

Daniel Lang

Durchlässigkeit von Böden

Übliche Verfahren und deren Überprüfung im Labor



Daniel Lang
Durchlässigkeit von Böden
Übliche Verfahren und deren Überprüfung im Labor

ISBN: 978-3-8366-1627-0
Druck Diplomica® Verlag GmbH, Hamburg, 2008

Dieses Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die der Übersetzung, des Nachdrucks, des Vortrags, der Entnahme von Abbildungen und Tabellen, der Funksendung, der Mikroverfilmung oder der Vervielfältigung auf anderen Wegen und der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen, bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten. Eine Vervielfältigung dieses Werkes oder von Teilen dieses Werkes ist auch im Einzelfall nur in den Grenzen der gesetzlichen Bestimmungen des Urheberrechtsgesetzes der Bundesrepublik Deutschland in der jeweils geltenden Fassung zulässig. Sie ist grundsätzlich vergütungspflichtig. Zuwiderhandlungen unterliegen den Strafbestimmungen des Urheberrechtes.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in diesem Werk berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Die Informationen in diesem Werk wurden mit Sorgfalt erarbeitet. Dennoch können Fehler nicht vollständig ausgeschlossen werden und der Verlag, die Autoren oder Übersetzer übernehmen keine juristische Verantwortung oder irgendeine Haftung für evtl. verbliebene fehlerhafte Angaben und deren Folgen.

© Diplomica Verlag GmbH
<http://www.diplomica.de>, Hamburg 2008
Printed in Germany

Inhaltsverzeichnis

1	Ziel der Arbeit	3
2	Allgemeines	4
2.1	Der Grundwasserleiter	4
2.2	Das Filtergesetz von Darcy und sein Gültigkeitsbereich	8
2.3	Durchlässigkeitsbeiwert (kf-Wert)	11
2.4	Transmissivität	14
3	Abschätzung der Durchlässigkeit anhand von Erfahrungswerten	16
4	Verfahren zur Ermittlung der Durchlässigkeit durch Laborversuche	18
4.1	Direkte Methoden	18
4.1.1	Versuchszylinder mit konstantem und veränderlichem hydraulischem Gefälle	18
4.1.2	Kompressions – Durchlässigkeitsgerät (KD-Gerät)	24
4.1.3	Triaxialzelle	27
4.1.4	Kompressionsversuch	30
4.2	Indirekte Methoden	31
4.2.1	Auswertung nach Hazen	32
4.2.2	Auswertung nach Zieschang	33
4.2.3	Auswertung nach Beyer	34
4.2.4	Auswertung nach Konzeny / Köhler	38
4.2.5	Auswertung nach Seiler	39
4.2.6	Auswertung nach Fischer / Kaubisch	41
4.2.7	Auswertung nach Sichardt	42
4.2.8	Weiterhin in der Literatur erwähnte, aber weniger bekannte Verfahren	44
4.3	Temperaturkorrektur des Durchlässigkeitsbeiwerts	44
4.4	Veränderung des Durchlässigkeitsbeiwerts durch die Porenzahl	45
5	Verfahren zur Ermittlung der Durchlässigkeit durch Feldversuche	46
5.1	Hydrologischer Pumpversuch an einem Versuchsbrunnen	46
5.2	Versuch mit Aufsatzgerät	54
5.3	Absenk- und Auffüllversuch	57
5.4	Versuch mit einem Verdrängungskörper (Slug-and-Baile-Test)	57

5.5	Einschwingverfahren _____	58
5.6	Ermittlung der Durchlässigkeit durch Markierungs-(Tracer-) Verfahren _____	60
6	Mittlungsverfahren für Durchlässigkeitsbeiwerte eines Grundwasserleiters _____	61
7	Durchführung von Laborversuchen _____	62
7.1	Allgemeines _____	62
7.2	Versuch Nr. 1 _____	64
7.3	Versuch Nr. 2 _____	67
7.4	Versuch Nr. 3 _____	70
7.5	Versuch Nr. 4 _____	72
7.6	Versuch Nr. 5 _____	75
7.7	Versuch Nr. 6 _____	78
7.8	Versuch Nr. 7 _____	81
7.9	Versuch Nr. 8 _____	84
7.10	Versuch Nr.9 _____	87
7.11	Bewertung der Laborversuche _____	90
8	Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts mittels Probeabsenkung an zwei Beispielen _____	92
8.1	Auswertung des Brunnen CUR.47 _____	94
8.2	Auswertung des Brunnen CUR.48 _____	96
9	Zusammenfassung _____	99
10	Quellenverzeichnis _____	100
11	Abbildungsverzeichnis _____	105
12	Tabellenverzeichnis _____	106
13	Danksagungen _____	107

1 Ziel der Arbeit

Das Ziel, welches die folgende Arbeit verfolgt, liegt darin, alle in der Baupraxis üblichen und gängigen Methoden zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts aufzuführen und zu erläutern. Der Durchlässigkeitsbeiwert stellt in vielen Anwendungsgebieten des Baugewerbes eine wichtige und teils entscheidende Rolle dar. Deshalb ist eine zuverlässige und aussagekräftige Bestimmung vor den jeweiligen Baumaßnahmen unerlässlich. In verschiedenen Literaturquellen werden unterschiedliche Verfahren mit verschiedensten Lösungsansätzen vorgestellt. Diese Arbeit soll nun all diese beschriebenen Verfahren aufzeigen, beschreiben und in einem Werk zusammenfassen.

Neben der Aufzählung und Beschreibung der üblichen und in der Literatur bekannten Verfahren zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts, sollen mit Hilfe von verschiedenen Laborversuchen all diejenigen Verfahren untersucht und gegenübergestellt werden, die mit der Ausstattung des Labors für Grundbau und Bodenmechanik der Fachhochschule Gießen-Friedberg durchführbar sind. Die Laboruntersuchungen werden anhand verschiedener Bodenproben durchgeführt, die zum Teil ungestört aus Schürfen, jedoch auch gestört aus Bohrungen entnommen wurden. Zur Entnahme der Proben aus Bohrungen unterstützte mich die Firma Nord Bohr und Brunnenbau GmbH aus Hamburg.

Neben den reinen Laborversuchen mit den verschiedensten Bodenarten wird anhand einer ausgebauten Brunnenbohrung der Durchlässigkeitsbeiwert über einen Pumpversuch bestimmt. Vorher wurden Proben des erschlossenen Grundwasserleiters im Labor untersucht und anhand der verschiedenen Möglichkeiten die Durchlässigkeit ermittelt. Die Ergebnisse werden ausführlich erläutert und miteinander verglichen.

2 Allgemeines

2.1 Der Grundwasserleiter

Grundwasser ist nach DIN 4049-1 definiert als das „unterirdische Wasser, das die Hohlräume der Erdrinde zusammenhängend ausfüllt und dessen Bewegung ausschließlich durch die Schwerkraft bestimmt wird“.

Die Hohlräume im Untergrund, die Grundwasser enthalten, können unterschiedliche Formen und Größen aufweisen. Die Hohlräume können durch Poren, Schichtfugen, Haarrisse oder Klüfte dargestellt werden.

Alle Gesteinsformationen, die geeignet sind Grundwasser bei Zufuhr von Wasser aus dem allgemeinen Wasserkreislauf zu bilden, es einzuspeichern und weiterzuleiten, werden per Definition Grundwasserleiter oder auch Aquifer¹ genannt. Die durch einen Grundwasserleiter aufnehmbare und speicherbare Wassermenge ist von dessen Porenraum, Klüften oder Spalten abhängig. Grundwasser selbst wird durch das Versickern von Niederschlagswasser in den Untergrund gebildet. Dabei durchsickert das Wasser die ungesättigte Zone im Untergrund. Als ungesättigte Zone bezeichnet man den Abstand der Grundwasseroberfläche zur Geländeoberkante. Dieser Abstand wird auch als Grundwasserflurabstand bezeichnet. In der ungesättigten Zone, unmittelbar über der Grundwasseroberfläche, bildet sich das Kapillarwasser. Durch die molekulare Anziehungskraft zwischen Wasser und den Gesteinsteilchen entsteht ein Unterdruck, der das Wasser in den Poren festhält.

Direkt an den Körnern anhaftendes Wasser wird als Haftwasser bezeichnet. Die so genannte Erdfeuchte entsteht durch das Adsorptionswasser, welches die Bodenteilchen umgibt. Nachfolgende Abbildung zeigt einen Schnitt durch den Übergang von der ungesättigten zur gesättigten Zone des Grundwasserleiters.

