Probe und Gefäßwandung
 - Sukzessive Verstopfung der Poren des Bodens durch im Wasser enthaltene Luft.

4. Der Strömungsdruck

Die Reaktion zu den Reibungsverlusten des Wassers in den Poren eines Bodens ist eine in Strömungsrichtung auf den Boden wirkende Kraft: Der *Strömungsdruck*. Seine Grösse beträgt je Volumeneinheit des Bodens $i \gamma_w$, wobei γ_w das spezifische Gewicht des Wassers bezeichnet. Dass dies so ist, kann z.B. wie in Bild 4 aus einer Betrachtung der effektiven vertikalen Druckspannungen σ' in der Bodenprobe im Schnitt A-A gezeigt werden. Es handelt sich hierbei um eine spezifisch bodenmechanische Betrachtungsweise, wobei die beiden Zustände «keine Sickerströmung (Hahn geschlossen)» und «vertikal nach unten gerichtete Sickerströmung (Hahn geöffnet)» miteinander verglichen werden. Das Ergebnis ist eine scheinbare Vergrösserung des Raumgewichtes des Bodens infolge Durchströmung um den Betrag $i \gamma_w$, d.h. um den Strömungsdruck. Wäre die Sickerströmung vertikal nach oben gerichtet, würde das Raumgewicht um den Strömungsdruck verkleinert. Allgemein sind Gewicht und Strömungsdruck vektoriell zu addieren (Bild 5).

5. Wasserdruck in ruhendem Wasser

Ist das Grundwasser in Ruhe, d.h. ist keine Sickerströmung vorhanden, so sind die Wasserdrücke im Boden und

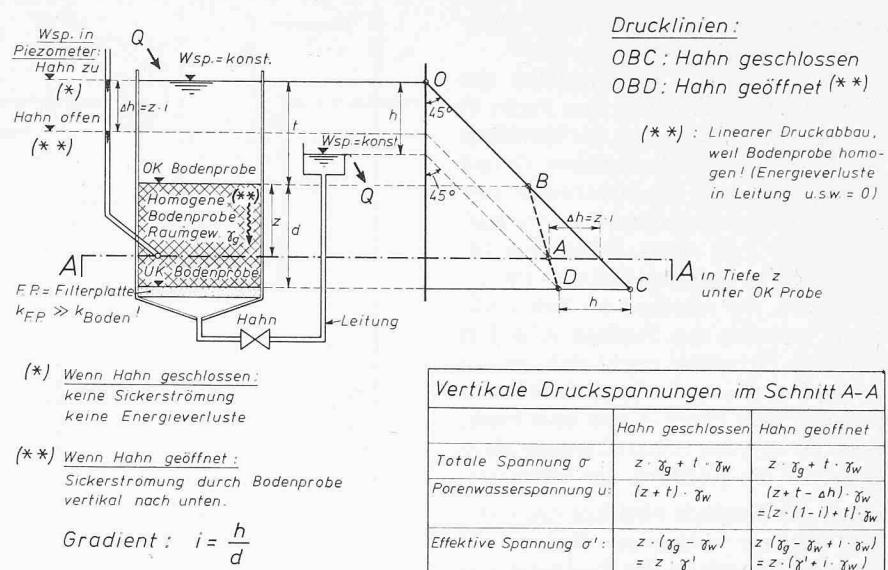


Bild 4. Ermittlung des Strömungsdruckes i_{γ_w} (Schema); γ_g Raumgewicht im gesättigten Zustand

auf im Boden eingebettete Bauwerke usw. hydrostatisch verteilt (Bild 6). Insbesondere ist der Wasserdruck auf das Bauwerk *unabhängig* von folgenden Randbedingungen:

- Homogenität des Bodens
 - Isotropie des Bodens
 - Durchlässigkeit des Bodens

So stellt sich z.B. der Auftrieb auf das in Bild 6 skizzierte Bauwerk in gleicher Grösse (wenn auch vielleicht nicht in gleicher Zeit!) ein, gleichgültig ob der Boden ein Kiessand oder ein Ton ist. Daraus ergibt sich auch, dass die Angriffsfläche der Wasserdrücke auf das

Bauwerk Auserkant Isolation und nicht äussere Wanne ist!

6. Mittlere Durchlässigkeit und Verteilung des Gradienten bei Sickerströmung durch einen geschichteten Boden

Wirkliche Böden sind in der Regel nicht homogen. In *erster Annäherung* kann man sich einen wirklichen Boden als ein *Schichtpaket* von in sich homogenen Schichten verschiedener Durchlässigkeiten vorstellen. In Bild 7 wird untersucht, welche verschiedenenartigen Verhältnisse sich ergeben, je nachdem dieses Schichtpaket parallel oder normal zur

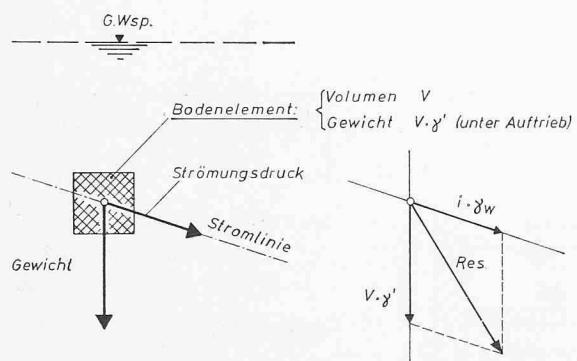
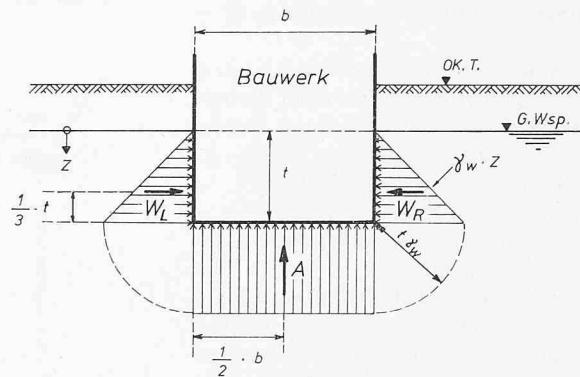


Bild 5. Vektorielle Addition von Gewicht und Strömungsdruck



$$\underbrace{W_L = W_R = \frac{1}{2} \cdot t \cdot t \cdot \delta_W = \frac{1}{2} \cdot t^2 \cdot \delta_W}_{\text{pro m Länge des Bauwerkes}} \quad \text{Auftrieb } A = b \cdot t \cdot \delta_W$$

Wasserdrücke und Auftriebe sind unabhängig von:

— Homogenität — Isotropie — Grösse k -Wert
 des Bodens

Angriffspunkt: Isolation, nicht aussere Wanne!

