

INTBEM

Förderkennzeichen: 03 KIS 061

"Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen"

Abschlussbericht des Teilprojekts INTBEM A Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen

Hannover/Oberhausen/Hamburg, März 2010



- Antragsteller: Prof. Dr.-Ing. Werner Richwien, ehemals Universität Duisburg/Essen
- Bearbeiter: Dipl.-Ing. Carsten Pohl, ehemals Universität Duisburg/Essen Dipl.-Ing. Lars Vavrina, ehemals Universität Duisburg/Essen
- Wiss. Berater: Dr.-Ing. Roland Weißmann, Essen Dr.-Ing. Uwe Sparboom, Hannover

Inhaltsverzeichnis

1	Zusammenfassende Darstellung					
1.1	Zielsetzung und Statusberichte					
1.2	Zusammenfassende Darstellung der Arbeitsergebnisse					
1.3	Verö	ffentlio	chungen und Vorträge	7		
2	Motiv	vatior	۱	9		
3	Bode	enme	chanische Prozesse am Deich	12		
3.1	Vorb	emerk	ungen	12		
3.2	Witterungseinwirkung und Schrumpfrissbildung					
	3.2.1	In de	r Literatur dokumentierte Schrumpfrisse an Deichabdeckungen.	15		
	3.2.2	Eige	ne Beobachtungen von Schrumpfrissen	17		
	3.2.3	Gefü	gemodell der bindigen Deichabdeckung	19		
	3.2.4	Phys	ikalische Ursachen der Trocknungsschrumpfung	20		
	3.2.5 Rissentwicklung und Rissausbildung					
	3.2.6 Festig Abdee		gkeit und Spannungs-Verformungsverhalten bindiger	25		
	3.2.7	Zugs	pannungsverteilung in der teilgesättigten Abdeckung	27		
	3.2.8	Prog	nose der Risstiefe	30		
	3.2.9	Expe	rimentelle Bestimmung der Bodenkennwerte H, σ_t und K _{lc}	34		
	3.2.	9.1	Bodenmechanische Kennwerte von drei Deichböden	35		
	3.2.	9.2	Räumlicher Elastizitätsmodul	35		
	3.2.	9.3	Zugfestigkeit	37		
	3.2.9.4		Kritischer Spannungsintensitätsfaktor K _{lc}	40		
	3.2.10 Prognose der Risstiefe der Versuchsböden					
	3.2.11 Wasserdurchlässigkeit von Böschungsabdeckungen aus bindiger Böden					
3.3	Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Abdeckung					
	3.3.1 Gren		zzustandsgleichung	50		
	3.3.2	Para	meterstudie	52		
	3.3.3	Ermi	ttlung des zulässigen Innenwasserstandes	53		
3.4	Druc	kschla	ag	55		

3.5	Erosi	64				
	3.5.1	3.5.1 Aufbau der Grasnarbe und ihre Schutzwirkung				
	3.5.2 Bewertung der Qualität einer Grasnarbe		65			
	3.5.3 Ansätze zur Erosion auf Deichen		66			
	3.5.4	Kennwerte zur Bewertung einer Grasnarbe	69			
	3.5.	.4.1 Bedeckungsgrad	69			
	3.5.	.4.2 Fehlstellen	69			
	3.5.	.4.3 Durchwurzelung	69			
3.6	Bem					
	3.6.1	Bodenmechanische Einwirkungen und mögliche Versagensf des Deichs im Sturmflutfall	[.] ormen 			
	3.6.2	Nachweise der funktionalen Bemessung				
	3.6.3	Nachweise der Standsicherheit (statische Bemessung)				
3.7	Grun vernä	ndsätzliches zur Nachweisführung und Ansatz der Festigkeit ässter bindiger Böden				
4	Para	meterstudie				
4.1	Unte	ersuchte Deichquerschnitte				
4.2	Bode	denmechanische Kennwerte7				
4.3	Hydr	rodynamische Belastungen				
4.4	Nach	nweise der geotechnischen Bemessung				
	4.4.1	Funktionale Bemessung				
	4.4.2	Statische Bemessung	85			
4.5	Zusa	ammenfassende Bewertung				
5	Liter	aturverzeichnis				
6	Abki	ürzungen und Symbole				

Anlagenverzeichnis

A	Bestimmung der Kennwerte zur Prognose der Schrumpfrissbildung	A.1
A.1	Räumlicher Elastizitätsmodul H	A.1
A.2	Ermittlung der Zugfestigkeit σ_t	A.3
A.3	Ermittlung des kritischen Spannungsintensitätsfaktors K _{lc}	A.5
В	Charakteristische Bodenkennwerte der Versuchsböden	B.1
B.1	Bodenkennwerte	B.1
B.2	Korngrößenverteilungen	B.3
B.3	Plastizitätsdiagramm nach Casagrande	B.4
С	Zusammenstellung der Grenzzustandsgleichungen zur funktionalen und statischen Bemessung	.C.1
C.1	Funktionale Bemessung	C.1
C.2	Statische Bemessung	C.3

1 Zusammenfassende Darstellung

1.1 Zielsetzung und Statusberichte

Ziel des Forschungsvorhabens "Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen" ist die unmittelbare Berücksichtigung von lokalen hydrodynamischen Einwirkungen in der Deichbemessung. Gegenüber der derzeitigen Bemessungspraxis des vorsorgenden Küstenschutzes hat die Berücksichtigung der tatsächlichen Einwirkungen den Vorteil, dass sie unmittelbar mit den spezifischen bodenmechanischen Widerständen verglichen werden können, die der Deich im konkreten Fall aktivieren kann. Im Ergebnis wird somit die Bestimmung der Deichsicherheit durch eine deterministische Bewertung möglich. Eine der dadurch eröffneten Optionen ist die Optimierung eines Deichs in Bezug auf die geforderte Sicherheit.

In naher Zukunft ist allerdings die Bewertung der bestehenden Deiche hinsichtlich der erwarteten Veränderungen der Einwirkungen infolge des Klimawandels vorrangig. Im Rahmen eines konsequent umgesetzten vorsorgenden Küstenschutzes mit seiner Begrenzung des Wellenüberlaufs bleibt als Reaktion auf den prognostizierten Anstieg des Ruhewasserstands derzeit nur die Deicherhöhung. Die in diesem Forschungsvorhaben entwickelten Bemessungsansätze für die Abdeckungen der Deichböschungen ermöglichen demgegenüber eine Berechnung der Reserven, die ein bestehender Deich gegenüber den vorhergesagten Beanspruchungen hat und eröffnen damit die Möglichkeit, die Deichsicherheit auch unter veränderten Einwirkungen nachzuweisen.

Das Forschungsvorhaben wurde als Verbundvorhaben von einer Arbeitsgruppe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen (INTBEM A; Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen) und der Forschungsstelle Küste des NLWKN (INTBEM B; Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastung von Deichen) durchgeführt.

Gemäß den Nebenbestimmungen zum Zuwendungsbescheid vom 04.12.2006 waren jeweils zu den Meilensteinterminen am 30.09.2007 und 30.09.2008 Statusberichte zur Begutachtung vorzulegen. Diese Statusberichte wurden als gemeinsame Berichte der beiden Forschungsstellen abgefasst und waren Grundlage der fachlichen Diskussionen mit der projektbegleitenden Expertengruppe.

Im Rahmen der Projektgruppensitzung am 26.11.2009 haben die Projektbeteiligten den Arbeitsstand kurz vor dem Projektende (12/2009) vorgestellt und den weiteren Ablauf verabredet. Bei dieser Besprechung hat Prof. Richwien für das Projekt INTBEM A zugesagt, den Abschlussbericht bis Ende März 2010 fertig zu stellen (Protokoll vom 10.12.2009, Projektgruppensitzung 26.11.2009). Der Abschlussbericht für das Projekt INTBEM B wird zu einem späteren Zeitpunkt vorgelegt.

1.2 Zusammenfassende Darstellung der Arbeitsergebnisse

Wellenauflauf und Wellenüberlauf werden im Forschungsvorhaben INTBEM B mit dem mathematischen Modell OTT-1D berechnet. Ergebnis der Berechnungen sind im Wesentlichen die lokalen Strömungsgrößen wie die Strömungsgeschwindigkeit und die Schichtdicken. Soweit im Folgenden die Ergebnisse der Arbeitsgruppe Norderney angesprochen werden, beziehen sich die Angaben auf den Statusbericht 9/2008 sowie auf den Vortrag während der Projektgruppensitzung am 26.11.2009. Details zur Berechnung der Strömungsgrößen bei Wellenauflauf und Wellenüberlauf werden in dem Abschlussbericht des Teilvorhabens INTBEM B zu finden sein.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zu den bodenmechanischen Prozessen bei Wellenschlag und Wellenüberlauf und die für die Erfassung dieser Beanspruchungen entwickelten Bemessungsansätze sind in dem vorliegenden Abschlussbericht unter Abschnitt 3 dargestellt. Beim Einstau des Deichs, infolge Wellenüberlauf und Niederschlag infiltriert Wasser in die Abdeckung und weicht das Bodengefüge auf. Die Abdeckung muss den damit einhergehenden Beanspruchungen Stand halten und damit die Sicherheit des Deichs dauerhaft gewährleisten. Die Einwirkungen aus den hydrodynamischen Beanspruchungen dürfen die Festigkeit der Deichabdeckung und des Deichkerns zu keiner Zeit überschreiten und keine Verformungen auslösen, die der Sicherheit und der Gebrauchstauglichkeit der Deiche abträglich sind.

Dabei ist von den Eigenschaften auszugehen, die der Deich im Laufe der Zeit durch Witterungseinwirkungen, aber auch durch tierische Einwirkungen annimmt. Allerdings sind letztere nur schwer einzugrenzen oder in Nachweisen zu fassen, letztendlich müssen also tierische Einwirkungen durch Maßnahmen der Deichunterhaltung laufend kontrolliert und ggf. repariert werden, sodass sie für den Deich kein Sicherheitsrisiko darstellen.

Die Einflüsse der Witterung können demgegenüber als Veränderungen der bodenmechanischen Eigenschaften erfasst werden. Der stetige Wechsel von Vernässung (durch Niederschläge) und Austrocknung sowie Gefrieren und Tauen bewirkt die Ausprägung eines Bodengefüges. Der Oberboden hat häufig eine Aggregatstruktur mit unterschiedlich großen und nur durch Verzahnung miteinander in Verbindung stehenden Teilvolumina und dazwischen relativ großen Klüften und Spalten. Im Unterboden überwiegt ein Rissgefüge, dessen Ursache die Schrumpfung des Bodens bei der Austrocknung ist. Beim Einstau des Deichs im Falle einer Sturmflut wird das Eindringen von Wasser in die Abdeckung der Böschungen von der Art des Bodengefüges bestimmt, ebenso sind die Festigkeit der Abdeckung und der Widerstand gegen Wellenschlag und gegen Erosion vom Gefüge abhängig. Es kommt bei der Bewertung der bodenmechanischen Prozesse im Falle einer Sturmflut also darauf an, von zutreffenden Annahmen zum Gefüge und zur Festigkeit der Abdeckung auszugehen. Schlüssel dafür ist das Verständnis der witterungsbedingten Rissbildung in bindigen Böden Zur Prognose der Rissgefährdung und der Risstiefe wurde ein Rissmodell erstellt, welches alle relevanten Prozesse der Rissbildung, von der Rissinitiation über den Rissfortschritt bis zum Versagen der Rissflanken ab einer kritischen Risstiefe und das anschließende Schließen der Risse beinhaltet.

Risslänge und Rissöffnungsweite werden allerdings wesentlich durch die strukturelle Anisotropie des durchwurzelten Bodengefüges geprägt, sie können daher mit einer deterministischen Modellierung nur erklärt, aber nicht zutreffend erfasst werden. Deshalb wurden im Sommer 2009 Feldbeobachtungen durchgeführt, um eine bessere Einschätzung von Risslänge und Rissöffnungsweite zu bekommen.

Die festigende Wirkung der Grasnarbe ist grundsätzlich bekannt und erfahrungsgemäß beziehen die Deiche ihre Widerstandsfähigkeit gegenüber dem direkten Angriff des auf den Böschungen auf- und ablaufenden Wassers zu einem großen Teil aus der Festigkeit und der Vollständigkeit der Grasnarbe. Der Einfluss der Grasnarbe wurde daher in den neu entwickelten Bemessungsansätzen berücksichtigt. Damit ist eine Bewertung der Deichsicherheit unter Berücksichtigung der Eigenschaften der Grasnarbe grundsätzlich möglich. Einschränkend ist derzeit allerdings, dass die hierfür erforderlichen Kennwerte der Grasnarbe im Einzelfall ermittelt werden müssen und dass dafür Versuche erforderlich sind, die nicht zum üblichen Leistungsumfang bodenmechanischer und bodenkundlicher Labors gehören.

