Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

> Schriftenreihe Heft 30

# Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges

von Dirk Heyer

München 2001

Herausgegeben von Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Druck und Einband: Hieronymus Buchreproduktions GrubH, München

Lehrstuhl und Prüfamt

für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München

# Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges

Dirk Heyer

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

**Doktor-Ingenieurs** 

genehmigten Dissertation.

 Vorsitzender:
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. P.A. Wilderer

 Prüfer der Dissertation:
 1.
 Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. R. Floss

2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl

Die Dissertation wurde am 07.06.2000 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 11.12.2000 angenommen.



## Vorwort

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit dem Durchlässigkeitsverhalten von mineralischen Dichtungsstoffen, die den fein- und gemischtkörnigen Böden zuzurechnen sind. Die beschriebenen Erkenntnisse beruhen im wesentlichen auf Laborversuchen, die zu Beginn meiner Forschungstätigkeit am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik durchgeführt wurden. Die finanzielle Förderung erfolgte im Rahmen von Forschungsvorhaben der Deutschen Forschungsgemeinschaft, des Bundesministeriums für Verkehr und des Umweltbundesamtes, für die an dieser Stelle nochmals recht herzlich gedankt sei. Verschiedene Erkenntnisse aus den Forschungsarbeit wurden in den Regelwerken des Straßen- und Deponiebaues umgesetzt und finden bei diversen Bauprojekten eine Anwendung.

Meinem Lehrer, dem Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der Technischen Universität München, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. R. Floss möchte ich persönlich ganz herzlich danken, daß er diese Arbeit stets gefördert, unterstützt und hierfür das Hauptreferat übernommen hat sowie bereit ist, diese Arbeit als eine der letzten als Herausgeber der Schriftenreihe zu veröffentlichen. Ich bedanke mich auch für die langjährige berufliche Förderung.

Mein Dank gilt ebenso Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl für die Übernahme des Koreferats und für den langjährigen freundlichen beruflichen Kontakt.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. P.A. Wilderer danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission und die vielfache wissenschaftliche Förderung.

Bei allen meinen jetzigen und früheren Kolleginnen und Kollegen möchte ich mich für die langjährige vertrauensvolle Zusammenarbeit bedanken. Die Grundlage der Forschungsarbeiten bildeten diverse Laborversuchsreihen, die fast ausschließlich von unserem Laboranten, Herrn Winter, ausgeführt worden waren, dem ich meinen persönlichen ganz herzlichen Dank für die stets freundliche und nette Zusammenarbeit aussprechen möchte und der hoffentlich seinen wohl verdienten Ruhestand genießt.

Meiner Familie und dabei insbesondere meiner lieben Frau danke ich für die stetige Geduld und den langjährigen Zuspruch zur Abfassung dieser wissenschaftlichen Arbeit.

München, im Mai 2001

Dirk Heyer

Meinem Vater

# Kurzfassung

Die Betrachtung und Analyse des Durchlässigkeitsverhaltens von mineralischen Dichtungsstoffen, die den fein- und gemischtkörnigen Böden zuzurechnen sind, hat mit der deutlichen Zunahme der Anwendungen dieser Stoffe im Deponiebau und im allgemeinen Boden- und Grundwasserschutz in den vergangenen Jahren erheblich an Bedeutung gewonnen. Die diesbezüglichen Anforderungen für Deponieabdichtungssysteme reichen bis zu Durchlässigkeitsbeiwerten von  $1 \cdot 10^{-10}$  bis  $1 \cdot 10^{-11}$  m/s.

Mit dieser Erhöhung der Dichtigkeitsanforderungen an mineralische Dichtungsstoffe mußte auch eine Fortentwicklung der diesbezüglichen Laborversuchstechnik zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes sehr schwach durchlässiger Böden einhergehen, die sich in einer Verbesserung und Optimierung der Versuchsarten und Vorgehensweisen zeigte. Diese Aspekte bildeten den ersten Schwerpunkt der behandelten Untersuchungen. Es konnten Erkenntnisse zu wesentlichen Versuchsparametern, wie hydraulischer Gradient und Sättigungsdruck sowie zu den Einbaubedingungen und zur Plastizität der Böden gewonnen werden, so daß entsprechende Aussagen zu diesbezüglichen Versuchsabläufen abgeleitet werden konnten.

Schon bei der Erprobung der Prototypen von Durchlässigkeitsgeräten stellte sich heraus, daß es zur Interpretation von Ergebnissen aus Durchlässigkeitsversuchen unabdingbar ist, im Versuch die ein- und ausströmenden Wassermengen zu bestimmen. Es wurde festgestellt, daß die Vorgabe eines Versuchsgradienten von i = 30 nicht hinreichend ist. Vielmehr kann diese Vorgabe zu Fehlinterpretationen der tatsächlichen Durchlässigkeitseigenschaften führen. In diesem Zusammenhang konnte nachgewiesen werden, daß eine nichtlineare Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit vom hydraulischen Gradienten, also ein mit dem hydraulischen Gradienten veränderlicher Durchlässigkeitsbeiwert, wesentlichen auf im Versuchsrandbedingungen, wie z.B. ein durch eine fallende Druckhöhe ständig sich verändernder Spannungszustand, zurückzuführen ist. Versuche mit sehr schwach durchlässigen Böden zeigten bei optimierten Versuchsrandbedingungen, wie der Einstellung eines Sättigungsdruckes, auch bei sehr kleinen hydraulischen Gradienten bis zu i = 1 keine nichtlinearen Abhängigkeiten. Vielmehr wurde nachgewiesen, daß das Gesetz von Darcy auch für sehr schwach durchlässige Böden bis  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s und sehr geringe hydraulische Gradienten Gültigkeit besitzt.

Den Kernpunkt der Untersuchungen bildeten Versuche zu den Sättigungsvorgängen der verschiedenen Böden. Sofern mineralische Dichtungsstoffe im Deponiebau oder im allgemeinen Boden- und Grundwasserschutz eingesetzt werden, stehen sie im Gegensatz zu den früher überwiegenden wasserbaulichen Einsatzbereichen nicht ständig im Kontakt zu Wasser. In diesen Fällen befinden sich die mineralischen Dichtungsstoffe in einem teilgesättigten Zustand. Bei den diesbezüglichen Untersuchungen stellte sich heraus, daß es einen charakteristischen Sättigungsverlauf für mineralische Dichtungsstoffe gibt, der quantitativ für die verschiedenen Dichtungsstoffe unterschiedlich ist, aber qualitativ von der Form stets gleich ausschaut. Die Untersuchungen erfolgten in einer speziell entwickelten Versuchsapparatur zur Bestimmung der Durchlässigkeit.

# Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges

Seite

# Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	1
2.	Grundlagen	4
3.	Vorliegende Untersuchungen zur Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe	8
	3.1 Allgemeines	8
	3.2 Hydraulischer Gradient	9
	3.3 Wassergehalt und Verdichtungsgrad des Bodens	10
	3.4 Beschreibung von Sättigungsvorgängen	12
	3.5 Durchlässigkeit gegenüber organischen und anorganischen Lösungen	13
4.	Versuchstechnik und diesbezügliche Entwicklungen	15
	4.1 Allgemeines	15
	4.2 Kompressions-Durchlässigkeitsgerät und Geräte mit ähnlichem Versuchsprinzip	16
	4.3 Durchlässigkeitsversuch mit veränderlichem Druckgefälle	18
	4.4 Durchlässigkeitsversuch mit konstantem Druckgefälle	20
	4.5 Einfluß der Aufbereitung und Krümelstruktur der Böden auf die Durchlässigkeit	23
	4.6 Versuchsmedien	24
5.	Untersuchungen zur Durchlässigkeit von Tonen im gesättigten Zustand	26
	5.1 Zielsetzung	26
	5.2 Versuchsböden	27
	5.3 Durchlässigkeit in Abhängigkeit von den Einbaubedingungen	29
	5.4 Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten	35
	5.5 Erosions-, Suffosions- und Kolmationserscheinungen	44
	5.6 Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom Sättigungsdruck	51

6. Untersu	chungen des Sättigungsvorganges in der ersten Phase von	
Durchlä	issigkeitsversuchen	55
6.1 Ziels	etzung	55
6.2 Char	akteristischer Sättigungsvorgang	55
6.3 Einfl	uß des Sättigungsdrucks	58
6.4 Einfl	uß des hydraulischen Gradienten	60
6.5 Einfl	uß des Anfangssättigungsgrades	63
6.6 Einfl	uß der Plastizität	66
6.7 Folge	erungen für die Versuchstechnik	68
6.8 Saug	spannungsermittlung	70
6.9 Zusa	mmenfassende Feststellungen zur Sättigung	71
7. Untersu	chungen zum Sättigungs- und Durchlässigkeitsverhalten gemischtkörniger	
Dichtun	gsstoffe	74
7.1 Zusa	mmensetzung gemischtkörniger Dichtungsstoffe	74
7.2 Durc	hlässigkeit im gesättigten Zustand	78
7.3 Sätti	gungsvorgang bei gemischtkörnigen Dichtungsstoffen	80
7.4 Suffe	ssionsgefährdung gemischtkörniger Dichtungsstoffe und deren Prüfung	81
8. Untersu	chungen zur Durchlässigkeit von geosynthetischen Tondichtungsbahnen	84
8.1 Allg	8.1 Allgemeines	
8.2 Sätti	gungsvorgang bei geosynthetischen Tondichtungsbahnen	86
8.3 Abw	eichungen vom charakteristischen Sättigungsvorgang	87
9. Zusamn	. Zusammenfassung	
10. Literat	urverzeichnis	97
Anlage 1:	Ableitung der Formeln für Durchlässigkeitsversuche mit fallender Druckhöhe	
Anlage 2:	Bilder und Funktionsprinzip der entwickelten Durchlässigkeitsanlage	
Anlage 3:	Darstellung der Solleinbaubedingungen des Bodens 1	

Anlage 4: Legende der Versuchsbezeichnungen (Blatt 1) Ergebnisübersicht der Laborversuchsreihen (Blatt 2)

# 1 Einleitung

Im Zusammenhang mit der steigenden Bedeutung des Boden- und Grundwasserschutzes im Bauwesen hat auch die Bedeutung mineralischer Dichtungselemente in der Geotechnik zugenommen. Hierzu zählen in erster Linie die feinkörnigen Böden, also im besonderen die leicht bis ausgeprägt plastischen Tone, und im weiteren aber auch die gemischtkörnigen Böden, die aufgrund des Feinst- und Feinkornanteils im Kies oder Sand sehr gering durchlässig sind. Neben diesen natürlichen Erdbaustoffen haben in den vergangenen Jahren auch werkmäßig hergestellte mineralische Dichtungselemente in Form der geosynthetischen Tondichtungsbahnen eine besondere Bedeutung erlangt. Sie unterscheiden sich von den Erdbaustoffen durch ihre sehr viel geringere Dicke von ca. 1 cm und durch ihren Charakter als Verbundstoff, bestehend aus Geotextilien und dem dichtungswirksamen mineralischen Stoff Bentonit.

Übliche, nicht werkmäßig produzierte mineralische Dichtungselemente können mit natürlich anstehenden, verbesserten oder künstlich zusammengesetzten Böden hergestellt werden. Die Anwendung dieser Dichtungselemente liegt vorwiegend bei den Basis-, Zwischen- und Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien sowie bei der Einkapselung von Altlasten. Weitere wesentliche Einsatzfelder haben sich aufgrund der Notwendigkeit des Grundwasserschutzes an Straßen, Eisenbahnen und Flughäfen ergeben. Dieses Einsatzspektrum für mineralische Dichtungselemente ist mit den in der Gesellschaft gewachsenen erhöhten Ansprüchen an den Umweltschutz entstanden und mit knapp zwei Jahrzehnten relativ jung. Mit der Anlage von Staudämmen, Stauhaltungsdämmen und Deichen stellt dagegen der Wasserbau den klassischen Anwendungsbereich mineralischer Dichtungselemente dar.

Für solche wasserbaulichen Anwendungen wurden auch die ersten Anforderungen an die möglichst geringe Durchlässigkeit solcher Dichtungselemente in Form eines Durchlässigkeitsbeiwerts k aufgestellt. Einen markanten Wert stellte dabei der häufig angegebene maximal zulässige Durchlässigkeitsbeiwert k von 1·10<sup>-8</sup> m/s dar. Bei einer näheren Betrachtung dieser Anforderung ist aber zu beachten, daß die Dichtungselemente bei wasserbaulichen Anwendungen in der Regel relativ mächtig sind. Des weiteren kann auch zumeist ein eingeschränkter Wasserverlust in Kauf genommen werden, dessen zulässiges Ausmaß zum einen unter wirtschaftlichen Aspekten zu sehen ist und zum anderen durch eine unzulässige Verschlechterung der Standsicherheitsverhältnisse bestimmt wird.

1

Mit der Anwendung mineralischer Dichtungselemente im Grundwasserschutz, im besonderen bei Deponien, wurde es für erforderlich angesehen, einen neuen Qualitätsmaßstab für solche Dichtungselemente festzulegen, so daß die für derartige Anwendungen zu erzielenden Durchlässigkeiten erheblich geringer sind. Während im Wasserbau ein mineralisches Dichtungselement mit einem die Dichtigkeit beschreibenden Durchlässigkeitsbeiwert von k < 1.10<sup>-8</sup> m/s in der Regel als ausreichend dicht angesehen wird. sind bei Deponieabdichtungssystemen Durchlässigkeitsbeiwerte von  $k < 5 \cdot 10^{-10}$  m/s sicherzustellen. wobei für qualitativ hochwertige mineralische Dichtungsmaterialien Werte von 1.10<sup>-11</sup> m/s bis 1.10<sup>-12</sup> m/s erreicht werden. Sofern es sich um natürlich anstehendes Material handelt, wird diese Größenordnung nur mit ausgeprägt plastischen Tonen erzielt. Zunehmend an Bedeutung gewinnen aber die künstlich zusammengesetzten Dichtungsstoffe, die nach festgelegten Rezepturen in speziellen Mischanlagen auf der Baustelle hergestellt werden. Unterstützt durch eine strenge Qualitätskontrolle wird für solche Dichtungsstoffe eine hohe Qualität und im Vergleich zu natürlichen Dichtungsstoffen eine bessere Gleichmäßigkeit der Eigenschaften erzielt.

Mit der Verschärfung der Anforderung an den Durchlässigkeitsbeiwert mußte auch eine Fortentwicklung der Versuchstechnik zur Bestimmung des Durchlässigkeitsverhaltens von solchen gering durchlässigen Dichtungsstoffen einhergehen. Bei den nunmehr nachzuweisenden kleinen Durchlässigkeitsbeiwerten haben die Versuchsrandbedingungen und -parameter bei dessen Bestimmung einen erheblich größeren Einfluß auf die Versuchsergebnisse als bei größeren Durchlässigkeitsbeiwerten in der vorgenannten Größenordnung von 1·10<sup>-8</sup> m/s. Es spielen hierbei dann Fragen der hinreichenden Sättigung, des zulässigen hydraulischen Gradienten, des Einflusses etwaiger Konsolidierungs- und Schwellerscheinungen des Bodens und überhaupt zur Präzision der Meßtechnik besonders hinein. Zudem stellen sich auch Fragen zum Versuchsablauf und zur Versuchsdauer. Gerade die Versuchsdauer verlängert sich bei Durchlässigkeitsbeiwerten, die durchaus drei bis vier Zehnerpotenzen geringer sein können als der vorgenannte Wert, erheblich.

Diese Fragen waren Anlaß, am Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München seit 1986 grundlegende Forschungen und Geräteentwicklungen zu betreiben, für die Mittel des Bundesministers für Verkehr, des Umweltbundesamts und der Deutschen Forschungsgemeinschaft eingesetzt werden konnten. Für die Bereitstellung dieser Mittel sei an dieser Stelle ausdrücklich gedankt. Die Anwendbarkeit und der Nutzen für die Praxis konnte mittlerweile im Zusammenhang mit der Betreuung zahlreicher Projekte im Deponiebau sowie im Grundwasser- und Bodenschutz an Verkehrsflächen aufgezeigt und belegt werden. Außerdem werden sie in den Regelwerken dieser Anwendungsgebiete Berücksichtigung finden.

In der Arbeit können thematisch zwei Schwerpunkte unterschieden werden. Beim ersten Schwerpunkt handelt es sich um Parameterstudien zum Durchlässigkeitsverhalten mineralischer Dichtungsstoffe. Die bodenspezifischen Parameter sind die Dichte, die Konsistenz und die Plastizität. Die versuchstechnischen Parameter sind der hydraulische Gradient und die Spannungszustände. Der zweite Schwerpunkt befasst sich speziell mit dem Sättigungsverhalten mineralischer Dichtungsstoffe, also mit dem instationären Vorgang, der der Phase der Durchströmung im Durchlässigkeitsversuch vorangeht, aber gleichzeitig kennzeichnend für die Wirksamkeit mineralischer Dichtungsstoffe ist. Die Beschreibung der Sättigungsvorgänge konnte aufgrund der vielfältigen einwirkenden Parameter nur phänomenologisch erfolgen. Eine analytische Beschreibung erfordert weitergehende Studien, die die vornehmlich experimentell orientierten Untersuchungen ergänzen. Zu beiden Schwerpunkten war es erforderlich gewesen, neue Geräte zu entwickeln, da standardisierte Versuchstechniken hierfür nicht geeignet waren.

## 2 Grundlagen

Die Durchlässigkeit eines mineralischen Dichtungsstoffes wird durch den stoffspezifischen Durchlässigkeitsbeiwert k beschrieben, der sich aus dem Gesetz nach Darcy (1856) wie folgt ableitet:

$$v = k \cdot i$$
 (Gleichung 1)

In dieser Beziehung wird mit dem hydraulischen Gradienten i der Quotient aus der Druckhöhe h und der Dicke des Dichtungselements d und mit der Filtergeschwindigkeit v die bezogen auf die Flächeneinheit A pro Zeiteinheit durchströmende Wassermenge Q beschrieben, so daß der Durchlässigkeitsbeiwert k rechnerisch wie folgt abgeleitet wird:

$$k = \frac{v}{i} = \frac{Q \cdot d}{A \cdot h}$$
 (Gleichung 2)

Aus der Filtergeschwindigkeit ergibt sich die Abstandsgeschwindigkeit, d.h. die Geschwindigkeit mit der ein Wasserteilchen von einem Querschnitt zu einem anderen in einem bestimmten Abstand gelegenen anderen Querschnitt strömt, durch Division mit dem effektiv für den Strömungsvorgang zur Verfügung stehenden Porenraum n des Dichtungsstoffes.

Verschiedene Untersuchungen (siehe Abschn. 3.2) haben für schwach durchlässige Böden gezeigt, daß die vorgenannte Beziehung nicht gilt, indem, wie in Abb. 1 dargestellt, bei kleinen hydraulischen Gradienten eine nichtlineare Beziehung zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gradienten i gegeben ist.

Diese Beobachtungen haben in maßgeblichen Empfehlungen (z.B.: Jessberger; 1997) zur Festlegung eines versuchstechnisch erforderlichen Gradienten von i = 30 geführt, um sicherzustellen, daß bei der Ableitung des Durchlässigkeitsbeiwerts aus dem Durchlässigkeitsversuch der sogenannte prälineare Bereich nicht mehr gegeben ist. Da der Durchlässigkeitsbeiwert k mathematisch als Steigung der Funktion v = f(i) interpretiert werden kann, würde dieser bei Annahme einer Parabel im prälinearen Bereich mit abnehmenden Gradienten immer kleiner werden und gegen null laufen.



Abb. 1: Definitionen sowie Zusammenhang zwischen Filtergeschwindigkeit v und hydraulischem Gradienten i nach Gabener (1983)

Im Rahmen der eigenen Versuchsreihen (siehe Abschnitte 5.5) galt es zu überprüfen, inwieweit solche relativ hohen Gradienten von i = 30 möglicherweise zu inneren Erosions- oder Suffosionserscheinungen führen können, die sich ergebnisverfälschend auswirken würden. Nach Davidenkoff (1970) können solche Vorgänge ohne hinreichende Filterschichten bei den auch hier in Frage kommenden Böden bereits bei Gradienten, die kleiner als 1 sind, auftreten. In diesem Zusammenhang kommt dann auch der korrekten Wahl der Filtersteine eine besondere Bedeutung zu.

Des weiteren sollte mit der Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen mit den eigens entwickelten Geräten (siehe Abschnitt 4.4) bei hydraulischen Gradienten von i = 30 bis i = 1geklärt werden, inwieweit die Feststellung einer solchen Nichtlinearität oder gar einer Strömungslosigkeit tatsächlich eine stoffspezifische Eigenschaft oder die Folge versuchstechnischer Randbedingungen ist (siehe Abschnitt 5.4).

Die Durchführung der Durchlässigkeitsversuche regelt die Versuchsnorm DIN 18130, die im Hinblick auf den hydraulischen Gradienten aber keine Vorgaben trifft. Sie läßt zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts diverse Versuchstechniken zu, was auch ein Anlaß war, zu prüfen,

5

# 3 Vorliegende Untersuchungen zur Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe

#### 3.1 Allgemeines

Bei der Prüfung der Durchlässigkeit von sehr schwach durchlässigen Böden standen früher wasserbauliche Anwendungen im Vordergrund, wobei insbesondere Tone im Hinblick auf die Einsetzbarkeit als Dichtungskernmaterial bei Staudämmen untersucht wurden.

Die Bedeutung des Durchlässigkeitsbeiwerts bei bodenmechanischen Fragestellungen behandelte Lambe (1954), wobei er über verschiedene Einflußfaktoren bei der versuchstechnischen Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts k berichtete. Diese Faktoren betrafen die Tonmineralzusammensetzung, die Porenzahl des Bodens und die mit der Aufbereitung (Zerkleinerung) und der Verdichtung verbundenen Struktur des Bodens, auf die auch der Wassergehalt und der Sättigungsgrad einen Einfluß ausüben.

Die erste bodenmechanisch orientierte versuchstechnische Arbeit lieferten Bjerrum und Huder (1957), in der sie ein Gerät zur Bestimmung der Durchlässigkeit in einer Druckzelle in Anlehnung an die Triaxialversuchstechnik entwickelten. Dabei untersuchten sie den Einfluß des Sättigungsdrucks (back pressure) und des Einbauwassergehalts des Bodens auf die Durchlässigkeit (siehe Abschnitt 3.3).

Olsen (1962) untersuchte die Bedeutung der Porosität verschiedener Tone sowie einer Beaufschlagung mit Salzlösungen im Hinblick auf die Durchlässigkeit dieser Tone und diskutierte Abweichungen von Gesetz nach Darcy. Mitchell et al (1965) behandelten aufbauend auf den Untersuchungen von Bjerrum und Huder (1957) den Einfluß der Aggregatbildung von Tonen bei unterschiedlichen Wassergehalten und die Bedeutung der Verdichtungsart. Des weiteren beschäftigten sie sich mit dem Einfluß des Sättigungsgrads und eines thixotropen Verhaltens der Tone auf deren Durchlässigkeitsverhalten.

Eine Übersicht über den zum jeweiligen Zeitpunkt vorhandenen Stand der Wissenschaft und Technik im Zusammenhang mit der Prüfung des Durchlässigkeitsverhaltens von mineralischen Dichtungsstoffen geben die state-of-the-art-reports von Olson and Daniel (1981) sowie Daniel (1994). Des weiteren ist in dieser Hinsicht die Arbeit von Horst (1997) zu nennen.

Im Zusammenhang mit dem Einsatz von Dichtungsstoffen in Deponiebasisabdichtungen wurden in diversen Untersuchungen die Auswirkungen einer Beaufschlagung von organischen und anorganischen Lösungen auf deren Durchlässigkeitsverhalten untersucht (Reuter, 1988; Fernandez, F. and Quigley, R.M., 1985; Foreman; D.E. and Daniel, D.E., 1986). Hierbei wurden zumeist Durchlässigkeitsversuche mit verschiedenen chemischen Lösungen durchgeführt, wobei die Versuchsböden zuvor mit Wasser gesättigt worden waren. In den meisten Fällen wurden keine nennenswerten, d.h. schädlichen Erhöhungen der Durchlässigkeit festgestellt. Zu diesen Ergebnissen ist aber zu vermerken, daß die Beaufschlagung mit chemischen Lösungen im wassergesättigten Zustand im Hinblick auf die Dichtungswirksamkeit des Bodens günstig ist. Sollte also in-situ dieser gesättigte Zustand nicht gegeben sein, sind solche Versuche nicht repräsentativ und liegen hinsichtlich ihrer Aussagekraft auf der unsicheren Seite.

### 3.2 Hydraulischer Gradient

Die Grundlage für die Beschreibung des Durchlässigkeitsverhaltens mineralischer Dichtungsstoffe und Böden bildet das in Abschnitt 2 aufgezeigte Gesetz von Darcy (1856). Diese Gesetzmäßigkeit hatte Darcy aus Durchlässigkeitsversuchen mit enggestuften Sanden abgeleitet. Diese sind durch einheitliche Porenvolumina und -größen gekennzeichnet. Zudem spielen etwaige Quellerscheinungen keine Rolle.

Seitdem Durchlässigkeitsversuche mit bindigen Böden ausgeführt werden, wird auch die Gültigkeit des Darcy- Gesetzes bei kleinen hydraulischen Druckhöhen diskutiert. Beispielhaft für die Behandlung dieses Themenkomplexes, der auch bei den eigenen Untersuchungen näher verfolgt wurde (siehe Abschnitt 5.4), sind die Arbeiten bzw. Betrachtungen von Mitchell and Younger (1967), Gabener (1983), Harrop-Williams (1985) sowie Schildknecht und Schneider (1987) zu nennen. Obgleich immer wieder Abweichungen vom Darcy-Gesetz festgestellt wurden, so waren sie doch nicht systematisch. Die Autoren kamen überwiegend zu dem Schluß, daß gerade im Bereich kleiner hydraulischer Gradienten die gewählte Versuchstechnik mit den jeweiligen Versuchsrandbedingungen eine entscheidende Bedeutung erhält, da die Fehlerbeträge in der Größenordnung der Meßwerte liegen.