Bild 6. Seitliche Wasserdrücke und Auftrieb auf ein Bauwerk in ruhendem Grundwasser (keine Sickerströmung), hydrostatische Druckverteilung

Schichtung vom Grundwasser durchströmt wird.

Bei schichtparalleler Durchströmung (Bild 7 links) ist für alle Schichten der Gradient gleich gross und die durchströmende Wassermenge wird (bei vergleichbaren Querschnitten) praktisch allein von der durchlässigsten Schicht bestimmt. Betragen die Unterschiede der k -Werte der Schichten mehr als eine Zehnerpotenz, so ist dies bereits eine sehr gute Näherung. Wesentlich anders verhält es sich bei der Durchströmung normal zur Schichtung (Bild 7 rechts): Hier muss bei konstanter Durchflussfläche das Produkt $k \cdot i$ konstant sein. Die gesamte Druckdifferenz h wird also in dem Schichtpaket höchst ungleichmäßig abgebaut, und zwar in der Weise, dass der grösste Teil des Druckabbaus in der undurchlässigsten Schicht stattfindet. Hier ist es die Schicht mit dem kleinsten k -Wert, welche den Durchfluss usw. bestimmt, aber auch den grössten Gradienzen aufweist.

In Bild 8 wird gezeigt, dass man mit guter Näherung davon ausgehen kann, dass praktisch der ganze Druckabbau in der undurchlässigsten Schicht erfolgt, wenn die k -Wert-Unterschiede der Schichten grösser als eine Zehnerpotenz sind. Weiter unten wird noch dargelegt, dass man bei wichtigen Bemessungsentscheiden in komplexen Baugrundverhältnissen mit dieser Annahme auf der sicheren Seite liegt.

Eine weitere Konsequenz und damit ebenfalls grundsätzlich wichtige Entscheidungsgrundlage für den Ingenieur ergibt sich aus dem Vergleich der mittle-

①, ②, ③ : Bodenschichten (in sich homogen und isotrop) verschiedener Durchlässigkeit $k_1 > k_2 > k_3$

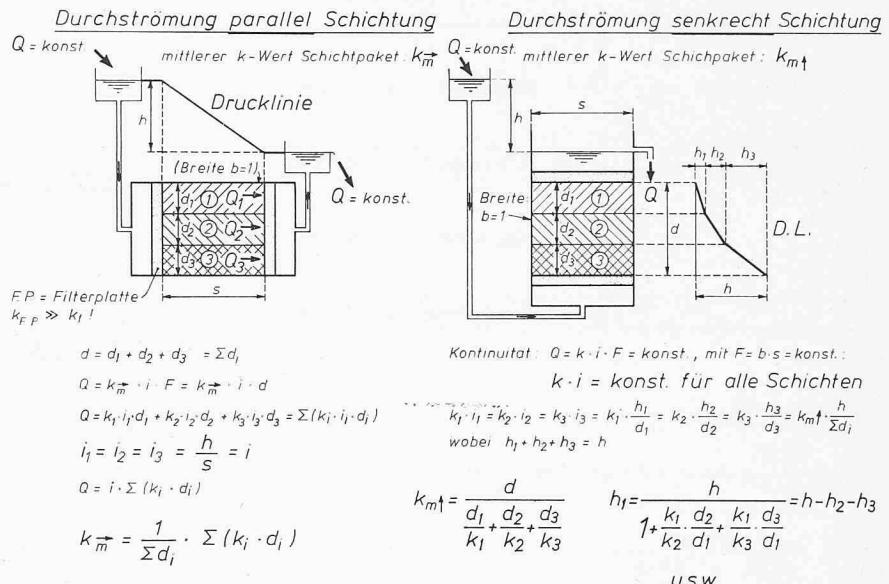


Bild 7. Mittlere Durchlässigkeit und Gradient in geschichteten Böden
 Links: Durchströmen parallel zur Schichtung Rechts: Durchströmen normal zur Schichtung

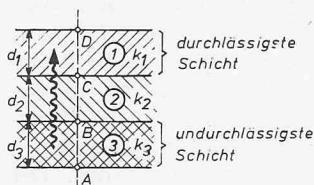
ren Durchlässigkeit eines Schichtpaketes für schichtparallele Durchströmung einerseits und für Durchströmung normal zur Schichtung andererseits. Dabei kann man in unseren alluvial entstandenen Böden mit guter Näherung den Ausdruck «schichtparallel» durch «horizontal» bzw. «normal zur Schichtung» durch «vertikal» ersetzen. Der Vergleich der in Bild 7 gegebenen Formel für die mittleren k -Werte in diesen Richtungen, nämlich $k_{m\uparrow}$ und $k_{\bar{m}}$ ergibt,

dass in einem geschichteten Boden der k -Wert in horizontaler Richtung stets grösser als in vertikaler Richtung sein wird. Die Beispiele in den Bildern 9 und 10 geben einen Anhaltspunkt für mögliche Größenordnungen des Verhältnisses $(k_{\bar{m}}) / (k_{m\uparrow})$. Man erkennt, dass dieses Verhältnis ohne weiteres die Grösse von ungefähr 100 haben kann, auch wenn die idealisierten Annahmen in den Bildern 9 und 10 in Tat und Wahrheit nicht erfüllt sein werden.