Schadstellen der Grasnarbe sind beim Wellenauflauf und Wellenrücklauf auf der Außenböschung und beim Wellenüberlauf auf der Binnenböschung bevorzugte Ausgangspunkte von Erosion. Daher müssen solche Schadstellen im Rahmen der Deichunterhaltung ausgebessert werden. Es wurden daher Bewertungsparameter entwickelt, anhand derer Schadstellen hinsichtlich ihrer Gefährdung bewertet und eingestuft werden können.

Grundsätzlich ist zu empfehlen, die Erosionsgefährdung der Binnenböschung zunächst ohne Berücksichtigung des Bewuchses zu beurteilen. Das gelingt relativ gut mit Ansatzwerten für den Erosionsbeginn (kritische Sohlschubspannung), die aus bodenmechanischen Kennwerten abgeleitet werden können. Die festigende Wirkung der Grasnarbe und ihre Qualität können dann pauschal berücksichtigt werden. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite und erlaubt eine Begrenzung der Erosion auf eine Größenordnung, die eine nachhaltige Schädigung des Bewuchses ausschließt.

Wellendruckschläge entwickeln ihre größte schädigende Wirkung, wenn sie sich ungedämpft und unverzögert über die Schrumpfrisse als Wasserdruck in die Abdeckung hinein fortpflanzen können. Der Verbund zwischen den Aggregaten wird durch den wiederholten Wellendruckschlag in Verbindung mit dem Wasserdruck im Porensystem der Abdeckung gelockert, sodass schließlich einzelne Bodenaggregate aus dem Verbund herausgelöst und mit dem auf- und ablaufendem Wasser abtransportiert werden können. Dieser Prozess ist physikalisch nur schwer zu fassen. Eine vereinfachte Modellierung der mechanischen Schädigung durch den Wellenschlag erlaubt die Ermittlung einer Festigkeit, die die Abdeckung haben muss, damit es durch Wellenschlag nicht zu einer Beschädigung der Außenböschung kommt.

Drei gemeinsam mit INTBEM B erstellte Bemessungsbeispiele verdeutlicht in Abschnitt 4 die praktische Zusammenführung der Ergebnisse der beiden Teilvorhaben und zeigen zugleich auf, welche Reserven die drei untersuchten Deiche in Bezug auf einen Anstieg des Bemessungswasserstands haben.

1.3 Veröffentlichungen und Vorträge

Die Ergebnisse von INTBEM A und INTBEM B wurden in der Bearbeitungsphase in vielen Beiträgen zu Konferenzen und Veröffentlichungen vorgestellt:

- Vavrina, L: Bewertung der Erosionsstabilität bindiger Böden, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, 30. Baugrundtagung in Dortmund 2008
- Pohl, C., Vavrina, L.: Stability Evaluation of Dikes along the North-Sea, Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering 2008
- Pohl, C., Vavrina, L., Richwien, W.: Geotechnical Aspects in Integrated Design of Sea- and Estuary Dikes, International Conference on Coastal Engineering (ICCE) 2008
- Pohl, C., Vavrina, L., Richwien, W.: New Approaches for Geotechnical Design of Baltic Sea Dikes, 11th Baltic Sea Geotechnical Conference 2008
- Kisse, A., Pohl, C., Richwien, W.: Konsequenzen der Festlegung von charakteristischen Bodenkennwerten für geotechnische Nachweise, 30. Baugrundtagung in Dortmund 2008
- Berkenbrink, C., Groenendaal, E., Jansen, A., Spelt, B., Kaiser, R., Niemeyer, H.D.: Prototype Overtopping Measurements and Model Verification, International Conference on Coastal Engineering (ICCE) 2008
- Niemeyer, H.D, Kaiser, R., Berkenbrink, C.: Increasing Dyke Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-level Rise, Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering 2008
- Pohl, C. (2009): Bewertung der Eignung inhomogener Bodenvorkommen als Deichbaumaterial. In: Kurzfassung der Beiträge zum 3. Symposium Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Siegen
- Vavrina, L. (2009): Bewertung der Erosionsstabilität bewachsener Deichböschungen. In: Kurzfassung der Beiträge zum 3. Symposium Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen, Siegen
- Pohl, C.; Vavrina, L.; Richwien, W. (2009): Bemessung von See- und Ästuardeichen gegen Wellenüberlauf. HTG-Kongress 2009, 09.-12. September, Lübeck
- Eignung von Böden für Deiche, BWK Bundeskongress 2008, 18.-20. September, Bad Zwischenahn (Richwien)

- Mögliche Folgen des Klimawandels für die Nordseeküste und den Küstenschutz, IHK Emden, 18. Oktober 2007 (Kaiser)
- Evaluation of Alternative Strategies for the Protection of Coastal Lowlands, ENCORA-Workshop Sylt 26./27. November 2007 (Niemeyer)
- Alternativen zum Deichbau welche gibt es? sind sie sinnvoll?, Tag der Niedersachsen, Nordenham, 2. Mai 2008 (Niemeyer)
- Stormy North Perspectives of Climate Change in Coastal Areas, IFAT Munich, 8. Mai 2008 (von Storch & Niemeyer)
- FV Integrierte Bemessung von Seedeichen, Besprechung der Deichverbände, -behörden, NLWKN-Geschäftsbereiche an der Tideelbe, 18. Juni 2008 (Kaiser)
- FV Integrierte Bemessung von Seedeichen, Erfahrungsaustausch mit dem LKN Husum-Geschäftsbereich Gewässerkunde und Vorarbeiten, 24. Juni 2008 (Kaiser)
- Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen, 14. KFKI-Seminar (Richwien)
- Mathematische Modellierung der hydrodynamischen Belastung von Deichen, 14. KFKI-Seminar (Berkenbrink)

Detaillierte Ausarbeitungen zu den beiden Arbeitsschwerpunkten von INTBEM A finden sich in den folgenden beiden Dissertationsschriften:

- Pohl, C.: Witterungsbedingte Gefügebildung bei See- und Ästuardeichen und ihr Einfluss auf die Deichsicherheit, Dissertation, Universität Duisburg-Essen, Januar 2010 (erscheint demnächst als Mitteilungsheft Nr. 38 des Fachgebiets Geotechnik der Universität Duisburg-Essen, Herausgeber Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau)
- Vavrina, L.: Bewertung des Bewuchses auf Deichböschungen, schriftliche Promotionsleistung, Universität Duisburg-Essen, voraussichtlich 2010

2 Motivation

Die Folgen des globalen Klimawandels könnten gegenüber den heutigen Verhältnissen zu erheblich stärkeren Belastungen von Bauwerken des Insel- und Küstenschutzes führen: Neben der zu erwartenden Beschleunigung des Meeresspiegelanstiegs können wegen stärkerer Sturmintensitäten ein höherer Stau und größere Wassertiefen auf den Watten auftreten, die wiederum mit dem beschleunigtem Meeresspiegel nur verzögert mitwachsen, so dass die Wassertiefen vor dem Deich überproportional zunehmen. Daraus könnte für den Deich eine höhere Belastung aus Seegang erwachsen.

Nach der gegenwärtigen Bemessungspraxis des vorsorgenden Küstenschutzes, der einen Wellenüberlauf nur in sehr geringem Maß zulässt, läuft das vorstehend knapp dargelegte Szenario auf eine Erhöhung der Deiche und eine Verstärkung der Außenböschung hinaus. Damit wären außerordentlich hohe Aufwendungen verbunden, in vielen Fällen wegen der erforderlichen größeren Breite des Deichlagers auch langwierige und komplexe Genehmigungsverfahren.

Daher ist es technisch und wirtschaftlich geboten, die Prämisse des vorsorgenden Küstenschutzes, dass der Deich nur geringen Wellenüberlauf verträgt, zu überprüfen. Tatsächlich haben nämlich verschiedene Großversuche, teilweise während der Laufzeit des Projekts INTBEM, belegt, dass selbst sehr große Überlaufraten bis zu 50 l/(m·s) nicht zu gravierenden Schäden an bestehenden Deichen führen (van der Meer et al., 2008, Abb. 2.1).



Abb. 2.1: Kleiabdeckung und Grasnarbe des Versuchsdeichs in Delftzijl (hier bei 50 l/s mittlerer Wellenüberlaufrate)

Man könnte also deutlich größere Überlaufraten zulassen, ohne dass damit die Deichsicherheit gefährdet wird. Voraussetzung ist allerdings, dass einerseits die Überlaufmenge und alle hydrodynamischen Einwirkungen als Folge veränderter Wasserstände und eines veränderten Seegangs zuverlässig erfasst werden können und dass andererseits die bei Wellenschlag und bei Überlauf maßgebenden bodenmechanischen Prozessen identifiziert und beschrieben werden können. Durch das Zusammenführen von im Einzelfall ermittelten hydrodynamischen Einwirkungen mit den bodenmechanischen Widerständen des Deichs könnten dann die Deiche so bemessen werden, dass sie den Einwirkungen mit den erforderlichen Sicherheiten widerstehen können. Für bestehende Deiche könnten Größenordnungen von Wellenschlag und Überlauf angegeben werden, die diese Deiche dauerhaft schadlos aufzunehmen in der Lage sind.

Mit dieser Zielrichtung hat das Bundesministerium für Bildung und Forschung auf Vorschlag des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen Mittel für ein Forschungsvorhaben zu Verfügung gestellt, in dem eine neue integrierte Bemessung für See- und Ästuardeiche bei gleichzeitiger Berücksichtigung der hydrodynamischen Belastungen und der bodenmechanisch ermittelten Belastbarkeit des Erdbaustoffs entwickelt werden soll.

Das Potential eines solchen Ansatzes wird in Abb. 2.2 aufgezeigt (Niemeyer et al., 2008). Für einen exponierten Seedeich ergibt sich bei einem zugelassenen Überlauf von 3% der zulässige Bemessungswasserstand zu NN+ 6,0 m. Ließe man einen Überlauf von 10 I/(m·s) zu, wäre derselbe Deich noch bei einem Bemessungswasserstand von NN+ 6,6 m sicher (Abb. 2.2- links). Ein ähnliches Ergebnis zeigt die vergleichende Untersuchung für einen Ästuardeich, der von wesentlich kurzperiodischeren Wellen beaufschlagt wird.



Abb. 2.2: Effekt einer höheren mittleren Wellenüberlaufrate auf die Höhe des tolerierbaren Bemessungswasserstandes (exponierter Küstendeich)

Dieser einfache Vergleich zeigt, dass den Szenarien des globalen Klimawandels nicht zwingend mit Deicherhöhungen begegnet werden muss. Viele der heutigen Deiche vertragen einen deutlich größeren Wellenüberlauf als derzeit angenommen, ohne dass ihre Sicherheit gefährdet ist. Voraussetzung der Inanspruchnahme dieser Reserven ist allerdings, dass einerseits der Wellenüberlauf für einen konkreten Deichstandort zuverlässig vorhergesagt werden kann, und dass andererseits nachgewiesen werden kann, dass die erhöhten Beanspruchungen vom Deich mit der benötigten Sicherheit aufgenommen werden können.

Nach DIN 1054 sind diese Nachweise nach dem Teilsicherheitskonzept zu führen. Die dafür benötigten Grenzzustandsgleichungen wurden im Rahmen dieses Vorhabens entwickelt und auf ihre praktische Anwendung überprüft.

3 Bodenmechanische Prozesse am Deich

3.1 Vorbemerkungen

Die Aufgabe von See- und Ästuardeichen ist der Schutz des Hinterlandes vor Überflutung. Folglich stellen hydrodynamische Einwirkungen wie Wellenauf- und -ablauf, Wellenschlag und Wellenüberlauf die bestimmungsgemäßen Beanspruchungen dar. Der Wellenschlag kann die Außenböschung zerstören, das auf- und ablaufende Wasser trägt dann den gelockerten Boden ab. Mit dem Eindringen von Wasser in die Böschungen wird der Wassergehalt angehoben und die Festigkeit des Bodens nimmt ab, damit auch die Widerstandsfähigkeit gegen den Wellenschlag und hangabwärts gerichtete Gewichtskräfte sowie Strömungskräfte. Das auf den Böschungen ablaufende Wasser kann den Boden erodieren, insbesondere auf den steilen Binnenböschungen.