¹ Aquifer: Grundwasserleiter; von lat. aqua ‚Wasser‘ und ferre ‚tragen‘
Seite 4

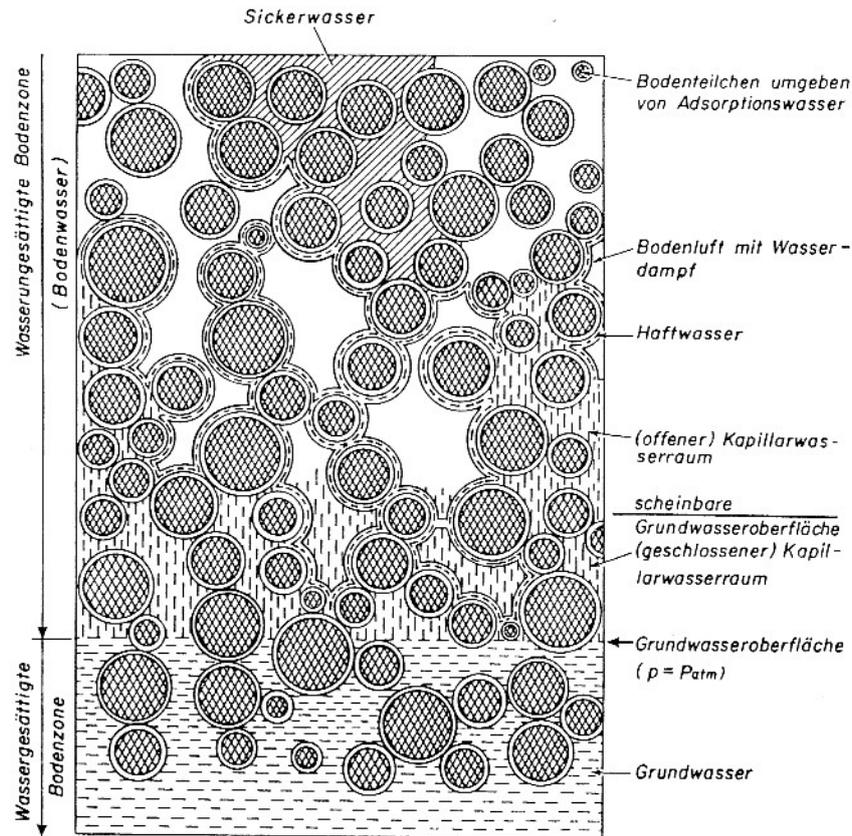


Abbildung 1: Erscheinungsform des unterirdischen Wassers (Quelle: [8])

Befinden sich im Untergrund mehrere Grundwasserleiter übereinander, und sind diese durch undurchlässige Schichten, sprich einen Grundwassernichtleiter, oder auch Stauer genannt, getrennt, so spricht man von Grundwasserstockwerken.

Undurchlässige Schichten, also Grundwassernichtleiter bestehen im Allgemeinen aus ton- und/oder schluffhaltigem Material mit einer sehr geringen Durchlässigkeit. Dagegen bestehen durchlässige Schichten aus Sanden, Kiesen, Geröllen und Steinen. Man spricht hier von Lockergesteinen. Ebenfalls können durchlässige Schichten aus sehr porösen, rissigen, spaltenführenden Gesteinen bestehen. Bei diesen spricht man von Festgestein.

Kann die Grundwasseroberfläche sich in ihrem Grundwasserleiter frei nach oben und unten bewegen, beispielsweise durch den Einfluss von Tidenhub, spricht man von einer freien Grundwasseroberfläche. Am Rand der Oberfläche herrscht dann der normale atmosphärische Druck. Ist die Grundwasseroberfläche in ihrer Bewegung durch einen Grundwassernichtleiter behindert, spricht man von gespanntem Grundwasser. Die theoretische Grundwasseroberfläche liegt dann über der tatsächlichen

Grundwasseroberfläche. Somit herrscht ein Überdruck im Grundwasserleiter. In einer Messstelle in diesem Aquifer steigt der Wasserspiegel auf die Höhe der tatsächlichen Oberfläche an. Liegt die theoretische Grundwasserfläche sogar über Geländeoberkante, spricht man von artesischem¹ Grundwasser. Dieses läuft bei einem Brunnen selbstständig aus diesem heraus. Man nennt den Brunnen dann einen artesischen Brunnen. Die nachfolgende Abbildung gibt eine Übersicht über die hydrogeologischen Begrifflichkeiten.

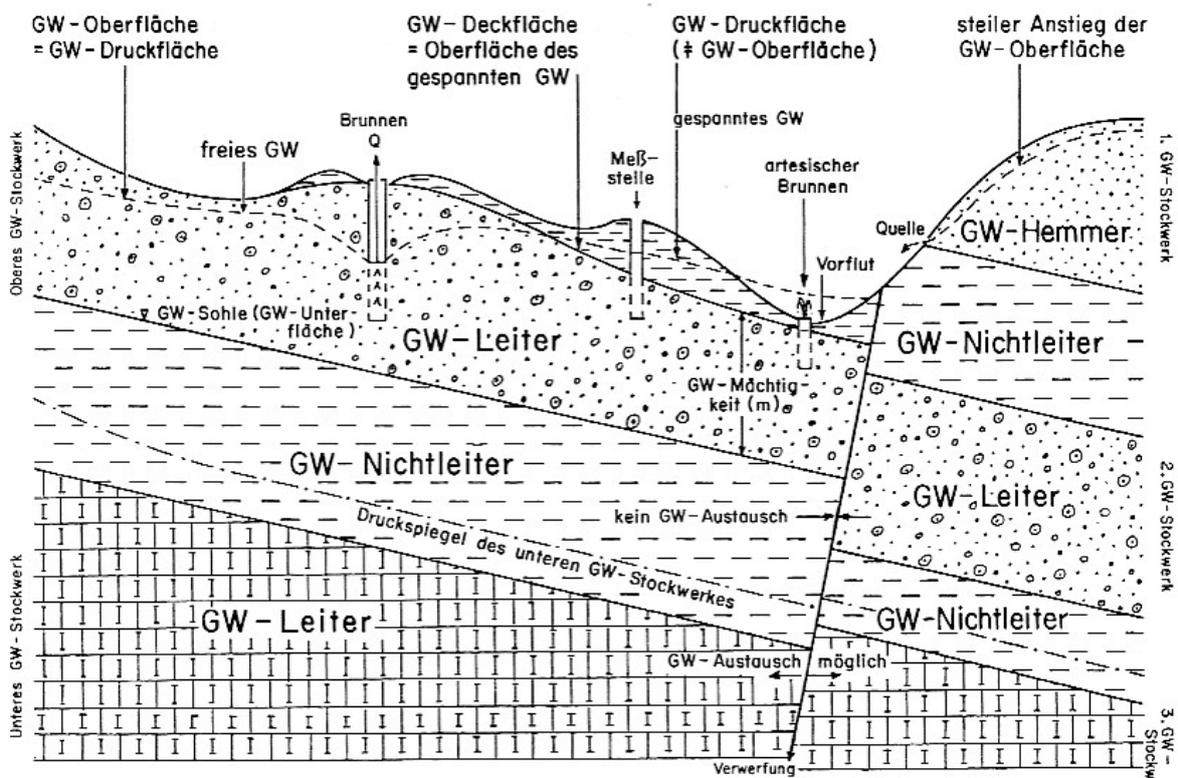


Abbildung 2: Hydrogeologische Begriffe (Quelle: [27])

Wie bereits oben erwähnt gibt es verschiedene Typen von Grundwasserleitern, die nach ihrem Druckverhältnis definiert werden. Folgende Abbildung zeigt die verschiedenen Aquifer – Typen. Im Einzelnen sind das Grundwasserleiter mit gespannter, mit halbgespannter, mit halbfreier und mit freier Grundwasseroberfläche.