$$\text{für } d_1 = d_2 = d_3 = \frac{1}{3} \text{ d ergibt sich.}$$

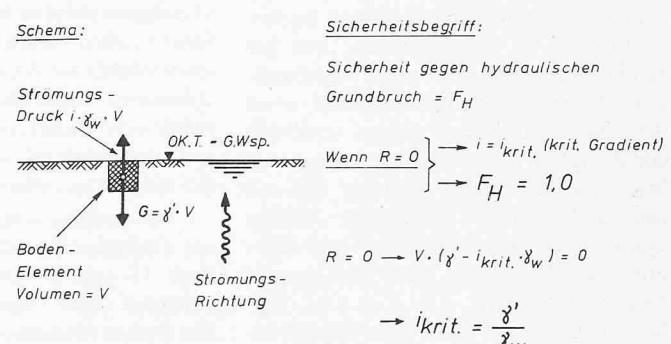
		$\frac{k_1 \cdot k_2}{k_2 \cdot k_3} = 2$	$\frac{k_1 \cdot k_2}{k_2 \cdot k_3} = 10$	$\frac{k_1 \cdot k_2}{k_2 \cdot k_3} = 100$
Schicht	$k_{m\uparrow} =$	$0,429 \cdot k_1$ $1,71 \cdot k_3$	$0,027 \cdot k_1$ $2,70 \cdot k_3$	$0,000 \cdot k_1$ $2,97 \cdot k_3$
①	$h_1 =$	$0,143 \cdot h$	$0,009 \cdot h$	$0,000 \cdot h$
②	$h_2 =$	$0,286 \cdot h$	$0,090 \cdot h$	$0,010 \cdot h$
③	$h_3 =$	$0,571 \cdot h$ $1,000 \cdot h$	$0,901 \cdot h$ $1,000 \cdot h$	$0,990 \cdot h$ $1,000 \cdot h$

Schema:

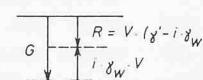


Punkt	Potential-Differenz	Mittlerer Gradient
D	h_1	$i_m = \frac{h}{d_1 + d_2 + d_3}$
C	h_2	
B	h_3	
A		

Bild 8. Beispiel für den unterschiedlichen Druckabbau in drei gleich dicken Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeit, welche normal zur Schichtung durchströmt werden



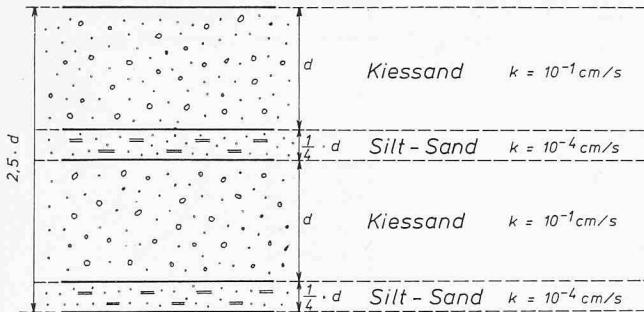
Resultierende:
 Vorzeichen positiv,
 wenn nach unten gerichtet



$$F_H = \frac{i_{\text{krit.}}}{i_{\text{vorh.}}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w \cdot i_{\text{vorh.}}}$$

Bild 11. Einführung des Sicherheitsbegriffes gegenüber hydraulischem Grundbruch. Senkrecht nach oben gerichtete Sickerströmung

Beispiel (1): Modell Alluvion Kiessand mit Silt-Sand-Schichten (Schichten in sich homogen und isotrop)



Schichtpaket:

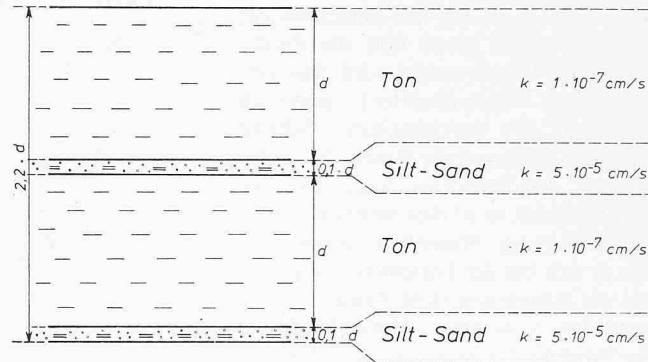
$$k_{\bar{m}} = \frac{1}{2,5 \cdot d} \cdot (2 \cdot d \cdot 10^{-1} + 0,5 \cdot d \cdot 10^{-4}) = 8,0 \cdot 10^{-2} \text{ cm/s}$$

$$k_{m\uparrow} = \frac{2,5 \cdot d}{\frac{2 \cdot d}{10^{-1}} + \frac{0,5 \cdot d}{10^{-4}}} = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ cm/s}$$

$$\frac{k_{\bar{m}}}{k_{m\uparrow}} = \frac{8,0 \cdot 10^{-2}}{5,0 \cdot 10^{-4}} = 160$$

Bild 9. Anisotropie des horizontal geschichteten Bodens: Modell Kiessand mit Silt-Sand-Zwischenschichten.

Beispiel (2): Modell feingeschichteter Ton mit Silt-Sand-Zwischenlagen



Schichtpaket:

$$k_{\bar{m}} = \frac{1}{2,2 \cdot d} \cdot (2 \cdot d \cdot 10^{-7} + 0,2 \cdot d \cdot 5 \cdot 10^{-5}) = 4,6 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$$

$$k_{m\uparrow} = \frac{2,2 \cdot d}{\frac{2 \cdot d}{10^{-7}} + \frac{0,2 \cdot d}{5 \cdot 10^{-5}}} = 1,1 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$$

$$\frac{k_{\bar{m}}}{k_{m\uparrow}} = \frac{4,6 \cdot 10^{-6}}{1,1 \cdot 10^{-7}} = 42$$

Bild 10. Wie Bild 9, Modell feingeschichteter Ton mit Silt-Sand-Zwischenlagen.

7. Der hydraulische Grundbruch

Unter der Sohle einer Baugrube, in welcher durch eine Wasserhaltung der Wasserspiegel abgesenkt wird, ist eine vorwiegend senkrecht nach oben gerichtete Sickerströmung vorhanden. Die Erscheinung des hydraulischen Grundbruches, bei welchem durch den Strömungsdruck die Sohle instabil wird oder aufbricht, kann zur plötzlichen Katastrophe führen. Entsprechend wichtig sind die Bemessungs-Überlegungen, welche eine ausreichende Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch in jedem Bauzustand herbeizuführen haben.