Die Deiche müssen nun so gestaltet sein, dass diese Beanspruchungen aufgenommen werden können, ohne dass ihre Sicherheit und ihre Funktionsfähigkeit beeinträchtigt werden. So wird sichergestellt, dass die Deiche ihre Schutzwirkung auf Dauer behalten, dass sie wirtschaftlich optimiert sind und auch dem Gebot der Nachhaltigkeit genügen.

Infiltration von Wasser in den Deichkern ist auch Folge von Niederschlägen, findet also immer statt wenn es regnet. Das in den Deich eindringende Wasser muss durch eine Deichkernentwässerung abgeleitet werden, damit es sich nicht auf dem zumindest an der deutschen Nordseeküste nahezu undurchlässigen Deichlager aufstaut.

Ältere Deiche wurden bis in die 1990er Jahre oft noch ohne Deichkernentwässerung gebaut. Der Deichkern speichert dann das infiltrierte Wasser, das Wasser tritt in Trockenzeiten im unteren Böschungsbereich unplanmäßig aus und kann hier hydrodynamische Kornumlagerungen auslösen. Aus dem Aufstau auf dem Deichlager wird die Abdeckung auf Abheben beansprucht, zugleich setzt der Aufstau die Standsicherheit vor allem der Binnenböschung herab. Beide Lastfälle sind in der Regel nicht durch Standsicherheitsnachweise abgedeckt. So waren in der Vergangenheit immer wieder nachträglich Maßnahmen zur Ertüchtigung von Deichen mit unplanmäßig hoch eingestautem Deichkern erforderlich, in Einzelfällen sprengte der Wasserdruck die Deichquerschnitte regelrecht von innen heraus.

Dieser Befund aus Zustandsuntersuchungen vor Ort war Anlass, einen Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Abdeckung auszuarbeiten und so einen maximal zulässigen Einstau im Deichkern zu definieren. Anhand der Ergebnisse dieses Nachweises kann dann im Falle von Deichen ohne Deichkernentwässerung entschieden werden, welcher Wasserstand im Deich zulässig ist. Bei modernen Deichen wird das in den Deich eingedrungene Wasser durch Längsdränungen gefasst und über Ausläufe in das Hinterland abgeschlagen. Die Leistungsfähigkeit dieser Deichkernentwässerung muss so bemessen sein, dass das über die Oberfläche des Deichs im Falle eines Einstaus und aus Wellenüberlauf eindringende Wasser abgeführt wird, ohne dass der Wasserstand im Deich zu hoch ansteigt. Zur Bestimmung des erforderlichen Fassungsvermögens der Deichkernentwässerung und ihrer Lage im Deichkern ist ggf. ebenfalls der Nachweis eines zulässigen Einstaus zu führen.

Die durch Niederschläge und durch Einstau des Deichs pro Zeiteinheit in den Deich eindringende Wassermenge (Infiltrationsrate) ist direkt von der Durchlässigkeit der Abdeckung abhängig. Diese wird vorrangig vom Gefüge bestimmt, das die Abdeckung im Laufe der Jahre annimmt.

Für eine geschlossene Abdeckung hat Weißmann (2003) ein Infiltrationsmodell entwickelt. Diese Modellbildung beschreibt die Infiltration durch die untere, hinsichtlich der Durchlässigkeit in erster Näherung homogene Zone der Abdeckung. Der Oberboden ist demgegenüber den Einflüssen von Witterung, Durchwurzelung und ggf. auch tierischen Aktivitäten intensiver ausgesetzt und hat eine deutlich größere Durchlässigkeit.

Zur Abschätzung der Dicke dieses oberen Bereichs, der dem eindringenden Wasser nur wenig Widerstand entgegensetzt, wurden die Ursachen der witterungsbedingeten Gefügebildung analysiert und daraus Gesetzmäßigkeiten für die Rissbildung in bindigen Böden abgeleitet. Auf dieser Grundlage wurde ein praxisnaher Ansatz zur Prognose der Risstiefe in den Abdeckungen von Deichböschungen hergeleitet. Damit ist es möglich, die Dicke der Abdeckung in Abhängigkeit von den Eigenschaften des verwendeten Bodens so zu bemessen, dass eine vorgegebene Infiltrationsrate eingehalten wird. Im Falle von bestehenden Deichen erlaubt der Ansatz die Ermittlung der Infiltrationsrate.

Bei der Infiltration von Wasser in die Böschung wird der Boden von der Oberfläche her vernässt, die Front der Vernässung dringt mit der Zeit immer tiefer in die Abdeckung ein, nachfolgend trocknet der Boden wieder aus. Bekanntlich ist mit der Vernässung von bindigen Böden eine Verringerung der Festigkeit verbunden, im Falle einer zuvor ausgetrockneten Abdeckung aber auch ein Aufsprengen des Gefüges, wenn der Boden sein Volumen durch Quellen vergrößert.

Vor allem der Festigkeitsverlust durch Vernässung muss im Rahmen der Standsicherheitsnachweise berücksichtigt werden, bei neu zu bauenden Deichen folgt aus den Standsicherheitsnachweisen eine Vorgabe für die Verdichtung des Bodens beim Einbau. Wellenauf- und –ablauf sowie der Wellenüberlauf bewirken an der Oberfläche eine Erosion, sie können also Haufwerke aus Aggregaten, bestehend aus Sand, Schluff und Ton, aus ihrem Verbund herauslösen und so die Abdeckung durch Erosion schwächen. Die aus der Bodenkunde stammenden Ansätze zur Beurteilung der Erosionsstabilität von Böden genügen den Randbedingungen am Deich in mehrfacher Hinsicht nicht, liefern aber doch ein Verständnis für die grundlegenden Zusammenhänge bei der Erosion. Diese werden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durch empirische Untersuchungen an Deichabdeckungen mit Berücksichtigung des Einflusses der Vegetation herangezogen.

3.2 Witterungseinwirkung und Schrumpfrissbildung

Die Eigenschaften der Böschungsabdeckung aus bindigen Böden sind bis in eine gewisse Tiefe durch Gefügeformen und Rissstrukturen geprägt. Vor allem die Durchlässigkeit und die Festigkeit der Abdeckung können dann von den bodenspezifischen Eigenschaften dieser Böden unmittelbar nach dem Einbau sehr abweichen. Insofern spielen insbesondere die Rissstrukturen bei der Bemessung des Deiches eine wesentliche Rolle.

Schrumpfrisse entstehen als Folge der Austrocknung der Abdeckung im Sommer und der damit einhergehenden Volumenabnahme der Tonminerale. Die dabei im Boden entstehenden Zugspannungen kann das Bodengefüge nur begrenzt aufnehmen, er reißt auf. Bei der erneuten Vernässung lagern die Bodenminerale wieder Wasser an und quellen, die Risse werden dann zumindest teilweise wieder geschlossen. Allerdings wird eine Durchlässigkeit wie die der nicht gerissenen Struktur nicht wieder erreicht, weil erstens die Volumenabnahme beim Austrocknen und die folgende Volumenzunahme beim Vernässen nicht vollständig reversibel sind und weil zweitens in den offenen Riss aus den Rissflanken heraus regelmäßig Bodenaggregate hineinfallen, die dann das Schließen der Risse blockieren. Die erwiesene Selbstheilung von Tondichtungen im Wasserbau ist demgegenüber primär Folge von Sedimentation.

Daher bleiben bei erstmaliger Austrocknung gebildete Schrumpfrisse auf Dauer Schwachstellen der Abdeckung, die zumindest die Durchlässigkeit des oberen Bereichs nachhaltig herabsetzen.

Entsprechend der von der Abdeckung erwarteten Funktion sollten Schrumpfrisse gar nicht erst vorhanden sein. Dieses Ziel verfolgt die Begrenzung des Tonanteils nach EAK 2002. Allerdings ist der Tonanteil für andere wichtige Eigenschaften der Abdeckung unentbehrlich, zudem hängt die Volumenänderung beim Schrumpfen vor allem von der Fähigkeit des Tons ab, Wasser anzulagern und diese ist bei den verschiedenen Tonmineralen sehr unterschiedlich. Weismann (2003) hat in seinem Bewertungsverfahren für bindige Deichbaustoffe die Volumenänderung des Bodens beim Schrumpfen direkt in die Eignungsbewertung einbezogen, also unabhängig vom Tonanteil definiert. Schrumpfrisse in den Böschungsabdeckungen können sich allerdings nur bei sehr "mageren" Kleien ausgeschlossen werden, diese Böden sind dann aber meist weniger beständig gegen Erosion, weil sie beim Vernässen ihre Festigkeit sehr schnell verlieren.

Die Kontrolle auf Schrumpfrisse ist daher ein wesentlicher Bestandteil von Deichschauen und dabei entdeckte Schrumpfrisse sollten im Zuge der Deichunterhaltung umgehend verdämmt werden. Das gilt auch für die Risse, die sich bei steilen Binnenböschungen meist in Deichlängsrichtung unter der Deichkrone als Folge von Zugspannungen aus böschungsabwärts gerichteten Eigengewichtskräften einstellen.

Aber auch wenn Schrumpfrisse und andere Zugrisse regelmäßig verdämmt werden, ist im Rahmen der Bemessung und bei der Bewertung der Festigkeit und der Durchlässigkeit der Abdeckungen der Einfluss des Schrumpfens immer zu berücksichtigen.

3.2.1 In der Literatur dokumentierte Schrumpfrisse an Deichabdeckungen

Zu Schrumpfrissen in Deichabdeckungen liegen in der einschlägigen Literatur nur wenige belastbare Messungen vor, in den meisten Fällen sind Rissbreiten und Risstiefen als grobe Schätzwerte angegeben. Das liegt sicherlich daran, dass Rissbreite und Risstiefe zeitlich veränderlich sind und eine genaue messtechnische Aufnahme der Rissgeometrie das Aufgraben der Abdeckung erfordert, was in der Regel nicht möglich ist, weil der Deich damit nachhaltig geschwächt wird. Insofern enthalten die Literaturstellen, in denen von Schrumpfrissen berichtet wird, oft nur allgemeine und nicht nachprüfbare Angaben. Zudem muss bedacht werden, dass die meisten Deiche, von denen im Zusammenhang mit Schrumpfrissen berichtet wird, im Laufe mehrerer Ausbaustufen über Jahrzehnte hinweg entstanden sind, sodass selten der genaue Aufbau in Erfahrung gebracht werden kann.

Edelmann (1953) berichtete im Zusammenhang mit Erfahrungen aus der Februar-Flut von 1953 in den Niederlanden von Netzwerken aus hauptsächlich vertikalen Schrumpfrissen, die von der periodischen Vernässung und Austrocknung hervorgebracht würden. Das Ausmaß der Risse sei stark bodenabhängig, generell müsse aber angenommen werden, dass die trockene Böschungsabdeckung dauernd gerissen sei, wobei die Risse bis tief unter die Oberfläche reichen, ein Meter und mehr seien keine Seltenheit. So bestehe die oberste Lage eines Deichs aus mehr oder weniger isolierten, allerdings durch die Grasnarbe miteinander verbundenen Bodensäulen, zwischen denen sich Spalten befinden, die sich bei Regenperioden nicht wieder vollständig schließen würden. Die Ausprägung dieses Spaltensystems sei nicht nur von der Bodenart abhängig, sondern auch von der Orientierung des Deiches zum Sonneneinfall. Nach der schweren Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 wurde vom damaligen Küstenausschuss Nord- und Ostsee, einer Arbeitsgruppe aus Fachleuten der Länder Niedersachsen, Schleswig-Holstein, Hamburg und Bremen die Aufgabe übertragen, die für die einzelnen Länder getrennt gewonnenen Erkenntnisse zusammenzufassen und aus ihnen Empfehlungen für den Küstenschutz abzuleiten. In ihren Empfehlungen verweist die Arbeitsgruppe explizit auf die Gefährdung von Kleideichen aus stark tonigem Boden durch Schrumpfrisse:

"Im Deichkern aus stark tonigem Boden bilden sich in niederschlagsarmen Sommern Trockenrisse, die bis zu 10 cm breit und 2 m tief werden können. Solche Risse gefährden den Deich, indem sie bei hohem Wellenauflauf die Durchweichung des Deichkörpers begünstigen und die Gefahr von Böschungsrutschungen erhöhen. Daher sollten Trockenrisse am Deich unverzüglich mit Boden ausgefüllt werden" (AG KSW, 1962).