¹ artesisch: frz. „Artois“, Ort wo der erste artesische Brunnen angelegt worden ist
Seite 6

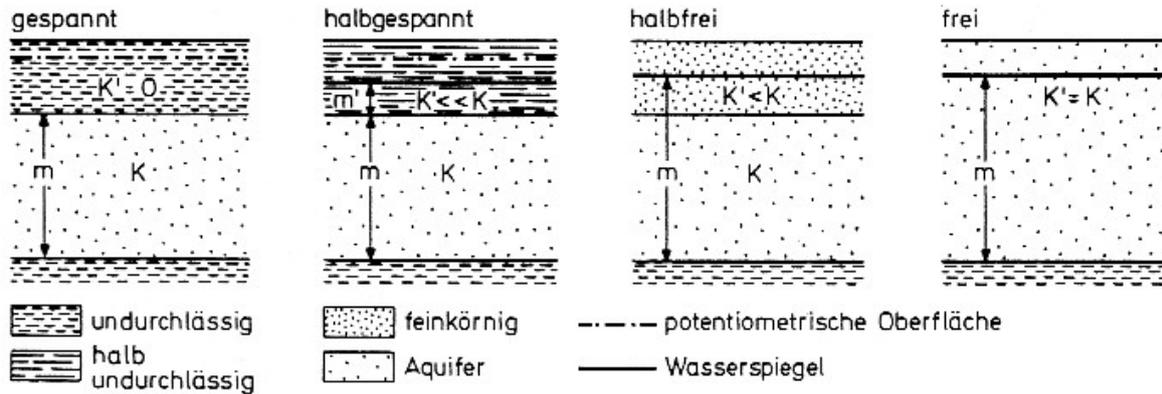


Abbildung 3: Haupttypen von Grundwasserleitern (Quelle: [23])

Bei Grundwasser mit gespannter Oberfläche befindet sich oberhalb und unterhalb des Grundwasserleiters eine relativ undurchlässige Schicht. Der Grundwasserleiter, also die durchlässige Schicht dazwischen, ist vollständig mit Wasser gefüllt. Die Druckverhältnisse sind größer als der atmosphärische Druck. Baut man einen Messpegel in den Grundwasserleiter ein, so steigt der Wasserstand, wie oben schon erwähnt, über die Begrenzung des Grundwasserleiters hinaus. Steigt das Wasser so hoch, dass es über Tage selbstständig austritt, so spricht man von artesischem Grundwasser.

Von einem halbgespannten Aquifer spricht man, wenn bei einem gespannten Grundwasserleiter die obere Deckschicht gering durchlässig ist. Dann entstehen dort senkrechte Fließvorgänge nach unten gerichtet zum Aquifer hin, sobald durch zum Beispiel durch Abpumpen dessen Druck verringert wird. Die horizontale Fließgeschwindigkeit in der halb durchlässigen Deckschicht ist so gering, dass sie bei Berechnungen vernachlässigt werden kann. So kann man für die Ermittlung der Durchlässigkeit diese Deckschicht komplett vernachlässigen und mit der reinen Mächtigkeit m des Aquifer rechnen.

Ist die Durchlässigkeit in der oberen Deckschicht so groß, dass man sie nicht mehr vernachlässigen kann, spricht man von einer halb freien Grundwasseroberfläche. Bei der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts muss diese Schicht mit berücksichtigt werden und in Berechnungen mit einfließen.

Ein Grundwasserleiter mit freier Oberfläche liegt auf einer undurchlässigen Schicht auf. Jedoch ist eine obere undurchlässige Deckschicht, wenn sie überhaupt vorhanden ist, in so weiter Entfernung, dass sich die Grundwasseroberfläche frei nach oben

bewegen kann. Der Druck der Grundwasseroberfläche entspricht dem atmosphärischen Druck.

2.2 Das Filtergesetz von Darcy und sein Gültigkeitsbereich

1856 hat der französische Wasserbauingenieur Henry Darcy (1803 – 1858) bei Durchströmungsversuchen an Grob- bis Mittelsanden einen linearen Zusammenhang zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gefälle i eines durchströmten Bodenkörpers festgestellt. Diese Abhängigkeit ist allgemein als Darcy'sches Gesetz bekannt:

$$v = k \cdot i = k \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{Q}{A} \quad [\text{m/s}] \quad (01)$$

dabei gilt:

- v : Filtergeschwindigkeit [m/s]
- k : Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
- i : hydraulische Gefälle
- Δh : Druckhöhe [m]
- Δl : durchflossene Filterstrecke [m]
- Q : Durchflussmenge [m³/s]
- A : Filterquerschnittsfläche [m²]

Dieser Zusammenhang ist das Grundgesetz der eindimensionalen Strömung in nichtbindigen Böden infolge der Erdanziehungskraft. Alle in der Ingenieurpraxis angewandten Berechnungsverfahren beruhen auf diesem Filtergesetz von Darcy.

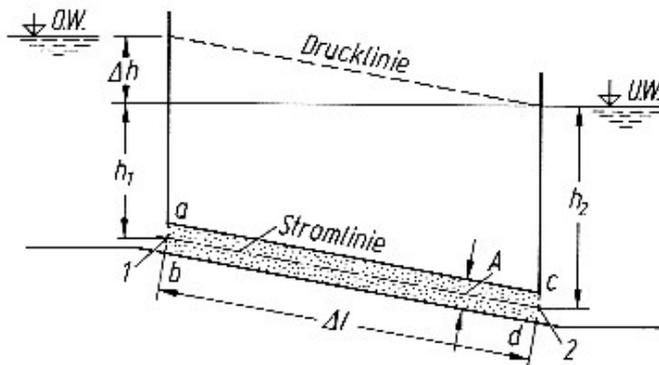


Abbildung 4: Versuchsanordnung nach Darcy (Quelle: [21])

Die Geschwindigkeit des Wassers wird nach oben genannter Formel als die Durchflussmenge pro Zeiteinheit, bezogen auf die Filterquerschnittsfläche, definiert. Die Filterquerschnittsfläche ist die reine Querschnittsfläche der durchströmten Bodenprobe. Die somit errechnete Geschwindigkeit wäre also die Geschwindigkeit, die das Wasser bei gradliniger Bewegung durch den Bodenkörper besäße. Da der Bodenkörper aus einem Haufwerk¹ von Körnern besteht, ist die Wegstrecke des Wassers nicht gradlinig durch die Probe hindurch, sondern ist abhängig vom Porenraum, also der Lagerungsdichte, der Kornform und deren Durchmesser. Demnach ist die Filtergeschwindigkeit eine rein virtuelle Rechengröße und entspricht nicht der tatsächlichen Fließgeschwindigkeit des Wassers. Die wirkliche Geschwindigkeit v_r ist durch die größere Wegstrecke also größer als die Filtergeschwindigkeit, und errechnet sich in etwa nach folgender Formel:

$$v_r = \frac{v}{n} \quad [\text{m/s}] \quad (02)$$

dabei gilt: v : Filtergeschwindigkeit [m/s]
 n : Porenanteil [-]

Folgende Abbildung zeigt die tatsächlich durchflossene Strecke in einem Haufwerk aus Körnern.

¹ Haufwerk: Begriff aus dem Bergbau; wo die Körner aus dem Bergwerk zu einem Haufen aufgeschüttet sind

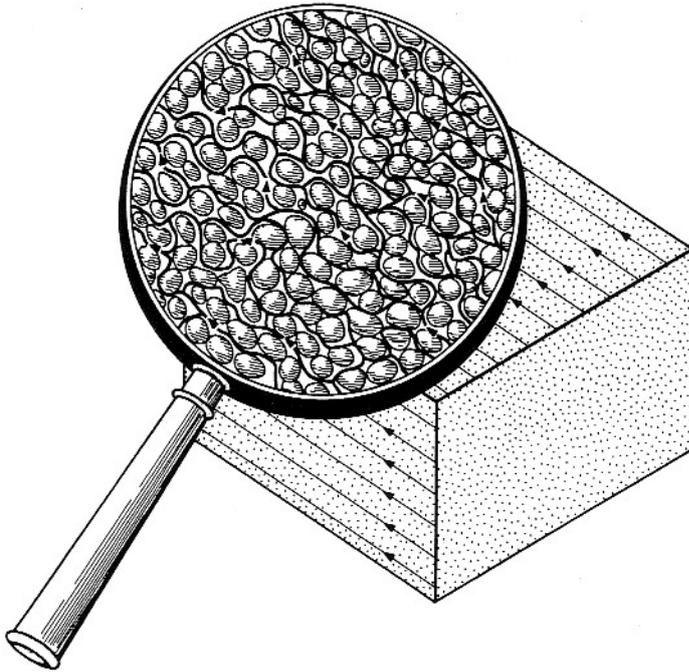


Abbildung 5: wahre Durchflusslänge in einem Bodenkörper (Quelle: [23])

Die Darcy'sche Gleichung ist nur gültig, solange die bei der empirischen Herleitung getroffenen Voraussetzungen eingehalten werden. Das Gesetz verliert bei zunehmenden Trägheits-, Reibungs- und Oberflächenkräften, die sonst in der Betrachtung vernachlässigt werden, seine Gültigkeit bzw. wird die Fehlerabweichung immer größer. Das Gesetz von Darcy beruht auf der Annahme, dass im Bodenkörper eine laminare Strömung stattfindet. Sobald die Strömung in den turbulenten Zustand übergeht, wachsen die oben genannten Kräfte immer weiter an. Damit ist die Gültigkeit von der Fließgeschwindigkeit abhängig. Ebenfalls maßgebend ist das hydraulische Gefälle. Mit steigendem hydraulischem Gefälle beginnt das turbulente Strömen zunächst in einzelnen größeren Poren, in denen die höchsten Geschwindigkeiten auftreten. Mit immer weiterer Zunahme des hydraulischen Gefälles geht das Wasser in mehr und mehr Porenräumen in turbulentes Strömen über.