9

Eine zumindest im deutschsprachigen Raum vielbeachtete Arbeit stellt die Arbeit von Gabener (1983) dar, der in seinen Untersuchungen wohl keinen strömungslosen Bereich in Abhängigkeit von hydraulischen Gradienten, jedoch einen nichtlinearen Bereich feststellte. Dies führte in Regelwerken zu der Empfehlung (Jessberger; 1997), bei Durchlässigkeitsversuchen mit mineralischen Abdichtungsmaterialien mit einem hydraulischen Gradienten von i = 30 zu arbeiten, da man davon ausging, daß dann eine lineare Beziehung zwischen dem hydraulischen Gradienten und dem Durchlässigkeitsbeiwert gegeben ist und somit auf der sicheren Seite liegend der maximale Durchlässigkeitsbeiwert k ermittelt wird.

Diese Nichtlinearität kann aber anhand der internationalen Literatur nicht bestätigt werden. Auch Degen (1994) stellte in seinen Untersuchungen fest, daß Grenz- oder Anfangsgradienten selbst bei ausgeprägt plastischen Tonen nicht existieren. Aus diesen Gründen ist es nicht gerechtfertigt, den Ansatz einer Nichtlinearität oder gar eines strömungslosen Bereichs in Dimensionierungsverfahren für mineralische Abdichtungen eingehen zu lassen.

#### 3.3 Wassergehalt und Verdichtungsgrad des Bodens

Als Einbaubedingungen des Bodens sind der Einbauwassergehalt und der Verdichtungsgrad, d.h. die auf die Proctordichte bezogene Trockendichte, zu betrachten. Die Einbauanforderungen mineralischer Dichtungsschichten orientieren sich, wie im Erdbau üblich, am Proctorversuch (DIN 18127). Der wesentliche Unterschied zum sonstigen Erdbau ergibt sich aus der Notwendigkeit der Verdichtung des Bodens bei einem Wassergehalt, der i.d.R. ca. 2 % über dem Proctorwassergehalt liegt. Bei diesem Wassergehalt werden die geringsten Durchlässigkeiten des Bodens festgestellt (Lambe, 1954; Bjerrum und Huder, 1957; Mitchell et al., 1965; Harrop-Williams, 1985).

Die Untersuchungen von Muradi (1977) zeigten, daß eine Ableitung der Durchlässigkeit eines bindigen Bodens von dessen Porenanteil nicht zulässig ist. Ein Boden, der mit einem Wassergehalt unterhalb des Proctorwassergehalts verdichtet worden ist, weist eine erheblich höhere Durchlässigkeit auf, als wenn dieser Boden mit einem Wassergehalt über dem Proctorwassergehalt verdichtet wird. In Abbildung 2 sind die Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit vom Einbauwassergehalt für unterschiedliche Verdichtungsarbeiten aufgetragen.



Abb. 2: Durchlässigkeitsbeiwerte und Einbaudichten eines Lößlehms in Abhängigkeit vom Einbauwassergehalt bei unterschiedlichen Verdichtungsarbeiten (Muradi; 1977)

Die starke Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwerts mit zunehmenden Wassergehalt ist vornehmlich auf die Veränderungen der Bodenstruktur/-aggregate zurückzuführen. Während bei einem Wassergehalt unterhalb des Proctorwassergehalts noch eine Krümelstruktur gegeben ist, die auch beim Verdichtungsvorgang weitgehend erhalten bleibt und daher Makroporen bestehen läßt, werden diese Krümel mit zunehmenden Wassergehalt und damit mit abnehmender Konsistenz verformungswilliger und richten sich normal zur Verdichtungsrichtung aus, die zumindest bei Dichtungselementen für den Grundwasserschutz der Durchströmungsrichtung entspricht. Durch diese Verformungen werden auch die Makroporen beseitigt, so daß sich eine deutlich geringere Durchlässigkeit des Materials einstellt. Aus diesem Grunde ist ein Unterschied der Durchlässigkeit in vertikaler Richtung, die gleich der Verdichtungsrichtung ist, und in horizontaler Richtung zu erwarten.

Für Einbaubedingungen im Bereich des trockenen Astes der Proctorkurve wiesen Mitchell and Younger (1967) auf die Gefahr einer Mobilisierung von Feinteilchen im Durchlässigkeitsversuch hin, die zu einer Fehlinterpretation der Meßergebnisse führen können (siehe auch Abschnitt 5.5).

11

Die Verdichtungsart bzw. -methode, stampfend, knetend oder statisch, hat entsprechend den Untersuchungen von Dunn and Mitchell (1984) nur einen untergeordneten Einfluß, wobei nach deren Aussagen eine statische Verdichtungsmethode zur Herstellung von Laborprüfkörpern den Verhältnissen im Felde am nächsten kommt.

## 3.4 Beschreibung von Sättigungsvorgängen

Untersuchungen zur Sättigung hatten bisher im wesentlichen zwei Zielrichtungen verfolgt. Zum einen bezogen sie sich auf die Frage nach dem für eine vollständige Sättigung des Prüfkörpers mit Wasser erforderlichen Sättigungsdruck und zum anderen nach der erforderlichen Sättigungsdauer. Der Sättigungsdruck, der auch als back pressure bezeichnet wird und im wesentlichen im Zusammenhang mit dem dreiachsialen Druckversuch (siehe z.B. Skempton; 1954) bekannt ist, ist als ein Porenwasserdruck in einem Prüfkörper während des Durchlässigkeitsversuchs zu verstehen. Die Aufbringung eines Sättigungsdrucks erfordert daher auch Druckzellen, die denen des dreiachsialen Druckversuchs sehr ähnlich sind. Zum Erhalt eines gewünschten effektiven Spannungszustandes wird während eines Durchlässigkeitsversuchs eine um die effektive Spannung erhöhter Zellendruck aufgebracht. Die bei konventionellen Durchlässigkeitsversuchen üblicherweise isotrope effektive Spannung bewirkt das Andrücken der Gummimembran an die Wandung des Prüfkörpers, so daß Randumläufigkeiten während des Versuchs verhindert werden.

Erste Untersuchungen stammen von Bjerrum und Huder (1957), die zeigten, daß ab einem Sättigungsdruck von ca. 500 kPa (5 bar) keine Veränderungen des Durchlässigkeitsbeiwerts mehr festgestellt wurden (siehe Abb. 3). Die Unterschiede bei den Versuchen mit und ohne Sättigungsdruck lagen etwa beim Faktor 5, wobei der untersuchte tonige Sand Durchlässigkeitsbeiwerte in Abhängigkeit von den Einbaubedingungen und dem Sättigungsdruck von  $3 \cdot 10^{-9}$  bis  $1 \cdot 10^{-7}$  m/s aufwies.

Untersuchungen von Dunn and Mitchell (1984) sowie Zimnie et al. (1981) bestätigten diese Ergebnisse. Die diesbezüglichen Böden wiesen Durchlässigkeitsbeiwerte von  $1 \cdot 10^{-9}$  bis  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s auf, lagen also damit in der Größenordnung der heute für mineralische Deponieabdichtungen geforderten Werte.



Abb. 3: Durchlässigkeitsbeiwert in Abhängigkeit vom Sättigungsdruck (Pore Pressure) (Bjerrum und Huder; 1957)

Dagegen sind keine Untersuchungen bekannt, die als Zielrichtung die meßtechnische Erfassung des Sättigungsvorgangs verfolgen. Gerade im Hinblick auf die durch die erforderliche Sättigung bedingten langen Versuchsdauern bei Durchlässigkeitsversuchen an mineralischen Dichtungsstoffen wird hier auf wichtige Informationen verzichtet. Auch die Untersuchungen von Dunn and Mitchell (1984) beziehen sich nur auf die Frage einer möglichen Verkürzung des Sättigungsprozesses. Sie stellen dabei fest, daß es am günstigsten ist, mit dem Sättigungsdruck auch einen hydraulischen Gradienten einzustellen, was gerade hinsichtlich der Entlüftung des Probekörpers vorteilhaft ist. Die vollständige Sättigung eines Probekörpers läßt sich anhand der Messung des Porenwasserdruckkoeffizienten B nach Skempton (1954) verifizieren.

## 3.5 Durchlässigkeit gegenüber organischen und anorganischen Lösungen

Das Durchlässigkeitsverhalten mineralischer Dichtungsstoffe gegenüber organischen oder anorganischen Lösungen wird neben den bodenphysikalischen Eigenschaften von der Viskosität, der Dielektrizitätskonstanten und der Dichte der jeweiligen Lösung bestimmt. Die Dichte spielt dabei insofern eine besondere Rolle, indem das Wasser in einem wassergesättigten Boden erst einmal durch eine andere Flüssigkeit verdrängt werden muß. Dies bedeutet, das Lösungen, die eine kleinere Dichte als Wasser haben, das Wasser nur verdrängen können, wenn ein entsprechend größerer Gradient gegeben ist.

Die Untersuchungen zur Durchlässigkeit gegenüber organischen und anorganischen Lösungen können grob in zwei Gruppen unterteilt werden. Einerseits sind dies die Durchlässigkeitsversuche mit wassergesättigten Prüfkörpern (siehe Abschnitt 3.1). Andererseits sind dies die sogenannten Batch-Versuche, bei denen der Prüfkörper bereits mit der zu untersuchenden Lösung als Porenlösung aufbereitet wird und dann untersucht wird, inwieweit der Durchlässigkeitsbeiwert selbst oder die diesen Wert bestimmenden bodenmechanischen Eigenschaften verändert werden.

Die letztgenannte Versuchsgruppe beinhaltet eine Idealisierung, die keinesfalls den in-situ-Bedingungen eines mineralischen Dichtungsstoffes entspricht, so daß derartige Versuche insbesondere dafür dienlich sein können, abschätzen zu können, wie ein bestimmtes mineralisches Material mit einem chemischen Stoff reagiert.

Die erstgenannte Gruppe kommt den in-situ-Bedingungen näher, setzt aber eine weitgehende Sättigung des Dichtungsstoffs voraus, die nicht in jedem Fall gegeben sein muß. Mit abnehmender Sättigung, d.h. mit abnehmenden Wassergehalt steigt die Durchlässigkeit eines mineralischen Dichtungsstoffs durch die Bildung anderer Aggregate stark an (siehe Abschnitte 3.3 und 5.3), was durch verschiedene Lösungen oder Flüssigkeiten aufgrund der gegenüber Wasser veränderten Eigenschaften noch verstärkt werden kann.

# 4 Versuchstechnik und diesbezügliche Entwicklungen

## 4.1 Allgemeines

Betrachtungen zu den versuchstechnischen Randbedingungen bei Durchlässigkeitsversuchen mit bindigen Böden von Boynton und Daniel (1985), Daniel et al (1985) sowie Day and Daniel (1985) zeigten die zahlreichen Parameter, die dabei eingehen, von denen nachfolgend die wichtigsten genannt sind:

- starre oder flexible Wandung,
- Messung der ein- und ausströmenden Wassermengen,
- erreichbarer Sättigungsgrad,
- hydraulischer Gradient,
- fallende oder konstante Druckhöhe,
- Spannungszustand des Pr

  üfk

  örpers,
- Prüfflüssigkeit.

In den angelsächsischen Ländern hat sich im Hinblick auf die Versuchstechnik der Durchlässigkeitsversuch in der Druckzelle (flexible Wandung) durchgesetzt, wobei die Versuche im Regelfall mit einem Sättigungsdruck zur Erzielung einer vollständigen Sättigung und mit konstanter Druckhöhe durchgeführt werden. Im folgenden werden aber noch Besonderheiten der einzelnen versuchs- technischen Randbedingungen behandelt. Dagegen ist dieser Standard im deutschsprachigem Raum noch nicht erreicht, wie die Überblicke über vornehmlich in Deutschland benutzte Versuchstechniken nach Gabener (1983) und Horst (1997) zeigen. Dies wird auch durch die diesbezügliche Versuchsnorm DIN 18 130 (Ausgabe 1989) belegt, die verschiedene Versuchstechniken auch zur Prüfung mineralischer Dichtungsstoffe mehr oder minder gleichrangig zuläßt, obgleich im Hinblick auf die Qualität der Versuchsergebnisse deutliche Unterschiede gegeben sind.

# 4.2 Kompressions-Durchlässigkeitsgerät und Geräte mit ähnlichen Versuchsprinzip

Das Kompressions-Durchlässigkeitsgerät entspricht dem Aufbau eines Ödometers, wobei durch Aufbringung einer Wassersäule in einem Standrohr an der Einströmseite eine Durchströmung des Prüfkörpers von unten nach oben erreicht wird (siehe Abb. 4). Der Wasserspiegel an der Unterwasser- bzw. Ausströmseite ist durch den Wasserstand im Ring des Ödometerstempels gekennzeichnet.

Durch die Durchströmung von unten nach oben steht der Prüfkörper unter Auftrieb, so dass über den Ödometerstempel stets eine Auflast aufzubringen ist, die größer als die eingestellte Druckhöhe sein muß, um die erforderliche Auftriebssicherheit sicherstellen zu können.



Abb. 4: Kompressions- Durchlässigkeitsgerät nach DIN 18 130 (1996)

Da in den meisten Fällen eine Verdichtung des Probenmaterials direkt in das Ödometer nicht möglich ist, entsteht entlang der starren Wandung des Ödometers a priori eine bevorzugte Wasserwegigkeit, also eine Randumläufigkeit. Soweit kein Verguß dieses Randspaltes vorgenommen wird (siehe z.B. Reuter; 1988), muß die Auflast so groß gewählt werden, daß der Prüfkörper in der Art an die Wandung (Ödometerring) gedrückt wird, dass Randumläufigkeiten verhindert werden können.

Versuche von Reitberger (1986) zeigten, dass zur Unterbindung von Randumläufigkeiten je nach Steifigkeit des Prüfkörpers Auflasten von mindestens 50 bis 100 kPa aufzubringen sind. Erschwerend kommt bei dieser Versuchstechnik hinzu, dass geringste Randumläufigkeiten bei den sehr niedrigen Durchlässigkeitsbeiwerten der zu prüfenden Dichtungsstoffe nicht erkennbar sind, so dass man bei erhöhten Durchlässigkeiten unschlüssig ist, ob dies auf Randumläufigkeiten zurückzuführen oder tatsächlich charakteristisch für den Prüfkörper ist.

Weiterhin zeigte sich im Zuge der Versuchsreihen, über die Floss und Heyer (1990) berichteten, dass bei Anwendung dieser Versuchstechnik zum einen die Versuchsergebnisse stark streuten und zum anderen stets nichtlineare Beziehungen zwischen der Filtergeschwindigkeit und dem hydraulischen Gradienten i, also keine konstanten Durchlässigkeitsbeiwerte, ermittelt wurden (siehe Abb. 5).



Abb. 5: Durchlässigkeitsbeiwert k in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten i bei aufeinander folgenden Meßzyklen eines Versuchs im KD-Gerät

Wie mit den weiteren Untersuchungen, die im Abschnitt 5 beschrieben sind, gezeigt werden kann, bewirkt eine Veränderung des hydraulischen Gradienten stets eine Änderung der

17

Porenwasserdruckverhältnisse, die im Prüfkörper Entwässerungs- (Konsolidierungs-) oder Wasseraufnahme- (Schwell-) Prozesse auslösen, die die Durchströmung des Prüfkörpers infolge eines auferlegten Druckgefälles überlagern. Durchlässigkeitsversuche im KD-Gerät werden mit fallender Druckhöhe durchgeführt, was zur Folge hat, dass sich der Porenwasserdruck an der Einströmseite des Prüfkörpers kontinuierlich verkleinert und damit sich die effektiven Spannungen vergrößern, was wiederum Konsolidierungserscheinungen auslöst, die durch eine Entwässerung des Prüfkörpers gekennzeichnet sind (s. Abschn. 4.3). Dieser Prozess ist der Durchströmung infolge der auferlegten Druckhöhe entgegengerichtet, so dass in der Bilanz, wie in Abb. 5 erkennbar, scheinbar geringere Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt werden.

Aufgrund dieser Darlegungen ist festzustellen, dass das KD-Gerät für die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts sehr schwach durchlässiger Dichtungsstoffe und für Untersuchungen, ob eine Nichtlinearität in Abweichung zum Gesetz nach Darcy existiert, ungeeignet ist

#### 4.3 Durchlässigkeitsversuche mit veränderlichem Druckgefälle

Durchlässigkeitsversuche mit veränderlichem Druckgefälle sind im Vergleich zu Versuchen mit konstantem Druckgefälle insbesondere aufgrund der gerätetechnischen Abmessungen mit geringerem Aufwand verbunden und werden daher häufig eingesetzt. Da bei derartigen Versuchen die Druckhöhe und damit der hydraulische Gradient keine Konstante, sondern eine Funktion der Zeit ist, ergibt sich im allgemeinen Fall für die Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwerts eine Differentialgleichung, die nach Integration die Lösung gemäß Gleichung 3 hat, wobei darin die Gültigkeit des Gesetzes nach Darcy vorausgesetzt ist. Die formelmäßige Ableitung kann der Anlage 1 entnommen werden.

$$k = \frac{1}{\frac{1}{d_1^2} + \frac{1}{d_2^2}} \cdot \frac{l}{D^2 \cdot t} \cdot \ln \frac{\Delta h_{t_1}}{\Delta h_{t_2}}$$
(Gleichung 3)

Die vorgenannte Formel gilt für den allgemeinen Fall, dass im Durchlässigkeitsversuch das Wasser aus einem Standrohr mit dem Durchmesser  $d_1$  durch den Prüfkörper mit dem Durchmesser D (Querschnittsfläche A) und der Dicke l in ein zweites Standrohr auf der Auslaufseite mit dem Durchmesser  $d_2$  strömt. Für den üblichen Fall, dass beide Standrohre den selben Durchmesser d und damit die gleiche Querschnittsfläche a haben, vereinfacht sich die obige Formel zu:

$$k = \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{A} \cdot \frac{l}{t} \cdot \ln \frac{\Delta h_n}{\Delta h_2}$$
 (Gleichung 4)

Für den Sonderfall, daß der unterwasserseitige Wasserspiegel konstant bleibt, wie es beim Kompressions-Durchlässigkeits-Versuch der Fall ist, wird der in der Formel der Durchmesser d<sub>2</sub> unendlich groß, so daß man die allgemein bekannte Formel für die Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwerts k bei fallender Druckhöhe, die auf die Oberkante des Wasserspiegels im Ödometerstempel zu beziehen ist, wie folgt erhält:

$$k = \frac{a}{A} \cdot \frac{l}{t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$
 (Gleichung 5)

Wie im vorigen Abschnitt bereits angesprochen, bedeutet eine Veränderung der Druckhöhe stets auch eine Änderung des Spannungszustandes. Diese Änderungen sind aber bei den verschiedenen Versuchstechniken unterschiedlich. Beim KD-Versuch mit fallender Druckhöhe wirkt die Druckhöhe als Porenwasserdruck an der Einströmseite des Prüfkörpers, der über die Probenhöhe abgebaut wird. Dieser Porenwasserdruck wirkt dabei der statischen Auflast beim Versuch entgegen, daß heißt, daß die effektive Spannung der um diesen Porenwasserdruck abgeminderten totalen äußerlich aufgebrachten Spannung entspricht. Nimmt nun wie im Durchlässigkeitsversuch die Druckhöhe mit der Zeit ab, verändert sich auch der effektive Spannungszustand in der Form, daß infolge der Abnahme des Porenwasserdrucks die effektive Spannung steigt. Dies bedingt, daß der Prüfkörper konsolidiert, d.h. entwässern möchte. Dieser Entwässerungsvorgang erfolgt jedoch an der Einströmseite entgegen der Strömungsrichtung, so daß die einströmenden Wassermengen geringer werden.

Quantitative Aussagen über die Auswirkungen solcher Änderungen des hydraulischen Gradienten erlauben die Untersuchungen, deren Ergebnisse in Abschnitt 5.4 zusammengestellt sind. In qualitativer Hinsicht läßt sich jedoch feststellen, daß die Ausprägung solcher Konsolidierungsvorgänge auf die Messung der Durchlässigkeit von der Steifigkeit des Dichtungsstoffes und damit vom Vorbelastungszustand infolge der Herstellung der diesbezüglichen Prüfkörper abhängig ist, im besonderen aber von der Durchlässigkeit des

Dichtungsstoffes bestimmt wird. So wird auch das Ergebnis von derartigen Untersuchungen erklärbar, daß sich keine lineare Beziehung zwischen der Druckhöhe und dem Durchlässigkeitsbeiwert ergibt und mit abnehmender Durchlässigkeit die Ausprägung der Nichtlinearität zunimmt. Die Nichtlineariät entsteht also bei KD-Versuchen mit fallender Druckhöhe aus einer Überlagerung der Durchströmung mit einer durch die Konsolidierung bedingten Entwässerung des Prüfkörpers.

#### 4.4 Durchlässigkeitsversuch mit konstantem Druckgefälle

Nach den Vorbetrachtungen waren für die Entwicklung eines Durchlässigkeitsversuchsgerätes am Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München die folgenden Grundprinzipien einzuhalten:

- flexible Wandung zur Vermeidung von Randumläufigkeiten,
- Messung der ein- und ausströmenden Wassermengen,
- eindeutige Versuchsergebnisse bis ca. i = 1 und  $k = 1 \cdot 10^{-12}$  m/s,
- Aufbringen eines Sättigungsdrucks (back pressure),
- exakte kontinuierliche Messung der Wassermengen in kalibrierten Glaskapillaren und
- Erfassung des Sättigungsvorgangs.

Mit diesen Vorgaben wurden zwei komplexere Versuchsstände und ein einfacherer Versuchsstand für je zwei zu untersuchende Prüfkörper konzipiert und gebaut. Einen Überblick über den Versuchsstand gibt die Abb. 6. Weitere Details zu den Wasservorratsbehältern, den Druckzellen, den Schalttafeln und der Luftblasenmeßeinrichtung sind den Bildern auf den Blättern 1 und 2 der Anlage 2 zu entnehmen.

Weiterhin ist der Anlage 2, Blatt 3 das Fließschema zu entnehmen. Darin sind die verschiedenen Leitungsführungen besonders gekennzeichnet. Der größte Druck herrscht in den Druckluftleitungen, die zu den Druckzellen sowie zur Meßeinrichtung führen. Diese Leitungsführungen sind dunkel gehalten. Druckluftleitungen, in denen der Sättigungsdruck eingestellt ist, sind mit einer Schraffur unterlegt. Die mit Wasser gefüllten Leitungen sind ohne besondere Kennzeichnung angelegt.



Abb. 6: Versuchsstand zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts sehr schwach durchlässiger Dichtungsstoffe

Durch die Messung der ein- und ausströmenden Wassermengen kann die Sättigung des Prüfkörpers verfolgt und auch quantifiziert werden sowie insbesondere festgestellt werden, wann diese abgeschlossen ist. Die Messung erfolgt indirekt über das Fortschreiten einer Luftblase in kalibrierten Glaskapillaren mit einem Innendurchmesser von ca. 1,8 mm. Die Luftblasen werden gezielt über Nadelventile und Drei-Wege-Hähne in diese Kapillaren eingeimpft und am Ende des Strömungsweges entlüftet. Die Luftleitung für diese Luftblasen hat dabei den gleichen Druck wie der Zellendruck, so daß ein gegenüber dem im Durchflußsystem herrschenden Sättigungsdruck erhöhter Druck ansteht. Die beschriebene Meßeinrichtung hat sich gegenüber anderen diesbezüglichen Einrichtungen bewährt. Sie ist in Abb. 7 skizziert.

Die Messung der einströmenden Wassermenge erfolgt mit der unteren, die der ausströmenden mit der oberen Meßeinrichtung, wobei auf eine Besonderheit aufgrund der Fehlergefahr besonders hinzuweisen ist. Soll die Luftblase entlüftet werden, wird der Absperrhahn AS 2 geschlossen und dann zur Entlüftung der Absperrhahn AS 1 geöffnet, wobei das Nadelventil NV 2 als Drosselventil wirkt. Beim Meßsysteme für die einströmende Wassermenge ergibt sich damit ein direkter Strömungsweg vom Oberwasserbehälter durch die Kapillare in den freien Auslauf. Der Prüfkörper bleibt von der Druckänderung unbeeinflußt. Dagegen muß beim Meßsystem für die ausströmende Wassermenge darauf geachtet werden, dass beim Entlüftungsvorgang der Drei-Wege-Hahn D3 auf die Oberwasserwasserbehälter geschaltet ist. Ansonsten würde der Sättigungsdruck an der Unterwasserseite des Prüfkörpers schlagartig abfallen und damit eine heftige Konsolidierung auslösen, die den Prüfkörper im weiteren unbrauchbar machen würde.



#### Abb. 7: Skizze der Luftblasenmeßeinrichtung

Für die Einstellung der Druckhöhendifferenz wurde ein konventionelles System aus je einen Ober- und Unterwasserbehälter gewählt, wobei letzterer höhenverstellbar ist. Eine Regelung über Druckluftregler zeigte sich insbesondere bei der Einstellung sehr kleiner Gradienten als zu ungenau. Dies ist auf die großen Druckunterschiede zwischen dem Sättigungsdruck in der Größenordnung von 300 bis 900 kPa einerseits und dem für die Durchströmung hydraulisch wirksamen Druck andererseits, der bei Gradienten von 1 bis 30 je nach Probenhöhe in der Größenordnung von 0,5 bis 30 kPa liegt, zurückzuführen.

# 4.5 Einfluss der Aufbereitung und Krümelstruktur der Böden auf die Durchlässigkeit

Bei Grundsatzuntersuchungen zum Durchlässigkeitsverhalten ist man bestrebt, möglichst homogene Prüfkörper zu untersuchen. Daher ist es häufig üblich, bei feinkörnigen Versuchsmaterialien diese bei der Fließgrenze aufzubereiten und anschließend zu konsolidieren (z.B. Gabener; 1983). Damit werden homogene Prüfkörper erzielt, die sich in ihrem hydraulischen Eigenschaften jedoch anders verhalten als künstlich verdichtete Prüfkörper. Dies zeigten Olsen (1962) sowie Mitchell et al (1965) in ihren Untersuchungen.