In Bild 11 ist dargestellt, wie der Sicherheitsbegriff F_H gegen hydraulischen Grundbruch eingeführt wird, wenn der abgesenkten Wasserspiegel innerhalb der Baugrube nicht tiefer als deren Sohle liegt. Die vektorielle Addition der auf das Bodenelement wirkenden Kräfte, Gewicht (vertikal nach unten) und Strömungsdruck (vertikal nach oben) ergibt eine Resultierende $R = \gamma' - i \gamma_w$, wobei γ' das Raumgewicht unter Wasser ist. Das Vorzeichen ist positiv, solange R nach unten gerichtet ist. Wird $R = 0$, so hat der Gradient i die Grösse «kritischer Gradient i_{krit} » erreicht und die Sicherheit F_H ist 1,0. Der Sicherheitsgrad F_H ist als das Verhältnis von kritischem und tatsächlich vorhandenem Gradienten definiert: $F_H = i_{\text{krit}} / i_{\text{vorh}}$. Über eine Aussage bezüglich des vorhandenen Gradienten i_{vorh} kann also eine Bemessung der

Spundwandlänge usw. erfolgen.

Ist der Baugrund unterhalb der Baugrubensohle geschichtet oder liegt der abgesenkte Wasserspiegel in der Baugrube tiefer als deren Sohle, erweist sich eine Erweiterung des Sicherheitsbegriffes als nützlich. In Bild 12 wird gezeigt, dass diese Betrachtungsweise gleichbedeutend mit einer einfachen Gleichgewichtsüberlegung ist, wobei das effektive Gewicht einer über einen bestimmten Schnitt liegenden Bodenmasse mit dem in diesem Schnitt wirksamen Auftrieb verglichen wird: $F_H = \text{Gewicht} / \text{Auftrieb}$. Diese Gleichgewichtsüberlegung ist schnell und führt in allen Fällen zum Ziel, sofern der unterschiedliche Druckabbau in den verschiedenen Schichten und Richtungen mindestens qualitativ richtig eingeschätzt und entsprechend der zu betrachtende Schnitt richtig gelegt wird.

Anwendung und Konsequenzen dieses Gedankenmodells sind in den Bildern 13 und 14 erläutert. Dabei wird zunächst (Bild 13a) vorausgesetzt, dass der Boden *homogen und isotrop* sei, d.h. der k -Wert des Bodens sei in jedem Punkt und in jeder Richtung gleich. Dann kann die Sickerströmung, welche sich infolge der Potentialdifferenz H zwischen dem Grundwasserspiegel ausserhalb der Baugrube und dem abgesenkten Wasserspiegel innerhalb der Baugrube einstellt, in erster Näherung durch die Stromröhre S charakterisiert werden. Entlang S erfolgt wegen der Annahmen (Homogenität und Isotropie bezüglich k) ein linearer Druckabbau. Mit anderen Worten: Entlang S ist der Gradient $i_{\text{vorh}} = i_m = \text{konst.} = H / (H + 2t)$. Wenn γ' bekannt ist, kann für eine gegebene Einbindetiefe t der Spundwand unterhalb der Baugrubensohle der Sicherheitsgrad gegenüber hydraulischem Grundbruch $F_H = i_{\text{krit}} / i_{\text{vorh}}$ errechnet werden. In dem Beispiel in Bild 13a beträgt dieser Wert etwa 4,6 und liegt damit an der unteren Grenze der bei einer solchen Rechnung zufordernden Sicherheiten.

Warum anscheinend so hohe Sicherheitsanforderungen? Eine Antwort darauf sollen die Bilder 13b und 14 geben, wobei Einzelleinflüsse stufenweise getrennt behandelt werden, um das Gedankenmodell deutlicher werden zu lassen. In Bild 13b wird zunächst der schon vorhin erwähnten Tatsache Rechnung getragen, dass in einer Alluvion grundsätzlich zu erwarten ist, dass die k -Werte k_{horiz} und k_{vertikal} für Durchströmung in horizontaler und vertikaler Richtung ungleich sind: $k_{\text{horiz}} > k_{\text{vertikal}}$. Die sich einstellende Sickerströmung wird dann (wiederum in erster Näherung) zutreffender durch die Stromröhre S' beschrieben, wobei die Energieverluste im horizontalen Teil der Stromröhre S' klein gegenüber denjenigen in vertikaler Richtung sein werden. Der Wasserspiegel im Piezometer II wird um das (relativ kleine) Mass $\Delta h'$ unter dem Grundwasserspiegel stehen. Eine sichere

Voraussage über die Grösse von $\Delta h'$ ist im allgemeinen unmöglich. Man wird deshalb mit Vorteil von der vereinfachten, auf der sicheren Seite liegenden Annahme ausgehen, die horizontale Strömung entlang S sei verlustlos, d.h. $\Delta h' = 0$. Tut man dies, so sinkt der rechnerische Sicherheitsgrad auf $F_H \approx 1,8$ gegenüber vorher 4,6 ab. Die anscheinend hohen Sicherheitsanforderungen sind also teilweise durch die zu erwartende Anisotropie des Bodens bezüglich k bedingt.

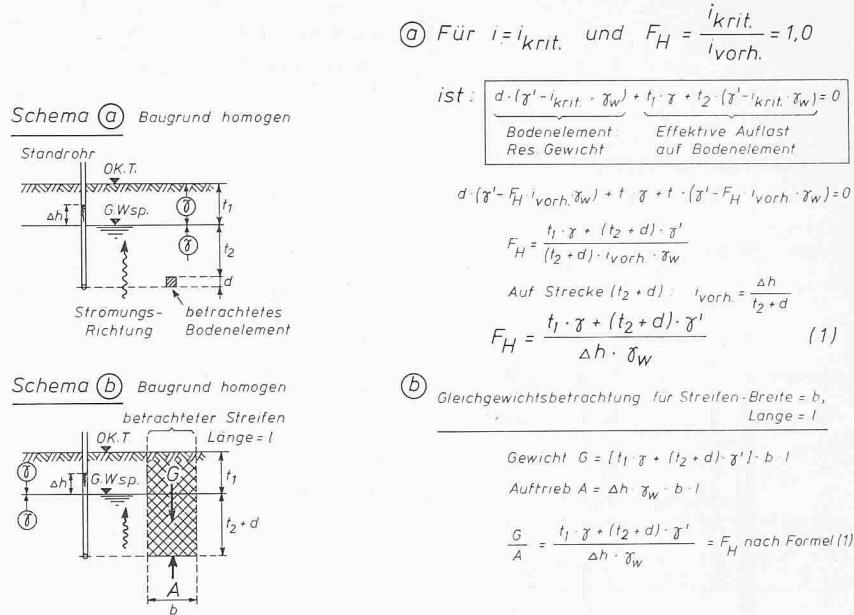
Die selben Überlegungen sollen nun in Bild 14 auf die gleiche Baugrube, diesmal aber in einem *geschichteten Boden*, ausgedehnt werden. In einem Sand mit dem k -Wert k_1 sei eine Siltschicht mit $k_2 = k_1/100$ eingebettet. Betrachtet man zunächst wieder den Druckabbau entlang der idealisierten Stromröhre S, so entfällt von der gesamten Länge $l = 17\text{m}$ von S eine Strecke von 10m im Sand bzw. von 7m im Silt. Nach den Formeln aus Bild 7 rechts wird von der ganzen Potentialdifferenz $H = 4,00\text{ m}$ (100%) ein Anteil von 0,06m (1,5%) im Sand bzw. von 3,94m (98,5%) im Silt abgebaut (Bild 14c). Der bezüglich Gleichgewicht zu betrachtende Schnitt ist die UK. der Siltschicht in $1,0 + 3,5 = 4,5\text{ m}$ Tiefe unter Baugrubensohle. Der Auftrieb in diesem Schnitt wird durch den Wasserspiegel im linken Piezometer angezeigt: Er beträgt $\gamma_w h = 1,98\text{ t/m}^2$ und F_H errechnet sich zu 2,5 (gegenüber 4,6 im homogenen Boden).