Für die Abschätzung der Gültigkeitsgrenzen des Darcy'schen Gesetzes werden in der Praxis üblicherweise die Untersuchungen von Sichardt [16] herangezogen. Sie gelten für einen Mittel- bis Grobsand und Kiessand. In der Natur kommen üblicherweise Grundwasserfließgeschwindigkeiten von weniger als 1 m/Tag im Sand und weniger als 20 m/Tag im Kies vor. Diese Tatsache lässt die Annahme zu, dass die

Fließgeschwindigkeiten für praktische Ingenieuraufgaben im laminaren Strömungszustand anzunehmen sind.

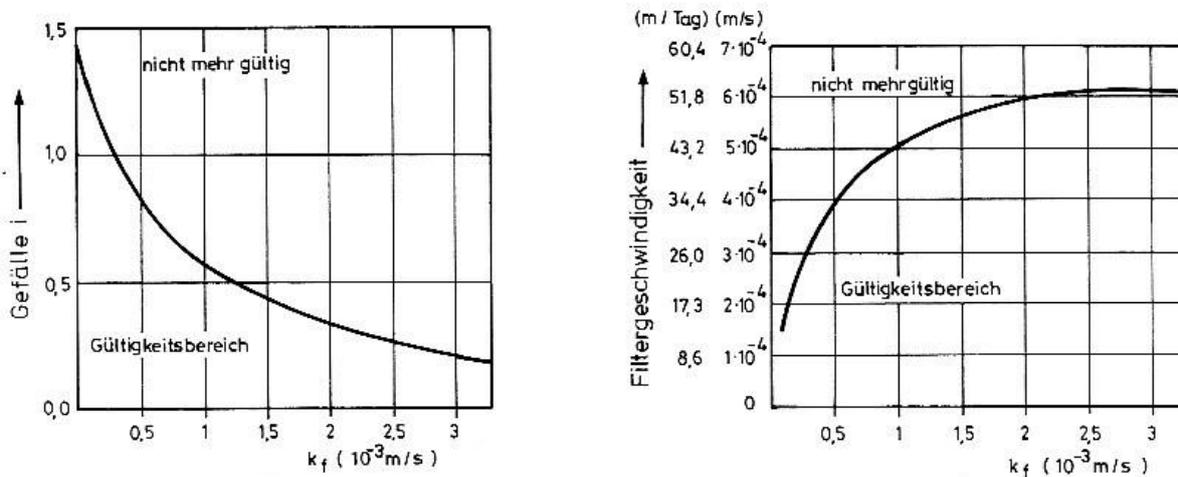


Abbildung 6: Gültigkeitsgrenzen der Darcy-Gleichung nach Sichardt (Quelle: [25])

2.3 Durchlässigkeitsbeiwert (k_f -Wert)

Der Durchlässigkeitsbeiwert ist kein konstanter Wert der in jedem Boden gleich ist, sondern ist abhängig von verschiedenen Faktoren. Hauptsächlich wird er von der Größe der einzelnen Hohlräume im Boden bestimmt. Jedoch ist nicht der gesamte Hohlraumanteil eines Bodens maßgebend, sondern nur die relative Weite der Hohlräume. Als Beispiel sei der Ton genannt. Tone haben einen relativ großen Hohlraumgehalt, jedoch ist der Durchlässigkeitsbeiwert sehr gering. Dies resultiert daraus, dass die Wasserwege durch Haftwasser verengt oder sogar verschlossen sind. Am Durchlässigkeitsbeiwert sind auch die Struktur und die Textur eines Bodens beteiligt. Geschichtete Texturen, wie zum Beispiel bei horizontal angeordneten platten Geröllformen, bieten in horizontaler Richtung eine sehr günstige Beweglichkeit für das Grundwasser. Die Grundwasserbewegung in vertikaler Richtung dagegen kann um ein Vielfaches geringer sein. Somit wird die Durchlässigkeit des Bodens in senkrechter Richtung dementsprechend geringer. Das zeigt, dass Böden unterschiedliche Durchlässigkeiten in unterschiedlichen Richtungen aufweisen können. Daher sollte der k_f -Wert, soweit das die Gegebenheiten zulassen, an ungestörten, natürlichen

Bodenproben bestimmt werden. Die Versuchsanordnung sollte dann auch der späteren Fließrichtung entsprechen. Brunnen zum Beispiel werden überwiegend horizontal vom Grundwasser angeströmt. Deshalb sollte man den Versuch ebenfalls horizontal an einer ungestörten Probe durchführen.

Die Größe des Durchlässigkeitsbeiwerts wird von weiteren Faktoren beeinflusst. Das sind im Einzelnen die Viskosität des Wassers, die Temperatur des Wassers und der Chemismus. Man hat herausgefunden, dass bei gleichen Bodenkorngerüsten der Durchlässigkeitsbeiwert in tropischen Ländern doppelt so hoch ist als in nordischen Ländern. Das resultiert daraus, dass die Viskosität sich mit der Temperatur zusammen verändert. Um einen vergleichbaren Durchlässigkeitsbeiwert zu erhalten bestimmt man in der Regel den k_f -Wert eines 10°C warmen Wassers, da dies die durchschnittliche Temperatur des Grundwasserleiters ist. In der Regel hat man bei der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts nicht exakt eine Wassertemperatur von 10°C . Deshalb erfolgt eine Umrechnung in den Vergleichswert $k_{f,10^\circ\text{C}}$ nach Poiseuille. Die Berechnungsformel dafür wird weiter unten in dieser Arbeit beschrieben.

Eine weiterhin sehr maßgebliche Einflussgröße ist die Lagerungsdichte. Die Durchlässigkeit nimmt entsprechend mit der Zunahme der Lagerungsdichte ab. Durch Zunahme der Lagerungsdichte werden Hohlräume geschlossen oder eingeengt. Das hat einen geringeren Porenanteil zur Folge.

Auch ist für den Durchlässigkeitsbeiwert der Sättigungsgrad maßgebend. So ist zum Beispiel die Durchlässigkeit in teilgesättigten Böden kleiner als in gesättigten Böden. Diese Eigenschaft resultiert aus der Tatsache, dass Luftporen den Querschnitt verengen und somit eine Verringerung des Durchlässigkeitsbeiwerts hervorrufen können. Im Labor werden die Nassversuche immer an einer voll gesättigten Probe durchgeführt. Deshalb ist auch die beschreibende Kenngröße der k_f -Wert für einen voll gesättigten Boden.

Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f bestimmt sich nach dem Darcy'schen Gesetz zu:

$$k_f = \frac{v}{i} \quad [\text{m/s}] \quad (03)$$

dabei gilt: v : Filtergeschwindigkeit [m/s]
 i : hydraulische Gefälle [-]

Der k_f -Wert hat somit die Einheit einer Geschwindigkeit. Mit dem k_f -Wert wird zum Ausdruck gebracht, mit welcher Geschwindigkeit Wasser in Abhängigkeit vom Druck durch einen Bodenkörper strömt.

Der Durchlässigkeitsbeiwert bewegt sich zwischen sehr weiten Grenzen:

- sehr grober Kies $k_f = 1 \cdot 10^0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

- dichter Ton $k_f = 1 \cdot 10^{-12} \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Die DIN 18130-1 „Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts – Teil 1: Laborversuche“ beschreibt fünf verschiedene, für das Bauwesen relevante, Durchlässigkeitsbereiche in folgender Tabelle.