Die vorgenannten Veröffentlichungen wie auch die diesbezüglichen Untersuchungen von Floss und Heyer (1990) zeigten, daß erhebliche Unterschiede zwischen diesen Aufbereitungsarten bestehen. Bei gleichen Wassergehalten ca. zwei Prozent über dem Proctorwassergehalt des jeweiligen Bodens zeigten sich bei Floss und Heyer (1990) bei den Ergebnissen der Durchlässigkeitsversuche Unterschiede von einer Zehnerpotenz. Die mit bei der Fließgrenze aufbereiteten Material hergestellten Prüfkörper waren dabei aufgrund ihrer Homogenstruktur deutlich weniger durchlässig. Dagegen zeigten die künstlich verdichteten Prüfkörper eine Aggregatstruktur, die mit einer Ausbildung von Makroporen verbunden ist, deren Verbindungen bevorzugte Wasserwegigkeiten darstellen, die für die deutlich erhöhte Durchlässigkeit verantwortlich sind.

Es wird im folgenden stets der Begriff "Aggregat" verwandt. Er ist von der Bedeutung her identisch mit den in der Literatur auch gebräuchlichen Begriffen "Bodenkrümel" oder "Pseudokorn".

Je geringer der Wassergehalt ist, desto steifer und verformungsunwilliger sind die Aggregate und umso ausgeprägter ist die strömungswirksame Makroporenstruktur. Die Durchlässigkeitsentwicklung in Abhängigkeit vom Wassergehalt ist also auf die Veränderung der Konsistenz und damit der Steifigkeit der Aggregate zurückzuführen (siehe auch Abschnitt 3.3).

Die vorgenannten Erscheinungen lassen prinzipiell erwarten, daß die Durchlässigkeit auch von der Aggregatgröße und der dementsprechenden Makroporengröße abhängig sein kann. Voruntersuchungen mit dem in Abschnitt 5.2 angegebenen Versuchsboden GW 1, bei denen die Aggregatgröße zwischen 3 und 10 mm variiert wurde, zeigten hierzu aber keine signifikanten Unterschiede.

## 4.6 Versuchsmedien

Das Durchlässigkeitsverhalten von mineralischen Dichtungsstoffen wird im weiteren auch von der Prüfflüssigkeit bestimmt. Gegenüber dem üblichen Prüfmedium Wasser unterscheiden sie sich in ihren physikalischen und chemischen Eigenschaften.

Die physikalischen Eigenschaften betreffen insbesondere die Viskosität und die Dichte der Flüssigkeit. Die Viskosität kann rechnerisch bei der Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwerts nach Darcy entsprechend der in DIN 18130 angegebenen Temperaturkorrektur berücksichtigt werden. Die unterschiedliche Dichte eines Prüfmediums kann über den hydraulischen Gradienten in die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts eingehen. Im Falle von Prüfmedien, die leichter als das Wasser sind, mit dem ein Boden gesättigt ist, muß zunächst die hydraulisch wirksame Druckhöhe mindestens so groß wie der Dichteunterschied der beiden Flüssigkeiten sein, um die leichtere Flüssigkeit verdrängen und eine Durchströmung initiieren zu können.

Die chemischen Eigenschaften des Prüfmediums haben insbesondere in der Hinsicht einen bedeutsamen Einfluß auf das Durchlässigkeitsverhalten, indem sie sich in der Dielektrizitätskonstanten von Wasser unterscheiden, wodurch indirekt gekennzeichnet ist, inwieweit ein Boden mit dem Prüfmedien überhaupt quellen kann. Im gegenteiligen Effekt kann das Prüfmedium auch Schrumpfungsprozesse auslösen, die zu einer Rißbildung und damit zu einer Erhöhung der Durchlässigkeit führen.

Wenn also ein Prüfmedium vom Boden im Sinne eines Quellprozesses nicht aufgenommen wird, gleichzeitig aber eine höhere Dichte als Wasser aufweist, kann der Boden als mineralischer Dichtungsstoff nicht wirksam werden, was beispielsweise bei chlorierten Kohlenwasserstoffen der Fall ist.

Entscheidend für das Durchlässigkeitsverhalten des mineralischen Dichtungsstoff ist der Wassergehalt und der Sättigungsgrad bzw. der Luftporenanteil, der bei Beaufschlagung des Dichtungsstoffs mit dem jeweiligen Prüfmedium gegeben ist. Untersuchungen von Reuter (1988) an wassergesättigten Prüfkörpern zeigten, daß unter diesen Bedingungen keine erheblichen Einflüsse auf das Durchlässigkeitsverhalten feststellbar sind. Dagegen zeigten die Untersuchungen von Hasenpatt (1988), daß bei Herstellung der Prüfkörper mit dem Prüfmedium als Porenflüssigkeit erhebliche Beeinträchtigungen der Dichtigkeit eintreten.

Da beide Versuchsrandbedingungen die Realität oberflächennaher mineralischer Dichtungsstoffe nicht treffen, mußte zunächst festgestellt werden, wie der Sättigungsverlauf eines solchen Stoffes, und zwar mit dem Prüfmedium Wasser überhaupt ausschaut (siehe Abschnitt 6). In den eigenen Untersuchungen wurde durchgehend mit entlüfteten Leitungswasser gearbeitet. Während die Erfordernis einer Entlüftung nicht umstritten ist, steht derzeit noch im Raum, ob destilliertes Wasser zu verwenden ist.

Wie die Untersuchungen von Olson und Daniel (1981) sowie von Dunn und Mitchell (1984) zeigten, ist destilliertes Wasser im Gegensatz zum eigentlichen Ziel durch sein Defizit an Mineralien chemisch eher aggressiv. Die genannten Untersuchungen zeigten ebenfalls, daß mit entlüftetem Leitungswasser höhere Durchlässigkeitsbeiwerte festgestellt wurden als mit entlüftetem und destilliertem Wasser. In den eigenen Untersuchungen wurde daher stets entlüftetes Leitungswasser verwendet.

Bei der Entlüftung des Leitungswassers können zwei Phasen unterschieden werden. In der ersten Phase wird das Wasser entsprechend der in DIN 18130 angegebenen Methode über eine Versickerung in einem mit Sand und einem Geotextil ausgelegten Becken entlüftet. Wie sich im Zusammenhang mit anderen hydraulischen Versuchsreihen zum Filterverhalten von Geotextilien und mineralischen Stoffen zeigte, ist diese Entlüftungsmethode wenig effektiv. Sie ist eigentlich nur einsetzbar, wenn große Wassermengen benötigt werden. Zur Erzielung besserer Entlüftungsgrade empfiehlt es sich, das Wasser über Behältnisse, die an eine Vakuumpumpe angeschlossen sind, zu entlüften.

Bei Durchlässigkeitsversuchen, die mit einem Sättigungsdruck durchgeführt werden, hat man den Vorteil, daß mit diesem Sättigungsdruck nicht nur eine Komprimierung und Lösung der im Prüfkörper enthaltenen Luft, sondern auch der im Wasser enthaltenen Luftbläschen bedingt wird. Damit kann von einer zweiten Phase der Entlüftung ausgegangen werden, die jedoch aufgrund von Versuchserfahrungen nur eingeschränkt wirksam ist und in jedem Fall eine Vorentlüftung größerer Lufteinschlüsse gemäß der beschriebenen ersten Phase bedarf.

# 5 Untersuchungen zur Durchlässigkeit von Tonen im gesättigten Zustand

#### 5.1 Zielsetzung

Deponiebau haben Verkehrswegebau Grundwasserschutz und im die Im zum Oberflächenabdichtungen zunehmend an Bedeutung gewonnen. Obgleich bei solchen oberflächennahen Abdichtungen häufig auch teilgesättigte Bedingungen vorkommen dürften, galt es in bezug auf die Durchlässigkeitseigenschaften im gesättigten Zustand festzustellen, welche Böden in Abhängigkeit von den jeweilig an die Dichtungswirksamkeit zu stellenden Anforderungen noch einsetzbar und welche Einbaubedingungen, das sind die Einbaudichte und der Einbauwassergehalt, in dieser Hinsicht sicherzustellen sind. Die Berücksichtigung gesättigter Bedingungen und die Durchführung diesbezüglicher Versuchsreihen war auch vor dem Hintergrund zu sehen, daß die maßgebliche Anforderung für die Dichtungswirksamkeit eines Oberflächenabdichtungselements sich ausschließlich auf die Vorgabe eines Durchlässigkeitsbeiwerts bezieht, der sich wiederum aus einem gesättigten Zustand des zu prüfenden Dichtungsstoffs ableitet.

Aus den Untersuchungen von Muradi (1977) sowie den weiteren in Abschnitt 3.3 enthaltenen Darlegungen ist bekannt, daß der Durchlässigkeitsbeiwert mit Zunahme des Wassergehalts abfällt. Es war daher zu prüfen, welche Böden entsprechend den Bodengruppen nach DIN 18196 noch einsetzbar sind und welche Anforderungen an die Einbaubedingungen für solche mineralischen Dichtungsstoffe entsprechend der Tabelle 3 der ZTVE-StB 94 zu stellen sind bzw. ob diese überhaupt hinreichend sind. Hier galt es besonders zu untersuchen, ob der Wassergehalt stets größer als der Proctorwassergehalt sein muß und ein Verdichtungsgrad von 95 % zugelassen werden kann (siehe auch Abb. 9, Punkt C). Bei den Untersuchungen war auch zu berücksichtigen, daß die Anforderungen an den Durchlässigkeitsbeiwert je nach Einsatzgebiet und Sicherheitsbedürfnis sehr unterschiedlich sein können, d. h. zwischen  $k = 1 \cdot 10^{-7}$  m/s und  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s variieren können.

Als zweiter wesentlicher Punkt war nochmals mit der gemäß Abschnitt 4.4 modifizierten Versuchstechnik die Gültigkeit des Gesetzes nach Darcy im Bereich kleiner Gradienten bei den
verschiedenen in Frage kommenden Böden zu überprüfen. Bei den zu betrachtenden oberflächennahen Abdichtungen spielt diese Fragestellung eine exponiertere Rolle, da bei solchen Einsatzgebieten mineralischer Dichtungsstoffe nur geringe Druckhöhen und damit nur sehr geringe hydraulische Gradienten auftreten. Bei Existenz einer nichtlinearen Beziehung zwischen Filtergeschwindigkeit und hydraulischem Gradienten oder gar eines strömungslosen Bereichs könnte von einer vollständigen Dichtigkeit ausgegangen werden, so daß zumindest bei Deponieoberflächenabdichtungssystemen die Notwendigkeit einer Kunststoffdichtungsbahn zu überdenken wäre.

Als dritter Punkt in den Versuchsreihen zur Durchlässigkeit im gesättigten Zustand sollten insbesondere im Zuge der Durchströmung möglicherweise eintretende Feinteilchenmobilisierungen untersucht werden, die in Voruntersuchungen festgestellt worden waren. Hier galt es zu klären, bei welchen Böden unter welchen Einbaubedingungen und bei welchen hydraulischen Gradienten solche Erscheinungen auftreten. Dies sollte zu einer Aussage führen, die Auskunft über die Richtigkeit der Versuchstechnik, aber auch über die prinzipielle Eignung eines Dichtungsstoffes, der zu solchen Erscheinungen neigt, gibt.

# 5.2 Versuchsböden

Als Versuchsböden wurden feinkörnige Böden in Form von leicht über mittel bis ausgeprägt plastische Tone eingesetzt. Schluffe wurden aufgrund der geringen Erosionsstabilität und Kohäsion, was im Hinblick auf die erforderliche Standsicherheit der Dichtungssysteme in Böschungen sehr nachteilig ist, im vorhinein ausgeschlossen. Gemischtkörnige Böden, die für solche mineralischen Dichtungsstoffe ebenso prinzipiell in Frage kommen, wurden zunächst nicht eingesetzt, da durch den grobkörnigen Kornanteil ein Stützkorngerüst entsteht, daß die mechanischen und hydraulischen Eigenschaften eines mineralischen Dichtungsstoffes in jedem Fall positiv beeinflußt. Zu den Besonderheiten bei der Durchlässigkeitsprüfung von gemischtkörnigen Dichtungsmaterialien wird auf Abschnitt 7 verwiesen.

Die eingesetzten feinkörnigen Versuchsböden sind mit ihren maßgeblichen bodenmechanischen Kenngrößen in der nachfolgenden Tabelle 1 zusammengestellt:

27

Boden	1	2	3	4	5	6
Laborbezeichnung	GW 1	GW 7	GW 2	Versuchs- boden 2	GW 5	GW 6
Bodengruppe nach DIN 18196	TL	TM	TA	TA	TA	TA
Korngröße d < 2,0 mm [Masse-%]	98	95	100	100	95	100
Korngröße d < 0,06 mm [Masse-%]	82	80	98	99	76	87
Korngröße d < 0,002 mm[Masse-%]	16	23	32	32	33	41
Fließgrenze w <sub>L</sub> [%]	30,3	43,2	55.2	57,1	52,3	80,0
Ausrollgrenze w <sub>p</sub> [%]	17,7	19,8	26,3	23,6	16.9	28,6
Plastizitätszahl I <sub>P</sub> [%]	12,6	23,4	28,9	33,5	35,4	51.4
Proctorwassergehalt wpr [%]	14,0	18,0	22,4	19,0	18,3	31.2
Proctordichte ppr [g/cm <sup>3</sup> ]	1,83	1,69	1,53	1,75	1,75	1,38
Korndichte p <sub>s</sub> [g/cm <sup>3</sup> ]	2,73	2,68	2,66	2,84	2,74	2,69
Kalkgehalt V <sub>ca</sub>	12,8	0,6	10,0	24,0	45,9	0,7
Glühverlust V <sub>ci</sub>	3,1	3,8	5,2	< 0,1	13,3	4.3
Wasseraufnahmevermögen w <sub>A</sub> [%]	68	nicht bestimmt	nicht bestimmt	94	nicht bestimmt	nicht bestummt

Tab. 1: Bodenmechanische Kenngrößen der Versuchsböden

Die Böden sind entsprechend ihrer Plastizität in der Tabelle gereiht. Ihre Zuordnung im Plastizitätsdiagramm kann der Abb. 8 entnommen werden. Die Hauptuntersuchungen mit den Versuchen im gesättigten Zustand erfolgten schwerpunktmäßig mit dem Boden 1. Bei den weiteren Böden mußte die Versuchsanzahl aufgrund zeitlicher Beschränkungen erheblich reduziert werden. Der in der Bezeichnung herausfallende Versuchsboden 2 wurde vornehmlich für die Untersuchungen zum Sättigungsverhalten, die im Abschnitt 6 näher beschrieben sind, herangezogen. Es handelt sich dabei um einen tertiären Ton aus dem Raum Freising.

Beim Boden 1 handelt es sich um einen weit verbreiteten Lößlehm aus dem Raum Regensburg. Er sollte repräsentativ für die häufig vorkommende Bodengruppe der leicht plastischen Tone stehen, die hinsichtlich ihrer Durchlässigkeitseigenschaften an der Grenze zur Eignung als mineralischer Dichtungsstoff liegen. Die Böden 2 (Raum Koblenz) und 3 (Klei aus dem norddeutschen Küstengebiet) sowie 5 (südliche Schwäbische Alb) und 6 (nördlicher Bereich des Hessischen Berglands) wurden bei konkreten Projekten von Grundwasserschutzmaßnahmen an Straßen aus den fertiggestellten Dichtungselementen entnommen, wobei die drei letztgenannten Böden - alles ausgeprägt plastische Tone - prinzipiell auch als mineralische Dichtungsstoffe für Deponieabdichtungssysteme in Frage kämen.



Abb. 8: Darstellung im Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196

#### 5.3 Durchlässigkeit in Abhängigkeit von den Einbaubedingungen

Die Untersuchungen zu den Einbaubedingungen erfolgten unter Variation des Einbauwassergehalts und der Einbaudichten. Dabei wurden zum einen Einbaubedingungen entlang der Proctorkurve ausgehend bzw. endend bei den beiden einen Verdichtungsgrad von 95 % entsprechenden Grenzwassergehalten variiert, wobei auf der trockenen Seite die Wassergehalte in 2-%-Schritten und auf der nassen Seite der Proctorkurve in 1-%-Schritten verändert wurden. Zum anderen wurde die Einbaudichte entsprechend einem Verdichtungsgrad von 95 % konstant gehalten und die Wassergehalte in den vorgenannten Abständen geändert. Diese Solleinbaubedingungen sind auf der Anlage 3 unter Bezug auf die Proctorkurve des Bodens 1 dargestellt.

Dieses Untersuchungsraster wurde aus Zeitgründen nur mit dem Boden GW 1 vollzogen. Für die weiteren vier Böden wurden nur die charakteristischen Einbaubedingungen entsprechend der nachfolgenden Abb. 9 untersucht. Die Einbaubedingungen gemäß A beschreiben dabei das Proctoroptimum. Die weiteren Einbaubedingungen B bis D beziehen sich auf den Verdichtungsgrad von 95 % unter Variation des Wassergehalts. Der genannte Verdichtungsgrad

29

von 95 % tritt häufig im Zusammenhang mit der Vorgabe von Anforderungen an mineralische Dichtungsstoffe aus feinkörnigen Böden auf und ist vermutlich auf die Verdichtungsanforderungen der ZTVE-StB 76 zurückzuführen, in der dieser Verdichtungsgrad für derartige Bodengruppen vorgegeben wurde. Anhand von Untersuchungen dieser charakteristischen Einbaubedingungen sollte geklärt werden, ob dieser Anforderungswert für mineralische Dichtungsschichten sinnvoll und ausreichend ist.



Abb.: 9: Charakteristische Einbaubedingungen A, B, C und D für die Böden 2, 3, 5 und 6

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche mit dem Boden 1 sind für den hydraulischen Gradienten von i = 10 in Abb. 10 dargestellt. Dabei kennzeichnet der Graph 1 die Einbaubedingungen entlang der Proctorkurve (siehe Anlage 3: 1-8) und der Graph 2 die Einbaubedingungen bei konstantem Verdichtungsgrad  $D_{p_r} = 95$ % (siehe Anlage 3: 1, 9-14, 8).



Abb. 10: Durchlässigkeitsbeiwerte für den Boden 1 in Abhängigkeit vom Wassergehalt und von der Einbaudichte für i = 10

Setzt man beispielsweise voraus, daß bei einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $k < 1 \cdot 10^{-8}$  m/s von einer Dichtungswirksamkeit gesprochen werden kann, erkennt man, daß diese Bedingungen erst bei einem Wassergehalt oberhalb des Proctorwassergehalts erzielt werden können. Dies gilt aber nur unter der Voraussetzung, daß eine Verdichtung entsprechend der Proctorenergie gegeben ist. Ist diese geringer, so erkennt man unter Betrachtung des Graphen 2, daß dieser Durchlässigkeitsbereich später erreicht und auch unzuverlässiger eingehalten wird. Erwartungsgemäß verläuft der Graph 2 mit den geringeren Einbaudichten stets oberhalb vom Graph 1, d.h. die Durchlässigkeitsbeiwerte sind durchwegs höher. Während durch unterschiedliche Einbaudichten Unterschiede beim Durchlässigkeitsbeiwert in der Größenordnung von Faktoren zwischen 2 und 3 gegeben sind, werden im Zuge der Variation des Wassergehalts Unterschiede beim Durchlässigkeitsbeiwert von zwei Zehnerpotenzen festgestellt, d.h. die Konsistenz des Bodens und seiner Aggregate ist für das Durchlässigkeitsverhalten bestimmender als dessen bzw. deren Dichte.

31

dar. Solche Einbaubedingungen sind auszuschließen. Die Verdichtungsqualität sollte im Bereich der Proctorkurve liegen.

Zur Gewährleistung solcher Verdichtungsqualitäten kann als Anforderung der Luftporenanteil eingeführt werden, der sich gemäß Gl. 6 ergibt:

$$n_a = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_w} \left( w + \frac{\rho_w}{\rho_s} \right)$$
 (Gleichung 6)

In dessen rechnerische Ableitung gehen neben der Korndichte des Bodens die Trockendichte, damit auch der Verdichtungsgrad, und eben in bestimmendem Maße mittelbar über den Einbauwassergehalt die Konsistenz des Bodens ein. Aus den vorgenannten Untersuchungsergebnissen läßt sich dabei als Größenordnung ein maximal zulässiger Luftporenanteil für feinkörnige mineralische Dichtungsstoffe von 4 - 6 % ableiten. Als Anhaltspunkt kann der Luftporenanteil herangezogen werden, der sich für das Proctoroptimum des jeweiligen Bodens ergäbe und in jedem Fall zu unterschreiten wäre.

In Abb. 12 wird deutlich, wie sich die Anforderung an einen maximalen Luftporenanteil auf die zulässigen Einbaubedingungen eines Bodens, der als Dichtungsstoff eingesetzt werden soll, auswirkt. Die zulässigen Einbaubedingungen liegen zwischen der z.B.  $n_a = 5 \%$  - Linie und der Sättigungslinie  $S_r = 1,0$ . Damit wird ein für die Dichtungswirksamkeit ausreichend hoher Wassergehalt bei zugleich ausreichender Einbaudichte vorgegeben. In jedem Fall werden aber zu "trockene" Einbaubedingungen ausgeschlossen.

Eine Verringerung des Durchlässigkeitsbeiwerts unter ähnlichen Gesichtspunkten, d.h. Sicherstellung eines ausreichend hohen Wassergehaltes, ist insbesondere dann zu beobachten, wenn der Einbauwassergehalt über der Ausrollgrenze liegt, so daß folgerichtig eine Verdichtung des feinkörnigen mineralischen Abdichtungsmaterials bei steifer Konsistenz zu fordern ist (Floss und Heyer; 1990):

$$0,75 < I_{c} < 1,0$$

Im unteren Konsistenzbereich ist jedoch zu beachten, daß hier der Grenzwassergehalt bezüglich der Einhaltung eines Verdichtungsgrades von 95 % maßgeblich wird, um noch eine Verarbeitbarkeit des Dichtungsstoffes zu erhalten.



Abb. 12: Einbaubedingungen unter Berücksichtigung eines maximal zulässigen Luftporenanteils von 5 % am Beispiel des Bodens 4

# 5.4 Durchlässigkeit in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten

Von Schildknecht und Schneider (1987) und aus den eigenen Untersuchungsreihen, die diese Thematik betrafen (Floss und Heyer; 1990 sowie Heyer; 1991), ist bekannt, daß bei Durchlässigkeitsversuchen die gewählte Versuchstechnik und der Versuchsablauf entscheidend für die Beobachtungen sind. In den eigenen Untersuchungen konnten insbesondere zwei Phänomene nachvollzogen werden, die ursächlich für eine scheinbar nichtlineare Beziehung zwischen der Filtergeschwindigkeit v und dem hydraulischen Gradienten i sein können.

Zum einen sind dies Erosions- und Kolmationserscheinungen, die in Abhängigkeit von der Filterund Strömungsgeschwindigkeit unterschiedlich ausgeprägt sind. Hierzu wird auf den nachfolgenden Abschnitt 5.5 verwiesen. Der weitere Grund sind Veränderungen des







Abb. 17: v-i-Diagramm für den Versuch mit dem Boden 6 (Einbaubedingung B)

Wie den Bildern 13 bis 17 zu entnehmen ist, ist mit einer geradlinigen Interpolation eine hinreichende Genauigkeit erzielbar. Nur für den Boden 3 (s. Abb. 15) läßt sich eine bessere parabelförmige Anpassung ableiten. Hierzu ist aber festzustellen, daß dies ein Approximationsproblem bei der linearen Regression darstellt, indem die höheren Werte für den Verlauf bestimmender sind und damit einen relativ hohen Achsenabschnitt auf der i-Achse von i=2,5 liefern.

Die Versuchsreihen unter Variation der weiteren Einbaubedingungen zeigten durchwegs lineare Abhängigkeiten des hydraulischen Gradienten von der Filtergeschwindigkeiten, wobei nur die Durchlässigkeitsbeiwerte größer waren (Floss und Heyer; 1990).

In Abschnitt 4.3 wurde festgehalten, daß beim KD-Versuch aufgrund der fallenden Druckhöhe im unteren Gradientenbereich von i < 10 nichtlineare Beziehungen zwischen der Filtergeschwindigkeit und dem hydraulischen Gradienten aufgrund der sich ändernden Spannungsverhältnisse zwangsläufig ergeben müssen. Da dieses Gerät keine genauere Quantifizierung dieser Vorgänge erlaubt, wurde mit dem entwickelten Gerät Versuchsreihen durchgeführt, in deren Rahmen geprüft wurde, inwieweit eine Änderung des hydraulischen Gradienten Spannungsänderungen bedingt, die zu Schwell- oder Konsolidierungsvorgängen im Prüfkörper führen.

Vor einer Analyse der diesbezüglichen Versuche werden zunächst in allgemeiner Form die Spannungszustände, wie sie für einen Prüfkörper in diesem Versuchsgerät auftreten, anhand der Skizze in Abb. 18 erläutert.



Abb. 18: Spannungszustand des Prüfkörpers im Durchlässigkeitsversuch

ausgeprägter als die der einströmenden Wassermenge, was folgerichtig ist, weil die Veränderung der Druckhöhe durch Verstellen des Unterwasserbehälters erfolgt und damit die Porenwasserdruckverhältnisse vornehmlich an der Ausströmseite verändert.

Die Abbildung 20 zeigt den Verlauf eines Durchlässigkeitsversuches für einen Prüfkörper, bei dem zunächst eine stufenweise Erhöhung des hydraulischen Gradienten von i = 2,5 über i = 5, in Stufen von i = 5 bis auf i = 30 vorgenommen wurde und dieser anschließend wiederum in den gleichen Stufen verringert wurde. Auch hier sind, wenn auch aufgrund der kleineren Stufen etwas weniger ausgeprägt, die vorgenannten Phänomene zu erkennen.



Abb. 20: Verlauf des aus der ein- bzw. ausströmenden Wassermenge abgeleiteten Durchlässigkeitsbeiwerts k bei stufenweiser Veränderung des hydraulischen Gradienten

Von besonderen Interesse ist die Beobachtung bei diesem Versuch, dasß der rechnerische Durchlässigkeitsbeiwert im Zuge der Steigerung des Gradienten mit jeder Stufe geringfügig abnimmt, dagegen bei Reduzierung desselben konstant bleibt, was im v-i-Diagramm in Abb. 21 dargestellt ist.