An Kleiabdeckungen in Schleswig-Holstein stellte Temmler (2006) durch langjährige Beobachtungen und Beprobungen Schrumpfrisse bis zu 1 m Tiefe fest (u. a. im Deichkronenbereich in Glückstadt-Süd, Büttel, St. Margarethen und Westernmarkelsdorf/Fehmarn sowie am landseitigen Rand des Deichverteidigungsweges auf der Innenberme in Brokdorf). Besonders schrumpfgefährdet sind Abdeckungen aus tonreichem, schlickigen Klei, der in sehr weichem bis breiigen Zustand eingebaut wurde. Temmler (2006) berichtet von über 5 mm breit klaffenden Schrumpfrissen, die in Tiefen von 1,15 m in der Deichkrone Harwettersiel, über 1,30 m am Bütteler Deich bis zu 1,43 m in Ockholm Mitte reichen. Die Risse zerlegten die Abdeckung teilweise über ihre gesamte Dicke in einzeln stehende Blöcke.

In den niederländischen Empfehlungen TAW (1996) wird das Gefüge der Abdeckung nach der Tiefenlage unterschieden. Im gut durchwurzelten Oberboden sei eine feine Gefügestruktur in der Größenordnung von Zentimetern bis zu Millimetern vorzufinden, die jedoch stetigen Veränderungen unterliege. Die verstärkte Strukturbildung mit kleinen, nicht richtungsorientierten Rissen werde in diesem Bereich unterstützt vom schnellen Wechseln des Wassergehalts, beispielsweise infolge von Niederschlägen. Die Aggregate im unteren Abdeckungsbereich seien hingegen deutlich größer, dafür bestünden die Risse der ersten Generation dort teilweise ungestört über Jahrzehnte hinweg und hätten eine überwiegend vertikale Orientierung. Das Gefüge werde bis in Tiefen von rd. 0,8 m innerhalb weniger Jahre, auch durch tierische Einwirkungen, geformt. Gänge von Regenwürmern seien aber auch noch 2 m unter der Deichkrone vorgefunden worden. Als vorrangige Ursache für die Rissbildung unterstreicht auch TAW (1996) die Volumenänderung der Böden durch Saugspannungen beim Austrocknen. Die relative Volumenänderung könne bis zur Hälfte der Änderung des Wassergehaltes (bezogen auf die Trockenmasse ausmachen).

3.2.2 Eigene Beobachtungen von Schrumpfrissen

Im Sommer 2008 wurden im Rahmen von Feldbeobachtung einige Rissen in Deichabdeckungen aufgespürt und vermessen, ihre Entwicklung wurde dann im Sommer 2009 weiter verfolgt. Die dabei getroffenen Feststellungen werden nachfolgend zusammengefasst, sie haben allerdings vorrangig exemplarische Bedeutung und können nicht ohne weiteres verallgemeinert werden.



zu a) Kleinensiel Dkm 78,9 (18.07.08)



zu c) Hobenbrake Dkm 21,47 (18.08.08)



zu b) Schmalenfleth Dkm 89 (18.07.08)



zu d) Eckwarden Dkm 34,4 (18.07.08)

Abb. 3.1: Risse in niedersächsischen Kleiabdeckungen (Juli und August 2008)

Trotz der zum Zeitpunkt der Erstbegehung im Juli 2008 ungewöhnlich feuchten Witterung können folgende qualitative Feststellungen getroffen werden (s. a. Abb. 3.1):

- a) Fehlstellen der Grasnarbe sowie Vorschäden an der Böschungsoberfläche sind bevorzugte Ausgangspunkte der Rissbildung.
- b) Einmal gebildete Risse sind auch bei Wiedervernässung nur teilweise reversibel. Die Risse verkürzen sich nach der Vernässung nur unvollständig, an der Rissspitze verbleiben Zonen geringer Dichte.

- c) Risse mit kronenparalleler Hauptrichtung wurden gehäuft festgestellt. Allgemein liegen die Risse vor allem im Bereich der Krone und in der oberen Böschungshälfte, speziell auch am Übergang von der Krone zur Böschung.
- d) Risse verlaufen überwiegend lotrecht zur Böschungsoberfläche bis vertikal in die Abdeckung hinein.

Trampelpfade auf der Deichkrone sind typische Ausgangspunkte von Schrumpfrissen. Schrumpfrisse am Übergang zu Befestigungen (Wege, Deckwerke etc.) sind auf den hier zumindest teilweise fehlenden Reibungsschluss zwischen der Abdeckung und den Einbauten zurückzuführen.

Aus der Deichunterhaltung wurde berichtet, dass Wühlmäuse bevorzugt ihre Gänge an Schrumpfrissen anlegen, sodass eine natürliche Ansammlung von Wühlmauslöchern im Bereich der Schrumpfrisse vorliegt.

Die Häufung von Rissen in der oberen Böschungshälfte ist auch Konsequenz der Strömung von Niederschlagswasser zum Böschungsfuß infolge der Gravitation. Die Deichkrone und die oberen Böschungsbereiche trocknen deshalb schneller aus, als die unteren Böschungsbereiche.



a) Begehung am 18.07.08



c) Begehung am 27.12.08

b) Begehung am 18.08.08



d) Begehung am 21.09.09

Abb. 3.2: Entwicklung der Risse über ein Jahr

Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen Abschlussbericht 2010 - Abschnitt 3: Bodenmechanische Prozesse

Auf den Böschungen der Deiche entwickeln sich Risse vorzugsweise zunächst parallel zur Deichlinie, weil sich den Wasserspannungen aus dem Schrumpfen die böschungsabwärts gerichteten Komponenten der Massenkräfte überlagern und so die Zugfestigkeit des Bodens dort zuerst überschritten wird.

Weil die Volumenabnahme des Bodens bei der Austrocknung aber durch die Schubspannung zwischen Abdeckung und Sandkern behindert wird, entstehen alsbald auch Risse quer und schräg zur Deichlinie. Es überlagern sich Schubrisse und Schrumpfrisse. Am Übergang von der Krone in die Böschung können Schubspannungen aus den Massenkräften der Böschungsabdeckung nicht aufgenommen werden, sodass hier die Abdeckung von der Krone abreißt. Die Schrumpfung scheint mitunter diese Zugrisse zu initiieren.

Werden Risse unmittelbar nach dem ersten Auftreten konsequent verdämmt, sind nachfolgende Rissbildungen wesentlich geringer ausgeprägt.

3.2.3 Gefügemodell der bindigen Deichabdeckung

Nach den in Abschn. 3.2.1 geschilderten Erfahrungen zerlegen Risse das Bodengefüge im Laufe der Zeit in ein Aggregatgefüge. Je nach Bodenart und tonmineralogischer Zusammensetzung variiert die Ausprägung der Aggregate. Tendenziell besteht die Abdeckung nahe der Böschungsoberfläche überwiegend aus kleinen Aggregaten, die durch viele kurze und eng stehende Risse voneinander getrennt sind. Die Eigenschaften des oberen Bereichs der Abdeckung sind daher besonders von der Rissbildung geprägt. Dieser obere Bereich der Abdeckung wird im Folgenden als Hauptrisszone bezeichnet (vgl. Abb. 3.3).

Die Hauptrisszone hat einen großen Porenanteil, die Aggregate sind teilweise nur über die Wurzeln miteinander vernetzt. Mit der Tiefe nimmt die Aggregatgröße zu, schließlich hat die Abdeckung ein vertikales Rissgefüge aus einzeln stehenden Rissen. Dieses Gefüge aus monolithischen Blöcken wird im Folgenden als gerissener Unterboden bezeichnet. Der gerissene Unterboden hat einen größeren inneren Zusammenhalt als die Hauptrisszone.

Wenn die Risse die Abdeckung nicht über ihre gesamte Höhe durchdringen, verbleibt am Übergang zum Sandkern ein ungerissener Unterboden, der das beim Einbau hergestellte Gefüge weitestgehend beibehält.





3.2.4 Physikalische Ursachen der Trocknungsschrumpfung

Definitionsgemäß ist die Schrumpfung von Böden die Verminderung des Haufwerkvolumens als Folge der Reduzierung des Flüssigkeitsgehaltes. Der Flüssigkeitsentzug kann thermisch oder mechanisch erfolgen (Wiedemann, 1996). Schrumpfrisse entstehen, wenn die Wasserspannung beim Wasserentzug größer ist als die Summe aus Zugfestigkeit des Bodens und Überlagerungsspannung.

Wiedemann (1969) unterscheidet die Trocknungsschrumpfung und die Kapillarschrumpfung (Abb. 3.4), je nach Sättigung des Bodens dominiert die eine oder die andere der beiden Schrumpfungsarten.

Bei geringer Sättigung (S < 0,7) wird die (thermische) Trocknungsschrumpfung maßgebend. Bei der Trocknungsschrumpfung verändert sich die physikalischchemisch bedingte Anlagerungsfähigkeit von Wasser. Bekannte Erscheinungsformen der Trocknungsschrumpfung sind beispielsweise die Schrumpfung von Beton oder die Gitterschrumpfung von Tonmineralien. Bei Wasseranlagerung weitet sich die Gitterstruktur der Mineralien auf, bei Wasserabgabe rückt sie wieder zusammen. Die daraus resultierenden Volumenänderungen sind überwiegend irreversibel und im Vergleich zur Kapillarschrumpfung hinsichtlich der Größenordnung vernachlässigbar, zumal ein sehr langsamer Wasserentzug Voraussetzung ist.



Abb. 3.4: Schrumpfungsmechanismen (aus: Wiedemann, 1996)

Die Kapillarschrumpfung basiert auf Grenzflächeneffekten der Konstituierenden Gas und Fluid. Der Kapillardruck resultiert aus Kohäsionskräften an der Wasseroberfläche (Oberflächenspannung), Adhäsionskräften an den Grenzflächen zwischen Feststoff und Flüssigkeit (Haftspannung) und der Schwerkraft. Die Kapillarkräfte entstehen, sobald die Gasphase in unmittelbarem Kontakt mit der Haufwerksoberfläche gelangt. Deshalb findet die Kapillarschrumpfung auch vor allem im Bereich höherer Sättigung (0,7 \leq S \leq 1,0) statt.

Im physikalischen Sinne wird die Volumenänderung eines porösen Körpers durch die Abgabe von Wasser aus dem Porenraum durch den Begriff Schwinden korrekt beschrieben (vgl. Placzek, 1982). Der Begriff Schrumpfung ist hingegen für den Volumenverlust durch das Zusammenziehen des Feststoffs zutreffend, wie beispielsweise für den Volumenverlust bei Abgabe von Wasser aus der Mineralstruktur eines Bodenteilchens. Diese Prozesse lassen sich aber beim Boden nicht klar abgrenzen, deshalb hat sich in der Bodenkunde der Begriff Schrumpfung als Oberbegriff für beide Prozesse etabliert und wird im Folgenden auch so verwendet.

Gemäß Abb. 3.5 ist die Kapillarschrumpfung nach dem zeitlichen Verlauf in drei Phasen unterteilt. Ausgehend vom gesättigten Zustand durchläuft der Boden bei Wasserentzug zunächst die Normalschrumpfung. In dieser Phase ist die Volumenabnahme gleich dem Volumen des entzogenen Wassers. Die Bodenpartikel rücken dabei näher zusammen und die kontrahierende Kraft nimmt zu. Der Boden behält seine gleich bleibende dunkle Farbe. Die Wasserspannung ruft in dieser Phase in etwa die gleiche Bodendeformation hervor wie eine betragsgleiche Auflast, vom Ablauf her entspricht die Normalschrumpfung einer Konsolidation. Der Porenraum bleibt während der Normalschrumpfung gesättigt, bis der Wasserverlust schließlich nicht mehr allein durch die Annäherung der Körner auszugleichen ist. Durch den Zutritt von Luft in die Poren nimmt dann der Sättigungsgrad ab, das kann am Umschlagen der Farbe des Bodens von dunkel nach hell sehr gut beobachtet werden. Diese Phase heißt Übergangsschrumpfung.

Schließlich ist keine weitere Annäherung oder Umorientierung der Körner mehr möglich, der Boden hat dann seine dichtest mögliche Lagerung erreicht. Die größeren Partikel berühren sich direkt und die Hydrathüllen um die kleineren Tonminerale können durch die wirkenden Spannungen nicht mehr deformiert oder verdrängt werden. Der Boden hat sein physikalisch minimales Volumen bei Wasserentzug eingenommen, jede weitere Wasserabgabe führt zu einer Untersättigung. Daher nennt man diese Phase Nullschrumpfung.