Tabelle 1: Durchlässigkeitsbereich in Abhängigkeit vom Durchlässigkeitsbeiwert (Quelle: [12])

k_f [m/s]	Bereich
unter 10^{-8}	sehr schwach durchlässig
10^{-8} bis 10^{-6}	schwach durchlässig
über 10^{-6} bis 10^{-4}	durchlässig
über 10^{-4} bis 10^{-2}	stark durchlässig
über 10^{-2}	sehr stark durchlässig

Der Durchlässigkeitsbeiwert spielt im Bauwesen eine sehr entscheidende Rolle. Man benötigt ihn in vielen auch unterschiedlichen Bereichen. Nachfolgend sollen ein paar Beispiele für den Gebrauch des Durchlässigkeitsbeiwerts gegeben werden.

Brunnenbau: Um einen Brunnen hinsichtlich der Ergiebigkeit ausreichend planen und bemessen zu können, müssen die Durchlässigkeitsverhältnisse des zu erschließenden Grundwasserleiters bekannt sein.

Grundwasserabsenkung: Beim Errichten einer Baugrube unterhalb des Grundwasserspiegels, ist ein häufig eingesetztes Verfahren die Grundwasserabsenkung. Um die Grundwasserabsenkung so genau planen zu können, dass der Grundwasserstand bis unter die Baugrubensohle abgesenkt wird, muss der k_f -Wert ausreichend bekannt sein.

Niederschlagsversickerung: Eine ökologische Sichtweise besagt, dass anfallendes Niederschlagswasser an „Ort und Stelle“ dem Grundwasser zur Grundwasserneubildung zur Verfügung gestellt werden soll. Dies erfolgt durch eine Niederschlagsversickerung. Um die Infiltration in den Boden berechnen zu können, muss der Durchlässigkeitsbeiwert bekannt sein.

Bauwerksabdichtung: Beispielsweise werden im Deponiebau wasserundurchlässige Sohlabdichtungen aus Ton eingesetzt. Diese müssen durch Verdichten einen bestimmten Durchlässigkeitsbeiwert erreichen, damit kein Deponiesickerwasser in das Grundwasser gelangen kann.

2.4 Transmissivität

Die Transmissivität wird häufig anstelle des Durchlässigkeitsbeiwerts für die Charakterisierung der Wasserwegsamkeit eines Grundwasserleiters benutzt. Bei einem homogenen Aquifer ist sie das Produkt aus dem Durchlässigkeitsbeiwert und der gesamten Mächtigkeit des Grundwasserleiters. Also ergibt sich folgende Formel zur Berechnung der Transmissivität:

$$T = k_f \cdot m \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad (04)$$

dabei gilt: k_f : Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
m: Mächtigkeit des Aquifers [m]

Die Transmissivität gibt direkt an, welche Wassermenge durch einen Grundwasserleiter-Querschnitt von 1 m Breite fließt, wenn das hydraulische Gefälle gleich 1 wäre. Die praktische Bedeutung der Transmissivität liegt darin, dass man sie bei einem Grundwasserleiter mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten relativ leicht bestimmen kann. Die Transmissivität wird auch in integraler Schreibweise ausgedrückt:

$$T = \int_0^m k_f \cdot dm \quad [m^2/s] \quad (05)$$

dabei gilt: k_f : Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
m: Mächtigkeit des Aquifers [m]

Bei diesem Fall wäre es schwierig bis sogar unmöglich die Durchlässigkeiten der einzelnen Teilschichten zu bestimmen und zu wichten. Das Integral von k_f über die gesamte Mächtigkeit kann relativ schnell durch einen Pumpversuch bestimmt werden.

Den Unterschied zwischen Transmissivität und Durchlässigkeitsbeiwert veranschaulicht nachfolgende Abbildung.

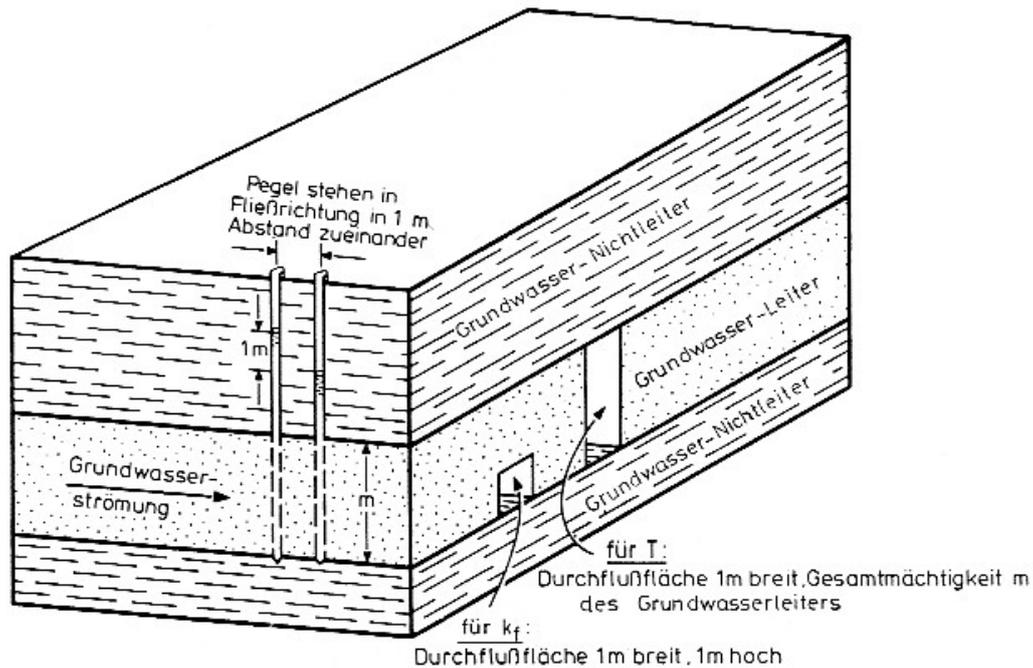


Abbildung 7: Schema zur Erläuterung von Transmissivität und k_f -Wert (Quelle: [18])

Jedoch kann die Transmissivität nur für Grundwasserleiter mit gespannter Oberfläche eindeutig definiert werden. Bei Grundwasserleitern mit freier Oberfläche ist die Mächtigkeit variabel. Sie kann abhängig sein vom Tidenhub oder steigt bei der Grundwasserneubildung an. Dadurch, dass die Mächtigkeit variabel ist, ist auch die Transmissivität variabel.

3 Abschätzung der Durchlässigkeit anhand von Erfahrungswerten

Die Literatur gibt immer wieder Beispiele für Durchlässigkeitsbeiwerte an die aus Erfahrungswerten her bekannt sind. So ist es möglich schon bei der Bodenansprache eine Grobeinschätzung über die Durchlässigkeitsverhältnisse des Bodens abzugeben.

Folgende Tabelle gibt einen Überblick über die k_f -Werte für verschiedene Bodenarten.

Tabelle 2: Durchlässigkeitsbeiwerte nach Schulze/Muhs 1967 (Quelle: [21])

Bodenart	k _f (m/s)	
	Grenzbereiche	Überwiegend
Steingeröll	$10^{-1} - 5$	
Grobkies	$10^{-2} - 1$	
Mittelkies		$3,5 \cdot 10^{-2}$
Feinkies	$10^{-4} - 10^{-2}$	$2 \cdot 10^{-2} - 3 \cdot 10^{-2}$
Grobsand	$10^{-5} - 10^{-2}$	$10^{-4} - 10^{-3}$
Mittelsand	$10^{-6} - 10^{-3}$	10^{-4}
Feinsand	$10^{-6} - 10^{-3}$	$10^{-5} - 10^{-4}$
Sand, lehmig, schluffig	$10^{-7} - 10^{-4}$	10^{-6}
Schluff	$10^{-9} - 10^{-5}$	$10^{-9} - 10^{-7}$
Löß	$10^{-10} - 10^{-5}$	ungestört: 10^{-5} gestört: $10^{-10} - 10^{-7}$
Lehm	$10^{-10} - 10^{-6}$	$10^{-9} - 10^{-8}$
Ton	$10^{-12} - 10^{-8}$	schluffig: $10^{-9} - 10^{-8}$ mager: $10^{-10} - 10^{-9}$ fett: $10^{-12} - 10^{-10}$

4 Verfahren zur Ermittlung der Durchlässigkeit durch Laborversuche

4.1 Direkte Methoden

Die direkten Labormethoden zeichnen sich dadurch aus, dass eine Bodenprobe mit Wasser durchströmt wird. Die Durchströmung wird unter ähnlichen Verhältnissen, wie sie in der Natur vorkommen, durchgeführt. Dadurch geben diese Methoden direkt Aufschluss über das Durchlässigkeitsverhalten des Bodens. Um der Realität nahe zu kommen, sollten für die direkten Methoden ungestörte Proben verwendet werden.