Diese Erscheinung kann damit erklärt werden, daß der Prüfkörper mit jeder Gradientenstufe konsolidiert und damit etwas geringer durchlässig wird. Umgekehrt sind bei stufenweiser Verkleinerung die Wasseraufnahmen nicht ausreichend, um das ursprünglich das Durchlässigkeitsverhalten bestimmende Porenvolumen wiederherzustellen, so daß der Durchlässigkeitsbeiwert mehr oder minder konstant bleibt. Der Prüfkörper verhält sich, wie auch im Kompressionsversuch, nicht elastisch, indem er nach geringfügiger Entlastung bleibende Setzungen behält. Auch in diesem Versuch ergab sich ein Defizit für die wiederaufgenommenen Wassermengen von 1,1 gegenüber 1,4 cm<sup>3</sup>.

Das vorgenannte Verhalten ist auch verantwortlich für die beobachteten Hystereseerscheinungen, die auch Horst (1997) beschreibt. In Abbildung 21 erkennt man die damit verbundene vermeintliche Nichtlinearität der v-i-Beziehung, die formal aber nicht korrekt ist, weil diese nicht aus dem Boden selbst, sondern aus den sich ändernden Spannungszuständen resultiert.



Abb. 21: v-i-Diagramm des Durchlässigkeitsversuchs gemäß Abb. 20

Da die Versuchstechniken zur Bestimmung der Durchlässigkeit sehr unterschiedlich aussehen können, müssen also jeweils die herrschenden Spannungszustände betrachtet werden. So sind beim KD-Gerät die Folgen einer Gradientenänderung genau umgekehrt zu den oben beschriebenen Erscheinungen. Hier ist, wie in Abschnitt 4.3 beschrieben, ein fallender Gradient mit einer Erhöhung der effektiven Spannungen gegeben, so daß die Krümmung der Parabel auch umgekehrt orientiert ist, womit derartige Nichtlinearitäten bei solchen Versuchen erklärt werden können.

Grundsätzlich ist festzustellen, daß mit jedem hydraulischen Gradienten ein bestimmter Spannungszustand verbunden ist, was zur Folge hat, daß mit einem anderen hydraulischer Gradienten ein anderer Spannungszustand und damit auch ein anderer Konsolidierungszustand des Prüfkörpers im Durchlässigkeitsversuch gegeben ist. Eine rechnerische Nichtlinearität in Abweichung vom Darcy-Gesetz ist damit die Folge und gleichzeitig ein Fehlableitung. Sehr komplex wird die Betrachtung dann, wenn im Versuch auch noch instationäre Strömungen wie bei einem Versuch mit veränderlichen Druckgefälle stattfinden. Solche Versuche sind für genauere Betrachtungen zum Durchlässigkeitsverhalten bindiger Böden als ungeeignet zu bezeichnen.

#### 5.5 Erosions-, Suffosions- und Kolmationserscheinungen

Olsen (1966) sowie Dunn und Mitchell (1984) beschreiben die Möglichkeit einer Feinteilbewegung bei Durchlässigkeitsversuchen, die zu einer Verfälschung der Ergebnisse für den Durchlässigkeitsbeiwert führen. Wenn man die Grenzgradienten von Davidenkoff (1970) heranzieht, erkennt man, daß bei allen üblichen Durchlässigkeitsversuchen hydraulische Gradienten eingestellt werden, die deutlich über diesen Grenzgradienten, wie z.B. i = 2,5 für einen Ton, liegen.

Beim Durchlässigkeitsversuch spielen dabei die Eigenschaften der Filtersteine eine besondere Rolle, die eben die Funktion des Filterns erfüllen müssen, d.h. es muß ein ausreichendes Feinteilrückhaltevermögen (mechanische Filterwirksamkeit) bei gleichzeitig im Vergleich zum zu prüfenden Dichtungsstoff weitgehend druckverlustfreiem Abfluß durch die Filtersteine (hydraulische Filterwirksamkeit) gegeben sein. Keinesfalls darf die Feinteilrückhaltung zur Ausbildung eines Filterkuchens (Kolmation) führen, in dem der Druckabbau dann vornehmlich stattfinden würde, in dessen Folge dann ein zu niedriger Durchlässigkeitsbeiwert abgeleitet werden würde. Den vorgenannten Zielen soll durch die für Filtersteine allgemein übliche Anforderung eines gegenüber dem zu untersuchenden Boden um etwa zwei Zehnerpotenzen erhöhten Durchlässigkeitsbeiwerts Rechnung getragen werden.

Die bestimmenden Faktoren für die Empfindlichkeit eines Bodens gegenüber solchen Feinteilmobilisierungen sind seine Plastizität und Konsistenz sowie dessen Durchlässigkeitsbeiwert, besser gesagt jedoch die im Versuch gegebene Filter- bzw. Abstandsgeschwindigkeit, die einerseits durch die Durchlässigkeit des Bodens an sich, andererseits durch den eingestellten Gradienten bestimmt wird.

In Abschnitt 5.4 war im Zusammenhang mit dem Diagramm in Abb. 21 auf einen Hystereseeffekt hingewiesen worden, bei dem mit zunehmenden hydraulischen Gradienten der Durchlässigkeitsbeiwert kleiner wird und anschließend bei abnehmenden Gradienten dann annähernd konstant bleibt. Dieses Verhalten wurde mit Konsolidierungserscheinungen begründet. Es ist aber auch nicht auszuschließen, daß dieses Verhalten auf Feinteilbewegungen verbunden mit einer anschließenden Kolmation zurückzuführen ist. Die genaue Ursache war aber aufgrund der verhältnismäßig geringfügig veränderten Durchlässigkeitsbeiwerte nicht festzustellen.

Dagegen haben sich solche Kolmationserscheinungen eindeutig in den Reihenuntersuchungen mit dem Boden 1 gezeigt, und zwar vornehmlich bei Prüfkörpern, die auf der trockenen Seite der Proctorkurve verdichtet worden waren und bei denen sofort der Gradient von i = 30 eingestellt worden war. Die auf der trockenen Seite der Proctorkurve deutlich höhere Durchlässigkeit des Materials und die dadurch gegebene hohe Strömungsgeschwindigkeit führten bei dem leicht plastischen und damit schwach kohäsiven Material, das zugleich aufgrund des geringen Wassergehalts auf dem trockenen Ast der Proctorkurve auch eine hohe Konsistenzzahl aufwies, zu einer Mobilisierung von Feinteilchen, in deren Folge sich im Grenzbereich des Filtersteins ein Filterkuchen ausbildete, SO daß ein scheinbar geringer zum Prüfkörper Durchlässigkeitsbeiwert bestimmt wurde, der aber für diese Einbaubedingungen unrealistisch war.

Der Nachweis, daß solche Erscheinungen dafür verantwortlich waren, konnte durch Teilung der Prüfkörper nach dem Versuch geführt werden. Dabei hatte die geprüfte obere Schicht an der

45

wiesen dagegen einen Durchlässigkeitsbeiwert in der Größenordnung auf, wie er in späteren Versuchsreihen mit allmählicher stufenweiser Steigerung des hydraulischen Gradienten auf i = 30 ermittelt wurde.

In Abb. 22 kann in Form eines k-i-Diagramms das Durchlässigkeitsverhalten des Bodens 1 bei einem Einbauwassergehalt von ca. 4 % unterhalb des Proctorwassergehalts und einem Verdichtungsgrad von ca. 97 % nachvollzogen werden. Bei den dargestellten Verläufen von drei Versuchen – die beiden unteren Äste sind nahezu deckungsgleich - ist eine Steigerung oder eine Verminderung des hydraulischen Gradienten durch die angegebenen Pfeile gekennzeichnet.



Abb. 22: k-i-Diagramm dreier Versuche des Bodens 1 bei w = 10 % und  $D_{pr}$  = 97 %

Es ist erkennbar, daß der Durchlässigkeitsbeiwert bei allmählicher Steigerung des hydraulischen Gradienten mit  $k = 1,5 \cdot 10^{-7}$  m/s relativ konstant verläuft. Wenn dagegen unmittelbar zu Versuchsbeginn ein hydraulischer Gradient von i = 30 eingestellt wird, zeigt sich zunächst ein Durchlässigkeitsbeiwert in der gleichen Größenordnung, der aber bei Verringerung des Gradienten plötzlich um mehr als eine Zehnerpotenz abfällt, was durch die Ausbildung eines Filterkuchens verursacht wird, wie auch durch die beschriebenen Kontrollversuche durch Teilung der Prüfkörper bewiesen werden konnte.

Abb. 23 zeigt, daß die Feststellung eines plötzlichen Abfalls des Durchlässigkeitsbeiwertes eher zufällig sein kann. Bei allmählicher Steigerung des hydraulischen Gradienten zeigte sich wiederum ein annähernd konstanter Verlauf des Durchlässigkeitsbeiwerts, der aufgrund des geringeren Verdichtungsgrades von 95 % gegenüber den vorher beschriebenen Versuche mit ca.  $k = 5,0\cdot10^{-7}$  m/s etwas höher lag. Bei einem sofortigen Beginn der Versuche mit einem Gradient von i = 30 und der anschließenden Verringerung zeigten sich deutlich geringere Durchlässigkeitsbeiwerte, wobei aber der plötzliche Abfall nicht mehr erkennbar war. In diesen Fällen hatte sich der die Durchlässigkeit deutlich herabsetzende Filterkuchen bereits in der Sättigungsphase der Prüfkörper ausgebildet. Er entsteht infolge der Mobilisierung von Feinteilchen, die wiederum durch die mit der größeren Strömungsgeschwindigkeit verbundenen Schleppspannung verursacht wird. In dieser Phase sind die betreffenden Proben vergleichsweise trocken, weisen damit eine geringere Kohäsion und verbunden damit eine größere Empfindlichkeit gegenüber diesen Erscheinungen auf.



Hydraulischer Gradient i [-]

Abb. 23: k-i-Diagramm dreier Versuche des Bodens 1 bei w = 10 % und D<sub>Pr</sub> = 95 %

Weitere Untersuchungen zeigten, daß diese Kolmationserscheinungen bei auf der nassen Seite der Proctorkurve verdichteten Prüfkörpern weniger ausgeprägt, aber nicht auszuschließen sind. Langzeitversuche mit dem Boden 1 zeigten auch in diesen Fällen allmähliche Abnahmen des Durchlässigkeitsbeiwerts um fast eine Zehnerpotenz. Eine Quellung des Bodens im Verlauf des Versuchs, wodurch eine Verkleinerung des Porenraums stattgefunden hätte, ist auszuschließen, da dieser Lößlehm keinen nennenswerten Anteil guellfähiger Tonminerale aufweist und vor der Verdichtung mehrere Wochen bei dem Einbauwassergehalt homogenisiert worden war. Auf diese Beobachtungen wird nochmals im Abschnitt 6 im Zusammenhang mit dem Sättigungsverhalten der verschiedenen Böden eingegangen werden.

Die Versuchsreihen mit den Böden 2, 3, 5 und 6 mit höherer Plastizität, deren Ergebnisse als k-i-Diagramme in den Abb. 24 bis 27 zusammengestellt sind, zeigten, daß die Empfindlichkeit gegenüber Feinteilbewegungen mit zunehmender Plastizität des Bodens und damit mit zunehmender Kohäsion abnimmt.







Abb. 25: k-i-Diagramm von vier Versuchen des Bodens 3 unter den Einbaubedingungen A bis D gemäß Abb. 9 in Abschnitt 5.3

In den Diagrammen sind jeweils die Verläufe des Durchlässigkeitsbeiwerts in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten und für die vier Einbaubedingungen A bis D, wie sie gemäß Abschnitt 5.3 (vgl. Abb. 9) definiert wurden, enthalten. Es ist erkennbar, daß bei auf der trockenen Seite der Proctorkurve verdichteten Prüfkörpern die Gefahr einer Feinteilchenmobilisierung und Filterkuchenbildung auch bei Zunahme der Plastizität der Böden weiterhin besteht, was z.B. die Versuchsreihen D mit den Böden 3 und 5 belegen. Bei einer Auftragung als v-i-Diagramm wären auch hier wieder die beschriebenen Hystereseerscheinungen in Form einer kontinuierlichen Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwertes erkennbar. Erst bei dem sehr ausgeprägt plastischen Ton Boden 6 sind diese Vorgänge nicht mehr beobachtbar, was auf die sehr schwache Durchlässigkeit dieses Bodens bei allen Einbaubedingungen zurückzuführen ist.



Abb. 26: k-i-Diagramm von vier Versuchen des Bodens 5 unter den Einbaubedingungen A bis D gemäß Abb. 9 in Abschnitt 5.3



Abb. 27: k-i-Diagramm von vier Versuchen des Bodens 6 unter den Einbaubedingungen A bis D gemäß Abb. 9 in Abschnitt 5.3

Die Gefahr von Feinteilchenmobilisierungen, die damit einhergehende Filterkuchenbildung und die dadurch bedingte fehlerhafte versuchstechnische Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts erfordert auch besondere Festlegungen für die Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen. Dies gilt umso mehr, als daß diese im Rahmen der Qualitätssicherung stets unter Zeitdruck stehen, was dazu verleitet, zu hohe Gradienten einzustellen. Eine Möglichkeit derartiger Festlegungen besteht in der Beobachtung und Bewertung des Sättigungsverlaufs, so daß allgemein auf die Reihenuntersuchungen, deren Ergebnisse im nächsten Abschnitt 6 behandelt werden, und im besonderen auf den Abschnitt 6.7 zu verweisen bleibt. Zur Vertiefung der Untersuchungen von Bjerrum und Huder (1957), Dunn und Mitchell (1984) sowie Zimnie et al (1981) zum Einfluß des Sättigungsdrucks wurden in Untersuchungsreihen mit dem Boden 4 (vgl. Tab.1 in Abschn. 5.2) einheitliche Einbaubedingungen auf der nassen Seite der Proctorkurve gewählt, für die von sich aus schon nur geringfügige Unterschiede im Durchlässigkeitsverhalten feststellbar gewesen waren. Die Einbaubedingungen, die Versuchsparameter und die Ergebnisse der Reihenuntersuchungen sind zum besseren Überblick in Anlage 4 tabellarisch zusammengestellt.

Ohne Sättigungsdruck wurden Durchlässigkeitsbeiwerte in der Größenordnung von 7 bis 8-10<sup>-11</sup> m/s ermittelt gegenüber etwa 1·10<sup>-10</sup> m/s mit Sättigungsdrücken von 3 und 6 sowie 9 bar. Diese Feststellungen gelten jedoch nur, sofern hydraulische Gradienten von 10 und größer eingestellt worden waren. Bei den kleineren Gradienten 5 und 2,5 sowie 1 wurden ohne Sättigungsdruck Strömungsverhältnisse erreicht, keine stationären die es erlaubt hätten, einen Durchlässigkeitsbeiwert ableiten zu können (s. Anl. 4; Versuche mit Code-Nr. 2111, 2211 und 2311). Diese Erscheinungen können im wesentlichen auf Druckschwankungen zurückgeführt werden, die vornehmlich aus Temperaturschwankungen resultieren, die auch in dem teilklimatisierten Raum, in dem die Versuche durchgeführt wurden, mit einem Temperaturbereich von  $T = 20 \pm 2^{\circ}C$  nicht vermeidbar sind.

Solche Druckschwankungen reichen aus, um den effektiven Spannungszustand des Prüfkörpers zu verändern und bedingen damit Schwell- oder Konsolidierungserscheinungen, mit denen eine Wasseraufnahme bzw. Entwässerung des Prüfkörpers verbunden ist, die die Durchströmung größenordnungsmäßig überlagern. Dies wird verständlich, wenn man beachtet, daß beispielsweise ein hydraulischer Gradient von i = 1 bei den gewählten Probenhöhen von 6 cm einer Druckdifferenz von 6 mbar bzw. 6 hPa entspricht. Im Gegensatz zur Erfassung derartiger Konsolidierungs- oder Schwellerscheinungen bei Veränderung des hydraulischen Gradienten konnten solche Erscheinungen infolge von Temperaturschwankungen nicht systematisch erfaßt werden, so daß sie nicht quantifizierbar waren. Das Ergebnis sind unstetige Strömungsverläufe, wie sie in Abb. 30 in Abschn. 6.3 dargestellt sind, und die zu keinem eindeutigen Ergebnis führen. Wenn hingegen ein Sättigungsdruck von mindestens 3 bar aufgebracht wird, sind die temperaturbedingten Druckschwankungen weitgehend wirkungslos, weil sie vom Sättigungsdruck "überdrückt" werden. Es werden dann auch annähernd stationäre Strömungsverhältnisse erreicht (s. Anlage 4; Versuche mit den Code-Nr. 2121 und 2231).

In einer ergänzenden Versuchsreihe wurde, um die Sättigungsverhältnisse bei den diversen Druckstufen zu bestimmen, an vier Probekörpern (Versuche mit den Code-Nr 2531, 2631, 2541, 2641) die abgegebenen Wassermengen nach Druckminderung ermittelt. Zunächst waren die Probenkörper solange gesättigt bzw. durchströmt worden, bis stationäre Strömungsverhältnisse vorlagen. Die je Druckänderung  $\Delta p$  beobachteten Wasserabgaben  $\Delta V_w$  an der Ober- und Unterwasserseite sind in Abhängigkeit von den Druckstufen in Abb. 28 dargestellt.



Abb. 28: Wasserabgabe je Druckänderung in Abhängigkeit von der Druckstufe für vier Prüfkörper des Bodens 4

Im Bereich der Druckreduzierung von 9 bzw. 6 auf 3 bar war nur eine geringfügige Wasserabgabe feststellbar, während nach Unterschreitung eines Druckes von 3 bar eine starke Zunahme der Wasserabgabe beobachtet werden konnte. Die rechnerische Änderung des Wassergehalts der Probekörper betrug zwischen 1 und 2 %, die des Sättigungsgrads 3 bis 6 %. Bei dieser Berechnung blieben jedoch sich gleichfalls vergrößernde Lufteinschlüsse im Leitungsund Meßsystem unberücksichtigt, die nicht vollends ausgeschlossen werden können, jedoch nicht quantifizierbar sind. Die Änderung des Sättigungsgrades ist eine Erklärung für die genannten Unterschiede in den Durchlässigkeitsbeiwerten bei Versuchen mit und ohne Sättigungsdruck.

In einer weiteren Versuchsreihe wurde nochmals die umgekehrte Vorgehensweise gewählt, indem zunächst nach Ablauf der Sättigungsphase der Durchlässigkeitsbeiwert ohne Sättigungsdruck bestimmt wurde. Anschließend wurde ein Sättigungsdruck von 3 bar eingestellt und wiederum nach Erreichen stationärer Strömungsverhältnisse der Durchlässigkeitsbeiwert bestimmt. Dieser Vorgang wurde mit einem Sättigungsdruck von 6 bar wiederholt.

Dabei ergaben sich für die Durchlässigkeitsbeiwerte nach Erreichen stationärer Strömungsverhältnisse die folgenden Ergebnisse für einen hydraulischen Gradienten von i = 10:

 $t_0 \le t < t_1$  :  $u_0 = 0$  bar;  $k = 9,2 \cdot 10^{-11}$  m/s;

 $t_1 \le t < t_2$  :  $u_0 = 3$  bar;  $k = 1.8 \cdot 10^{-10}$  m/s

 $t > t_2$  :  $u_0 = 6 \text{ bar}$ ;  $k = 2,0.10^{-10} \text{ m/s}$ 

Bei diesem Versuch wurde beobachtet. daß jeweils unmittelbar nach der Sättigungsdruckerhöhung die einströmende Wassermenge größer und die ausströmende Wassermenge kleiner wurde. In einem Fall trat sogar eine Wasseraufnahme von der Unterwasserseite ein. Diese Erscheinungen belegen, daß die Probekörper Wasser aufnehmen, also zusätzlich mit der Druckerhöhung gesättigt werden. Für den Durchlässigkeitsbeiwert bewirkte die Aufbringung eines Sättigungsdrucks von 0 auf 3 bar in den Untersuchungen eine Vergrößerung um den Faktor 2. Eine weitere Vergrößerung des Sättigungsdrucks hatte, obgleich die Probekörper zusätzlich Wasser aufnahmen, keine nennenswerte Auswirkung auf den Durchlässigkeitsbeiwert.

Es bleibt festzuhalten, daß die obigen Aussagen zunächst eigentlich nur für den untersuchten Boden gelten können. Mittlerweile vorliegende Erfahrungen mit weiteren im Rahmen von Eignungsprüfungen untersuchten mineralischen Dichtungsstoffen bestätigen diese Aussagen, so daß im Hinblick auf die routinemäßige Versuchstechnik die Aufbringung eines Sättigungsdrucks von ca. 5 bar empfohlen werden kann.

# 6 Untersuchungen des Sättigungsvorganges in der ersten Phase von Durchlässigkeitsversuchen

#### 6.1 Zielsetzung

Der in Kapitel 5 im Zusammenhang mit Durchlässigkeitsversuchen bei der Qualitätssicherung von Deponiebauprojekten aufgeworfene Aspekt der Eilbedürftigkeit, die aufgezeigten Erscheinungen von Feinteilbewegungen mit damit verbundenen Kolmationserscheinungen und die Fragen nach der Dichtungswirksamkeit bei noch nicht abgeschlossener Sättigung eines mineralischen Dichtungsstoffs führten zu den Untersuchungsreihen zur Beobachtung der Sättigungsverläufe von feinkörnigen und später auch von gemischtkörnigen Böden.

Dabei war zu klären, inwieweit durch einen Sättigungsdruck und/oder einen höheren hydraulischen Gradienten der Sättigungsvorgang beim Durchlässigkeitsversuch beschleunigt werden kann, ohne daß das tatsächliche Versuchsergebnis verfälscht wird.

Neben diesen Parametervariationen, die sich letztendlich wiederum auf den Durchlässigkeitsbeiwert im gesättigten Zustand bezogen, sollte grundsätzlich auch geklärt werden, wie überhaupt der charakteristische Sättigungsverlauf aussieht, da mit dessen Vernachlässigung oder Nichtbeachtung möglicherweise wichtige Informationen verloren gehen, die ggf. frühzeitigere Aussagen zum Durchlässigkeitsverhalten eines Bodens zulassen würden.

Die Untersuchungen zum Sättigungsverhalten wurden vornehmlich mit dem in Abschnitt 5.2 bezeichneten Boden 4 durchgeführt. Für einige Ergänzungsuntersuchungen wurde auch noch der Boden 1 eingesetzt.

# 6.2 Charakteristischer Sättigungsvorgang

In der Versuchspraxis wird häufig davon gesprochen, daß der Durchlässigkeitsbeiwert im Laufe des Durchlässigkeitsversuchs allmählich abnimmt und als Ergebnis der Durchlässigkeitsbeiwert anzugeben ist, der sich am Ende des Versuchs nicht mehr ändert. Diese Beschreibung trifft aber nicht auf das tatsächliche Sättigungs- und Durchlässigkeitsverhalten eines Bodens zu, der Dichtungseigenschaften aufweisen soll. Die vorgenannte Aussage resultiert vermutlich aus der Tatsache, daß bei Durchlässigkeitsversuchen häufig nur die einströmenden Wassermengen gemessen werden, mit denen dann der Durchlässigkeitsbeiwert ermittelt wird.

Es ist jedoch eine zur Charakterisierung des Sättigungsverlaufs unbedingte Voraussetzung, daß von Versuchsbeginn an die ein- und ausströmenden Wassermengen gemessen werden (Heyer; 1991). Diese Erfordernis stellt auch Horst (1997) als Konsequenz aus seinen Untersuchungen fest. Wenn also diese beiden Wassermengen gemessen werden, kann man eine Sättigungsphase beobachten, die umso ausgeprägter ist, je geringer durchlässig der Boden ist. Des weiteren wird diese Sättigungsphase in ihrem Verlauf auch von den Versuchsbedingungen, deren Bedeutung in den nachfolgenden Abschnitten behandelt werden, bestimmt.

In den Versuchen bildete sich für alle Prüfkörper unabhängig von den jeweils variierten Parametern qualitativ ein charakteristischer Verlauf heraus, der in Abb. 29 dargestellt ist.



Abb. 29: Charakteristischer Sättigungsverlauf zu Beginn eines Durchlässigkeitsversuches

Es sind hierbei, jeweils im logarithmischen Maßstab, auf der Abszisse die Versuchsdauer t und auf der Ordinate die Filtergeschwindigkeit v aufgetragen. Nach der bekannten Beziehung v =  $\frac{Q}{A}$  beschreibt die Filtergeschwindigkeit v die den Probenquerschnitt A pro Zeiteinheit durchströmende Wassermenge Q. Im Abb. 29 sind zwei Äste dargestellt, wobei der obere durchgezogene Ast die Geschwindigkeit der von der Oberwasserseite einströmenden Wassermenge, der untere gestrichelte Ast die Geschwindigkeit der an der Unterwasserseite einbzw. austretenden Wassermenge kennzeichnet.

Zu Versuchsbeginn zeigt sich eine Wassersättigung der Prüfkörper in Form einer beidseitigen Wasseraufnahme. In dieser Phase ist, wie aus Abb. 29 erkennbar, die Filtergeschwindigkeit für die Wassermenge an der Unterwasserseite negativ definiert, weil der Prüfkörper, wie von der Oberwasserseite, Wasser aufnimmt und damit an der Unterwasserseite der Durchströmungsrichtung entgegen gerichtet ist.

Eine weitere Voraussetzung für die Ermittlung eines eindeutigen Sättigungsverlaufes ist die konstante Druckhöhe während des Versuchs, so daß die auf die Wassermengen der Ober- und Unterwasserseite bezogenen Filtergeschwindigkeiten nur durch die ggf. eingestellte Differenzdruckhöhe, vornehmlich aber durch die Saugspannungscharakteristik des Bodens bestimmt werden und nicht zusätzlich durch eine veränderliche Druckhöhe variieren, die zugleich mit Schwell- oder Konsolidierungserscheinungen einhergehen würden (s. Abschn. 4.3).

Prinzipiell ist auch eine Darstellung des Sättigungsverlaufs in Form einer zeitlichen Abhängigkeit der Durchlässigkeitsbeiwerte und nicht der Filtergeschwindigkeiten jeweils bezogen auf die Wassermengen der Ober- und Unterwasserseite denkbar. Diese Darstellungsform wird im weiteren nur in Ausnahmefällen gewählt, weil die Definition eines negativen Durchlässigkeitsbeiwerts in der anfänglichen Sättigungsphase eigentlich nicht nachvollziehbar ist, wohingegen dies für die Filtergeschwindigkeit aufgrund der entgegengesetzten Strömungsrichtung sinnvoll erscheint.