Abb. 3.5: Phasen der Kapillarschrumpfung (in Anlehnung an: Scheffer/Schachtschabel, 2002)

Der volumenmäßig größte Teil der Kapillarschrumpfung findet während der erstmaligen Normalschrumpfung im gesättigten Zustand statt. Bei erneuter Wasserzufuhr oder intermittierenden Austrocknungs-Vernässungs-Zyklen verläuft die Quellung nur partiell auf der Schrumpfungskurve, der Boden prägt sich die vorangehende Entwässerung ein, sodass ein Teil der Schrumpfung irreversibel ist. Deswegen schließen sich Risse bei Vernässung auch nicht wieder vollständig, obwohl es zumindest optisch den Eindruck erweckt. Ein nicht vollständig reversibles Formänderungsverhalten ist auch von den Drucksetzungslinien bei Ent- und Wiederbelastung bekannt, auch hier ist eine Parallele zur Konsolidation des Bodens ersichtlich.

Eine Schrumpfung, bei der dem Boden nur die Wasseranteile aus den groben Poren entzogen werden, bezeichnet man auch als Strukturschrumpfung. Voraussetzung für die Strukturschrumpfung ist, dass sich zuvor Risse und Aggregaten gebildet haben, z.B. durch Normalschrumpfung. Ist der frühere Entwässerungszustand durch Strukturschrumpfung wieder erreicht, setzt mit der weiteren Austrocknung erneut die Normalschrumpfung ein, bei der Poren mittlerer Größenordnung entwässert werden.

Abb. 3.6 zeigt den Verlauf des Kapillardrucks bei Befeuchtung und Entfeuchtung. Ausgehend von der gänzlichen Sättigung des Porenraumes (S = 1) steigt bei Entwässerung der Kapillardruck an. Weil ein Teil des Wassers im Boden kristallin gebundenen ist, kann dieser allerdings nicht vollständig austrocknen. Der Sättigungsgrad nimmt also ab, bleibt aber S > 0.

Bei einer anschließenden Vernässung blockieren Lufteinschlüsse in Porenengstellen den Wasserzutritt, sodass nicht der gesamte Porenraum aufgesättigt werden kann. Dabei nimmt der Kapillardruck schneller ab, als er bei Entwässerung bei kleinen Sättigungsgraden zugenommen hat. Bei Wiederholung der Entfeuchtung mündet der Verlauf des Kapillardrucks wieder in den Verlauf der ersten Entwässerung (Schubert, 1973).



Abb. 3.6: Verlauf des Kapillardrucks (aus: Schubert, 1973)

3.2.5 Rissentwicklung und Rissausbildung

Die Rissentwicklung und die Rissausbreitung im Boden lassen sich nur schwer prognostizieren. Einerseits sind nämlich die auslösenden bodenphysikalischen Zusammenhänge sehr komplex, andererseits ist der Boden inhomogen, sodass Schwachstellen in der Aggregatstruktur und ihre räumliche Verteilung oft der Ausgangspunkt der Rissbildung sind.

Grundsätzlich gilt, dass durch Schrumpfung ein Riss entsteht, wenn die Wasserspannungen die Zugfestigkeit des Bodens überschreiten. Mit dem Fortschreiten des Risses in den Boden hinein werden die Wasserspannungen zur Risswurzel umgelagert, was dort zu einer entsprechend vergrößerten Belastung führt (vgl. Abb. 3.7).

Der Riss verläuft bei einem homogenen und isotropen Material normal zur Oberfläche in das Material hinein. Eine solche Rissentwicklung darf bei Böden und insbesondere bei den bindigen Abdeckungen auf den Deichböschungen so aber nicht vorausgesetzt werden, weil diese weder homogen noch isotrop sind. Zudem wirken während der Schrumpfung außer der Wasserspannung weitere Kräfte, beispielsweise bei großflächigen Bodenschichten geringer Dicke wie Deichabdeckungen Schubspannungen zwischen Abdeckung und Deichkern. Dadurch wird die Rissbildung in oberflächenparallelen Ebenen behindert (Abb. 3.8).



Abb. 3.7: Rissentwicklung (in Anlehnung an: Walker, 1986)



Abb. 3.8: Schrumpfungsarten (Krabbe, 1958)

3.2.6 Festigkeit und Spannungs-Verformungsverhalten bindiger Abdeckungen

Für die Rissausbreitung ist vor allem das Spannungs-Verformungsverhalten maßgebend. In einem Material mit duktilem Spannungs-Verformungsverhalten entstehen zunächst Mikrorisse, erst mit zunehmender Wasserspannung entwickeln sich diese dann zu Makrorissen. Diese Böden haben ein gewisses Selbstheilungsvermögen, weil sich Risse durch plastische Verformungen unter äußeren Spannungen wieder schließen können, wenn die Festigkeit überschritten wird.

Eine kontinuumsmechanische Beschreibung der Rissentwicklung bei duktilen Materialien ist kaum möglich, da es keinen eindeutig definierten Zusammenhang zwischen Spannungen und Verformungen gibt (Hahn, 1976).

Demgegenüber breiten sich Risse in einem spröden Material nach den Gesetzmäßigkeiten der Bruchmechanik aus, und so können zumindest auch die grundlegenden Gesetzmäßigkeiten der Rissentstehung und der Rissausbreitung in den Böschungsabdeckungen bei sprödem Materialverhalten analysiert werden.

Indikator für die Art des Materialverhaltens von Böden ist die Konsistenz, die durch die Konsistenzzahl I_C nach DIN 18122 Teil 1 bestimmt wird:

$$I_{c} = \frac{W_{L} - W}{W_{L} - W_{P}}$$
 [-] (GI. 3.1)

mit:

- w_L = Wassergehalt der Fließgrenze (Übergang von der flüssigen zur breiigen Zustandsform)
- w_P = Wassergehalt der Ausrollgrenze (Übergang von der steifen zur halbfesten Zustandsform).

Der Nenner $w_L - w_P$ ist die Plastizität I_P des Bodens, sie beschreibt die so genannte Bildsamkeit, also die Wassergehaltsspanne, innerhalb der der Boden "bildsam" ist. Bei $w = w_L$ ist die Konsistenzzahl $I_c = 0$, bei $w = w_P$ ist sie $I_c = 1,0$. Nach Scherbeck (1992) kann das Materialverhalten von Böden mit einer Konsistenzzahl $I_C < 0,75$ näherungsweise als duktil angenommen werden, bei Konsistenzzahlen $I_c > 0,75$, also bei Böden mit steifer Zustandsform, ist sprödes Materialverhalten zu erwarten. Diese Einteilung ist nicht scharf, weil der Übergang zwischen duktilem und sprödem Materialverhalten fließend ist. Abb. 3.9 zeigt für 15 Kleiabdeckungen aus Niedersachsen und Schleswig-Holstein die Konsistenzbereiche, die diese Böden beim Austrocknen durchlaufen, aufgetragen über der Plastizitätszahl I_P. Die dieser Auswertung zugrunde liegenden bodenmechanischen Kennwerte sind Ergebnisse von Feld- und Laboruntersuchungen aus den Jahren 1996 und 1997 und in Weißmann (2003) vollständig dargestellt.



Abb. 3.9: Konsistenzzahlen Ic, Plastizitätszahl I_P und Materialverhalten von Klei, Ergebnisse von Felduntersuchungen an Kleiabdeckungen (Daten aus Weißmann, 2003)

Die maximale Bandbreite der Konsistenzzahlen I_C , die die Böden nach Abb. 3.9 durchlaufen, reicht von der Konsistenzzahl bei vollständiger Sättigung ($I_{c (S=1,0)}$), das sind in Abb. 3.9 die jeweils unteren Punkte, bis zur Konsistenzzahl bei w = w_S ($I_{C(ws)}$). Unterhalb von w_S erleidet der Boden keine Volumenänderung und damit auch keine Schrumpfung mehr. Die Werte nach Abb. 3.9 gelten für eine Verdichtung von 90 % der Proctordichte. Alle Böden nach Abb. 3.9 kommen bei Austrocknung in den Bereich des spröden Materialverhaltens.

Die ausgeprägt plastischen Böden nach Abb. 3.9 haben bei Sättigung durchweg relativ große Konsistenzzahlen I_c . Dementsprechend haben diese Böden auch im vernässten Zustand noch eine hohe Festigkeit. Andererseits muss sich der Wassergehalt bei diesen Böden nur vergleichsweise wenig ändern um die volle Bandbreite

Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen Abschlussbericht 2010 - Abschnitt 3: Bodenmechanische Prozesse

der Schrumpfung zu durchlaufen und das Materialverhalten ist während der Schrumpfung nahezu durchgängig spröde. Hier vereint sich also die positive Eigenschaft der geringen Empfindlichkeit gegen Vernässen mit der negativen Eigenschaft eines großen Schrumpfpotentials im spröden Bereich.

Abdeckungen aus ausgeprägt plastischen Böden werden daher typischerweise bis in größere Tiefe von besonders weit geöffneten Rissen in monolithische Blöcke zerlegt. Wegen der durchgehenden Risse ist die Dichtwirkung dieser Abdeckungen relativ gering. Das muss bei der Festlegung der Dicke von Abdeckungen aus diesen Böden berücksichtigt werden.

Bei den leicht plastischen und mittelplastischen Böden findet die Schrumpfung hingegen über einen weiteren Konsistenzbereich statt, teilweise trocknen sie überhaupt nicht so weit aus, dass sprödes Materialverhalten maßgebend wird. Diese Böden haben zudem eine relativ geringe Zugfestigkeit, sodass sie bereits bei geringen Wassergehaltsänderungen und an vielen Stellen gleichzeitig aufreißen. Diese Risse bilden sich aber vorrangig oberflächennah aus und verringern damit die Dichtwirkung bei weitem nicht in gleichem Maß wie das bei den ausgeprägt plastischen Böden der Fall ist. Dafür haben die leicht- und mittelplastischen Böden bei vollständiger Vernässung sehr kleine Konsistenzzahlen und damit nur eine sehr geringe Restfestigkeit.

3.2.7 Zugspannungsverteilung in der teilgesättigten Abdeckung

Die Abfolge aus Niederschlag und Austrocknung (vorzugsweise durch Evapotranspiration) bestimmt den Wasserhaushalt der Deichabdeckung. In niederschlagsarmen Jahreszeiten überwiegt die Evapotranspiration und führt zu einem kapillaren Unterdruck im Porenraum. In der Bodenkunde bezeichnet man diesen Unterdruck als Saugspannung. In diesem Zustand ist im Boden nicht genügend Wasser hydraulisch verfügbar, um die Speicherkapazität des Bodens auszulasten. Der Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Saugspannung ist durch bodenspezifische Saugspannungskurven bestimmt. Die Saugspannung ist umso größer, je geringer der Wassergehalt ist.

Die Größe der Saugspannung, bis zu der Pflanzen dem Boden Wasser entziehen können, heißt "permanenter Welkepunkt". Dieser wird in der Bodenkunde mit einer Saugspannung von 1585 kN/m² definiert, das ist die natürliche Obergrenze der durch Pflanzen überwindbaren Saugspannung. Darüber hinaus ist die Wasserbindung im Boden so groß, dass Pflanzen dem Boden kein Wasser mehr entziehen können und daher welken. Nach DIN 19682-5 hat ein Boden bei w = w_S die Saugspannung des permanenten Welkepunktes.

Grundsätzlich kann die Saugspannungsverteilung aus Wasserhaushaltsmodellen abgeleitet werden. Diese Modelle stammen aus der Bodenkunde und wurden im Bauwesen und in der Bodenmechanik bisher nur im Rahmen von Forschungsarbeiten zur Rissbildung in Deponiedichtungen angewandt. Diese Modelle benötigen sehr komplexe Eingangswerte, die im Zusammenhang mit den bodenmechanischen Untersuchungen für Deiche nicht erhoben werden können.



Abb. 3.10: Saugspannungen in der Abdeckung von Deichen in Abhängigkeit vom Wassergehalt (in Anlehnung an: TAW, 1996)

Abb. 3.10 zeigt die Ergebnisse von in den Niederlanden in situ an Deichen gemessenen Saugspannungsverteilungen (TAW, 1996). Über alle Jahreszeiten wurden an Kleiabdeckungen unterschiedli-Zusammensetzung die cher Saugspannungen ermittelt. Im Bereich kleiner Wassergehalte Saugspannungen wurden von mehr als 1000 kN/m² gemessen. Mit zunehmendem Wassergehalt und damit mit zunehmender Tiefe unter der Oberfläche nimmt die Saugspannung auf rd. 100 kN/m² in rd. 30 cm Tiefe und auf rd. 50 kN/m² in rd. 40 bis 70 cm Tiefe ab.

Mit Bezug auf diese Messungen gibt TAW (1996) für grasbewachsene Deiche in den Niederlanden eine Saugspannung von 100 kN/m² als repräsentativen Wert an.