4.1.1 Versuchszylinder mit konstantem und veränderlichem hydraulischem Gefälle

Die Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts im Versuchszylinder, auch unter dem Namen „Permeameteruntersuchung“ bekannt, eignet sich für ungestörte sowie gestörte Bodenproben von Sedimenten. Die Untersuchung im Versuchszylinder mit konstantem hydraulischen Gefälle eignet sich eher für Sande und Kiese mit relativ großer Durchlässigkeit, wo hingegen die Untersuchung im Versuchszylinder mit veränderlichem hydraulischem Gefälle gut für Tone und Schluffe geeignet ist. Jedoch kann man unter Verwendung von Druckbehältern auch beim Versuch mit konstantem hydraulischen Gefälle Tone und Schluffe untersuchen, wenn man das hydraulische Gefälle dementsprechend groß einstellt. Unabhängig von der Versuchsanordnung erfolgt die Beschaffung und Aufbereitung der Bodenproben in beiden Fällen auf die gleiche Art und Weise. Ungestörte Proben werden vorzugsweise mittels Ausstechzylinder genommen, die später auch als Versuchszylinder in die Versuchsanlage eingebaut werden können. Der Zylinder wird oben und unten mit einem Stahllineal so abgeglichen, dass die Oberfläche nicht verschmiert wird. Durch eingelagerte Steine und Fremdkörper sowie Hohlräumen in ungestörten Proben kann eine zu große Durchlässigkeit vorgetäuscht werden. Deshalb sind diese vorher mit gestörtem Material desselben Bodens zu verfüllen. Alternativ können augenscheinliche Hohlräume

und Gänge mit Bentonit¹ abgedichtet werden. Ist bei grobkörnigen oder bei stark bindigen Probekörpern eine Umläufigkeit entlang der Zylinderwand nicht auszuschließen, sollte der Ausstechzylinder vor der Probenentnahme mit einem festen Belag mit niedrigem Schmelzpunkt, z.B. Paraffin² ausgekleidet werden. Durch Erwärmen der Zylinderwand nach der Probenentnahme wird eine Verkittung der Anschlussfuge herbeigeführt. Das Abdichtungsmaterial darf dabei nicht in die Poren der Probe eindringen, da sonst mit einer Verfälschung der Versuchsergebnisse zu rechnen ist. Eine andere Methode Umläufigkeiten zu unterbinden ergibt sich bei standfesten Probekörpern. Man drückt die Probe aus dem Ausstechzylinder in einen Zylinder der um einige Millimeter größer im Durchmesser ist. Der dabei entstehende leere Zwischenraum wird anschließend mit einer geeigneten Vergussmasse ausgefüllt; auch hier kann man auf Bentonit zurückgreifen.

Generell muss auch noch einiges zur Probenabmessung gesagt werden. Der Durchmesser und die Höhe der Probe sind in jedem Fall so zu wählen, dass sich Inhomogenitäten in keinsten Weise auf das Versuchsergebnis auswirken können. Die Probenmindestabmessung richtet sich, wie in den meisten Fällen, nach dem Größtkorn der Probe. Bei ungleichförmigen Böden sollte das Verhältnis Größtkorn zu Probendurchmesser bzw. Probenhöhe etwa 1:5 betragen. Bei gleichförmigen Proben sollte das Verhältnis etwa 1:10 betragen. Neben den Verhältniswerten sollte bei bindigen Böden eine Zylinderquerschnittsfläche von mindestens 10 cm² und bei nichtbindigen Böden eine Querschnittsfläche von mindestens 20 cm² gewählt werden.

Gestörte Bodenproben werden lagenweise und gut durchmischt mit der gewünschten Dichte eingebaut. Dies kann mittels Proctorgerät bei bindigen Böden oder auch mit einem Rütteltisch bei rolligen Böden geschehen. Die Probe ist so einzubauen, dass beim Durchströmen keine Kornumlagerungen stattfinden können. Um bei grobkörnigem Material Umläufigkeiten entgegenzuwirken kann man die Zylinderwand mit einem Moosgummi abstellen, in den sich dann grobe Körner eindrücken können.

Nachdem der Versuchszylinder nach den oben genannten Regeln vorbereitet wurde, wird er nun in die Versuchszelle eingebaut. In der Versuchszelle befinden sich oberhalb und unterhalb des Versuchszylinders Filtersteine. Diese Filtersteine müssen ei-

¹ Bentonit: benannt nach Fort Benton, USA; Mischung aus verschiedenen Tonmineralien; dient als Abdichtung, Bohrspülung oder Stützflüssigkeit; hat als Suspension thixotrope Eigenschaften

² Paraffin: lat. parum affinis ‚wenig reaktionsfähig‘; Gemisch aus Alkanen (gesättigt Kohlenwasserstoffe); Schmelzpunkt bei etwa 45°C

ne größere Durchlässigkeit aufweisen als die Durchlässigkeit der zu untersuchenden Probe. Damit die Probe während des Versuchs gleichmäßig über den gesamten Querschnitt durchströmt werden kann, muss das Wasser vor den Filtersteinen durch geeignete Rillen oder auch Lochung vollflächig auf die Filtersteine verteilt werden. Nachdem die Probe nun in die Versuchsanordnung eingebaut wurde, kann der eigentliche Versuch beginnen.

Bevor die beiden unterschiedlichen Versuchsanordnungen beschrieben werden, müssen noch einige Sachen zur Wahl des hydraulischen Gefälles gesagt werden. Das hydraulische Gefälle darf im Versuch nach praktischen Gesichtspunkten gewählt werden, solange das Durchströmungsverhalten im linearen Bereich liegt und somit dem Filtergesetz von Darcy entspricht. Des Weiteren dürfen durch das hydraulische Gefälle innerhalb der Probe keinerlei Kornumlagerungen stattfinden. Ob das Strömungsverhalten im linearen Bereich liegt kann man auf folgend beschriebene Weise überprüfen. Erhöht man das hydraulische Gefälle im Versuch und trägt dieses zusammen mit der dazugehörigen Filtergeschwindigkeit in einem Diagramm auf, kann man erkennen ob sich die Strömung linear oder turbulent darstellt. Nachfolgende Abbildung aus der DIN 18130-1 stellt beide Fälle beispielhaft dar.

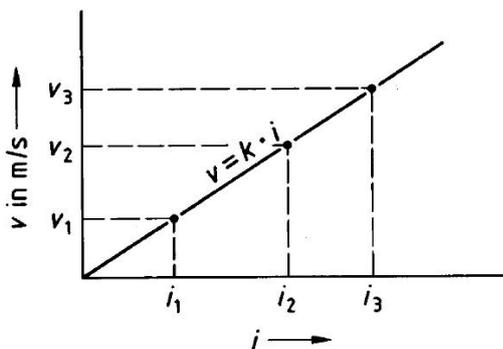


Abbildung 8: lineare Strömung $k_1=k_2=k_3$
(Quelle: [12])

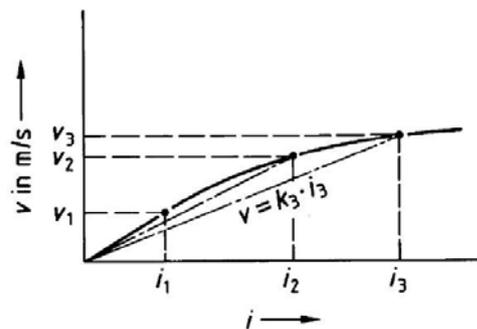


Abbildung 9: turbulente Strömung $k_1 > k_2 > k_3$
(Quelle: [12])

Nachfolgend wird zuerst der Versuch mit konstantem hydraulischem Gefälle erläutert.