Der Verlauf beider Äste ist zu Beginn annähernd symmetrisch, was darauf hindeutet, daß die Wasseraufnahme oder Einströmung in dieser Phase kaum von dem hier zumindest bis zu i = 30 untersuchten hydraulischen Gradienten beeinflußt wird (s. Abschn. 6.4).

Nach einer Zeitspanne der kontinuierlichen Abnahme der beidseits einströmenden Wassermengen ist auffällig, daß der untere Ast plötzlich in den positiven Bereich umschlägt und dabei die Abszisse zum Zeitpunkt  $t_s$  schneidet, d. h. bei  $t > t_s$  stellt sich erstmals eine Durchströmung ein. In dieser Phase sind die Sättigungsfronten des Wassers von der Ober- und Unterwasserseite ca. in der Mitte des Probekörpers aufeinandergetroffen, und erst dann wird der eigentliche hydraulische Gradient wirksam. Zuvor ist der äußerlich auferlegte Gradient, also die Druckhöhendifferenz zwischen Ober- und Unterwasserseite gegenüber dem durch die Saugspannung des Bodens und durch den Sättigungsdruck bedingten Strömungsgefälle zur Probenmitte vergleichsweise sehr klein.

Nach Einsetzen der Durchströmungsphase nähern sich die beiden Äste allmählich asymptotisch an, wobei die zeitliche Veränderung der die ausströmende Wassermenge kennzeichnenden Filtergeschwindigkeit im Regelfall größer ist. Wenn dann die beiden Wassermengen betragsmäßig annähernd gleich groß sind, liegen stationäre Strömungsverhältnisse vor, so daß unter der Voraussetzung, daß der Durchlässigkeitsbeiwert k unabhängig vom hydraulischen Gradienten ist (s. Abschn. 5.4), nunmehr das Darcy-Gesetz in den bekannten Formen entsprechend den Gleichungen 1 oder 2 in Abschn. 2 zugrundegelegt werden kann. Die Beschreibung der vor dem stationären Zustand auftretenden Strömungsvorgänge anhand dieser Gleichung und die dementsprechende Ermittlung eines Durchlässigkeitsbeiwertes k wäre unzulässig, was zusätzlich ein Grund war, i.d.R. die Filtergeschwindigkeit und nicht den Durchlässigkeitsbeiwert als Variable in der allgemeinen Darstellungsform zu wählen.

Die Ergebnisse sämtlicher mit dem Boden 4 durchgeführten Versuche sind tabellarisch auf der Anlage 4 zusammengefaßt, wobei darin auch die Legende für die Kurzbezeichnung des jeweiligen Versuchs angegeben ist. Als Variationsgrößen treten darin der hydraulische Gradient, die Höhe des Sättigungsdrucks und die Einbaubedingungen, letztere verbunden mit der Variation des Anfangssättigungsgrades, auf.

#### 6.3 Einfluß des Sättigungsdrucks

Wie bereits in Abschn. 5.6 festgestellt, muß insbesondere bei kleinen Gradienten ein Sättigungsdruck aufgebracht werden, um einen stetigen Verlauf der Sättigung und insbesondere der Durchströmung bei geringen Filtergeschwindigkeiten eines Prüfkörpers zu erhalten. Abb. 30 zeigt exemplarisch einen solchen eher unstetigen Verlauf, wie er beim Versuch 2311 bei einem hydraulischen Gradienten von 5 ohne Sättigungsdruck ermittelt wurde. In Abb. 31 ist der stetige Verlauf erkennbar, wie er bei dem gleichen Gradienten aber mit einem Sättigungsdruck von 6 bar (Versuch 2331) festgestellt wurde.





Abb. 31: Stetiger Sättigungsverlauf

59

Ansonsten hat der Sättigungsdruck keinen nennenswerten Einfluß auf den Sättigungsverlauf. Wie aus der Spalte 8 der Anlage 4 zu entnehmen ist, zeigt sich die Sättigungsdauer weitgehend unabhängig vom Sättigungsdruck. Beispielsweise ergeben sich für die Gradientenstufe i = 20 Sättigungsdauern von 50, 34 und zweimal 60 Stunden, ohne daß sich eine Systematik zu den Sättigungsdrücken 0, 3, 6 bzw. 9 bar ableiten läßt.

In ähnlicher Weise verhält es sich mit den Strömungsgeschwindigkeiten zu Versuchsbeginn. Auch hierzu lassen sich keine systematischen Abhängigkeiten vom Sättigungsdruck ableiten. Sie betrugen für den untersuchten Boden 4 durchgehend 2 bis  $7 \cdot 10^{-8}$  m/s.

Aus diesen Ergebnissen kann abgeleitet werden, daß der Sättigungsdruck den effektiven Spannungszustand der Prüfkörper unbeeinflußt läßt, da andernfalls abweichende Sättigungsverläufe und auch unterschiedliche Durchlässigkeitsbeiwerte zu erwarten wären. Eine mögliche Konsolidierung infolge eines verzögerten Porenwasserdruckaufbaus in Probenmitte kann damit ausgeschlossen werden. Der Sättigungsverlauf und damit die Sättigungscharakteristik wird in überwiegendem Maße von der Saugspannung des Bodens bestimmt.

#### 6.4 Einfluß des hydraulischen Gradienten

In diversen einschlägigen Richtlinien und Empfehlungen (z.B. Jessberger; 1997) wird im Hinblick auf die Auswertung der Ergebnisse von Durchlässigkeitsversuchen oftmals verlangt, die Entwicklung des Durchlässigkeitsbeiwerts in Abhängigkeit von der Zeit darzustellen. Eine solche Darstellungsweise kann mißverständlich sein und wurde verlassen, indem, wie in Abb. 29 (s. Abschn. 6.2) gezeigt, die zeitliche Entwicklung der Filtergeschwindigkeiten ausgewertet und dargestellt wurde. Anderenfalls müßte zum einen aufgrund der Wasseraufnahme des Prüfkörpers von der Ausströmseite im Zuge der Sättigungsphase zu Versuchsbeginn der Durchlässigkeitsbeiwert einen negativen Wert annehmen, was hinsichtlich der Definition für den Durchlässigkeitsbeiwert keinen Sinn erbrächte. Des weiteren ist die Angabe oder Ableitung eines Durchlässigkeitsbeiwerts erst dann folgerichtig und zulässig. wenn stationäre Strömungsverhältnisse vorliegen. Im vorangehenden instationären Strömungszustand würden sich rechnerisch zeitlich veränderliche Durchlässigkeitsbeiwerte ergeben. So würden sich unter Zugrundelegung der einströmenden Wassermengen zunächst höhere Werte und bei der Zugrundelegung der ausströmenden Wassermenge zunächst kleinere Werte ergeben. Die Ursache

für diese Erscheinungen ist jedoch nicht die Durchlässigkeit des Bodens, sondern vielmehr die Sättigung des Prüfkörpers,

In der 4. und 5. Spalte der Ergebniszusammenstellung auf der Anlage 4 sind die zu Versuchsbeginn an der Ober- und Unterwasserseite der Proben eintretenden Wassermengen pro Zeit und Fläche angegeben und als Filtergeschwindigkeiten  $v_{max,ein}$  bzw.  $v_{max,aus}$  bezeichnet worden. Die sich für die Ausströmseite ergebende Filtergeschwindigkeit ist negativ definiert, da die Prüfkörper in der Anfangsphase auch von der Ausströmseite Wasser aufnehmen. Ein Vergleich der in der Anfangsphase von der Oberwasserseite und von der Unterwasserseite aufgenommenen Wassermengen zeigt, daß diese stets annähernd gleich groß sind, also in dieser Phase eine Symmetrie der beiden Filtergeschwindigkeiten zur Zeitachse gegeben ist. In dieser Phase werden die Filtergeschwindigkeiten nicht von der Größe des eingestellten hydraulischen Gradienten beeinflußt. Folglich ist im wesentlichen die Saugspannung des Bodens für den Sättigungsvorgang verantwortlich.

In der Spalte 10 der Tabelle auf Anlage 4 sind die Wassergehaltsänderungen  $\Delta w_{gerechnet}$  der Probekörper angegeben, die sich rechnerisch aus den Messungen der ein- und ausströmenden Wassermengen ergeben. In der Spalte 11 sind die Wassergehaltsänderungen  $\Delta w_{gernessen}$ angegeben, die als Differenzen aus den Wassergehalten am Ende und am Anfang der Versuche ermittelt wurden. Aus den recht einheitlichen Ergebnissen ist ableitbar, daß sowohl der Sättigungsdruck als auch der hydraulische Gradient keinen entscheidenden Einfluß auf die Endwassergehalte und auf die aufgenommenen Wassermengen ausüben. Die aus den aufgenommenen Wassermengen abgeleiteten Wassergehaltsänderungen sind durchwegs geringer als die Differenzen zwischen dem Ein- und Ausbauwassergehalt, was auf die zu Versuchsbeginn nicht quantifizierbare Wasseraufnahme unmittelbar bei der Druckaufbringung zurückzuführen ist.

Entgegen den Filtergeschwindigkeiten zu Versuchsbeginn wird die gesamte Sättigungsdauer entscheidend vom hydraulischen Gradienten bestimmt. Bei den Versuchsabläufe können zwei Phasen unterschieden werden; und zwar eine erste Phase, in der die Prüfkörper beidseitig Wasser aufnehmen und deren Ende durch den Schnittpunkt t<sub>s</sub> des v<sub>aus</sub>-Graphs mit der Zeitachse (s. Abb. 29 in Abschn. 6.2) gekennzeichnet ist. In der zweiten Phase beginnt dann die Durchströmung, in der sich die auf die ein- und austretenden Wassermengen bezogenen Filtergeschwindigkeiten allmählich annähern.

Die in Spalte 8 der Tabelle auf Anlage 4 angegebenen Sättigungsdauern entsprechen der Dauer der ersten Phase, wenngleich sich auch in der zweiten Phase noch eine Sättigung vollzieht, die sich als rechnerische Differenz der ein- und ausströmenden Wassermengen ergibt. Betragsmäßig ist sie aber zu der in der ersten Phase stattfindenden Sättigung, also beidseitigen Wasseraufnahme, vernachlässigbar. Abb. 32 zeigt die Sättigungsdauern für die vier Sättigungsdruckstufen in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten.



Abb. 32: Sättigungsdauer in Abhängigkeit vom hydraulischen Gradienten

Abb. 32 ist zu entnehmen, daß die Sättigungsdauern bei den größeren Gradienten i = 20 und 30 am kürzesten sind, wobei zwischen den Sättigungsdauern bei diesen beiden Gradienten keine Unterschiede feststellbar sind. Bei einem Gradienten von i = 10 ist allmählich ein Anstieg der Sättigungsdauer festzustellen, wobei sich diese Dauern über i = 5 bis i = 1 extrem verlängern, so daß bei diversen Probekörper bei i = 1 selbst nach mehr als 1000 Stunden keine vollständige Sättigung erreicht werden konnte. In jedem Fall kann festgestellt werden, daß die Sättigungsdauer bei kleineren Gradienten als i = 10 überproportional ansteigt. Sofern die pro Zeit und Fläche einströmenden Wassermengen für die Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts am Ende der Durchströmungsphase zugrunde gelegt werden, werden auch für die Versuche mit kleineren Gradienten (i = 5) Werte in der Größenordnung von  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s wie bei den anderen Versuchen ermittelt. Werden hingegen die pro Zeit und Fläche ausströmenden Wassermengen zugrundegelegt, ergeben sich aufgrund der noch nicht abgeschlossenen Sättigung Durchlässigkeitsbeiwerte, die um den Faktor 2 kleiner sind.

Ohne eine Messung der einströmenden Wassermengen würde man diese letzteren kleineren Werte jedoch als zutreffend bewerten, da sich wie auch bei den hier durchgeführten Versuchen diese Werte über mehrere Tage hinweg bestätigen, aber dennoch ein stationärer Strömungsvorgang noch nicht erreicht ist. In jedem Fall belegt dies die Notwendigkeit, daß bei Durchlässigkeitsversuchen mit sehr schwach durchlässigen Böden stets eine Wasserbilanz in Form der Messung der ein- und ausströmenden Wassermengen vorgenommen werden muß. Allenfalls dürfte alleinig nur die Messung der einströmenden Wassermengen zugelassen werden, da dies im Hinblick auf die Bewertung einer mineralischen Dichtungsschicht als auf der "sicheren Seite" liegend betrachtet werden kann.

Bezugnehmend auf den Abschnitt 5.4, in dem die Abhängigkeit des Durchlässigkeitsbeiwertes vom hydraulischen Gradienten behandelt wird, läßt sich bei Betrachtung der Versuchsergebnisse mit dem Boden 4 nach Sättigung der verschiedenen Prüfkörper feststellen, daß bei den Reihenuntersuchungen mit diesem Boden ebenfalls nur lineare Abhängigkeiten der Filtergeschwindigkeit vom hydraulischen Gradienten und in keinem Fall strömungslose Bereiche festgestellt werden konnten.

# 6.5 Einfluß des Anfangssättigungsgrads

In der DIN 18130, die den Durchlässigkeitsversuch regelt, wird der erforderliche Sättigungsdruck in Abhängigkeit vom Sättigungsgrad beim Einbau, also zu Versuchsbeginn angegeben. Je niedriger der Sättigungsgrad ist, umso höher muß der Sättigungsdruck sein, da davon ausgegangen wird, daß das dann zu sättigende Luftporenvolumen größer ist und schwerer zu verdrängen ist. Zur Überprüfung dieser Vorgabe, die aus der Triaxialtechnik übertragen worden war, wurden für die Untersuchungen zum Einfluß des Anfangssättigungsgrades die Einbaubedingungen für den Boden 4 in ähnlicher Weise wie für die Untersuchungen des Abschnittes 5.3 (vgl. auch Abb. 9) variiert. Sie sind speziell für den hier behandelten Boden 4 in Abb. 33 dargestellt, wobei die Einbaubedingung (1) für die in den Abschnitten 6.3 und 6.4 beschriebenen Hauptversuche zutrifft. Zugleich sind einige charakteristische Linien gleichen Verdichtungsgrades eingetragen. Die Einbaubedingung (2) ist mit der Einbaubedingung (B) in Abb. 9 des Abschnittes 5.3 vergleichbar.



Abb. 33: Einbaubedingungen des Bodens 4 zur Simulation unterschiedlicher Anfangssättigungsgrade

Mit einer Veränderung der Einbaubedingungen, d.h. der Einbauwassergehalte und -dichten, ist auch eine Änderung der Durchlässigkeitseigenschaften des Materials verbunden. Dies bedeutet, daß damit auch das Sättigungsverhalten sich anders darstellen dürfte. Aus Zeitgründen mußten die zu untersuchenden Parameter im Vergleich zu den vorherigen Untersuchungen reduziert werden. Die Versuche erfolgten bei einem einheitlichen Sättigungsdruck von 300 kPa, da in den vorangegangenen Untersuchungen festgestellt worden war, daß höhere Drücke nicht erforderlich sind. Außerdem wurde für die Einbaubedingungen, für die höhere Durchlässigkeitsbeiwerte festgestellt wurden, die Anzahl der Stufen für den hydraulischen Gradienten reduziert, da dann dessen Einfluß auf den Sättigungsverlauf abnimmt.

Die Einbaubedingungen (2) zeichnen sich durch einen höheren Wassergehalt und eine geringeren Trockendichte als bei den Hauptversuchen, die Einbaubedingungen (3) durch einen geringeren Wassergehalt, aber gleiche Trockendichte wie bei den Hauptversuchen aus. Die untersuchten Parameter sowie die kennzeichnenden Ergebnisse zum Sättigungs- und Durchlässigkeitsverlauf sind in der nachstehenden Tabelle 3 zusammengefaßt.

Code	back pressure	ĩ	Vmaximp	V	Konaccan	k <sub>max so</sub>	Sättigungsdauer in Stunden	Versuchsdauer in Stunden
2622	3	30	3,7E-08	-1,8E-08	5,8E-11	5.3E-11	48	340
2422	3	10	4,3E-08	-2.1E-08	8,3E-11	5,7E-11	80	330
2322	3	5	3,9E-08	-2.5E-08	4,5E-11	2.2E-11	175	720
2222	3	2,5	4,5E-08	-5,2E-08	2,6E-11	2,5E-11	190	730
2323	3	5	7.9E-08	-6,4E-08	32,1E-11	30,3E-11	40	600 "
2223	3	2.5	8,9E-08	-9,5E-08	32,8E-11	28.8E-11	55	570 2)

1) Durchlässigkeitsbeiwert bereits nach 100 Stunden ermittelbar. da stationäre Strömung

2) Durchlässigkeitsbeiwert bereits nach 200 Stunden ermittelbar, da stationäre Strömung

#### Tab. 3 Ergebnisse bei den Einbaubedingungen (2) und (3) gemäß Abb. 33

Die Einbaubedingungen (2) führten erwartungsgemäß zu etwas kleineren Durchlässigkeitsbeiwerten als die Einbaubedingungen (1) der Hauptversuche. Die Durchlässigkeitsbeiwerte waren etwa um den Faktor 2 bis 4 kleiner, wobei sich die Streuungen bedingt durch Ungenauigkeiten bei der Prüfkörperherstellung offenbar verstärkt auswirkten. Die Sättigungsdauer wird jedoch durch die geringere Durchlässigkeit nur unwesentlich erhöht. Ebenso ist die Wasseraufnahme zu Versuchsbeginn annähernd gleich der bei den Hauptversuchen, so daß ein annähernd gleicher Sättigungsverlauf festgestellt werden kann.

Mit den Probekörpern, die gemäß den Einbaubedingungen (3) hergestellt worden waren, ergaben sich um den Faktor 10 höhere Durchlässigkeitsbeiwerte. Dies ist mit einer etwa um den Faktor 4 geringeren Sättigungsdauer dieser Probekörper verbunden. Eine direkte Korrelation zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert und der Sättigungsdauer ist nicht abzuleiten. Allgemein bleibt festzustellen, daß der Anfangssättigungsgrad insofern einen Einfluß auf die Sättigungsdauer hat, als damit überwiegend eine Veränderung der Durchlässigkeit einhergeht und folglich die Sättigungsdauer umso größer wird je undurchlässiger das Bodenmaterial ist. Dabei gilt auch die Umkehrung, daß die Sättigungsdauer kürzer wird, wenn der Boden durchlässiger ist. Eine Proportionalität ist nicht gegeben, da andererseits sich bei Änderung der Einbaubedingungen oder bei einem anderen Boden das zu sättigende Porenvolumen verändert. Wie der Abb. 33 zu entnehmen ist, ist bei den Einbaubedingungen (3) das zu sättigende Porenvolumen größer als bei den anderen Einbaubedingungen. Dies verlängert die Sättigungsdauer aber nicht entscheidend, weil hier der um eine Zehnerpotenz höhere Durchlässigkeitsbeiwert bestimmend ist.

# 6.6 Einfluß der Plastizität

Als weiterer Versuchsboden zur Untersuchung des Sättigungsverlaufs und zur diesbezüglichen Einschätzung der Plastizität wurde der leicht plastische Ton (Boden 1) verwendet, der gemäß den in Abschnitt 5 beschriebenen Untersuchungen einen Durchlässigkeitsbeiwert von ungefähr  $1\cdot 10^{9}$  m/s bei der wiederum gewählten Einbaubedingung (1) gemäß Abb. 33 aufwies. Mit diesem Ton waren somit auch kürzere Sättigungszeiten zu erwarten. Die bodenmechanischen Kennwerte dieses Tons sind der Tabelle 1 in Abschn. 5.2 zu entnehmen. Die Versuche wurden alle mit einem Sättigungsdruck von 600 kPa durchgeführt. Die hydraulischen Gradienten entsprachen denen der Hauptversuchsreihe mit dem Boden 4. Die Ergebnisse der Versuche sind in der Tabelle 4 zusammengestellt.

Die Ergebnisse zeigen, daß die Sättigungsdauer zumeist in der Größenordnung von 2 bis 5 Stunden liegt und damit gegenüber dem zuvor untersuchten Ton mit der höheren Plastizität erheblich kürzer ist. In den überwiegenden Fällen stellten sich nach ungefähr 24 Stunden bereits stationäre Strömungsverhältnisse ein. Die Versuche wurden aber dann über mehr als 350 Stunden weitergeführt, wobei sich in den Verläufen deutliche Abnahmen der Durchlässigkeitsbeiwerte bis auf 1 bis  $5 \cdot 10^{-10}$  m/s zeigten. Da die ein- und ausströmenden Wassermengen dabei annähernd gleich groß waren und die Versuche mit Sättigungsdruck ausgeführt wurden, kann dieser Abfall der Durchlässigkeitsbeiwerte nicht auf eine unzureichende Sättigung zurückgeführt werden. Auch die Erklärung, daß der Ton im Verlauf der Zeit noch gequollen wäre und damit sich der Porenraum verkleinert hätte, erscheint nicht zielführend, da der Ton sogar länger als üblich bei dem Einbauwassergehalt homogenisiert worden war und auch die Ergebnisse der Enslin-Versuche keinen Anhalt für eine Quellung des Tons gaben.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Code	Sätti- gungs- druck [bar]	i [-]	V <sub>max,rin</sub> [m/s]	v <sub>naceaa</sub> [m/s]	k <sub>en</sub> (24h) [m/s]	k (24h) [m/s]	k <sub>ein</sub> (Ver- suchs- ende) [m/s]	k <sub>mas</sub> (Ver- suchs- ende) [m/s]	Sätti- gung s- dauer [h]	Ver- suchs- dauer [h]
3631	6	30	1,1E-07	-3.0E-08	1,4E-10	1,2E-10	1.0E-10	1.0E-10	2	410
3531	6	20	1,9E-07	-9,8E-08	3,2E-10	2,9E-10	1,9E-10	1,9E-10	2	360
3431 3431/1 3431/2	6	10	7,2E-07 3,3E-07 4,2E-07	-4,7E-07 -9,0E-08 -3,6E-07	1,2E-09 9,8E-10 3,3E-10	1.0E-09 9.2E-10 2.4E-10	3.7E-10 1.4E-10 1.2E-10	3.7E-10 1.4E-10 1.1E-10	1,5 3 7	340 550 460
3331/1 3331/2	6	5	7,1E-07 6,9E-07	-3,7E-07 -3,2E-07	6.3E-10 1,1E-09	4,7E-10 9,2E-10	3,2E-10 4,5E-10	2,8E-10 4.0E-10	12 2	360 560
3231-1 3231/2	6	2.5	3.4E-07 1.1E-07	-9,5E-08 -9,6E-08	5,8E-10 2,5E-10	1.9E-10 5,0E-11	3,1E-10 1.0E-10	2,3E-10 8,2E-11	8 24	400 480
3131	6	1	3.5E-07	-1,5E-08	2.7E-09	1.68-09	4.1E-10	3.6E-10	2	410

#### Tab. 4: Ergebnisse der Versuche zum Sättigungsverlauf mit dem Boden 1

Die Ursache des Abfalls der Durchlässigkeit ist daher auf eine Kolmation bzw. Ausbildung eines Filterkuchens im Grenzbereich Probe/Filterstein, d h. eine Bewegung von Fein- und Feinstteilchen aus dem Bodengerüst verbunden mit einer Ablagerung in der Grenzfläche zum Filterstein, zurückzuführen. Eine solche Kolmation war bereits auch bei den im Abschnitt 5 beschriebenen Versuchen mit diesem Boden beobachtet worden, wenngleich dies zuvor bei anderen, d.h. geringeren Einbauwassergehalten, der Fall gewesen war. Auch die geringe Kohäsion dieses Bodens kann diese Erscheinung durchaus begünstigen. Der Beweis, daß solche Kolmationserscheinungen ursächlich für den Abfall des Durchlässigkeitsbeiwerts sind, wenn dieser im Zuge einer stationären Durchströmung erfolgt, konnte anhand von Wiederholungsversuchen geführt werden, bei denen die betreffenden Prüfkörper geteilt wurden. Im Versuch stellte sich dann stets heraus, daß die Hälfte des Prüfkörpers an der Ausströmseite mit dem dort angeordneten Filterstein eine deutlich geringere und damit für den Versuch am gesamten Prüfkörper bestimmende Durchlässigkeit aufwies.

Bei nochmaliger Betrachtung der Sättigungsdauern ist festzustellen, daß diese etwa ein Zehntel der Sättigungsdauern für den Boden 4 betragen. Der Boden 1 weist bei Kurzzeitversuchen, wie sie in Abschnitt 5 beschrieben wurden und auch in der hier diskutierten Versuchsreihe bei niedrigen Gradienten und ohne langzeitige Durchströmung einen Durchlässigkeitsbeiwert von ca.  $k = 1 \cdot 10^{-9}$  m/s auf. Die zu Versuchsbeginn auftretenden Filtergeschwindigkeiten sind nicht in dem Maße zur Zeitachse symmetrisch wie bei dem zuvor betrachteten geringer durchlässigen Boden. Sie sind aber etwa auch um eine Zehnerpotenz gegenüber dem zuvor betrachteten Boden erhöht. Bei Annahme der Gültigkeit des Gesetzes nach Darcy in allgemeingültiger Form, ist zu folgern, daß die Saugspannungen der beiden Böden 1 und 4 zu Versuchsbeginn gleich groß sind, da der Boden 1 zu diesem Zeitpunkt eine um eine Zehnerpotenz erhöhte Filtergeschwindigkeit und einen gleichermaßen größeren Durchlässigkeitsbeiwert aufweist, wobei dann der Gradient unverändert sein muß, der zum Versuchsbeginn durch die Saugspannung bestimmt wird.

#### 6.7 Folgerungen für die Versuchstechnik

Aufgrund der beobachteten Feinteilchenbewegungen, in deren Folge in Durchlässigkeitsversuchen fälschlicherweise zu geringe Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt werden, ist es erforderlich, Vorgaben für Durchlässigkeitsversuche zu entwickeln, mit denen derartige Erscheinungen verhindert werden können. Im wesentlichen handelt es sich dabei um drei Aspekte, die zu berücksichtigen sind. Zum einen sind die einströmenden und die ausströmenden Wassermengen zu messen. Zum anderen ist der hydraulische Gradient
stufenweise zu erhöhen. Im weiteren muß in jeder Stufe der hydraulische Gradient konstant bleiben.