Die Messergebnisse nach Abb. 3.10 können mit guter Näherung durch eine logarithmisch bis zur Austrocknungstiefe z_A abnehmenden Saugspannungsverteilung ($u_a - u_W$) beschrieben werden:

$$(u_a - u_W) = 10^{\left(1 - \frac{z}{z_A}\right) \log 1585}$$
 [kN/m²]. (GI. 3.2)

Näherungsweise entspricht das einem über die Tiefe linearen Verlauf des Wassergehalts.

Saugspannungen wirken isotrop, sie bewirken daher für die Bodenmatrix eine dreidimensionale Kompression. Diese erzeugt in der Abdeckung Zugspannungen, die aber wegen der Überlagerung mit der geostatischen Auflast nicht so tief in die Abdeckung hineinreichen wie die Austrocknung.



Abb. 3.11: Überlagerungsspannungen

Den oberflächenparallelen Komponenten der Saugspannung wirkt eine Druckspannung entgegen, die aus der normal zur Böschungsebene wirkenden Saugspannung resultiert (s. Abb. 3.11). Hinzu kommt die Druckspannung aus der geostatischen Überlagerungsspannung.

Die dreiaxiale Volumenabnahme bei der Schrumpfung wird mit dem räumlichen Elastizitätsmodul H [kN/m²] ermittelt:

$$H = \frac{3(1 + e_0)\Delta(u_a - u_W)}{\Delta e} \quad [kN/m^2].$$
 (GI. 3.3)

Definitionsgemäß dürfen unmittelbar vor der Rissbildung in den oberflächenparallelen Ebenen keine Deformationen vorhanden sein. Aus der Spannungs-Dehnungsbeziehung folgt daher die Komponente der totalen Spannung in oberflächenparallelen Ebenen:

$$\epsilon_{h} = 0 \Leftrightarrow \left(\sigma_{h} - u_{a}\right) = \frac{\nu}{1 - \nu} \left(\sigma_{\nu} - u_{a}\right) - \frac{E}{H(1 - \nu)} \left(u_{a} - u_{W}\right) \text{ [kN/m^2]}, \quad (\text{GI. 3.4})$$

wobei E der Elastizitätsmodul und v die Querdehnzahl ist. Mit der Wichte des Bodens γ [kN/m³] und der Tiefe z [m] sowie der Saugspannung nach Gl. 3.2 lässt sich die horizontale Spannung tiefenabhängig angeben:

$$\sigma_{h} = \frac{v}{1 - v} \gamma \cdot z - \frac{E}{H(1 - v)} 10^{\left(1 - \frac{z}{z_{A}}\right) \log 1585}$$
 [kN/m²]. (Gl. 3.5)

Nimmt bei großen Saugspannungen die horizontale Komponente der totalen Spannung negative Werte an, wirken im Boden Zugspannungen. Die Komponente der effektiven Spannung ist hingegen bei Teilsättigung immer positiv (Druck). Die Saugspannungskurve hat in der Regel einen s-förmigen Verlauf, die Saugspannungen gehen daher am Residualwassergehalt gegen unendlich. Das verbliebene Porenwasser reicht beim Residualwassergehalt aber nicht mehr aus, um die Saugspannungen auf das Korngerüst zu übertragen. Das Verhältnis E/H dient daher zur Wichtung des Einflusses der Saugspannungen. Bei Sättigung ist E/H $\approx 1 - 2v$. An der Schrumpfgrenze ist die Schrumpfung abgeschlossen. Eine Zunahme der Saugspannungen bewirkt dann keine weitere Volumenabnahme mehr, der Boden hat die größte durch Austrocknung mögliche Trockendichte erreicht. Der räumliche Elastizitätsmodul geht in diesem Zustand gegen unendlich.

Über den räumlichen Elastizitätsmodul werden auch das spezifische Schrumpfpotential des Bodens sowie die Schrumpfungsvorgeschichte berücksichtigt. Mit einer Verdichtung des Bodens beim Einbau der Abdeckung wird die Schrumpfung partiell vorweg genommen, die Verdichtung wirkt wie eine Vorspannung. Durch Abstimmung der Einbaudaten (Einbauwassergehalt, Verdichtungsgerät und Verdichtungsenergie) auf den zur Verfügung stehenden Boden lässt sich so die Rissgefährdung bindiger Deichabdeckungen minimieren.

3.2.8 Prognose der Risstiefe

Sofern ein Riss seine Tiefe nicht mehr ändert, bezeichnet man ihn als stationär. Erst bei Überschreitung einer kritischen Spannung im Boden beginnt eine instationäre Zunahme der Risstiefe. Soweit für die Vertiefung von Rissen eine Erhöhung der äußeren Belastung erforderlich ist, wächst die Risstiefe stabil.

In spröden Werkstoffen neigen Risse dazu, sich ab einer kritischen Risstiefe auch ohne Zunahme der äußeren Belastung spontan zu vertiefen. In diesem Fall spricht man von instabilem Risswachstum.

a) Stabiles Risswachstum

Risse entstehen, sobald die auf das Korngerüst einwirkenden Kapillarspannungen die Summe aus den Überlagerungsspannungen und der Zugfestigkeit σ_t [kN/m²] des Gefüges übersteigen. Vor Rissbeginn können noch Horizontalspannungen übertragen werden. Im elastisch-isotropen Halbraum gilt $\frac{\sigma_V}{\sigma_h} = 1 - \sin \phi'$. Bei normalkonsolidiertem Boden kennzeichnet eine kritische Saugspannung von

$$\left(\sigma_{a} - u_{w}\right) = \frac{\sigma_{t}}{\sin \varphi'} [kN/m^{2}]$$
(Gl. 3.6)

den Rissbeginn.

Mit voranschreitender Austrocknung nehmen die Zugspannungen zu. Wenn die Zugspannungen an der Rissspitze größer als die Zugfestigkeit sind, verlängert sich der Riss. Das Bodengefüge wird somit zunehmend soweit zerlegt, bis die Aggregate keine seitliche Dehnungsbehinderung mehr erfahren. Ab einer kritischen Risstiefe überlagern die Massenkräfte des Bodens die Saugspannung derart, dass kein weiteres Risswachstum mehr auftritt.

Unter Annahme der logarithmischen Abnahme der Saugspannungen S₀ [kN/m²] bis zur Austrocknungstiefe z_A folgt während des stabilen Risswachstums die Risstiefe z durch iterative Lösung der Beziehung:

$$\frac{\nu}{1-\nu} \left(\gamma \cdot z \right) - \frac{E}{H\left(1-\nu \right)} \cdot 10^{\left(1 - \frac{z}{z_A} \right) \log S_0} = -\sigma_t . \tag{GI. 3.7}$$

b) Instabiles Risswachstum

Der Riss ist hinsichtlich der Spannungsverteilung eine Diskontinuität, Zugspannungen können im Bereich des Risses nicht übertragen werden. In Materialien mit sprödem oder quasi-sprödem Spannungs-Verformungsverhalten, wie es gerade ausgeprägt plastische Böden mit hohem Schrumpfpotential über einen weiten Austrocknungsbereich tendenziell haben (s. Abschn. 3.2.6), werden die Zugspannungen von den Rissufern zur Rissspitze umgelagert.

Bereits bei einer sehr kleinen Rissverlängerung kann die dabei frei werdende potentielle Energie den Energiebedarf der neu gewonnenen Oberflächen übersteigen. Ohne weitere Erhöhung der äußeren Belastung vergrößert sich der Riss dann spontan. Erst, wenn wieder ein Energiegleichgewicht herrscht, kommt der Riss zum Stillstand oder geht erneut in stabiles Wachstum über. Instabil gewachsene Risse verlaufen häufig besonders geradlinig und bis über die Austrocknungstiefe hinaus.

In der Bruchmechanik beschreibt der Spannungsintensitätsfaktor K_I die Spannungskonzentration an der Rissspitze über die Zustandsgrößen Spannung σ [kN/m²] und Risstiefe a [m]:

$$K_{I} = Y \cdot \sigma \sqrt{\pi a} \quad [kN/\sqrt{m^{3}}]. \tag{GI. 3.8}$$

Der Beiwert Y [-] spiegelt bei endlichen Probeabmessungen die Probengeometrie und die Belastungsart wider. Diesem Spannungsintensitätsfaktor wird ein kritischer Spannungsintensitätsfaktor K_{Ic} als materialspezifischer Kennwert der Bruchzähigkeit gegenübergestellt. Sofern K_I > K_{Ic} ist, schreitet der Riss spontan instabil fort.



Abb. 3.12: Der Spannungsintensitätsfaktor bei Rissvertiefung (in Anlehnung an: Konrad/Ayad, 1997a)

Der Zusammenhang zwischen der Spannungsintensität und der Risstiefe ist in Abb. 3.12 qualitativ dargestellt. Die Risstiefe nimmt mit der Spannungsintensität zunächst stabil zu. Beim Überschreiten des kritischen Spannungsintensitätsfaktors Klc beginnt die spontane instabile Rissfortpflanzung. Diese lässt zunächst noch einen Anstieg Spannungsintensität zu, der mit tiefer werdendem Riss nimmt dann die Spannungsintensität wieder ab, da die Zugspannungen über die Tiefe der Abdeckung abklingen. Die spontane instabile Rissvertiefung kommt zum Stillstand, sobald der Spannungsintensitätsfaktor K_I unter den kritischen Spannungsintensitätsfaktor Kic fällt. In dieser Phase ist nur stabiles Risswachstum möglich.

Es gibt nach Abb. 3.12 immer genau 2 Risstiefen, die das Kriterium $K_I = K_{Ic}$ erfüllen. Bei der kleineren Risstiefe a_C geht der Riss vom stabilen in den instabilen Zustand über. Es wird mehr elastische Energie bei einer Rissverlängerung freigesetzt als die neu geschaffenen Oberflächen absorbieren. Der Riss wächst nun sprunghaft, bis zur Tiefe a_S . Nun werden die Zugspannungen von den Massenkräften überlagert, sodass wieder ein Energiegleichgewicht vorliegt. Über diese Tiefe a_S hinaus vergrößert sich der Riss nur, wenn die äußere Belastung in Form klimatisch bedingter Zugspannungen gesteigert wird.

Geometriefaktoren Y [-] sind für großflächig ausgedehnte Schichten von geringer Dicke bei logarithmisch verteilter Zugbeanspruchung nicht bekannt. In Anlehnung an Abb. 3.13 erfolgt daher die Umlagerung der logarithmischen Zugspannungsverteilung in ein flächengleiches Trapez, welches anschließend nach dem Superpositionsprinzip in ein Rechteck (R) und ein Dreieck (D) zerlegt wird.



Abb. 3.13: Spannungssuperposition (in Anlehnung an: Konrad/Ayad, 1997a)

Konrad/Ayad (1997a) geben für diese Spannungsverteilungen die Geometriefaktoren Y in Abhängigkeit vom Verhältnis b/a an (Abb. 3.14). Sofern über die gesamte Risstiefe Zugspannungen vorliegen, ist a = b. Reicht der Riss tiefer als die Zugspannungen, ist b/a \leq 1,0. Das Instabilitätskriterium wird somit zu:



Abb. 3.14: Geometriebeiwerte Y (in Anlehnung an: Konrad/Ayad, 1997a)

c) Grenztiefe

Begrenzt wird die Risstiefe durch die Standfestigkeit der Rissflanken. Ab einer bestimmten Tiefe werden die Massenkräfte G des Bodens so groß, dass die Scherfestigkeit C in der kritischen Gleitfuge nicht mehr ausreicht, die Rissflanken stabil zu halten (Abb. 3.15). Der abrutschende Erdkeil schließt den Riss wieder.

Auf der Grundlage erdstatischer Ansätze entwickelte Terzaghi (1947) die zu diesem Zustand gehörende Grenztiefe eines Risses aus der Scherfestigkeit c' bzw. c_u [kN/m²], dem Reibungswinkel ϕ ' [°] und der Wichte des Bodens γ [kN/m³]:

$$z = \frac{2 c'}{\gamma} tan \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) bzw. \quad z = \frac{2 c_u}{\gamma_r}$$
 (GI. 3.10)



Abb. 3.15: Grenztiefe von Rissen

Unmittelbar an den Rissufern ist der Spannungszustand zweiaxial. Erst mit Entfernung vom Riss geht dieser allmählich in einen dreiaxialen Spannungszustand über. Sobald an der Geländeoberfläche wieder rund 95 % des ursprünglichen Spannungsniveaus erreicht wird, führt eine erneute Überschreitung der Materialzugfestigkeit zum nächsten Primärriss (Konrad/Ayad, 1997a).