Nun ist aber auch hier wieder zu berücksichtigen, dass im Sand $k_{\text{horiz}} > k_{\text{vertikal}}$ ist. In Abb. 14d geschieht dies analog Bild 13b und F_H ergibt sich noch zu 1,2. Obwohl die hier angewendete Berechnungsweise auf der sicheren Seite liegt, genügt diese Grösse keinesfalls mehr. Das ergibt sich z.B. aus der Möglichkeit, dass UK. Silt innerhalb der Umspundung lokal um 1m höher liegen könnte, was eine Verminderung von F_H von 1,2 auf unter 1,0 bedeuten würde!

8. Wasserdruck bei vorhandener Sickerströmung

Grundsätzlich die selben Überlegungen wie in Abschnitt 7 führen auch zu einer Abschätzung der Einflüsse von Heterogenität und Anisotropie der Böden auf die Wasserdrücke auf Bauwerke, z.B. eine Spundwand. In Bild 15a ist wieder die Betrachtung des linearen Druckabbaus entlang einer idealisierten Stromlinie S gegeben, welche in Näherung für einen homogenen und isotropen Boden zutreffen würde. Der resultierende Wasserdruck auf die Spundwand errechnet sich zu $10,7\text{ t/m}$.

Stellt man nun analog Bild 13b die Anisotropie des Bodens in Rechnung (Bild 15b), so bedeutet dies, dass die Potentialdifferenz H im Extremfall gänz-



Die Aussagen: Erweiterung des Sicherheitsbegriffes nach (a) und die Gleichgewichtsbetrachtung nach (b) sind identisch.

Bild 12. Erweiterung des Sicherheitsbegriffes F_H bei Vorhandensein einer Auflast gegenüber hydraulischem Grundbruch und Identität mit Gleichgewichtsbetrachtung

Baugrund: Sand-Silt (Alluvion), „homogen“
 $\gamma' = 1,08 \text{ t/m}^3$

Schema: Umspundete Baugrube..

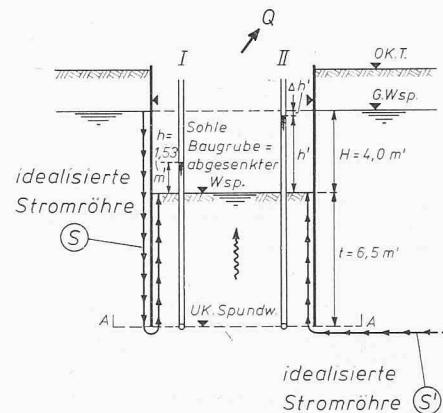


Bild 13. Hydraulischer Grundbruch:
a) Boden homogen und isotrop

lich auf dem vertikalen Ast der Stromröhre S' abgebaut werden muss, womit man wieder auf der sicheren Seite liegt. Der resultierende Wasserdruck auf die Spundwand wächst damit von $10,7\text{ t/m}$ auf $16,0\text{ t/m}$ (150%) an, was für die Bemessung der Spundwand und allfällige Abstützkräfte von grossem Einfluss sein wird.

(a) Für $i = i_{\text{krit.}}$ und $F_H = \frac{i_{\text{krit.}}}{i_{\text{vorh.}}} = 1,0$

$$\text{ist: } \frac{d \cdot (\gamma' - i_{\text{krit.}} \cdot \gamma_w) + t_1 \cdot \gamma + t_2 \cdot (\gamma' - i_{\text{krit.}} \cdot \gamma_w)}{\text{Bodenelement Res. Gewicht}} = 0$$

$$d \cdot (\gamma' - F_H \cdot i_{\text{vorh.}} \cdot \gamma_w) + t_1 \cdot \gamma + t_2 \cdot (\gamma' - F_H \cdot i_{\text{vorh.}} \cdot \gamma_w) = 0$$

$$F_H = \frac{t_1 \cdot \gamma + (t_2 + d) \cdot \gamma'}{(t_2 + d) \cdot i_{\text{vorh.}} \cdot \gamma_w}$$

$$\text{Auf Strecke } (t_2 + d): \quad i_{\text{vorh.}} = \frac{\Delta h}{t_2 + d}$$

$$F_H = \frac{t_1 \cdot \gamma + (t_2 + d) \cdot \gamma'}{\Delta h \cdot \gamma_w} \quad (1)$$

(b) Gleichgewichtsbetrachtung für Streifen-Breite = b, Länge = l

$$\text{Gewicht } G = [t_1 \cdot \gamma + (t_2 + d) \cdot \gamma'] \cdot b \cdot l$$

$$\text{Auftrieb } A = \Delta h \cdot \gamma_w \cdot b \cdot l$$

$$\frac{G}{A} = \frac{t_1 \cdot \gamma + (t_2 + d) \cdot \gamma'}{\Delta h \cdot \gamma_w} = F_H \text{ nach Formel (1)}$$

(a) Schema linke Seite:
„Boden homogen und isotrop“

Annäherung: Linearer Druckabbau entlang idealisierter Stromröhre S ($I = H + 2t$)

$$\text{mittlerer Gradient } I_m = \frac{H}{H+2t} = \frac{4}{4+13} = 0,235$$

$$(h = i_m \cdot t = 0,235 \cdot 6,5 = 1,53 \text{ m})$$

$$F_H = \frac{i_{\text{krit.}}}{i_{\text{vorh.}}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w \cdot I_m} = \frac{\gamma' \cdot (H+2t)}{\gamma_w \cdot H} = \frac{1,08 \cdot 17}{1,0 \cdot 4} \approx 4,6$$

(b) Schema rechte Seite:
„Boden homogen, aber $k_{\text{horiz.}} > k_{\text{vertikal}}$ “

Annäherung: Druckabbau entlang idealisierter Stromröhre S'

– bis Ebene A-A: Energieverluste klein ($\Delta h' = \text{klein}$).