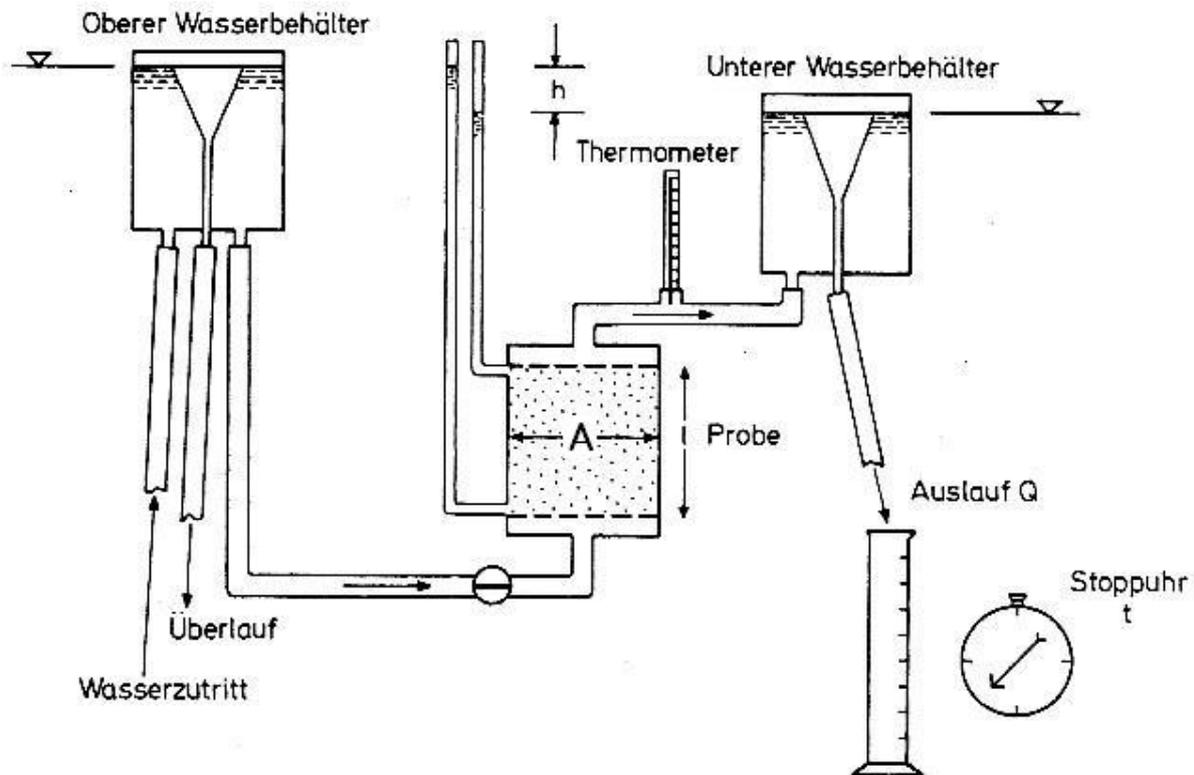


Abbildung 10: Versuchsaufbau mit konstantem hydraulischen Gefälle (Quelle: [23])

Über einen Leitungswasseranschluss wird ein Hochbehälter mit freiem Wasserspiegel befüllt. Um den Wasserspiegel während des gesamten Versuchszeitraums konstant zu halten, wird im Hochbehälter eine Überlaufeinrichtung angeordnet. Das hat zur Folge, dass mehr Wasser in die Versuchseinrichtung eingeführt werden muss als durch die Bodenprobe durchfließt. Vom Hochbehälter wird die Bodenprobe in der Regel von unten nach oben durchströmt. Diese Gegebenheit begünstigt den Luftaustrag aus dem Probenkörper, um eine voll gesättigte Probe zu erhalten. Wie weiter oben schon beschrieben, führen Luftporen in der Probe zu einem schlechteren Durchlässigkeitsbeiwert. Das durchströmende Wasser kann nach der Probe direkt über einen freien Auslauf oder, wie in der Abbildung zu sehen ist, über einen weiteren, etwas tiefer liegenden Hochbehälter mit freiem Wasserspiegel abgeführt, aufgefangen und gemessen werden. Während des Versuchs wird kontinuierlich die Wassertemperatur gemessen, um später den Durchlässigkeitsbeiwert auf einen Ver-

gleichswert umzurechnen. Diese Methode wird im weiteren Verlauf dieser Arbeit beschrieben.

Der Höhenunterschied zwischen freiem Wasserspiegel im Hochbehälter und freiem Auslauf, bzw. freiem Wasserspiegel des zweiten Hochbehälters stellt den Höhenunterschied des hydraulischen Gefälles dar. Um jedoch sämtliche Verluste, die durch Reibung und Armaturen hervorgerufen werden zu berücksichtigen, ist es ratsam, am Zu- und Ablauf des Versuchszylinders jeweils ein Standrohr (Piezometer) anzubringen. Der Höhenunterschied der beiden Wasserspiegel stellt den tatsächlichen Höhenunterschied dar, der in der Probe abgebaut wird.

Um mit der Versuchsanordnung mit konstantem hydraulischem Gefälle auch Proben mit Ton und Schluff zu untersuchen, kann man an der Einlaufseite statt des Hochbehälters einen Druckbehälter anordnen. Der Druck muss in diesem Fall über ein Druckregelventil konstant gehalten werden. Der Höhenunterschied ergibt sich dann über die Differenz der Druckhöhe und der Höhe des Wasserspiegels am freien Auslauf. Der Durchlässigkeitsbeiwert ergibt sich in beiden Fällen nach der Formel für konstante hydraulische Gefälle

$$k_f = \frac{V \cdot l}{A \cdot t \cdot h} \quad [\text{m/s}] \quad (06)$$

dabei gilt:

- V: Durchflussmenge [m³]
- l: Höhe des Probenkörpers [m]
- A: Querschnittsfläche des Probekörpers [m²]
- t: Messzeit [s]
- h: hydraulischer Höhenunterschied [m]

Zwei unterschiedliche Arten der Versuchsanordnung mit veränderlichem hydraulischem Gefälle zeigen die beiden folgenden Bilder. Der wesentliche Unterschied der beiden Versuchsanordnungen stellt folgende Tatsache dar. Bei der linken Abbildung wird die Probe von oben nach unten und bei der rechten Abbildung von unten nach oben durchströmt.

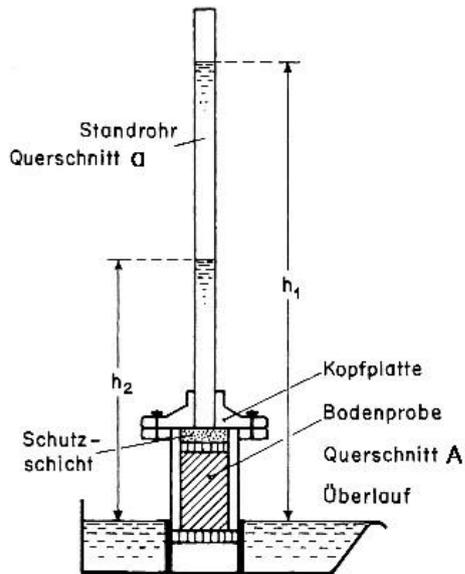


Abbildung 11: Versuchsaufbau mit veränderlichem hydraulischen Gefälle (Quelle: [27])

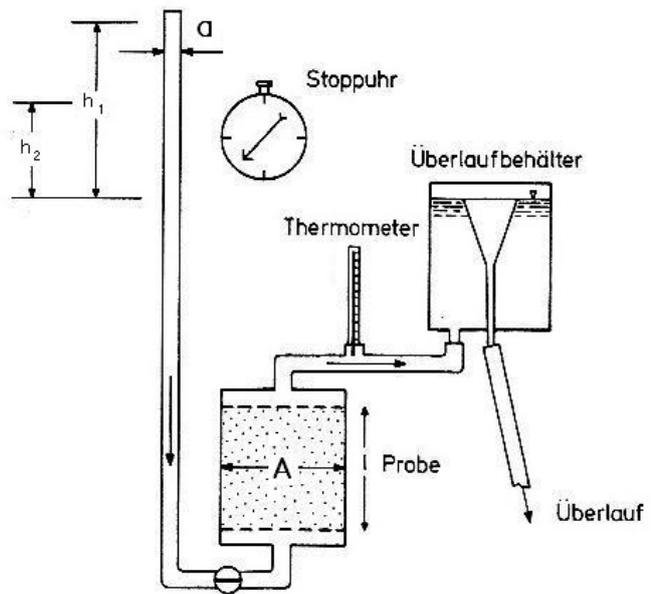


Abbildung 12: Versuchsaufbau mit veränderlichem hydraulischen Gefälle (Quelle: [23])

Bei dieser Versuchsanordnung mit veränderlichem hydraulischem Gefälle wird die abfließende Wassermenge nur indirekt über das Innenvolumen des Standrohrs, das sich aus der Höhendifferenz zweier Ablesungen ergibt, ermittelt.