Der Abstand der Primärrisse kann beispielsweise aus einer FE-Analyse abgeleitet werden. Zur Tiefe der Hauptrisszone liegen Erfahrungswerte vor, wonach sie mindestens 10 % der Primärrisstiefe ausmacht (Chertkov, 2002). Für begrünte Böschungen entspricht die Hauptrisszone mindestens der Durchwurzelungstiefe.

Die Grasnarbe regelt einerseits den Austrocknungsverlauf, andererseits festigen die Wurzeln das Bodengefüge und dämmen so die Rissbildung an der Böschungsoberfläche ein. Im Rissmodell lässt sich dieser Einfluss der Grasnarbe durch die Ergänzung einer zusätzlichen Zugfestigkeit berücksichtigen. Zur Aktivierung der vollen Wurzelzugfestigkeit werden allerdings größere Verformungen benötigt als zur Aktivierung der Festigkeit des Bodens. Die Wurzelzugfestigkeit muss daher verformungsabhängig angesetzt werden. Zudem ist sie aufgrund der begrenzten Einflusstiefe für die Entwicklung der Risstiefe in der Regel nicht relevant. Die Rissöffnungsweite an der Oberfläche kann jedoch durch die Grasnarbe stark reduziert werden.

3.2.9 Experimentelle Bestimmung der Bodenkennwerte H, σ_t und K_{Ic}

Zur Prognose der Rissbildung werden mit dem räumlichen Elastizitätsmodul H, der Zugfestigkeit σ_t und dem kritischen Spannungsintensitätsfaktor K_{Ic} komplexe Bodenkennwerte benötigt, die im Rahmen von Baugrunduntersuchungen bisher nicht erhoben werden. Mit diesem Hintergrund sind in Anlage A Versuchsabläufe zusammengestellt, welche die Bestimmung dieser Bodenkennwerte von bindigem Deichbaumaterial ermöglichen.

3.2.9.1 Bodenmechanische Kennwerte von drei Deichböden

Exemplarisch wurden die maßgebenden Parameter für 3 Böden ermittelt. Bei diesen handelt es sich um die Versuchsböden der experimentellen Untersuchungen zur Schrumpfrissbildung und zur Erosionsbeständigkeit, welche im Herbst 2007 entnommen wurden. Der Boden Cäciliengroden II (im Folgenden als Boden C bezeichnet) stammt aus dem gleichnamigen Kleivorkommen und ist dem gut geeigneten Klei aus dem Forschungsvorhabens "Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf" sehr ähnlich. Ferner wurden aus einem Kleivorkommen im Wangerland (Hohenkirchen, Boden H) sowie aus einem Kliff an der Mecklenburg-Vorpommernschen Ostseeküste (Wustrow, Boden W) Material gewonnen. Eine Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte und der Körnungslinien enthält Anlage B.

Eine Bestimmung der tonmineralogischen Zusammensetzung ergab für alle drei Versuchsböden eine Dominanz der zwei- und dreischichtigen Minerale Kaolinit und Illit, bei Cäciliengroden II sind aber zudem auch vierschichtige Chlorite vorhanden. Wegen der mit dem Schichtaufbau verbundenen Beweglichkeit der Tonpartikel und wegen des großen Wasseraufnahmevermögens ist der Boden Cäciliengroden II ausgeprägt plastisch (TA) und hat ein hohes Schrumpfpotential. Der leicht plastische Geschiebemergel Wustrow enthält hingegen auch Muscovit, aus dem sich bei chemischer Verwitterung Illit bildet. Mit der Verwitterung geht ein Abbau des Kalkgehaltes und somit auch eine Veränderung der Festigkeit einher. Gemäß der Darstellung im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande (Anlage B) liegt Hohenkirchen am Übergang vom ausgeprägt zum mittelplastischen Ton.

Bei Klassifizierung nach EAK 2002 sind die Böden Hohenkirchen und Wustrow als Deichbaumaterial gut geeignet. Cäciliengroden II lässt sich wegen der hohen Fließgrenze keiner Eignungsklasse zuordnen.

Nach dem Bewertungsverfahren nach Weißmann (2003) sind die Böden Cäciliengroden II und Hohenkirchen sehr gut als Deichbaumaterial geeignet. Wustrow erfüllt den Eignungsgrad gut geeignet.

3.2.9.2 Räumlicher Elastizitätsmodul

Der räumliche Elastizitätsmodul H beschreibt die Längenänderung eines Bodenkörpers je Achse bei isotroper Belastung. Unter Annahme, dass die Volumenänderung je Achse gleich ist, lässt sich H in Analogie zu Gl. 3.3 zu

$$H = \frac{3 \cdot V \cdot \Delta(u_a - u_W)}{\Delta V}$$
(Gl. 3.11)

formulieren. Grundsätzlich gelten für H dieselben Zusammenhänge wie für den Elastizitätsmodul E bei einaxialer Belastung. Beide Kennwerte hängen stark vom
Spannungsniveau ab, da Boden bei höherer Spannung steifer ist als bei geringerer Spannung. Außerdem durchlaufen beide Kennwerte ausgeprägte Hystereseschleifen bei Belastungs-Entlastungs-Abfolgen, wie man sie auch von Schrumpfungs-Quellungs-Abfolgen kennt.



Abb. 3.16: Saugspannungskurven der Böden C, H und W



Abb. 3.17: Schrumpfungskurven der Böden C, H und W

Eine direkte experimentelle Ermittlung des räumlichen Elastizitätsmoduls ist kaum möglich, da die gleichzeitige Messung von Saugspannung und Probenvolumen erforderlich wäre. Zeh (2007) schlägt daher vor, H durch die Kombination eines

Schrumpfversuchs nach DIN 18122 Teil 2 mit einer Saugspannungskurve zu bestimmen. Solange sich der Boden bei Austrocknung oberhalb der Schrumpfgrenze in der Phase der Normalschrumpfung befindet, bleibt der Porenraum wassergesättigt. Über den gravimetrischen Wassergehalt oder die Porenzahl als Bezugsgrößen lassen sich daher die Volumenänderungen der Schrumpfungskurven aus Abb. 3.17 den Saugspannungen aus Abb. 3.16 zuordnen. Das Ergebnis sind die Saugspannungs-Schrumpfungskurven für die drei Versuchsböden in Abb. 3.18. Diese Kurven ähneln der Druck-Setzungskurve des Kompressionsversuchs. Die bei einem bestimmten Wassergehalt auftretenden Volumenänderungen infolge Austrocknung werden durch die zu diesem Wassergehalt gehörende Saugspannung verursacht.



Abb. 3.18: Saugspannungs-Schrumpfungskurven der Böden C, H und W

Aus Abb. 3.18 können die räumlichen Elastizitätsmoduln bestimmt werden. Für den maßgebenden Spannungsbereich ist dieser H = 18000 kN/m^2 für Boden C und H = 30000 kN/m^2 . Boden W hat mit H = 150000 kN/m^2 die größte Steifigkeit gegenüber der Beanspruchung aus Kapillarspannungen, hier zeigt sich das geringe Schrumpfpotential dieses Bodens.

Damit Schrumpfung eintritt, muss die Saugspannung die Vorbelastung des Bodens aus der Verdichtungsarbeit übersteigen. Mit der Verdichtung erhält die Abdeckung also eine Art Vorspannung.

3.2.9.3 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit des Bodens bestimmt die Rissgefährdung und die Ausbreitung der Hauptrisszone. Im Allgemeinen werden für die Zugfestigkeit hinsichtlich Porenzahl, Spannungszustand und Verformungsgeschwindigkeit dieselben Zusammenhänge wie für die Kohäsion unterstellt. Bishop/Garga (1969) geben daher die Zugfestigkeit σ_t proportional zur Kohäsion c' an:

$$\sigma_{t} = \alpha_{t} \cdot c'. \tag{GI. 3.12}$$

In Anlehnung an das Coulombsche Bruchgesetz muss gelten:

$$0 \leq \alpha_t \leq \text{cot } \phi'$$
 .

Aus drainierten Zugversuchen ermittelten Bishop/Garga (1969) $\alpha_t \approx 0.7$. Bagge (1985) empfiehlt $\alpha_t \approx 0.5$.

Die Zugfestigkeit bindiger Böden resultiert aus dem gemeinsamen Wirken chemischer und physikalischer Bindungskräfte. In der Mikrostruktur wirken überwiegend die chemischen Bindungskräfte, in der Makrostruktur herrschen im Wesentlichen die physikalischen Bindungskräfte vor. Korrelationen der Zugfestigkeit mit anderen bodenmechanischen Kenngrößen lassen sich kaum eindeutig feststellen. Beispielsweise ist zwar eine eindeutige Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom Wassergehalt festzustellen, der Literatur zu entnehmende experimentell bestimmte Zugfestigkeiten zeigen dabei aber widersprüchliche Tendenzen. Bei einigen Untersuchungen nahm die Zugfestigkeit mit dem Wassergehalt ab (Beispiele sind in Zeh, 2007 zitiert), aus anderen Quellen sind aber auch Abhängigkeiten bekannt, bei denen die Zugfestigkeit mit zunehmendem Wassergehalt zunächst zunimmt und nach Erreichen eines Maximums wieder abnimmt (z. B. Wendling, 2004). Diese unterschiedlichen Ergebnisse verdeutlichen den starken Einfluss der Porenstruktur sowie der räumlichen Anordnung der Aggregate auf die Zugfestigkeit. Empirische Gesetzmäßigkeiten nach GI. 3.12 sind demzufolge nur im Rahmen einer experimentellen Verifizierung gültig. Die Zugfestigkeit muss daher im Einzelfall experimentell bestimmt werden, mögliche Verfahren sind in Anlage A.2 beschrieben.

In Abb. 3.19 sind die experimentell ermittelten Zugfestigkeiten der 3 Versuchsböden in Bezug zum Wassergehalt (Abb. 3.19 rechte Seite) und zur Trockendichte (Abb. 3.19 linke Seite) dargestellt. Die Probekörper waren jeweils mit 0,9 D_{Pr} verdichtet worden. Soweit ein Trend zwischen der Zugfestigkeit und dem Wassergehalt oder der Trockendichte vorliegt, sind in den Darstellungen die 95 %-Konfidenzintervalle der Messwerte angegeben. Beim Boden W verringert sich die Zugfestigkeit innerhalb der Wassergehaltsspanne von w = 0,15 bis w = 0,05 von σ_t = rd. 90 kN/m² auf σ_t = rd. 10 kN/m² und beim Klei H zwischen w = 0,22 und w = 0,05 von σ_t = rd. 40 kN/m² auf σ_t = rd. 15 kN/m². Beide Böden zeigen also eine eindeutige Abnahme der Zugfestigkeit bei Reduzierung des Wassergehaltes.

Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen Abschlussbericht 2010 - Abschnitt 3: Bodenmechanische Prozesse



c) Boden WAbb. 3.19: Zugfestigkeit der Versuchsböden

Im Gegensatz dazu streut die für den Klei C ermittelte Zugfestigkeit im Bereich zwischen w = 0,32 und w = 0,20 um einen Mittelwert von rd. σ_t = 17,5 kN/m² mit einer Bandbreite von $\sigma_{t,min}$ = rd. 14 kN/m² bis $\sigma_{t,max}$ = 32,5 kN/m².

Innerhalb des praktisch relevanten Bereichs w_{Pr} bis w_S kann für jede der drei Bodenarten ein charakteristischer Wert der mittleren Zugfestigkeit nach Tab. 3.1 angegeben werden.

Boden	Zugfestigkeit σ _t
Boden C	17,5 kN/m²
Boden H	15,0 kN/m²
Boden W	55,0 kN/m²

Tab. 3.1: Charakteristische Werte der Zugfestigkeit im Bereich w_{pr} bis w_S

3.2.9.4 Kritischer Spannungsintensitätsfaktor Klc

Der Spannungsintensitätsfaktor K_I ist ein Maß für die Spannungskonzentration, er spiegelt als Materialkennwert die Spannungskonzentration wider, die aufgenommen werden kann, ohne dass es zu einer Rissvergrößerung kommt (vgl. Abschn. 3.2.8b).

 K_{lc} ist über die spezifische Oberflächenenergie ξ [J] des Materials mit den elastischen Parametern des Bodens E und v korreliert:

$$K_{IC} = \sqrt{\frac{2 E \xi}{1 - v^2}}.$$
 (GI. 3.13)

Lee/Ingles (1968) geben die spezifische Oberflächenenergie von Böden zu rd. 0,1 bis 1,0 J/m² an. Weitere Korrelationen sind Hertzberg (1983) zu entnehmen.