Annahme: $\Delta h' = 0$, d.h. $h' = H$ (sichere Seite). Bereits für $k_{\text{horiz.}} = 10 \cdot k_{\text{vertikal}}$ gut erfüllt.

→ Druckabbau nur für vertikale Strömung (von Ebene A-A bis Wsp. in Baugrube)

$$i_{\text{vorh.}} \leq \frac{H}{t} = \frac{4,0}{6,5} = 0,615$$

$$F_H \geq \frac{\gamma'}{\gamma_w \cdot i_{\text{vorh.}}} = \frac{1,08}{1,0 \cdot 0,615} \approx 1,8 < 4,6$$

b) Boden homogen, aber anisotrop

(100%) beim homogenen und isotropen Baugrund auf $16,0\text{ t/m}$ (150%) an, was für die Bemessung der Spundwand und allfällige Abstützkräfte von grossem Einfluss sein wird.

Baugrund: Sand - Silt (Alluvion, „geschichtet“)

$$\gamma' = 1,08 \text{ t/m}^3$$

Schema: Umpundete Baugruben.

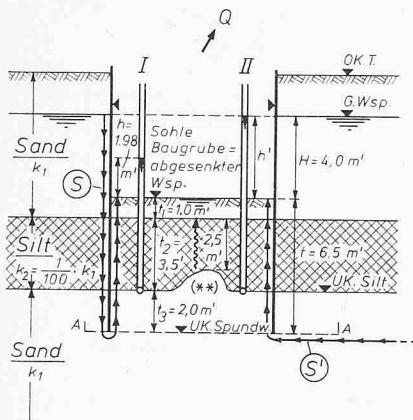


Bild 14. Hydraulischer Grundbruch (Fortsetzung):

c) Boden geschichtet, aber isotrop

(c) Schema linke Seite : „Boden geschichtet, aber isotrop“

Annahme: Druckabbau entlang idealisierter Stromröhre S ($I = 17 \text{ m}'$), wovon $t_1 = 10 \text{ m}'$ im Sand ($k_1 = 100 \cdot k_2$) und $t_2 = 7 \text{ m}'$ im Silt ($k_2 = \frac{1}{100} \cdot k_1$).

$$\text{Druckabbau im Sand: } H_1 = \frac{H}{1 + \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{t_2}{t_1}} = \frac{4,0}{1 + 100 \cdot \frac{7}{10}} = 0,06 \text{ m}'$$

Druckabbau im Silt: $H_2 = H - M_1 = 3,94 \text{ m}'$

$$h = H_1 \cdot \frac{t_1}{t_1} + H_2 \cdot \frac{t_2}{t_2} = 0,06 \cdot \frac{1}{10} + 3,94 \cdot \frac{3,5}{7} = 1,98 \text{ m}'$$

$$F_H = \frac{G}{A} = \frac{(t_1 + t_2) \cdot \gamma'}{h \cdot \gamma_w} = \frac{4,5 \cdot 1,08}{7,98 \cdot 1,0} \approx 2,5 \quad (*) < 4,6$$

(*) Gleichgewicht bezogen auf UK Silt.

(d) Schema rechte Seite: „Boden geschichtet und $k_{\text{horizontal}} > k_{\text{vertikal}}$ “

Annahme: Druckabbau entlang S' , Annahmen:

- bis Ebene A-A praktisch verlustlos wegen $k_{\text{horizontal}} > k_{\text{vertikal}}$
- vertikal nach oben im Sand praktisch verlustlos, weil $k_1 = 100 \text{ K}$

→ Druckabbau nur auf Strecke t_2 im Silt, $h' = H$ vorh. $\leq \frac{H}{t_2} = \frac{4,0}{3,5} = 1,14$

$$F_H \geq \frac{G}{A} = \frac{(t_1 + t_2) \cdot \gamma'}{H \cdot \gamma_w} = \frac{4,5 \cdot 1,08}{4,0 \cdot 1,0} \approx 1,2 \quad (*) < 1,8$$

Wenn lokal UK Silt 1 m' höher (*):

$$F_H \geq \frac{3,5 \cdot 1,08}{4,0 \cdot 1,0} \approx 0,9 < 1,0 !$$

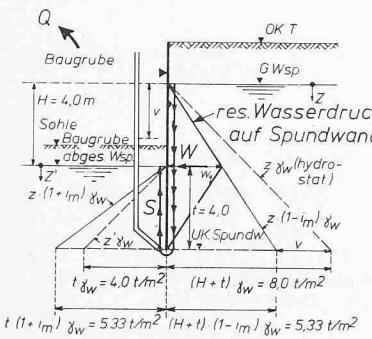
Bild 14. Hydraulischer Grundbruch (Fortsetzung):

c) Boden geschichtet, aber isotrop

d) Boden geschichtet und anisotrop

(a) „Boden homogen und isotrop“

$$k_{\text{horizontal}} = k_{\text{vertikal}}$$



Linearer Druckabbau entlang Stromröhre S :

$$I = H + 2t = 12,0 \text{ m}$$

$$i_m = \frac{H}{2} = 0,33$$

$$w_1 = H(1-i_m) \gamma_w = 2,67 \text{ t/m}^2$$

(spezif. Porenwasserdruck auf Höhe abges. Wsp in Baugruben)