Sofern keine Parametervariationen wie beispielsweise des hydraulischen Gradienten betrieben werden sollen, wurde, abgeleitet aus den vorher beschriebenen Versuchsreihen, folgende Vorgehensweise bei Durchlässigkeitsversuchen mit mineralischen Dichtungsstoffen entwickelt, die sich mittlerweile auch im Rahmen diverser Eignungsprüfungen bewährt hat.

Nach Einbau der Prüfkörper in die Durchlässigkeitsapparatur wird bei einem Gradienten von i = 0 ein Sättigungsdruck von 500 kPa aufgebracht. Dieser Sättigungsdruck führt wie gezeigt zu einem stetigeren Verlauf der Sättigung. Der Zellendruck ist gegenüber dem Sättigungdruck um den gewünschten effektiven Druck erhöht entsprechend parallel zu regeln, damit der Prüfkörper auch in dieser Versuchsphase einen konstanten effektiven Spannungszustand aufweist.

Anschließend wird ein hydraulischer Gradient von i = 1 eingestellt, der dann stufenweise über i = 2,5 und 5 auf 10, 20 und 30 sowie ggf. auch höher gesteigert wird. Die Steigerung des hydraulischen Gradienten darf aber nur erfolgen, solange der jeweilige Prüfkörper sich noch in der Sättigungsphase befindet, d.h. von beiden Seiten Wasser aufnimmt. Soweit sich im Verlauf der Steigerung bei einer Gradientenstufe eine Durchströmung des Prüfkörpers andeutet, d.h., daß die Filtergeschwindigkeit für die ausströmende Wassermenge gemäß der Definition in Abschnitt 6.2 positiv wird, wird diese Gradientenstufe beibehalten und nach Erreichen stationärer Strömungsverhältnisse der Durchlässigkeitsbeiwert bei dieser Gradientenstufe ermittelt. Sofern noch ein Durchlässigkeitsbeiwert bei größeren Gradienten ermittelt werden soll, kann dieser Wiederum jeweils stufenweise gesteigert werden und nach Erreichen stationärer Strömungsverhältnisse der Durchlässigkeitsbeiwert bei den jeweiligen Gradientenstufe ermittelt werden.

Wenn bei der vorbeschriebenen stufenweisen Ermittlung der Durchlässigkeitsbeiwerte ein Abfall der Durchlässigkeitsbeiwerte festgestellt wird, so ist davon auszugehen, daß das untersuchte mineralische Abdichtungsmaterial erosionsempfindlich ist und daher dessen Eignung für diese Gradientenstufen besonders geprüft werden muß. Ein Anstieg der Durchlässigkeitsbeiwerte würde in diesem Fall auf eine Nichtlinearität in Abweichung vom Gesetz nach Darcy hindeuten, die aber in den eigenen Untersuchungen nicht festgestellt werden konnte. Die Beobachtung des Sättigungsverlaufs kann auch im Hinblick auf eine deutliche Senkung der Dauer von Durchlässigkeitsversuchen im Rahmen von Qualitätssicherungsmaßnahmen beitragen. Bei Betrachtung des charakteristischen Sättigungsverlaufs gemäß Abb. 29 kann auf der sicheren Seite liegend der Versuch beendet werden, wenn der fiktive Durchlässigkeitsbeiwert, der aus der für die einströmenden Wassermenge ermittelten Filtergeschwindigkeit abgeleitet werden kann, den Anforderungswert unterschreitet. Die Filtergeschwindigkeit würde im weiteren Versuchsverlauf nur noch weiter abnehmen.

### 6.8 Saugspannungsermittlung

Anhand der Versuchsreihen zum Sättigungsverlauf mit den Böden 1 und 4 wurde in Abschnitt 6.6 gefolgert, daß aufgrund der Tatsache, daß der Durchlässigkeitsbeiwert und die Anfangsfiltergeschwindigkeit beim Boden 1 jeweils um eine Zehnerpotenz größer sind als beim Boden 4, die Saugspannung bei beiden Böden unmittelbar nach Einbau der Prüfkörper in etwa gleich groß sein muß.

Wenn man überschlägig vereinfachend beim Boden 4 von einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s und einer Filtergeschwindigkeit von  $5 \cdot 10^{-8}$  m/s (s. Anlage 4, Blatt 2) ausgeht, erhält man unter Annahme der Gültigkeit des Gesetzes nach Darcy einen hydraulischen Gradienten von i = 500. In der Anfangsphase der Sättigung kann der sich aus der Druckhöhendifferenz zwischen Ober- und Unterwasser ergebende Gradient vernachlässigt werden, so daß der vorgenannte Betrag der Saugspannung zugeordnet wird. Da ein annähernde Symmetrie der für die Ober- und Unterwasserseite abgeleiteten und zur Prüfkörpermitte gerichteten Filtergeschwindigkeiten gegeben ist und die Prüfkörper eine Dicke von 6 cm aufweisen, woraus sich wiederum aufgrund der Symmetrie eine durchströmte Länge von 3 cm ergibt, kann aus dem hydraulischen Gradienten von i = 500 eine fiktive Druckhöhe von 15 m errechnet werden, die einer Saugspannung von 150 kPa entspricht.

In der Bodenkunde wird vornehmlich der Begriff Matrixpotential für die Saugspannung verwendet. In diesem Fachgebiet befaßt man sich ebenfalls besonders mit der Wasserbewegung in ungesättigten Böden. Wie auch Scheffer und Schachtschabel (1989) oder Schroeder (1983) feststellen, liegt das ermittelte Matrixpotential von 150 kPa, das einem pF-Wert von 3,2 entspricht, in der für Tone bekannten Größenordnung bei den hier gewählten

Einbauwassergehalten. In Abb. 34 sind die Verläufe des Matrixpotentials als Wasserspannungen ausgedrückt für drei verschiedene charakteristische Böden dargestellt. Dabei kann der Boden 1 grob dem Lehm und der Boden 4 dem Ton zugeordnet werden. Man erkennt die Zuordnung eines pF-Wertes von 3,2 zu annähernd wassergesättigten, aber teilgesättigten Tonen oder Lehmen. Dies entspricht auch den Einbaubedingungen der hier untersuchten Böden. Es ist weiteren Untersuchungen mit dieser Versuchstechnik vorbehalten, zu klären, mit welcher Exaktheit hiermit Saugspannungen ermittelt werden können. Die bisherigen Betrachtungen deuten hierfür eine erfolgversprechende Messmethodik an.



Abb. 34: Wasserspannungskurven eines Sandbodens (S), eines Lehmbodens (L) und eines Tonbodens (T); aus Scheffer und Schachtschabel (1989)

### 6.9 Zusammenfassende Feststellungen zur Sättigung

Die vorbeschriebenen Untersuchungen ergaben wesentliche Erkenntnisse über die Grundsätze der Durchführung von Durchlässigkeitsversuchen und zeigen in diesem Zusammenhang, daß bei der Prüfung der Eignung mineralischer Dichtungsstoffe die Sättigung der Probekörper keinesfalls außer Acht gelassen werden sollte, da hiermit zum einen wichtige Informationen vorab erhalten werden und zum anderen eklatante Fehlinterpretationen des Durchlässigkeitsverhaltens vermieden werden. Zum Sättigungsverlauf ist festzustellen, daß die Wasseraufnahme zu Beginn des Versuchs von der Saugspannung des Materials bestimmt wird. Dabei geht aber auch die Durchlässigkeit des Materials ein, d.h. bei durchlässigeren Materialien, die eigentlich eine geringere Saugspannung aufweisen, ist die Wasseraufnahme in dieser Phase ebenso so groß oder größer als die eines undurchlässigeren Materials. Der Sättigungsdruck wie auch der hydraulische Gradient haben in dieser Phase keinen nennenswerten Einfluß. Der Sättigungsdruck spielt dann eine Rolle, wenn bei kleinen hydraulische Gradienten und geringer Durchlässigkeit Druckschwankungen ohne Sättigungsdruck zu einer die Durchlässigkeit überlagernde Konsolidierung oder Schwellung der Probekörper führen. Mit einer Vergrößerung des hydraulischen Gradienten ist eine deutliche Verkürzung der Versuchsdauer verbunden.

Von besonderer Bedeutung ist die Messung der beim Versuch ein- und ausströmenden Wassermengen, damit der Sättigungsverlauf beobachtet werden kann. Ansonsten besteht die Gefahr, daß falsche oder zu frühe Schlüsse im Hinblick auf die Durchlässigkeit des Dichtungsstoffes gezogen werden. In jedem Falle unzureichend ist die alleinige Messung der ausströmenden Wassermengen, da hier zu kleine Durchlässigkeitsbeiwerte abgeleitet werden können. Die alleinige Messung der einströmenden Wassermengen liegt im Hinblick auf die Beurteilung von Dichtungsstoffen auf der sicheren Seite, da i.d.R. tendenziell zu große Durchlässigkeitsbeiwerte festgestellt werden. Es ist ohne die Messung beider Wassermengen nicht möglich, etwaige Kolmationsvorgänge zu erkennen.

Bei Kenntnis des Sättigungsverhaltens eines mineralischen Dichtungsstoffs kann im Rahmen von Überwachungsprüfungen aus dem Sättigungsverlauf bereits nach ca. zwei Tagen eine Aussage über die Einhaltung eines geforderten maximal zulässigen Durchlässigkeitsbeiwerts getroffen werden.

Die Versuche zeigten, daß bei Anwendungen von mineralischen Dichtungsstoffen, bei denen nur ein sehr kleiner hydraulischer Gradient gegeben ist, über längere Zeit Teilsättigungsverhältnisse vorherrschen, bei denen gegenüber dem aus dem Durchlässigkeitsbeiwert abgeleiteten Fortschritt einer Sickerfront erhöhten Infiltrationsgeschwindigkeiten gegeben sind. Die Sättigung einer Abdichtungsschicht wird dabei vornehmlich von der Saugspannung bestimmt. Die Druckhöhendifferenz zwischen Ober- und Unterwasser ist dabei von untergeordneterer Bedeutung. Die vorgenannten Feststellungen zum Sättigungsverhalten von mineralischen Dichtungsstoffen und zu den Fehlermöglichkeiten bei Durchlässigkeitsversuchen und deren Vermeidung gelten nicht nur für die hier im Rahmen der Forschungsarbeiten untersuchten natürlichen Böden, sondern sind, wie es sich im Rahmen von projektbezogenen Untersuchungen gezeigt hat, prinzipiell auch auf Untersuchungen von Dichtwandmassen für Schlitz- und Schmalwände übertragbar, wobei die diesbezüglichen negativen Erscheinungen wie z.B. die Erosions- und Suffosionserscheinungen bei diesen Stoffen noch ausgeprägter sein können. Dies wurde insbesondere im Hinblick auf die Auswaschung von Zementanteilen bei diesen Dichtwandmassen beobachtet.

# 7 Untersuchungen zum Durchlässigkeits- und Sättigungsverhalten gemischtkörniger Dichtungsstoffe

#### 7.1 Zusammensetzung gemischtkörniger Dichtungsstoffe

Die maßgeblichen Vorschriften und Richtlinien für mineralische Dichtungsstoffe in den verschiedenen Einsatzgebieten des Deponie-, Wasser- und Verkehrswegebaus beziehen sich überwiegend auf feinkörnige Böden, nach DIN 18196 also meist auf mittel bis ausgeprägt plastische Tone, bei etwas geringeren Anforderungen auch auf leicht plastische Tone. In verschiedenen Gebieten stehen solche Böden aber in wirtschaftlicher Entfernung nicht zur Verfügung, so daß besonders in diesen Gebieten, wie z.B. in Oberbayern, alternative Dichtungsstoffe gefunden werden müssen.

Im wesentlichen wird dabei auf gemischtkörnige Dichtungsstoffe zurückgegriffen, die auf der Basis von Kiesen und durch die Zugabe weiterer feinkörniger Böden und Tonmehle dichtungswirksam hergestellt werden und in Anlehnung an die DIN 18196 als gemischtkörnige Böden meist in Form von tonigen oder stark tonigen Kiesen angesprochen werden können. Es sind aber auch gemischtkörnige Dichtungsstoffe auf der Basis von Sand bekannt, wie sie beispielsweise Schuster (1986) beschreibt. Diese stellen aber bei den Anwendungen in Deutschland die Ausnahme dar.

Unter Berücksichtigung der Herstellung dieser gemischtkörnigen Dichtungsstoffe können aufbereitete, verbesserte und künstlich zusammengesetzte Stoffe unterschieden werden. Unter aufbereiteten Dichtungsstoffen versteht man dabei lediglich eine Zerkleinerung und Homogenisierung sowie die Einstellung eines für die Dichtungswirksamkeit optimalen Wassergehalts. Von einer Verbesserung wird dann gesprochen, wenn zusätzlich Tonmehle, wie z.B. Bentonite oder Kaoline, zugegeben werden, um die gewünschte Dichtungswirksamkeit im Sinne eines anforderungsgerechten Durchlässigkeitsbeiwerts zu erzielen, den das natürliche Material nicht oder nicht hinreichend sicher erfüllt. Die Aufbereitung und Verbesserung gibt es auch bei den feinkörnigen mineralischen Dichtungsstoffen. Bei hochwertigen Abdichtungen, wie z.B. im Deponiebau, ist eine Aufbereitung auch von feinkörnigen Dichtungsstoffen unabdingbar und Stand der Technik. Aufgrund der erzielbaren Homogenität können die künstlich zusammengesetzten Dichtungsstoffe bei entsprechender Zusammensetzung als die hochwertigsten Dichtungsstoffe bezeichnet werden. Eine Entwicklung dieser Dichtungsstoffe wurde von Horn (1986) betrieben, wobei zunächst dem Grundmaterial Kies Bentonit hinzugegeben wurde, um die geringe Durchlässigkeit zu erhalten, was aus wirtschaftlicher Sicht aufgrund der geringen erforderlichen Zugabemengen als sehr effizient anzusehen ist. Die Zugabemenge des Bentonits ist so bemessen, daß der zunächst trocken hinzugemischte Bentonit erst nach Verdichtung des künstlich zusammengesetzten Dichtungsstoffes einen Quelldruck entwickelt, der zur Abdichtung der strömungswirksamen Poren im Grobkorngerüst führt. Für diese Art der Zusammensetzung hat sich der Begriff "Bentokies" eingebürgert, wenngleich bei aktuelleren Baumaßnahmen neben dem Bentonit weitere Tonmehle mit geringerer Quellfähigkeit zugegeben wurden (Schick; 1995). Dies ist im besonderen im Hinblick auf den stattfindenden Ionenaustausch bei Natrium-Bentoniten von Bedeutung. Die Auswirkungen des Ionenaustausches werden im Abschnitt 8 behandelt, wo die geosynthetischen Tondichtungsbahnen, bei denen der Bentonit den alleinigen Dichtungsstoff darstellt, angesprochen werden.

Eine parallele Entwicklung zum Bentokies ging zunächst von natürlichen gemischtkörnigen Dichtungsstoffen aus, denen Bentonit nur im Sinne einer Verbesserung zugegeben wurde, da sie von sich aus bereits gering durchlässig waren. Als natürliche gemischtkörnigen Dichtungsstoffe wurden zumeist Moränenmaterialien und Geschiebelehme gewonnen, die naturgemäß heterogen zusammengesetzt sind und sich daher für hochwertige Abdichtungen nicht eignen. In Fortsetzung dieser Entwicklung wurden die Dichtungsstoffe so ausgewählt, daß das Grundmaterial, zumeist ein sandiger Kies, mit einem Füllermaterial, im Regelfall leichtplastischer Ton, versehen wird, so daß die Dichtungsmischung bereits ohne Tonmehle eine geringe Durchlässigkeit aufweist. Kennzeichnend für diese gemischtkörnigen Dichtungsstoffe ist, daß das Grobkorn, in diesen Fällen der Kies, als Grundmaterial in der feineren Matrix schwimmt.

In Abb. 35 ist das Körnungsband derartiger gemischtkörniger Dichtungsstoffe dargestellt, wie sie bei diversen Deponiebauprojekten eingesetzt worden sind. Aus einer Vielzahl von Körnungslinien sind nur die drei, die den Rand des Körnungsbandes bilden, dargestellt. Die Mischungszusammensetzungen mit den Bezeichnungen Mischung H, W1, G und B sind in Tabelle 5 angegeben. In allen Fällen wurden als Grundmaterial sandige Kiese eingesetzt. Als Füllermaterial wurde im Regelfall leicht plastisches Ton-/Schluffmaterial (Löß, Lößlehm o.ä.)

75

vorgesehen. Nur bei der Mischung W1 war ausgeprägt plastisches Tonmaterial infolge eines Sondervorschlags zum Einsatz gekommen.

Durch die Füllerzugabe zum Kies wurden bereits schwach durchlässige Stoffe erzeugt, denen dann zur Erzielung möglichst geringer Durchlässigkeitsbeiwerte noch ggf. Bentonit und Kaolin zugegeben wurden. Im Zusammenhang mit dem Bauprojekt, bei der die Mischung W1 zum Einsatz gekommen war, wurde auch eine zweite Mischung W2 eingesetzt, die sich durch einen höheren Feinstkornanteil von mindestens 20 % auszeichnete, um damit auch den Anforderungen der TA Abfall an mineralische Dichtungsstoffe gerecht zu werden. Diese Mischung hat sich aber aufgrund der schlechteren mischtechnischen Eigenschaften und schwierigen Verarbeitbarkeit nicht bewährt. Auch im Rahmen der Qualitätssicherung hatten sich für Prüfkörper der Mischung W2 mehrfach Durchlässigkeitsbeiwerte ergeben, die größer als die für die Mischung W1 gewesen waren, was auf eine unzureichende Mischhomogenität der Einzelkomponenten zurückzuführen war. In baupraktischer Hinsicht zeichnet sich ein maximaler Anteil an Feinstkorn < 0,002 mm von ca. 12 % ab.

Alle Mischungen wurden in Mischanlagen auf der Baustelle (mixed-in-plant) hergestellt. In Tabelle 6 sind die bodenmechanischen Kenngrößen der Mischungen zusammengestellt. Bei den Angaben zu den Korngrößenanteilen handelt es sich um Sollvorgaben aus den Eignungsprüfungen.



Abb. 35: Körnungsband gemischtkörniger Dichtungsstoffe

Mischung	Anteil des Grund- materials Kiessand in %	Fülleranteil in %	Kaolinanteil in %	Bentonitanteil in %	
Н	63	27	8	2	
W1	78	16	3	3	
G	75	18	4	3	
В	69	30	0	1	

## Tab. 5: Zusammensetzung der Mischungen H, W1, G und B

Н	W1	G	B
GT*	GT*	GT*	GT*
100	100	100	100
53	55	48	50
32	27	26	28
10	12	7	13
2.16	2.23	2.23	2.26
8.4	7.6	6.4	7.2
2.68	2.75	2.74	2.80
	H GT* 100 53 32 10 2.16 8.4 2.68	H     W1       GT*     GT*       100     100       53     55       32     27       10     12       2.16     2.23       8.4     7.6       2.68     2.75	H     W1     G       GT*     GT*     GT*       100     100     100       53     55     48       32     27     26       10     12     7       2.16     2.23     2.23       8.4     7.6     6.4       2.68     2.75     2.74

Tab. 6: Bodenmechanische Kenngrößen der vier Mischungen

### 7.2 Durchlässigkeit im gesättigten Zustand

Mit den künstlich zusammengesetzten gemischtkörnigen Dichtungsstoffen sind Durchlässigkeitsbeiwerte erreichbar wie sie auch für feinkörnige Dichtungsstoffe erzielt werden. Die besondere Qualität solcher künstlich zusammengesetzten Dichtungsstoffe wurde im Zuge der Baumaßnahme dokumentiert, bei der die Mischung G zum Einsatz gekommen war. Hierbei wurden im Rahmen der Qualitätssicherung bei ca. 75 Durchlässigkeitsversuchen durchgehend Durchlässigkeitsbeiwerte von 1 bis  $4 \cdot 10^{-11}$  m/s erzielt. Der Mittelwert lag bei  $2 \cdot 10^{-11}$  m/s. Eine solche enge Bandbreite bei gleichzeitig sehr geringen Durchlässigkeitsbeiwerten ist nur bei sehr eng gefaßten Einbaubedingungen erreichbar.

Gemischtkörnigen Dichtungsstoffe zeigen sich nämlich im Durchlässigkeitsverhalten gegenüber unterschiedlichen Einbaubedingungen und hierbei vornehmlich gegenüber unterschiedlichen Wassergehalten etwas empfindlicher als die untersuchten Tone. In Tab. 7 sind die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte beispielhaft für die Mischung G in Abhängigkeit von den jeweiligen Einbaubedingungen dargestellt. Dabei entsprechen die Einbaubedingungen nur grob den Punkten A, B und C der Abb. 9 in Abschnitt 5.3. Deren Angabe dient hier lediglich als Orientierungshilfe.

Einbau- bedingung gemäß Abb. 9	Durchlässig- keitsbeiwert [m/s]	Einbautrocken- dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	Einbauwasser- gehalt [%]	Luftporen- anteil [%]	
A	5.9·10 <sup>-9</sup> 2.1·10 <sup>-11</sup>	2.20	7.0 9.7	4.3 2.5	
В		2.11			
С	1.2.10-8	2.10	8.6	5.3	

Tab.: 7 Durchlässigkeit in Abhängigkeit von den Einbaubedingungen A, B und C

Der Durchlässigkeitsbeiwert verhält sich in ähnlicher Weise wie bei den mit Boden 2 und 3 bezeichneten feinkörnigen Dichtungsstoffen (s. Abschn. 5.3; Tab. 2), tendenziell jedoch noch empfindlicher, da bereits bei Wassergehalten im Bereich des Proctorwassergehalts eine starke Zunahme des Durchlässigkeitsbeiwertes im Vergleich zu dem Prüfkörper, der mit einem hohen Wassergehalt eingebaut wurde, feststellbar ist. Zudem wird in Tab. 7 der Zusammenhang zwischen Durchlässigkeitsbeiwert und Luftporenanteil erkennbar.

Die Ursache für diese erhebliche Durchlässigkeitszunahme mit abnehmenden Wassergehalt ist wie bei den feinkörnigen Böden auf die Konsistenzerhöhung und die damit einhergehende Aggregierung der Feinmatrix zurückzuführen. Es entstehen Makroporenstrukturen, die in sich durchlässiger sind. Die höhere Empfindlichkeit gegenüber einer Verringerung des Wassergehalts kann vereinfachend mit der Vorstellung erklärt werden, daß das Wasser sich nahezu ausschließlich in der Feinkornmatrix befindet, die je nach Zusammensetzung des gemischtkörnigen Dichtungsstoffs am Gesamtvolumen nur einen Anteil von ca. 30 und bei Berücksichtigung des Sandanteils ca. 40 % hat. Da der Wassergehalt auf die gesamte Trockenmasse des Bodens bezogen wird, wirken sich Änderungen im absoluten Wassergehalt bei gemischtkörnigen Böden stärker aus als bei den untersuchten mittel und ausgeprägt plastischen Tonen. Dies erklärt nicht nur die sich ändernden Durchlässigkeitseigenschaften, sondern auch die sich ebenso ändernden Verdichtungseigenschaften, die im Proctorversuch ermittelt werden. Aus den genannten Gründen hat die Proctorkurve bei gemischtkörnigen Böden einen steileren Verlauf als bei feinkörnigen Böden.

Durchlässigkeitsversuche mit Prüfkörpern von gemischtkörnigen Dichtungsstoffen mit einem Wassergehalt unterhalb des Proctorwassergehalts, vereinfachend gesagt auf der trockenen Seite der Proctorkurve, sind vielfach kaum möglich, weil der Durchlässigkeitsbeiwert soweit ansteigt, daß Suffosionserscheinungen auftreten (s. Abschn. 7.4)

daß Dichtungsstoffe empfindlich Die Feststellung. gemischtkörnige gegenüber Wassergehaltsschwankungen reagieren, bedeutet, daß diese Stoffe a priori auch empfindlicher gegenüber Austrocknungserscheinungen sein müßten. Hier ist zu berücksichtigen, daß gemischtkörnige Böden eine größere Dichte haben, also der Porenanteil deutlich geringer ist. Zudem weisen sie ein Grobkorngerüst auf, das nur geringe Rißabstände und -breiten zuläßt. Eine größeren dieser Gegebenheiten unter Berücksichtigung der Ouantifizierung Wasserempfindlichkeit ist bisher nicht erfolgt.

Um ungünstige Einbaubedingungen, die zu schlagartig höheren Durchlässigkeiten führen, auszuschließen, ist die wirksamste Maßgabe, eine Beschränkung des Luftporenanteils vorzunehmen. Als Erfahrungswert für gemischtkörnige Dichtungsstoffe hat sich ein maximal zulässiger Luftporenanteil von  $n_a = 3$  % bewährt. Dieser entspricht in etwa dem Luftporenanteil beim Proctoroptimum. In jedem Fall sollte die Linie des zulässigen Luftporenanteils die Proctorkurve nicht auf dem trockenen Ast der Proctorkurve schneiden.

In ähnlicher Weise kann ein maximal zulässiger Luftporenanteil für feinkörnige Dichtungsstoffe ermittelt und vorgegeben werden (s. Abschn. 5.3). Hier hat sich ein Erfahrungswert für einen maximal zulässigen Luftporenanteil von  $n_a = 5$  % herausgebildet, wie in Abb. 12 dargestellt ist.

## 7.3 Sättigungsvorgang bei gemischtkörnigen Dichtungsstoffen

Der Sättigungsverlauf im Durchlässigkeitsversuch zeigt sich für gemischtkörnige Dichtungsstoffe in seiner charakteristischen Form wie bei den feinkörnigen Böden. Beispielhaft ist in Abb. 36 der Sättigungsverlauf im Zuge eines Durchlässigkeitsversuches mit einem Prüfkörper der Mischung G angegeben. Da entsprechend der für Durchlässigkeitsversuche in Abschnitt 6.7 empfohlenen Vorgehensweise der Gradient stufenweise gesteigert wurde, ist der Verlauf in einem k-i-Diagramm gefaßt, da im v-i-Diagramm sich stets die Veränderung der Filtergeschwindigkeit niederschlagen würde.