Das Messen kann auf zwei verschiedene Arten erfolgen. Es wird entweder die Absinkzeit zwischen zwei Messmarken oder das Absinken des Wasserspiegels im Standrohr in bestimmten Zeitabständen gemessen. Bei jeder Ablesung wird die Temperatur gemessen, um später den Durchlässigkeitsbeiwert auf einen Vergleichswert umzurechnen. Diese Methode wird weiter unten in dieser Arbeit beschrieben. Die Messung wird so lange wiederholt, bis sich aus den Messungen ein annähernd gleich bleibender k_f -Wert einstellt.

Die Formel zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts bei dem Zylinderversuch mit veränderlichem hydraulischem Gefälle lautet:

$$k_f = \frac{a \cdot l_0}{A \cdot t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad [\text{m/s}] \quad (07)$$

dabei gilt: a: Querschnittsfläche des Standrohrs [m^2]

l_0 : Höhe des Probenkörpers [m]

A: Querschnittsfläche des Probenkörpers [m²]

t: Messzeit [s]

h_1 : Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsbeginn bezogen auf den Unterwasserspiegel gemäß Abbildung [m]

h_2 : Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsende bezogen auf den Unterwasserspiegel gemäß Abbildung [m]

4.1.2 Kompressions – Durchlässigkeitsgerät (KD-Gerät)

Die Versuchsanordnung zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts im Kompressions – Durchlässigkeitsgerät eignet sich für feinkörnige Böden, insbesondere Ton und Schluff. Die Abmessung der Probe sollte mindestens einen Durchmesser von 70 mm und eine Höhe von 20 mm aufweisen.

Der Versuch im KD-Gerät entspricht einem Versuch mit einem veränderlichen hydraulischen Gefälle. Die Probe wird im KD-Gerät von unten nach oben mit luftfreiem Leitungswasser durchströmt. Angeschlossen an das KD-Gerät ist ein Standrohr, dessen lichter Durchmesser abhängig von der Probenart gewählt wird. Zur Befüllung des Standrohrs mit blasenfreiem Wasser wird ein Vorratsbehälter angeschlossen. Die eingebauten Filtersteine müssen der Probe entsprechend eine ausreichende Durchlässigkeit aufweisen, damit es zu keinen verfälschten Ergebnissen kommt. Die Durchlässigkeit dieser sollte regelmäßig bestimmt werden.

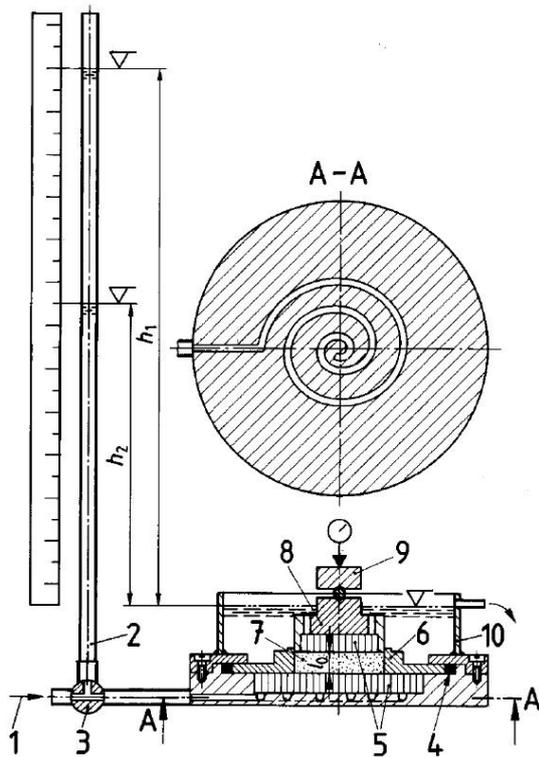


Abbildung 13: KD-Gerät (Quelle: [12])

1. Zuführung von entlüftetem Wasser
 2. Aufsetzbares Standrohr (Piezometer), mit Querschnittsfläche A
 3. Dreiwegeventil
 4. Gummidichtung
 5. Filtersteine
 6. Probenring
 7. Probekörper
 8. Kopfplatte für statische Belastung
 9. Vorrichtung für vertikale Belastung und Messuhr für Zusammendrückung
 10. Wasserbehälter mit Überlauf für konstante Bezugshöhe
- h_1 Wasserspiegelhöhe zu Beginn
 h_2 Wasserspiegelhöhe zum Zeitpunkt t
 l_0 Höhe des Probekörpers (gleich Länge der Sickerstrecke)

Der Probekörper wird aus einer ungestörten Bodenprobe mit einem Ausstechring entnommen. Je nach Bauart des KD-Geräts wird der Ausstechring gleichzeitig als Probenring verwendet. Ist dies nicht der Fall, muss die Probe vom Ausstechring in den Probenring umgedrückt werden. Zur Vermeidung von Umläufigkeiten werden mit Hilfe eines kleinen Stahlstabes Hohlräume an der Zylinderwandung jeweils von oben und unten bis zur Probenmitte mit gestörtem Probenmaterial zugestopft. Die obere und untere Abschlussfläche werden jeweils mit einem Stahllineal abgeglichen, ohne dabei die Oberfläche zu verschmieren. Sollte für den Versuch keine ungestörte Bodenprobe zur Verfügung stehen, wird das Schüttmaterial der gestörten Probe mit der gewünschten Dichte in den Probenring eingebaut. Dies kann entweder durch Verdichten im Probenring selbst geschehen, oder man verdichtet die Probe im Proctorgerät und entnimmt analog zum ungestörten Material die Probe mit dem Ausstechring.

Nachdem die Probe eingebaut und mit Wasser befüllt wurde, wird der Probekörper unter senkrecht stehender Belastung konsolidiert. Die Auflast bleibt auch während der Durchlässigkeitsbestimmung auf dem Probenkörper stehen. Aus Gleichgewichtsgründen muss die Auflast größer sein als der wirkende hydrostatische Druck, später beim Durchlässigkeitsversuch. Während des Konsolidierungsvorgangs steht das Dreiwegeventil so, dass das Porenwasser durch die Filtersteine in den Ausguss entweichen kann und nicht in das Standrohr gelangt.

Nach Abschluss der Konsolidierung wird das Standrohr von unten nach oben blasenfrei über den Vorratsbehälter gefüllt. Nachdem das Standrohr bis zur oberen Messmarkierung gefüllt ist, wird das Dreiwegeventil so gestellt, dass das Wasser vom Standrohr in das KD-Gerät gelangen und die Probe von unten nach oben durchströmen kann. Das Messen kann auf zwei verschiedene Arten erfolgen. Es wird entweder die Absinkzeit zwischen zwei Messmarken oder das Absinken des Wasserspiegels im Standrohr in bestimmten Zeitabständen gemessen. Bei jeder Ablesung wird die Temperatur gemessen, um später den Durchlässigkeitsbeiwert auf einen Vergleichswert umzurechnen. Diese Methode wird im späteren Verlauf dieser Arbeit beschrieben.

Die Messung wird so lange wiederholt, bis sich aus den Messungen ein annähernd gleich bleibender k_f -Wert einstellt.

Der Durchlässigkeitsbeiwert errechnet sich bei der Versuchsanordnung im KD-Gerät analog zu den Versuchen mit veränderlichem hydraulischem Gefälle mit der Formel:

$$k_f = \frac{a \cdot l_0}{A \cdot t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2} \quad [\text{m/s}] \quad (08)$$

- dabei gilt:
- a: Querschnittsfläche des Standrohrs [m²]
 - l₀: Höhe des Probenkörpers [m]
 - A: Querschnittsfläche des Probekörpers [m²]
 - t: Messzeit [s]
 - h₁: Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchsbeginn bezogen auf den Unterwasserspiegel gemäß Abbildung [m]
 - h₂: Wasserhöhe im Standrohr bei Versuchende bezogen auf den Unterwasserspiegel gemäß Abbildung [m]