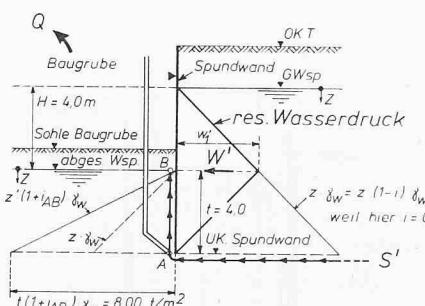
$$W = \frac{1}{2} \cdot w_1 \cdot (H+t) = 10,7 \text{ t/m}^2$$

Bild 15. Wasserdruck auf Spundwand (mit Sickerströmung)

a) Boden homogen und isotrop

(b) „Boden anisotrop“

$$k_{\text{horizontal}} > k_{\text{vertikal}}$$



Entlang Stromröhre S' : Horizontal bis A keine Energieverluste

Druckabbau vertikal auf Strecke AB : $I = t = 4,0 \text{ m}'$

$$w'_1 = H \gamma_w = 4,00 \text{ t/m}^2$$

$$W' = \frac{1}{2} \cdot w'_1 \cdot (H+t) = 16,0 \text{ t/m}^2 \\ = 150 \% \text{ von } 10,7 \text{ t/m}^2$$

b) Boden anisotrop: $k_{\text{horizontal}} > k_{\text{vertikal}}$

Man kann nun analog Bild 14 eine Schichtung des Baugrundes einführen. Hier wird jedoch aus Platzgründen darauf verzichtet. Als Konsequenz ergibt

sich auch so schon, dass der unterschiedliche Druckabbau in heterogenen und isotropen Böden gegenüber dem Modell des homogenen und isotropen Bodens

eine wesentliche Mehrbeanspruchung aus Wasserdruck erzeugen kann.

9. Einfluss des Strömungsdruckes auf den Erddruck

Damit ist aber der Einfluss des Grundwassers auf die Bemessung des als Beispiel schon einige Male behandelten Baugrubenabschlusses noch nicht vollständig erfasst. In Bild 16 wird der selbe Fall wie in Bild 15 noch bezüglich der Erddrücke untersucht. Allgemein formulieren wir Erddrücke als Überlagerungsdruck (eventuell zuzüglich vertikaler Druckspannungen aus Auflasten) mal Erddruckkoeffizient K_A (K_P). Da das Raumgewicht des Bodens durch den Strömungsdruck von $i \gamma_w$ vergrössert (verkleinert) wird, geht der Strömungsdruck direkt in die Grösse des wirksamen Überlagerungsdruckes ein. Wegen $K_A \ll K_P$ fällt das für den aktiven Erddruck viel weniger ins Gewicht als beim passiven Erddruck. Dies kann aus Bild 16 (Mitte) entnommen werden, wo die aktiven und passiven Erddrücke nach Coulomb für den Fall a homogener und isotroper Baugrund (analog Bild 15a) und den Fall b anisotroper Baugrund (analog Bild 15b) dargestellt sind. Auf der passiven Seite, d.h. links von der Spundwand unterhalb Baugrubensohle, ist der Unterschied deutlich zu erkennen: im Fall a ist hier $i = i_m = 0,33$ und der stützende passive Erddruck wesentlich grösser als im Fall b mit $i = 1,0!$ Auch hier wieder liegt eine Betrachtung des Bodens als homogen und isotrop stark auf der unsicheren Seite.

Besonders augenfällig wird dies, wenn man die Auswirkungen von Erd- und Wasserdruck summiert. Das Ergebnis ist in Bild 16 rechts dargestellt. Im Fall a betragen die «aktiven» Kräfte (d.h. die Kräfte, welche durch den passiven Erddruck und allfällige Abstützkräfte aufzunehmen sind) mit 11,0 t/m rund 42% der stützenden «passiven» Kräfte, während im Fall b das Verhältnis mit aktive Kräfte $\cong 143\%$ der passiven Kräfte gerade umgekehrt und damit wesentlich ungünstiger liegt!

10. Einflüsse auf die Konsolidation

Die Konsolidationstheorie von Terzaghi ist unsere Grundlage für jede Abschätzung des Zeitbedarfes für Formänderungen bzw. Scherfestigkeitsveränderungen von gesättigten Tonen infolge von Zusatzbelastungen. Sie fasst aber nur die vertikal nach oben und/oder unten gerichtete Sickerströmung zu drainierenden Flächen, durch welche die zusätzlichen Porenwasserdrücke als Funktion der Zeit abgebaut werden. Der Einfluss von horizontalen Schichten unterschiedlicher Durchlässigkeiten lässt sich dabei für Flächenlasten noch leicht

abschätzen, sofern die Ausdehnung der Last gross im Vergleich zur Dicke der konsolidierenden Schicht ist.

Grosse Unterschiede zwischen berechnetem und tatsächlichem Zeitbedarf können sich aus der horizontalen bzw. radialen Drainage in anisotropen Böden ergeben, wozu Bild 17 eine Illustration liefern soll. In Bild 17 oben (I) wird gezeigt, dass für eine allseitig drainierte kreiszylindrische Bodenprobe die radiale Konsolidation auch für $k_{\text{horiz}} = k_{\text{vertikal}}$ etwas schneller als die vertikale verläuft. Bei einem mittleren Konsolidationsgrad U_m von 80% liegt der Unterschied in den Zeiten bei einem Faktor von rund 0,2 bis 0,3. Stellt man nun zusätzlich in Rechnung, dass in einem geschichteten (und sei es auch nur feingeschichteter Ton, vergl. Bild 10) Boden $k_{\text{horiz}} \gg k_{\text{vertikal}}$, so wird die radiale Konsolidation praktisch allein massgebend. Die auf Grund der klassischen Konsolidationstheorie errechneten Zeiten sind dann also möglicherweise 100 bis 1000mal so gross wie die effektiven.

Dass die Erscheinung der Anisotropie bezüglich k -Wert sich auch bei Flächenlasten begrenzter Ausdehnung auf einer lateral unendlich weit ausgedehnten Ton-schicht wesentlich auszuwirken vermag, wird in Bild 17 unten (II) gezeigt, wobei das Diagramm für $k_{\text{horiz}} = k_{\text{vertikal}}$ gilt. Der Einfluss von $k_{\text{horiz}} > k_{\text{vertikal}}$ ist analog dem oben Gesagten noch zu superponieren, so dass sich gesamthaft die gleiche Schlussfolgerung ergibt. Der einzige Unterschied zu den vorhergehenden Abschnitten ist nur der, dass man hier bei Vernachlässigung der Anisotropie bezüglich k auf der sicheren Seite liegt.