Sofern es sich um einen Dichtungsstoff mit einem kleinen Durchlässigkeitsbeiwert handelt, zeigt sich eine beidseitige Wasseraufnahme in der Sättigungsphase, nach der sich dann stationäre Strömungsbedingungen einstellen. Auch hier ist der maßgebliche Durchlässigkeitsbeiwert der Wert bei Beginn stationärer Strömungsverhältnisse. Etwaige Anstiege oder Abfälle in der Durchlässigkeit von derartigen Prüfkörpern besitzen ihre Ursache wie bei den feinkörnigen Dichtungsstoffen in Bodenumlagerungsvorgängen innerhalb des Prüfkörpers und im Übergangsbereich zum an der Ausströmseite angeordneten Filter.

## 7.4 Suffosionsgefährdung gemischtkörniger Dichtungsstoffe

Gemischtkörnige Dichtungsstoffe werden so zusammengesetzt, daß sie suffosionsstabil sind. Daher sind im Kornaufbau Fehlkörnungen auszuschließen. In der Praxis ist aber vielfach kein stetiger Verlauf ohne leichte Andeutung einer Fehlkörnung zu erreichen. Ohne eindeutige Ergebnisse kann auch eine Mischungszusammensetzung mit einer solchen Kornverteilung ohne genauere Belege der Empfindlichkeit dieser Mischung gegenüber Suffosionserscheinungen nicht abgelehnt werden. Eine Auffütterung im kritischen Grobschluff-/ Feinsandbereich kann aus projektspezifischen und wirtschaftlichen Gründen nicht machbar und auch technisch nur mit erheblichen Schwierigkeiten realisierbar sein.

In solchen Fällen kann der Nachweis der Suffosionsstabilität nicht nur rechnerisch, sondern muß auch im Laborversuch erfolgen. Der rechnerische Nachweis wird in der Art und Weise geführt, daß ein gemischtkörniger Boden mit Schnittpunkt im Fehlkörnungsbereich in zwei fiktive Einzelböden geteilt wird und für diese Einzelböden die Filterstabilität, z.B. nach Terzaghi, überprüft wird. Ist die Filterstabilität für die beiden fiktiven Einzelböden gegeben, so ist damit die Suffosionsstabilität des gemischtkörnigen Bodens nachgewiesen. Da dieser Nachweis nur anhand von Körnungskriterien geführt wird, finden die bindigen, d.h. im besonderen die kohäsiven Eigenschaften des zu beurteilenden Bodens keine Berücksichtigung. Dies ist aber für gemischtkörnige Dichtungsstoffe sehr ungünstig und nicht zutreffend, da diese Stoffe wohl je nach Zusammensetzung variierende, aber im Regelfall deutliche kohäsive Eigenschaften aufweisen. Die Beurteilung der Suffosionsstabilität anhand der Kohäsion ist für überschlägige Betrachtungen hilfreich, aber nicht hinreichend, weil sich Körnung, Kornabstufung, Einbaubedingungen und Kohäsion hinsichtlich einer Suffosionsgefahr gegenseitig beeinflussen, was sich nur anhand von Laborversuchen untersuchen läßt. Die Suffosionsgefährdung eines gemischtkörnigen Dichtungsstoffes kann analog zum Sättigungsund Durchströmungsverhalten von feinkörnige Dichtungsstoffen und der dabei auftretenden Feinteilchenmobilisierung und Kolmation untersucht werden. Wie bei diesen Böden deutet eine Abnahme des Durchlässigkeitsbeiwerts im stationären Strömungszustand oder nach einer Gradientenerhöhung auf Feinteilchenbewegungen, bei gemischtkörnigen Dichtungsstoffen auf eine mangelnde Suffosionsstabilität hin, die mit einer Kolmation im Bereich des Filtersteins verbunden ist. Im Extremfall kann aber auch eine Zunahme des Durchlässigkeitsbeiwerts auftreten, wenn infolge Suffosion bevorzugte Sickerkanäle im Prüfkörper entstehen. Dies wurde bei Untersuchungen der Mischung W1 beobachtet, bei der aus wirtschaftlichen Gründen die Reduzierung des Bentonitanteils geprüft worden war. Abb. 37 zeigt die Ergebnisse eines Durchlässigkeitsversuchs mit der so modifizierten Mischung W1.



Abb. 37: Ergebnisse eines Durchlässigkeitsversuchs mit modifizierter Mischung W1

Die extreme Erhöhung des Durchlässigkeitsbeiwerts um mehr als vier Zehnerpotenzen (Ausgangsboden:  $k = 2 \cdot 10^{-11}$  bis  $1 \cdot 10^{-10}$  m/s), hier ist die Grenze der Durchlässigkeitsapparatur erreicht, zeigt die Brisanz solcher Vorgänge, die zu einem vollständigen Versagen einer Abdichtung führen können. Einen ähnlichen Verlauf zeigt ein weiterer Versuch, dessen Ergebnis in Abb. 38 dargestellt ist.



Abb. 38: Ergebnisse eines Durchlässigkeitsversuchs für einen Prüfkörper mit Ca- anstatt Na-Bentonit

Es handelte sich hierbei um einen Prüfkörper einer Modifikation der Mischung W1, bei der der eigentlich eingesetzte Natrium-Bentonit gegen Calcium-Bentonit ausgetauscht worden war. Der dargestellte Verlauf kennzeichnet einen zu hohen Durchlässigkeitsbeiwert, dann die durch die erhöhte Filtergeschwindigkeit bedingten Suffosionserscheinungen und letztlich die Kolmation in Form des deutlichen Abfalls des Durchlässigkeitsbeiwertes.

Bei der Wahl der Zusammensetzung von gemischtkörnigen Dichtungsstoffen ist also zu beachten, daß solche Vorgänge auch nicht infolge von Wassergehaltsänderungen entstehen können, da eine Aggregierung der Feinkornmatrix ebenso eine erhöhte Suffosionsgefährdung zur Folge haben kann.

# 8 Untersuchungen zur Durchlässigkeit von geosynthetischen Tondichtungsbahnen

## 8.1 Allgemeines

Geosynthetische Tondichtungsbahnen sind dünnlagige Verbunddichtungselemente, die im Regelaufbau aus einer Träger- und einer Abdeckschicht jeweils aus Geotextilien, zwischen denen dichtungswirksamer Stoff eingebracht wird, bestehen. Als dichtungswirksamer Stoff wurde bisher ausschließlich Bentonit eingesetzt, so daß sie auch unter dem geläufigeren Begriff Bentonitmatten bekannt wurden. Der Bentonit ist im fabrikneuen Zustand trocken und wird als Pulver oder Granulat verarbeitet. Der Restwassergehalt beträgt auch im staubtrockenen Milieu ca. 10 %. Zur Herstellung der Verbundfestigkeit werden die beiden geotextilen Lagen der geosynthetischen Tondichtungsbahnen im Fertigungsprozess durch Vernadelung oder Vernähung miteinander verbunden. In Abb. 39 ist der Aufbau der geosynthetischen Tondichtungsbahn dargestellt. Sie weisen Dicken von ca. 8 bis 15 mm auf.



Abb. 39: Aufbau von geosynthetischen Tondichtungsbahnen

Die Dichtungswirkung der geosynthetischen Tondichtungsbahn wird in-situ nach Einbau durch Hydratation erzielt, indem der Bentonit nach Quellung mit Wasser eine dichtende Schicht bildet. Bei den derzeit auf den Markt befindlichen Produkten wird hauptsächlich natürlicher Natrium-Bentonit oder natriumaktivierter Calcium-Bentonit verwendet. Diese Bentonite weisen Durchlässigkeitsbeiwerte in der Größenordnung von 1 bis 5·10<sup>-11</sup> m/s auf. Zur Beschreibung der Durchlässigkeitseigenschaften wurde die sogenannte Permittivität  $\psi$  eingeführt, die sich entsprechend dem Durchlässigkeitsbeiwert k ohne Berücksichtigung der Dicke errechnet.

$$\psi = \frac{Q}{A \cdot \Delta h}$$
 [s<sup>-1</sup>] (Gleichung 7)

Die Permittivität entspricht damit dem Quotienten aus dem Durchlässigkeitsbeiwert k und der Dicke d des Dichtungsstoffes. Diese Definition wurde aus zwei Gründen gewählt. Zum einen aus produktspezifischen Gründen, weil bei der Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts dieser umso geringer ausfallen würde, je geringer die Dicke des Produktes ist. Zudem kann die Dicke der dichtungswirksamen Schicht nicht exakt bestimmt werden, weil beispielsweise in den Geotextilien mehr oder weniger Bentonit eindringt bzw. sogar enthalten ist, so daß rechnerisch stets die Dicke des Gesamtprodukts berücksichtigt werden müßte, was bedeuten würde, daß für ein Produkt mit gleicher Bentonitmenge der Durchlässigkeitsbeiwert umso niedriger ausfallen würde, je dünner die Geotextilien sind, was im Hinblick auf die Robustheit dieser Produkte nicht sinnvoll wäre.

Als zweiten Grund für die Definition der Permittivität ist die Vergleichbarkeit der geosynthetischen Tondichtungsbahn mit anderen vornehmlich mineralischen Dichtungsstoffen im Hinblick auf die tatsächliche Dichtungswirksamkeit zu nennen. Der Durchlässigkeitsbeiwert ist eine stoffspezifische Kenngröße, während die Permittivität das Dichtungselement einschließlich dessen Dicke berücksichtigt.

Ergebnisse von Grundsatzuntersuchungen zur Eignung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen sind in Heyer (1992 und 1995a) enthalten. Diese Untersuchungen bezogen sich im wesentlichen auf fabrikneue Produkte. Eine besondere Eigenschaft des Natrium-Bentonits ist, daß er sich bei einem ausreichenden Angebot an Calcium-Ionen, was in den meisten Anwendungsfällen der Fall ist, wieder in einen Calcium-Bentonit umwandelt. Dies führt zu einem verminderten Quellvermögen und zu einer höheren Permittivität, also zu einem insgesamt anderen hydraulischen Verhalten (s. Abschn. 8.3).

### 8.2 Sättigungsvorgang bei geosynthetischen Tondichtungsbahnen

Bei der Prüfung der Durchlässigkeit von geosynthetischen Tondichtungsbahnen stellt sich bei der Sättigung ein Verlauf ein, wie er auch bei den mineralischen Dichtungsstoffen beobachtet wird (vgl. Abb. 29; Abschn. 6.2). In Abbildung 40 ist dieser auch für diese Produkte charakteristische Verlauf für eine fabrikneue geosynthetische Tondichtungsbahn mit Natrium-Bentnonit als dichtungswirksamer Schicht dargestellt.



Abb. 40: Sättigungsverlauf bei einer fabrikneuen geosynthetischen Tondichtungsbahn aus Natrium-Bentonit

Man erkennt die beidseitige Wasseraufnahme über etwa 50 Stunden trotz des üblicherweise eingestellten Druckhöhenunterschiedes von 30 cm, woran sich dann alsbald eine stationäre Durchströmung anschließt. Die Wasseraufnahme im Verlauf der Sättigung ist auf die ausgeprägte Saugspannung des trockenen Natrium-Bentonits zurückzuführen, so daß selbst bei diesem dünnlagigen Produkt in dieser Phase keine Durchströmung stattfindet. Gleichzeitig hat dieser Bentonit die besondere Eigenschaft, mit der Wasseraufnahme und Quellung an der Oberfläche sehr undurchlässig zu werden, so daß nunmehr die weitere Sättigung bis zur Mitte des jeweiligen Prüfkörpers relativ langsam vonstatten geht. Derartige Sättigungsverläufe bedeuten zudem, daß der Dichtungsstoff in der Sättigungsphase undurchlässig ist, da er das Wasserangebot nutzt, um zu quellen und in dieser Phase nicht durchströmt wird. Dies ist ein besonderes Qualitätskriterium für einen Dichtungsstoff.

Diese Sättigungsverläufe wurden in den vergangenen zehn Jahren bei der Prüfung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen im Zuge von mehr als 300 Versuchen durchwegs bestätigt, wobei dies momentan nur unter den Voraussetzungen gilt, daß natürliche Natriumbentonite oder natriumaktivierte Calciumbentonite verwendet werden und es sich um fabrikneue Produkte handelt. Aufgrund dieses Kenntnisstandes ist es bei Routineuntersuchungen, z.B. im Rahmen der Qualitätssicherung, nicht mehr erforderlich, im Durchlässigkeitsversuch die stationären Verhältnisse abzuwarten, um die Permittivität zu ermitteln. Der Versuch kann vielmehr abgebrochen werden, wenn bei üblichen Prüfgradienten von i = 30, d.h. einem Druckhöhenunterschied von ca. 30 cm, eine beidseitige Wasseraufnahme über 24 Stunden beobachtet worden ist. Bei gewünschter erhöhter Aussagekraft kann die Versuchsdauer auf 48 Stunden verlängert werden, um dann auch annähernd stationäre Strömungsbedingungen vorliegen zu haben.

Durchlässigkeitsversuche mit geosynthetischen Tondichtungsbahnen sollten stets unter Beobachtung des Sättigungsverlaufs erfolgen, da Abweichungen vom vorbeschriebenen Sättigungsverhalten Besonderheiten im Hinblick auf die Durchlässigkeitseigenschaften dieser Produkte kennzeichnen.

### 8.3 Abweichungen vom charakteristischen Sättigungsvorgang

Wenn Abweichungen vom Sättigungsverlauf, d.h. von der beidseitigen zur Zeitachse weitgehend symmetrischen Einströmung festgestellt werden, so können damit auch sehr unterschiedliche, i.d.R. ungünstigere Durchlässigkeits- bzw. Dichtigkeitseigenschaften verbunden sein. Eine Abweichung vom üblichen Sättigungsverlauf konnte beispielsweise nach Austrocknungsbeanspruchungen fabrikneuer geosynthetischer Tondichtungsbahnen beobachtet werden. Wie in Abbildung 41 gezeigt, stellt sich zunächst eine Durchströmungsphase auf relativ hohem Niveau ein, an die sich dann doch noch eine Phase der beidseitigen Wasseraufnahme anschließt. Diese Erscheinung resultiert aus der Aggregierung und Rißbildung des Bentonits im Zuge der Austrocknung.

1



Abb. 41: Sättigungsverlauf eines Prüfkörpers einer geosynthetischen Tondichtungsbahn nach Trocken-Naß-Zyklen

Die Aggregierung des ursprünglich pulverförmigen Bentonits bedingt zunächst bevorzugte Wasserwegigkeiten in den Rissen und eine kleinere und damit die Quellung verzögernde wirksame Oberfläche der nunmehr größeren Bentonitteilchen. Bei Natrium-Bentonit konnte jedoch eine vollständige Schließung der infolge von Trocken-Naß- oder Frost-Tau-Zyklen entstandenen Risse festgestellt werden. Die Permittivitätswerte erreichen wiederum die Größenordnung der Ursprungsmessungen.

Es können aber noch weitergehende Veränderungen des Sättigungsverlaufes beobachtet werden. In Abb. 42 ist ein kennzeichnender Verlauf, bei dem im eigentlichen Sinne keine Sättigung stattfindet. Bei derartigen Prüfkörpern setzt sofort zu Versuchsanfang eine Durchströmung auf vergleichsweise hohem Niveau ein und erst mit der Zeit wird ein allmählicher Abfall der durchströmenden Wassermengen beobachtet. Für diesen Verlauf können verschiedene Erscheinungen ursächlich sein.



### Abb. 42: Sättigungsverlauf geosynthetischer Tondichtungsbahnen ohne ausgeprägte Wasseraufnahme

Als erste Ursache hierfür können bevorzugte Wasserwegigkeiten entlang der die Bentonitschicht durchziehenden Fäden oder Fasern sein, die durch Produktionsprozesse bedingt sind. Hierbei werden die bevorzugten Wasserwege erst mit einsetzender Quellung des Bentonits geschlossen, so daß die Permittivität mit der Zeit abnimmt.

Als zweite Ursache für eine erhöhte Permittivität kann eine Veränderung des Bentonit genannt werden, indem beispielsweise ein Ionenaustausch stattgefunden hat. Der Austausch von Calciumgegen Natriumionen ist bei üblicherweise ausreichenden Calciumangebot im Boden nicht zu verhindern.

Noch verstärkt tritt diese Erscheinung besonders dann auf, wenn zusätzlich zum Ionenaustausch Austrocknungsbeanspruchungen auftreten. Aufgrund des deutlich geringen Quellvermögens des Calcium-Bentonits ist nur noch eine verzögerte und unvollkommene Rißschließung zu beobachten, so daß die Permittivität auf einem relativ hohem Niveau bleibt (s. Abb. 43).



Abb. 43: Permittivitätsverlauf einer geosynthetischen Tondichtungsbahn nach Ionenaustausch und starker Austrocknung

Je nach Austrocknungsgrad und der damit bedingten Rißbildung fällt der Permittivitätsverlauf unterschiedlich aus. Während bei einem hohen Austrocknungsgrad, d.h. bei Austrocknung der geosynthetischen Tondichtungsbahn bis zu Wassergehalten von kleiner 40 bis 50 %, tendenziell kaum ein Abfall der Permittivität im Durchlässigkeitsversuch feststellbar ist, kann man bei weniger ausgetrockneten Proben eine Abfall der Permittivitäten bis hin zu Werten beobachten, wie sie denen für Calcium-Bentonit entsprechen (s. Abb. 42).

Im Hinblick auf die labormäßige Ermittlung des Permittivitätsverlauf von ionenausgetauschten und ausgetrockneten, d.h. gerissenen Prüfkörpern von geosynthetischen Tondichtungsbahnen sind die Versuchsrandbedingungen und ihr Einfluß auf das Versuchsergebnis besonders zu betrachten. Über die durch die Versuchstechnik der Druckzelle mit flexibler Wandung bedingten Rißschließung berichteten auch Boynton und Daniel (1985), nach deren Untersuchungen an feinkörnigen Dichtungsstoffen derartig versuchsbedingte Rißschließungen ab einem isotropen effektiven Spannungsniveau von 28 bis 56 kPa zu beobachten waren. Bei der Prüfung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen können hinsichtlich des rißheilenden Charakters der Versuchsrandbedingungen zwei Phänomene genannt werden, wobei hierbei der Vergleich zur alternativen Versuchstechnik unter Verwendung von Prüfzellen mit starren Wandungen zu ziehen ist. Wie sich bereits bei Vergleichsuntersuchungen zeigte, zeigen sich gerissenen Proben von geosynthetischen Tondichtungsbahnen außerordentlich empfindlich gegenüber unterschiedlichen Versuchsrandbedingungen.

Der Zellendruck beim Versuch mit flexibler Wandung wirkt auch horizontal auf den Prüfkörper und könnte damit ggf. rißschließend wirken. Der Einfluß einer Aufbringung eines Sättigungsdruckes hinsichtlich des Verschließens der Risse ist uneindeutig. Im Gegensatz zur Prüfung von Bodenproben, die zylinderförmig in die Versuchszellen eingebaut werden, sind die Proben der geosynthetischen Tondichtungsbahnen dünne Scheiben, auf und unter denen im Versuch jeweils ein Filterstein lagert. Der Prüfkörper kann daher als oben und unten eingespannt angesehen werden, so daß die Verformungen in horizontaler Richtung auch bei Aufbringen des Zellendruckes annähernd gleich null sind, was auch Verformungsmessungen an solchen Prüfkörpern bestätigt haben, die lediglich Verformungen im Hundertstelmillimeterbereich zeigten. Auch beim Ausbau der Prüfkörper stellt man nur eine leichte seitliche Eindellung der Randbereiche fest. Der Rißschließungseffekt ist somit auf den Randbereich beschränkt und reicht nicht in den zentralen Bereich des Prüfkörpers in der Mitte.

Der Sättigungsdruck wirkt bei Aufbringung rißstützend als Porenwasserdruck im Riß und damit zunächst eher rißweitend als rißschließend. Er führt aber auch zu einer höheren und schnelleren Sättigung der Bentonitaggregate.

Abb. 44 zeigt einen Vergleich der Permittivitätsverläufe von zwei Prüfkörpern aus der gleichen Probe einer geosynthetischen Tondichtungsbahn mit und ohne Sättigungsdruck, die einem Ionenaustausch und einer Austrocknung unterzogen worden waren.



Abb. 44: Vergleich der Permittivitätsverläufe mit (obere Linien) und ohne (untere Linien) Sättigungsdruck

Es ist erkennbar, daß der Sättigungsdruck für eine zeitliche Abnahme der Permittivität nicht ursächlich ist, da dieses Phänomen bei beiden Prüfkörpern stattfindet. Es ist aber auch der besondere Vorteil der Aufbringung des Sättigungsdruckes erkennbar, indem der Verlauf mit Sättigungsdruck stetiger und schneller ist und durch weniger Randeinflüsse, wie z.B. der Temperatur, beeinflußt wird. Ebenso wird die eher rißstützende Wirkung des Sättigungsdruckes erkennbar, indem mit Sättigungsdruck eine höhere Permittivität festgestellt wird.

Es kann also allenfalls noch der Differenzdruck zwischen Zellen- und Sättigungsdruck rißschließend wirken, was aber durch die ober- und unterseitige Einspannung des sehr gedrungenen Prüfkörpers weitgehend ausgeschlossen werden kann.

Letztendlich bleibt die Empfehlung, bei Durchlässigkeitsversuchen mit geosynthetischen Tondichtungsbahnen den Sättigungsverlauf zu beobachten, um Besonderheiten im Dichtigkeitsverhalten dieses Dichtungselementes frühzeitig erkennen und eindeutig interpretieren zu können.

92

## 9 Zusammenfassung

Die Betrachtung und Analyse des Durchlässigkeitsverhaltens von mineralischen Dichtungsstoffen, die den fein- und gemischtkörnigen Böden zuzurechnen sind, hat mit der deutlichen Zunahme der Anwendungen dieser Stoffe im Deponiebau und im allgemeinen Bodenund Grundwasserschutz in den vergangenen Jahren erheblich an Bedeutung gewonnen. Ebenso sind die qualitativen Anforderungen an derartige Dichtungsstoffe kontinuierlich gestiegen. Während zu früheren Zeiten schwerpunktmäßig bei wasserbaulichen Anwendungen von mineralischen Dichtungsstoffen Durchlässigkeitsbeiwerte von kleiner als 1.10.8 m/s als ausreichendes Kriterium für eine technische Dichtigkeit angesehen wurden, reichen die diesbezüglichen Anforderungen für Deponieabdichtungssysteme bis Z11 Durchlässigkeitsbeiwerten von 1.10<sup>-10</sup> bis 1.10<sup>-11</sup> m/s.

Mit dieser Erhöhung der Dichtigkeitsanforderungen an mineralische Dichtungsstoffe mußte auch eine Fortentwicklung der diesbezüglichen Laborversuchstechnik zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwertes sehr schwach durchlässiger Böden einhergehen, die sich in einer Verbesserung und Optimierung der Versuchsarten und Vorgehensweisen zeigte. Diese Aspekte bildeten den ersten Schwerpunkt der behandelten Untersuchungen. Es konnten Erkenntnisse zu wesentlichen Versuchsparametern, wie hydraulischer Gradient, Sättigungsdruck und zu den Einbaubedingungen des Bodens sowie zur Plastizität der Böden gewonnen werden, so daß entsprechende Aussagen zu diesbezüglichen Versuchsabläufen abgeleitet werden konnten.

Schon bei der Erprobung der Prototypen von Durchlässigkeitsgeräten stellte sich heraus, daß es zur Interpretation von Ergebnissen aus Durchlässigkeitsversuchen unabdingbar ist, im Versuch die ein- und ausströmenden Wassermengen zu bestimmen. Es wurde festgestellt, daß die Vorgabe eines Versuchsgradienten von i = 30 nicht hinreichend ist. Vielmehr kann diese Vorgabe zu Fehlinterpretationen der tatsächlichen Durchlässigkeitseigenschaften führen. In diesem Zusammenhang konnte nachgewiesen werden, daß eine nichtlineare Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit vom hydraulischen Gradienten, also ein mit dem hydraulischen Gradienten veränderlicher Durchlässigkeitsbeiwert, im wesentlichen auf Versuchsrandbedingungen, wie z.B. ein durch eine fallende Druckhöhe ständig sich verändernder Spannungszustand, zurückzuführen ist. Versuche mit sehr schwach durchlässigen Böden zeigten bei optimierten Versuchsrandbedingungen, wie der Einstellung eines Sättigungsdruckes, auch bei sehr kleinen hydraulischen Gradienten bis zu i = 1 keine nichtlinearen Abhängigkeiten. Vielmehr wurde nachgewiesen, daß das Gesetz von Darcy, also die lineare Abhängigkeit der Filtergeschwindigkeit vom hydraulischen Gradienten, bei der der Durchlässigkeitsbeiwert k mathematisch die Steigung der Geraden dieser Funktion beschreibt, auch für sehr schwach durchlässige Böden bis  $k = 1 \cdot 10^{-11}$  m/s und sehr geringe hydraulische Gradienten Gültigkeit besitzt.

Zum einzustellenden Versuchsgradienten wurde empfohlen, diesen in Abhängigkeit von den Sättigungsverhältnissen zu wählen. In jedem Falle sollte bei kleinen Gradienten von 1 bis 5 begonnen werden, die stufenweise gesteigert werden können, solange bei den jeweiligen Stufen noch Sättigungsprozesse im Sinne einer Wasseraufnahme des Prüfkörpers auch von der Ausströmseite beobachtet werden. Bei schlagartiger oder zu schneller Aufbringung des hydraulischen Gradienten können sich infolge von inneren Erosions- oder Suffosionsprozessen Filterkuchen an der Ausströmseite des Prüfkörpers ausgehend von der Kontaktfläche zum Filterstein ausbilden, die dann eine zu geringe Durchlässigkeit des Prüfkörpers vortäuschen.

Als maßgeblicher Durchlässigkeitsbeiwert für die Beurteilung eines Dichtungsstoffes ist unabhängig von der erreichten Gradientenstufe bei obiger Vorgehensweise der erste Wert anzusehen, der unmittelbar nach Vorliegen stationärer Strömungsprozesse ermittelt wird. Ein Abfall des Durchlässigkeitsbeiwertes unter stationären Strömungsbedingungen im weiteren Versuchsverlauf wurde bei den Untersuchungen natürlicher Böden nur in den Fällen beobachtet, in denen Filterkuchenbildungen hierfür ursächlich waren. Quellerscheinungen im Zuge von Durchströmungen einhergehend mit einem Abfall des Durchlässigkeitsbeiwertes sind nur bei geosynthetischen Tondichtungsbahnen beobachtet worden.

Im Rahmen von Reihenuntersuchungen an diversen natürlichen leicht bis ausgeprägt plastischen Böden (feinkörnige Böden) sowie an künstlich zusammengesetzten gemischtkörnigen Böden unter Variation der Einbaubedingungen Wassergehalt und Verdichtungsgrad wurde nachgewiesen, daß die bisherigen Anforderungen im Sinne der Einhaltung eines Wassergehaltes oberhalb des Proctorwassergehaltes und eines Verdichtungsgrades von 95 % für mineralische Dichtungsstoffe nicht hinreichend sind. Als Konsequenz aus den Untersuchungen wird eine Anforderung an den zulässigen Luftporenanteil vorgeschlagen, der bei feinkörnigen Böden maximal bei ca. 5 % und bei gemischtkörnigen Böden bei ca. 3 % liegt. Den Kernpunkt der Untersuchungen bildeten Versuche zum Sättigungsverlauf der verschiedenen Böden. Sofern mineralische Dichtungsstoffe im Deponiebau oder im allgemeinen Boden- und Grundwasserschutz eingesetzt werden, stehen sie im Gegensatz zu den früher überwiegenden wasserbaulichen Einsatzbereichen nicht ständig im Kontakt zu Wasser. Ohne die unter solchen Bedingungen möglichen Austrocknungs- und sonstigen Witterungseinflüsse näher zu behandeln, ist festzuhalten, daß die mineralischen Dichtungsstoffe sich in diesen Fällen in einem teilgesättigten Zustand befinden. Bevor nun eine Beurteilung oder Untersuchung erfolgen kann, wie dicht diese Dichtungsstoffe in diesem Zustand gegenüber sonstigen ggf. wassergefährdenden flüssigen Stoffen sind, ist zunächst grundlegend zu klären, wie der Sättigungsprozess mit Wasser aussieht.

Bei den diesbezüglichen Untersuchungen stellte sich heraus, daß es einen charakteristischen Sättigungsverlauf für mineralische Dichtungsstoffe gibt, der quantitativ für die verschiedenen Dichtungsstoffe unterschiedlich ist, aber qualitativ von der Form stets gleich ausschaut. Die Untersuchungen erfolgten in einer speziell entwickelten Versuchsapparatur zur Bestimmung der Durchlässigkeit. Zu Versuchsbeginn stellt sich eine beidseitige Wasseraufnahme der Prüfkörper ein, d.h. die Prüfkörper nehmen auch von der Ausströmseite Wasser auf. Dies erfolgt gegen den aufgebrachten hydraulischen Gradienten und ist auf das hohe Matrixpotential (Saugspannung) dieser Dichtungsstoffe im teilgesättigten Zustand zurückzuführen. An einer Beispielberechnung konnte gezeigt werden, daß in dieser Phase des Durchlässigkeitsversuchs dieser geeignet sein kann, das Matrixpotential des mineralischen Dichtungsstoffes unter den jeweiligen Einbaubedingungen zu ermitteln.

Im weiteren Versuchsablauf fallen dann die von der Einström- und Ausströmseite aufgenommenen Wassermengen allmählich ab, bis sich zumeist schlagartig eine Durchströmung einstellt, wenn die Sättigungsfronten von der Einströmseite und von der Ausströmseite aufeinandertreffen. Alsbald stellen sich dann je nach Durchlässigkeit und Porenvolumen des mineralischen Dichtungsstoffes stationäre Strömungsbedingungen ein, die erst dann die Ermittlung eines Durchlässigkeitsbeiwertes erlauben.

Der beschriebene Sättigungsverlauf ist stets stetig. Unstetigkeiten sind durch äußere Randbedingungen wie z.B. Temperaturschwankungen bedingt. Durch die Aufbringung eines Sättigungsdruckes in der Größenordnung von ca. 500 kPa und eines entsprechend dem erforderlichen effektiven Spannungszustand zu wählenden Zellendruckes kann die Beeinflussung des Sättigungsverlaufes durch derartige äußere Randbedingungen weitgehend ausgeschlossen werden. Im Hinblick auf den ermittelten Durchlässigkeitsbeiwert hat die Aufbringung eines Sättigungsdruckes eine untergeordnete Bedeutung. Durch den nicht vollständig gesättigten Porenraum werden ohne Sättigungsdruck Durchlässigkeitsbeiwerte ermittelt, die etwa um den Faktor 2 bis 5 kleiner als diejenigen Werte sind, die bei Versuchen mit Sättigungsdruck ermittelt werden.

Die Beobachtung des Sättigungsverlaufes hat für die Bauüberwachungspraxis die besondere Bedeutung, daß sehr zeitnah innerhalb von ca. 48 Stunden Aussagen über die Dichtigkeitseigenschaften mineralischer Dichtungsstoffe getroffen werden können. Es muß also nicht mehr ein Zeitraum von ein bis zwei Wochen oder noch länger vergehen, bis eine Freigabe der gebauten Dichtungsschicht, aus der eine Probe genommen worden war, erfolgen kann.

Die beschriebenen Untersuchungen stellen erst ein Anfangsstadium zur Betrachtung der hydraulischen Eigenschaften teilgesättigter mineralischer Dichtungsstoffe und Böden dar. Es werden sich Untersuchungen zum Ablauf von Austrocknungsbeanspruchungen in mineralischen Dichtungsstoffen sowie deren Auswirkungen auf die Rissbildung der verschiedenen Stoffe anschließen, um allmählich zu einer Optimierung und geeigneten Auswahl mineralischer Dichtungsstoffe für diese sehr wechselnden teilgesättigten Zustände zu gelangen.

## 10 Literaturverzeichnis

Bjerrum, L. and Huder, J. (1957): "Measurement of the Permeability of Compacted Clays", Proceeedings, Fourth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg, London, Vol. I, 1957, pp. 6-10

Boynton, S. S. and Daniel, D. E. (1985): "Hydraulic Conductivity Tests on Compacted Clay", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No. 4, April,1985, pp. 465-478

Crawford, C. B. (1964): "Interpretation of the Consolidation Test", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, Vol. 90, No. SM 5, September, 1964, pp. 87-102

Daniel, D.E.; Trautwein, S. J., Boynton, S. S. and Foreman, D. E. (1984): "Permeability Testing with Flexible-Wall Permeameters", Geotechnical Testing Journal, Vol. 7, No. 3, Sept., 1984, pp. 113-122

Daniel, D.E., Anderson, D.C. and Boynton, S.S. (1985): "Fixed-Wall Versus Flexible-Wall Permeameters", Symposium on Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM STP 874, 1985, pp. 107-126

Daniel, D.E. (1994): "State-of-the-Art: Laboratory Hydraulic Conductivity Tests for Saturated Soils", ASTM, STP 1142, 1994, pp. 30-78

Day, S. R. and Daniel, D. E. (1985): "Hydraulic Conductivity of Two Prototype Clay Liners", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No. 8, August, 1985, pp. 957-970

Darcy, H. (1856): "Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon", Victor Dalmont, Paris

Davidenkoff (1970): "Unterläufigkeit von Stauwerken", Werner-Verlag, Düsseldorf, 1970

Degen, W. (1994): "Sekundärsetzungen in reinen Tonen - Untersuchungen zur Nichtlinearität des Gesetzes von Darcy bei sehr kleinen hydraulischen Gradienten", Band 206 der Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik, Eidgenössische Technische Universität Zürich

Dunn, R. J. and Mitchell, J. K. (1984): "Fluid Conductivity Testing of Fine-Grained Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.110, No. 11, November, 1984, pp. 1648-1665

Fernandez, F. and Quigley, R.M. (1985): "Hydraulic Conductivity of Natural Clays Permeated with Simple Liquid Hydrocarbons", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, No. 2, 1985, pp. 205-214

Floss, R. und Heyer, D. (1990): "Eignung natürlicher Böden als Dichtungsstoffe zum Grundwasserschutz im Bereich von Verkehrsflächen", Forschungsbericht in Heft 585, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Hrsg.: Bundesministerium für Verkehr

Foreman; D.E. and Daniel, D.E. (1986): "Permeation of Compacted Clay with Organic Chemiclas", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No. 7, July, 1986, pp. 669-681

Gabener, H.-G. (1983): "Untersuchungen über die Anfangsgradienten und Filtergesetze bei bindigen Böden", Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität -Gesamthochschule- Essen, Heft 6, 1983

Harrop-Williams, K. (1985): "Clay Liner Permeability: Evaluation and Variation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No. 10, October, 1985, pp. 1211-1225

Hasenpatt, R. (1988): "Bodenmechanische Veränderungen reiner Tone durch Adsorption chemischer Verbindungen (Batch- und Diffusionsversuche)", Heft 134 der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Eidgenössische Technische Universität Zürich

Heyer, D.: (1989): "Natürliche Dichtungsstoffe zum Grundwasserschutz", Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Erdund Grundbau, Erd- und Grundbautagung 1989, Kirschbaum Verlag, Bonn, S. 5-8

Heyer, D. (1991): "Die Prüfung der Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe", 7. Nürnberger Deponieseminar Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien, Nürnberg, Heft 59, 1991, Eigenverlag Landesgewerbeanstalt Bayern

Heyer, D. (1992): "Eignungsuntersuchungen für eine Verbunddichtungsmatte aus Geotextilien und Bentonit", 2. Kongress Kunststoffe in der Geotechnik K-GEO 92 in Luzern, Kongreßband S. 33-41, Hrsg.: SVG Schweizerischer Verband der Geotextilfachleute c/o EMPA St.Gallen

Heyer, D. (1995a): "Basis Examination on the Efficiency of GCLs", Proceedings of an International Symposium on Geosynthetic Clay Liners, Nürnberg 14-15. April 1994, Published by Balkema, Rotterdam, 1995, pp. 101-112

Heyer, D. (1995b): "Die Bestimmung des Sättigungsverlaufs mineralischer Abdichtungsmaterialien als Grundlage für die Beurteilung der Infiltrationsmöglichkeit von grundwassergefährdenden Substanzen", Schlußbericht zum Forschungsvorhaben Fl 136/8-1 im Auftrag der Deutschen Forschungsgemeinschaft, August 1995 (unveröffentlicht)

Horst, M. (1997): "Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen", Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 54, 1997

Jessberger, H.-L. (1997): Empfehlungen der Arbeitskreise zur "Geotechnik der Deponien und Altlasten": GDA-Empfehlungen herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. - DGGT, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 3. Auflage 1997

Kleppe, J. H. and Olson, R. E. (1985): "Desiccation Cracking of Soil Barriers", Symposium on Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM STP 874,1985, pp. 263-275

Lambe, T. W. (1954): "The Permeability of Fine-Grained Soils", Symposium on Permeability of Soils, ASTM STP 163, 1954, pp. 56-67

Leonhardt, G. (1978): "Untersuchungen zum Einfluß des Anfangsgradienten i<sub>0</sub>", Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Erich Lackner, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, TU Hannover, 1978, S. 115-130

Miller, R.J. and Low, P. F. (1963): "Threshold Gradient for Water Flow in Clay Systems", Proceedings, Soil Science Society of America, Div. S-1-Soil Physics, Vol. 27, No. 6, November-December, 1963, pp. 605-609

Mitchell, J. K., Hooper, D. R. and Campanella R. G. (1965): "Permeability of Compacted Clay", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, Vol. 91, No. SM 4, July, 1965, pp. 41-65

Mitchell, J. K. and Younger, J. S. (1967): "Abnormalities in Hydraulic Flow Through Fine-Grained Soils", Permeability and Capillarity of Soils, ASTM STP 417, 1967, pp. 106-139

Mitchell, J.K. (1991): "Conduction Phenomina: From Theory to Geotechnical Practice, Géotechnique 41, No. 3, pp. 299-340

Müllner, B. (1991): "Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung", Heft 4 der Mitteilungen des Fachgebiets Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Gesamthochschule Kassel - Universität, Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H. Sommer

Mundell, J A. and Bailey, B. (1985): "The Design and Testing of a Compacted Clay Barrier Layer to Limit Percolation Through Landfill Covers, Symposium on Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM STP 874, 1985, pp. 246-262

Muradi, M. S. (1977): "Beitrag zur Klärung der bodenmechanischen Eigenschaften künstlich verdichteter feinkörniger (bindiger) Böden", Mitteilungen aus dem Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU München, 1977

Oisen, H. W. (1962): "Hydraulic Flow Through Saturated Soils", Clays and Clay Minerals, Vol. 9, Pergamon Press, New York, N. Y., 1962

Olsen, H. W. (1965): "Deviations from Darcy's Law in Saturated Clays", Proceedings, Soil Science Society of America, 1965, pp. 135-140

Olsen, H. W. (1966): "Darcy's Law in Saturated Kaolinite", Water Resources Research, Vol. 2, No. 2, Second Quarter 1966, pp. 287-295

Olsen, H. W., Nichols, R. W. and Rice, T. L. (1985): "Low Gradient Permeability Measurements in a Triaxial System", Geotechnique 35, No. 2, pp. 145-157 Olson, R. E. and Daniel, D. E. (1981): "Measurement of Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils", ASTM STP 746, 1981, pp. 18-64

Pane, V., Croce, P., Znidarcic, D., Ko, H.-Y., Olsen, H. W. and Schiffman, R. L. (1983): "Effects of Consolidation on Permeability Measurements for Soft Clays", Geotechnique 33, No. 1, pp. 67-72

Prescher, K. (1992): "Experimentelle Untersuchungen zum Durchlässigkeitsverhalten teilgesättigter feinkörnig bindiger Lockergesteine", Diplomarbeit als Bestandteil der Diplomhauptprüfung an der Technischen Universität Dresden, ausgeführt und betreut an der Technischen Universität München (unveröffentlicht)

Reitberger. R. (1986): "Durchlässigkeitsversuche in Kompressons-Durchlässigkeitsgeräten bei feinkörnigen Böden", Diplomarbeit als Bestandteil der Diplomhauptprüfung an der Technischen Universität München (unveröffentlicht)

Reuter, E. (1988): "Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren", Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Heft 26, 1988

Scheffer, F. und Schachtschabel, P. (1989): "Lehrbuch der Bodenkunde", 12., neu bearbeitete Auflage, Stuttgart, Ferdinand Enke Verlag, 1989

Schildknecht, F. und Schneider, W. (1987): "Über die Gültigkeit des Darcy-Gesetzes in bindigen Sedimenten bei kleinen hydraulischen Gradienten - Stand der wissenschaftlichen Diskussion" Geologisches Jahrbuch, C 48, Hannover, 1987, S. 3-21

Schmidt, R. und Heyer, D. (1995): "Bentonitdichtungsmatten und ein geschlossenes Gußrohrsystem zum Schutz des Grundwassers bei Straßen in Wassergewinnungsgebieten - ein neues Baukonzept sichert die Grundwasserqualität im Zuge der A 96 in Leutkirch", Straße und Autobahn, 7/95, S. 394-399

Schroeder, D. (1983): "Bodenkunde in Stichworten", Hirts Stichwortbücher, 4., revidierte und erweiterte Auflage, Verlag Ferdinand Hirt, Unterägeri, 1983

Schuster, P. (1986): "Experimentelle Untersuchungen über das Verhalten von Silt-Sand-Fraktionen, die mit quellfähigem Ton vergütet werden", Heft 131 der Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Eidgenössische Technische Universität Zürich

Skempton, A. W. (1954): "The Pore-Pressure-Coefficients A and B", Geotechnique 4, 1954, pp. 143-147

Stadel, M. und Kempfert, H.-G. (1993): "Durchlässigkeitsprüfungen an Deponieabdichtungen bei der Qualitätslenkung", Geotechnik, Band 15, Seite 29-32

Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P. and Leroueil, S. (1983): "The Permeability of Natural Soft Clays. Part I: Methods of Laboratory Measurement", Canadian Geotechnical Journal, No. 20, 1983, pp. 629-644

Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. (1983): "The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics", Canadian Geotechnical Journal, No. 20, 1983, pp. 645-660

Yong, R. N., Boonsinsuk, P. and Wong, G. (1986): "Formulation of Backfill Material for a Nuclear Fuel Waste Disposal Vault", Canadian Geotechnical Journal, No. 23, 1986, pp. 216-228

Zimnie, T. F., Doynow, J. S. and Wardell, J. T. (1981): "Permeability Testing of Soils for Hazardous Waste Disposal Sites", 10th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg, Stockholm, Vol. II, 1981, pp. 403-406

## Ableitung der Formeln für Durchlässigkeitsversuche mit fallender Druckhöhe



1. Allgemeine Lösung für zwei beliebige Standrohre

- d1 ; d2 : Durchmesser der Standrohre 1 bzw 2
- a1; a2: Querschnittsfläche der Standrohre 1 bzw 2
- I; D; A: Dicke, Durchmesser, Querschnittsfläche der durchströmten Probe

Kontinuitätsbedingung bezogen auf beide Standrohre (Voraussetzung: stationäre Strömungsverhältnisse)

Kontinuitätsgleichung bezogen auf Standrohr (1) und durchströmter Probe

$$\begin{aligned} Q &= -a_{1} \frac{ds}{dt} &= A \cdot k \cdot \frac{\Delta h}{l} \\ &- \frac{a_{1}}{dt} \cdot \frac{1}{1 \cdot \frac{ds}{dt}^{2}} \cdot d \cdot (\Delta h) &= \frac{\pi \cdot D^{2}}{4} k \cdot \frac{\Delta h}{l} \\ &- \frac{\pi \cdot d_{1}^{2}}{4} \cdot \frac{ds_{2}^{2}}{d_{1}^{4} + d_{2}^{4}} \cdot \frac{d(\Delta h)}{dt} &= \frac{\pi \cdot D^{2}}{4} \cdot k \cdot \frac{\Delta h}{l} \\ &- \frac{dt^{2} \cdot d_{2}^{2}}{4} \cdot \frac{ds_{2}^{2}}{d_{1}^{4} + d_{2}^{4}} \cdot \frac{d(\Delta h)}{dt} &= D^{2} \cdot k \cdot \frac{\Delta h}{l} \\ dt &= -\frac{dt^{2} \cdot d_{2}^{2}}{d_{1}^{2} + d_{2}^{2}} \cdot \frac{d(\Delta h)}{D^{2} \cdot k} + \frac{d(\Delta h)}{\Delta h} \\ t &= -\frac{dt^{2} \cdot d_{2}^{2}}{d_{1}^{2} + d_{2}^{2}} \cdot \frac{l}{D^{2} \cdot k} + \frac{d(\Delta h)}{\Delta h} \\ t &= -\frac{dt^{2} \cdot d_{2}^{2}}{d_{1}^{2} + d_{2}^{2}} \cdot \frac{l}{D^{2} \cdot k} + \int_{t_{3}}^{t_{2}} \frac{1}{\Delta h} \cdot d \cdot (\Delta h) \\ t &= -\frac{dt^{2} \cdot d_{2}^{2}}{d_{1}^{2} + d_{2}^{2}} \cdot \frac{l}{D^{2} \cdot k} + \int_{t_{3}}^{t_{4}} \frac{1}{\Delta h} \cdot d \cdot (\Delta h) \\ t &= -\frac{1}{\frac{1}{t_{1}^{2}} + \frac{1}{t_{2}^{2}}} \cdot \frac{l}{D^{2} \cdot k} + Ln \cdot \frac{\Delta h_{t_{4}}}{\Delta h_{t_{2}}} \\ &\implies k &= \frac{1}{\frac{1}{t_{4}^{2}} + \frac{1}{t_{2}^{2}}} \cdot \frac{l}{D^{2} \cdot t} + Ln \cdot \frac{\Delta h_{t_{4}}}{\Delta h_{t_{2}}} \end{aligned}$$

2. Spezielle Lösung für gleichgroße Standrohre  $d_1 = d_2 = d$  bzw.  $a_1 = a_2 = a$ 

$$\begin{aligned} k &= \frac{1}{\frac{1}{d^2} + \frac{1}{d^2}} \cdot \frac{l}{D^2 \cdot t} \cdot Ln \cdot \frac{\Delta h_{12}}{\Delta h_{12}} \\ &= \frac{1}{2} \cdot \frac{d^2}{D^2} \cdot \frac{l}{t} \cdot Ln \cdot \frac{\Delta h_{13}}{\Delta h_{12}} \end{aligned}$$

$$oder \qquad k &= \frac{1}{2} \cdot \frac{a}{A} \cdot \frac{l}{t} \cdot Ln \cdot \frac{\Delta h_{14}}{\Delta h_{12}} \end{aligned}$$

3. Spezielle Lösung für Ödometer

Alleiniges Standrohr am Einlauf mit Durchmesser d.

Druckhöhe  $h_1\,$  bzw.  $h_2\,$  bezogen auf Oberkante Wasserspiegel im Deckel des Ödorneters.

Freier Überlauf bzw. freie Verdunstung  $\implies$  $d_2 \implies \checkmark \qquad \stackrel{1}{\longrightarrow} \qquad \frac{1}{d_2} = 0$ 

$$k = \frac{1}{\frac{1}{d_1^2} \cdot \frac{1}{d_1^3}} \cdot \frac{l}{D^2 \cdot t} \cdot Ln \frac{h_1}{h_2}$$

$$= \frac{d^2}{D^2} \cdot \frac{l}{t} \cdot \ln \frac{h_1}{h_2}$$

oder  $k = \frac{a}{A} \cdot \frac{l}{t} \cdot Ln \frac{h_1}{h_2}$
Anlage 2 Blatt 1







Anlage 2 Blatt 2

Anlage 3



# Versuchsbezeichnungen (Code)

# Versuch ABCD

A: Versuchsboden 2 (Boden 4 in Tab. 1) Versuchsboden 3 (Boden 1 in Tab.1)

#### B: Hydraulischer Gradient

i = 1	B = 1
i = 2,5	B = 2
i = 5	B = 3
i = 10	B = 4
i = 20	B = 5
i = 30	B = 6

### C: Sättigungsdruck

$u_0 = 0$ bar	C = 1	
$u_0 = 3 \text{ bar}$	C = 2	
$u_0 = 6$ bar	C = 3	
$u_0 = 9$ bar	C = 4	

#### D: Einbaubedingungen

D = 1 :  $w = w_{Pr} + 2\%$  ;  $D_{Pr} = 98\%$ 

D = 2 :  $w = w_{Pr} + 5 \%$  ;  $D_{Pr} = 95 \%$ 

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Code	back pressure [bar]	i (•)	V <sub>nates</sub> [m/s] Versuchsbeginn	V <sub>nac,as</sub> [m/s] Versuchsbeginn	k	k [m/s] Versuchsende	Sättigungsdauer in Stunden	Versuchsdauer in Stunden	delta w <sub>pested</sub> {%]	deita w <sub>ameren</sub> [%]	Bemer- kungen
2641	9	30	7,2E-08	-1,9E-08	5,6E-11	4,8E-11	35	220	19,1	47	1)
2541	9	20	5,0E-08	-3,0E-08	5,4E-11	3,9E-11	60	230	23,4	45,8	1)
2441	9	10	6,0E-08	-6,0E-08	9,3E-11	6,1E-11	60	400	37,6	46,8	
2341	9	5	5,5E-08	-5,5E-08	10,0E-11	8,5E-11	60	400	40,3	48,9	
2241	9	2,5	5,0E-08	-5,0E-08	5,2E-11	2,7E-11	500	1000	43,8	53,4	1)
2141	9	1,0	5,0E-08	-5,0E-08	8,5E-11	-0,3E-11	>1000	1000	46,6	.0	
2631	6	30	3,3E-08	-6,0E-08	5,0E-11	4,6E-11	48	200	29,6	42,3	1)
2531	6	20	6,0E-08	-3,0E-08	5,5E-11	4,7E-11	60	200	28,2	45,6	1)
2431	6	10	3,5E-08	-3,1E-08	9,7E-11	8,7E-11	25	400	24,6	50,4	
2331	6	5	5,0E-08	-5,0E-08	10,0E-11	9,0E-11	50	400	39,8	51,3	
2231	6	2,5	5,0E-08	-5,0E-08	7,4E-11	4,9E-11	250	>1000	33,3	46,8	
2131	6	1,0	2,5E-08	-2,5E-08	8,4E-11	3,7E-11	280	>1000	46,6	52	1
2621	3	30	4,5E-08	-4,5E-08	8,0E-11	6,0E-11	32	300	43,2	36,7	1
2521	3	20	5,0E-08	-6,0E-08	11,0E-11	9,8E-11	34	300	37,4	42,2	
2421	3	10	4,0E-08	-6,0E-08	10,0E-11	8,5E-11	54	500	35,6	42,8	1
2321	3	5	4,5E-08	-5,0E-08	11,0E-11	8,0E-11	85	500	31,8	43,2	1
2221	3	2,5	2,3E-08	-2,4E-08	10,0E-11	5,3E-11	130	1100	23	49,6	
2121	3	1,0	3,0E-08	-3,0E-08	11,0E-11	6,4E-11	70	1500	25,2	54	
2611	0	30	4,2E-08	-1,7E-08	10,0E-11	6,8E-11	40	200	14,4	45,2	
2511	0	20	3,8E-08	-2,5E-08	12,0E-11	11,0E-11	50	200	25,3	42,4	
2411	0	10	1,2E-08	-0,5E-08	9,5E-11	8,9E-11	35	400	11,1	40	
2311	0	5	1,8E-08	-1,3E-08	,n	_2)	100	400	18,3	38,3	
2211	0	2,5	1,5E-08	+1,5E-08	_3)	_2)	100	600	-2,4	46,8	
2111	0	1,0				-	-				3)

Veränderung der bodennicchanischen Eigenschaften des Versuchsmaterials
Starke Schwankungen bei den Ablesungen, daher k-Wert nicht ableitbar
Versuch nicht ausgeführt, siehe 2)
Probekörper defekt, daher Wassergehalt nach Versuchsende nicht ermittelbar

Anlage 4 Blatt 2

Anlage 2 Blatt 3