11. Schlussbemerkung

Es wurde versucht, in grundsätzlicher Art die Auswirkung des Grundwassers auf den Boden zu zeigen. Genau genommen handelt es sich hier in den wesentlichen Punkten nur um das Problem des unterschiedlichen Druckabbaus in inhomogenen und anisotropen Böden und die daraus sich ergebenden Auswirkungen auf Gradient und Strömungsdruck. Man kann dieses Problem unkompliziert und schnell qualitativ richtig auf Grund von ganz einfachen Überlegungen behandeln, wenn man nur konsequent bleibt. Ist dies jedoch nicht der Fall, oder fehlt gar das Verständnis für das fast primitive Gedankenmodell, so können sich *gravierende Fehleinschätzungen* einstellen. Die Erfahrung bestätigt dies leider, was denn auch der eigentliche Anlass für die hier gegebenen grundsätzlichen Ausführungen ist.

Auf der anderen Seite sollte man sich bewusst bleiben, dass eine kompliziertere und detailliertere Behandlung

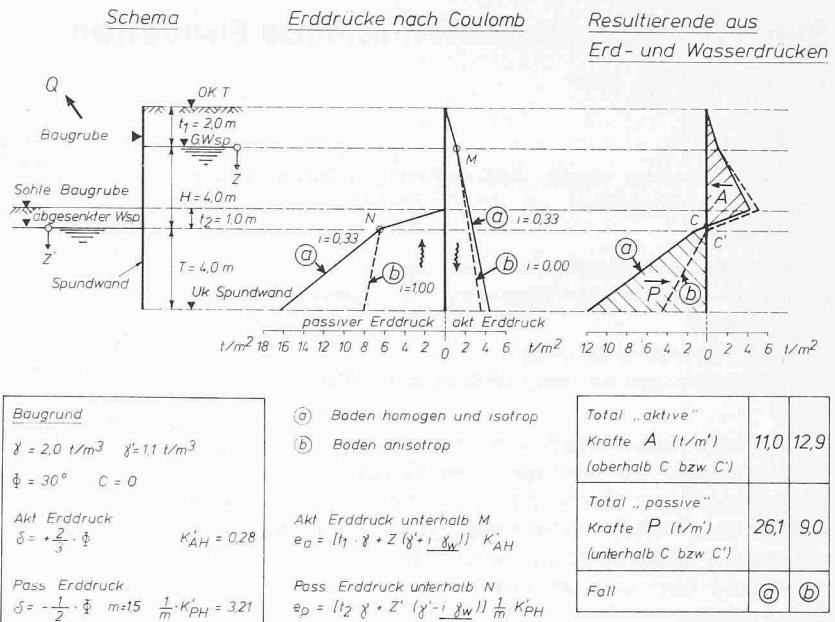
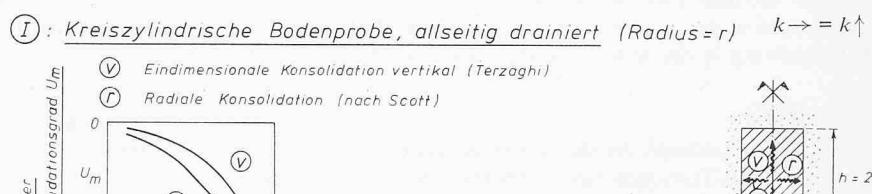
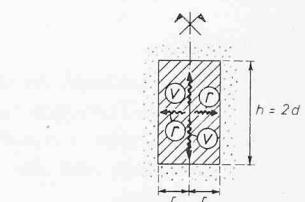


Bild 16. Beeinflussung von Erddräcken durch den Strömungsdruck. Links: Schema; Mitte: Erddräcke für a) Boden homogen und isotrop, b) Boden anisotrop; rechts: Resultierende aus Erd- und Wasserdrücken (vergleiche Bild 15)



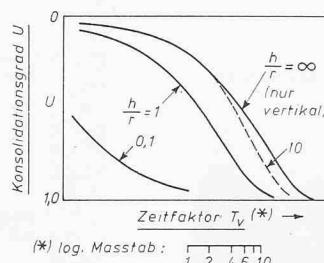
$$\begin{aligned} \text{Mittlerer Konsolidationsgrad } U_m &\text{ für kombinierte vertikale und radiale Konsolidation:} \\ U_m &\geq 1 - (1 - U_V) \cdot (1 - U_R) \\ \text{für } k_r \ll k_v \text{ wird } U_{VR} &\geq U_r \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} (V) : t &= T_V \cdot \frac{\delta_w \cdot d^2}{k_v \cdot M_E} \quad \text{nur vertikal} \\ (R) : t &= T_V \cdot \frac{\delta_w \cdot r^2}{k_r \cdot M_E} \quad \text{nur radial} \\ k_v &= k\text{-Wert vertikal} \\ k_r &= k\text{-Wert horizontal} \end{aligned}$$

II: Horizontale (radiale) Konsolidation bei begrenzter Kreis-Belastung

(nach Gibson, Schiffmann und Pu)



$$k_{\text{horizontal}} = k_{\text{vertikal}}$$

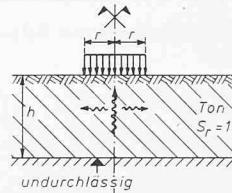


Bild 17. Einflüsse auf die Konsolidation:

- I: Bedeutung von radialem und achsialer Konsolidation bei einer zylindrischen Bodenprobe
II: Bedeutung der radialen Konsolidation bei einer begrenzten Lastfläche (Kreis)

dieser Probleme fast immer letztlich ein sinnloses Unterfangen bleiben wird. Sie würde nämlich voraussetzen, dass man u.a. wesentlich zutreffendere Aufschlüsse über die Grösse der Durchlässigkeit in verschiedenen Punkten und Richtungen

eines Bodens zu geben vermöchte, als wir in der Regel wirklich im Stande sind.

Adresse des Verfassers: Prof. Hans-Jürgen Lang, Institut für Grundbau und Bodenmechanik an der Eidg. Technischen Hochschule Zürich, Gloriastrasse 37/39, 8006 Zürich.