Für die drei exemplarisch untersuchten bindigen Deichböden wurden mit dem modifizierten direkten Zugversuch nach Anlage A.3 die kritischen Spannungsintensitätsfaktoren bei unterschiedlichen Wassergehalten bestimmt. Dabei wurde versucht, durch Anpassung der Verdichtungsenergie stets eine Trockendichte ρ_d = rd. 0,9 · ρ_{Pr} zu erreichen.

Als Anriss wurde eine umlaufende Kerbe mit einem Messer herausgearbeitet. Herstellungsbedingt war die Kerbe wie in Abb. 3.20 dargestellt im Kerbgrund ausgerundet. Die Tiefe der Kerbe wurde zwischen 1,5 cm und 2,5 cm variiert.



Abb. 3.20: Probe mit eingebrachter Kerbe (aus: Feuersänger, 2009)

Abb. 3.21 zeigt die aus den Messungen berechneten Werte für K_{Ic} in Relation zu ρ_d (linke Seite) und zu w (rechte Seite). Des Weiteren ist wieder der baupraktisch relevante Austrocknungsbereich w_S – w_{pr} kenntlich gemacht. Als horizontale Begrenzungslinien sind jeweils die nach GI. 3.13 aus den elastischen Kennwerten des Bodens abgeschätzten Werte für K_{Ic} mit spezifischen Oberflächenenergien von $\xi = 1,0$ J/m² (obere Linie) und $\xi = 0,1$ J/m² (untere Linie) eingezeichnet. Die Punkte sind die aus den Messergebnissen berechneten Werte.

Vereinfachend wurde bei der Auswertung immer der Fall a) (s. Anlage A.3) angenommen (kritische Risstiefe \cong Tiefe des Anrisses). Die Auswertungsstrategie über die Energiefreisetzungsrate (Fall b) ergibt zwar aus theoretischen Überlegungen heraus die physikalisch exakteren Ergebnisse, kleine Abweichungen in den Kraft-Verformungskurven wirken sich aber stark auf das Ergebnis aus. Für eine Auswertung gemäß Fall b) müssen daher in der Regel die Ergebnisse sehr vieler Einzelversuche vorhanden sein.

Insgesamt streuen die Ergebnisse sehr stark, was wieder auf den starken Einfluss der Porenstruktur zurückzuführen ist. Innerhalb der Bandbreite $w_S - w_{pr}$ ruft eine Änderung des Wassergehaltes jedoch nur einen vernachlässigbaren Unterschied von K_{Ic} hervor, sodass die jeweiligen Mittelwerte von K_{Ic} ausreichend aussagekräftig sind.

Für Boden C beträgt K_{lc} im relevanten Bereich im Mittel K_{lc} = rd. 0,86 kN/m^{1,5}. Bei Boden H weist K_{lc} im Bereich w_S – w_{Pr} mit K_{lc} = rd. 1,63 kN/m^{1,5} die maximalen Werte auf, zudem liegen für diesen Boden die höchsten Werte für K_{lc} im Vergleich zu den anderen Böden vor. Für Boden W ergibt sich K_{lc} im Mittel zu K_{lc} = rd. 0,9 kN/m^{1,5}.





Abb. 3.21: Aus direkten Zugversuchen abgeleitete KIc-Werte (Punkte: abgeleitete Werte, horizontale Linien: Abschätzung über die elastischen Parameter des Bodens mit $\xi = 0,1 \text{ J/m}^2 \text{ und } \xi = 1,0 \text{ J/m}^2$)

Eine qualitative Abhängigkeit vom Wassergehalt wurde nur für den Boden H festgestellt. Bei den anderen Böden müssten noch weitere Wassergehalte überprüft werden.

Die unvermeidbaren geringen Abweichungen der Trockendichte sind nicht von signifikantem Einfluss auf die Ergebnisse. Im Unterschied zur Zugfestigkeit erlauben die Ergebnisse für K_{lc} keine Zuordnung zur Korngrößenverteilung oder zu den Plastizitätseigenschaften. Boden H, der sowohl vom Tongehalt als auch von den Plastizitätseigenschaften her zwischen den anderen beiden Böden einzuordnen ist, hat die höchsten Werte für K_{lc}.

Tendenziell überschreiten bei allen Böden die ermittelten K_{lc}-Werte teilweise nur knapp die untere Abschätzung mit $\xi = 0,1 \text{ J/m}^2$, zudem liegt diese Abschätzung in der Regel auf der sicheren Seite.

3.2.10 Prognose der Risstiefe der Versuchsböden

Die Hauptrisszone reicht nur so tief in die Abdeckung hinein, bis ein Gleichgewicht aus Zugspannung und Zugfestigkeit herrscht. Daraus kann die Risstiefe hergeleitet werden.

In Abb. 3.22b) – d) sind für die drei Versuchsböden jeweils die Verteilungen der totalen Spannung σ über die Dicke der Abdeckung für den in Abb. 3.22a) vorgegebenen Saugspannungsverlauf dargestellt. Die Austrocknungstiefe wurde zu $z_A = 1,5$ m angenommen.

Im oberflächennahen Bereich ist die totale Spannung eine Zugspannung. Wegen der Abnahme der Saugspannung mit der Tiefe und der gleichzeitigen Zunahme der geostatischen Auflast geht die Zugspannung je nach Boden bei z = 0,45 m (Boden W) bis 1,05 m (Boden C) in eine Druckspannung über. Als vertikale Linien sind die Zugfestigkeiten σ_t der Böden eingetragen.

Der Schnittpunkt aus Spannungsverteilung und Zugfestigkeit entspricht der Dicke der Hauptrisszone. Bei Boden C ist demnach die Hauptrisszone d = rd. 0,6 m und bei Boden H d = rd. 0,45 m dick (s. a. Tab. 3.2).

Für Boden W ist die Zugfestigkeit über die gesamte Dicke der Abdeckung größer als die Zugspannung ($|\sigma| < |\sigma_t|$), demzufolge ist die Risstiefe z = 0. Da die stetig wachsenden Wurzeln sowie Kleinstlebewesen und Schädlinge das Bodengefüge zerlegen, ist in diesem Fall die Dicke der Hauptrisszone mindestens gleich der Dicke des durchwurzelten Bereichs anzunehmen (rd. 0,2 m).



c) totale Spannung Boden H

d) totale Spannung Boden W

Abb. 3.22: Verlauf der Saugspannung und der totalen Spannung über die Tiefe für verschiedene Abdeckungsböden

Tab. 3.2:	Prognostizierte Risstiefen für z _A = 1,5 m
-----------	---

	Versuchsboden			
	С	Н	W	
Hauptrisszone	0,6 m	0,45 m	0,2 m	
max. Risstiefe	> 20 m	> 20 m	> 7 m	
Grenztiefe	2,33 m	1,71 m	0,55 m	

Aus statischen Gründen ist die Risstiefe begrenzt, weil die Scherfestigkeit nur eine begrenzte freie Standhöhe des Risses zulässt. Die aus der Scherfestigkeit abgeleitete Grenztiefe der Böden C und H liegt mit rd. 2,33 m und 1,71 m über den üblichen Dicken der Deichabdeckung. Bei Boden W beträgt die Grenztiefe wegen der geringen Festigkeit bei Sättigung nur rd. 0,55 m.

Die mit den Gesetzmäßigkeiten der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) ermittelte maximale Risstiefe überschreitet bei allen Böden erheblich die Grenztiefe, diese Risse können daher über die gesamte Dicke der Abdeckung reichen (sofern Grenztiefe > Abdeckungsdicke).

Daraus muss die Forderung an die Deichunterhaltung abgeleitet werden, besonders tiefe Schrumpfrisse unverzüglich zu verdämmen, sobald sie an die Oberfläche treten.

Neben der Zugfestigkeit des Materials ist das Verhältnis E/H für die Ausprägung der Hauptrisszone maßgebend. E/H hängt vom Sättigungsgrad des Bodens ab. Der Maximalwert liegt im gesättigten Zustand mit E/H = 1 - 2v (= 0,34 für v = 0,33) vor. In Abb. 3.23 wurde daher für Boden C das Verhältnis E/H von 0,01 bis 0,34 variiert. In dieser Bandbreite reduziert sich die maximale totale Spannung von rd. 800 kN/m² auf rd. 24 kN/m². Bereits zwischen E/H = 0,34 und E/H = 0,1 nimmt die Dicke der Hauptrisszone von rd. 0,95 m auf rd. 0,5 m ab, bei E/H = 0,01 beträgt sie nur rd. 0,06 m. Zur Bestimmung des räumlichen Elastizitätsmoduls H wurde die Volumenänderung beim Schrumpfversuch nach DIN 18122 Teil 2 über die Saugspannung der Kapillardruckkurve aufgetragen (vgl. Abb. 3.18). Abb. 3.23 zeigt somit auch die Bedeutung der Saugspannungsverteilung für die Rissentwicklung.



die Verteilung der totalen Spannung

Einfluss der Austrocknungstiefe z_A auf die Verteilung der totalen Spannung

Die Austrocknungstiefe z_A ist von meteorologischen, vegetativen sowie bodenkundlichen Einflussfaktoren sowie der Lage des Deichs abhängig und kann bisher nur abgeschätzt werden. Die im obigen Beispiel angenommene Austrocknungstiefe von $z_A = 1,5$ m ist erfahrungsgemäß für die Verhältnisse in Norddeutschland ein Größtwert. In Abb. 3.24 ist für den Boden C der Einfluss der Austrocknungstiefe in einer Bandbreite von 0,5 m bis 1,5 m auf die Risstiefe untersucht worden. Die Zugspannung an der Böschungsoberfläche wird durch die Austrocknungstiefe nicht beeinflusst, sie klingt aber schneller über die Tiefe ab, wenn die Austrocknungstiefe abnimmt. Je nach Austrocknungstiefe ergibt sich die Tiefe der Hauptrisszone zu rd. 0,25 m bis 0,6 m. Innerhalb von $z_A = 1,0$ m bis $z_A = 1,5$ m beträgt der Unterschied immerhin noch rd. 0,15 m.

3.2.11 Wasserdurchlässigkeit von Böschungsabdeckungen aus bindigen Böden

Ein Modell zur Abschätzung des Einflusses von Rissen auf die Durchlässigkeit von Deichabdeckungen aus bindigen Böden kann in Anlehnung an das Gesetz von Hagen-Poiseuille abgeleitet werden. Auf dieser Theoriegrundlage erfolgt oft auch die Beschreibung der Durchlässigkeit klüftiger Gesteine (vgl. Busch/Luckner, 1993 und Mallwitz/Savidis, 1996).

Durchströmt ein inkompressibles Fluid ein Rohr mit der Länge I [m] und dem Durchmesser d [m] unter der Wirkung einer Druckdifferenz Δp [N/m²], ist die Durchflussmenge q [m³/s] nach Hagen-Poiseuille:

$$q = \frac{\Delta p}{I} \cdot \frac{d^4 \pi}{128 \eta} \text{ [m^3/s]}. \tag{GI. 3.14}$$

In Gl. 3.14 entspricht η der dynamischen Viskosität [N·s/(m²)] von Wasser. Für eine Strömung zwischen zwei parallelen Ebenen mit dem Abstand b_R erhält man die Flussdichte zu:

$$q = \frac{\Delta p}{I} \cdot \frac{b_R^3}{12 \eta}$$
 [m³/(s·m)], (GI. 3.15)

wobei d_R der Abstand der Platten voneinander und Δp gleich dem Produkt aus der Dichte des Wassers ρ_W [kg/m³], der Erdbeschleunigung g [m/s²] und der Rohrlänge I [m] ist:

$$q = \frac{I}{I} \cdot \frac{\rho_W \cdot g \cdot b_R^3}{12 \eta} \qquad [m^3/(s \cdot m)].$$
 (GI. 3.16)

Der Faktor I/I ist als Gradient i gleich 1,0. Nach Darcy folgt dann der Durchlässigkeitsbeiwert k_R eines durchgehenden Risses der Weite b_R bei einem Rissabstand von b [m]:

$$k_{R} \cdot i \cdot b \cdot 1 = i \cdot \frac{\rho_{W} \cdot g \cdot b_{R}^{3}}{12 \eta} \quad [m/s]. \tag{GI. 3.17}$$

Die dynamische Viskosität kann in Gl. 3.17 durch den Quotienten aus der kinematischen Viskosität v (= $1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s bei einer Temperatur von $10^{\circ C}$) und der Dichte des Wassers ρ_W ersetzt werden:

$$k_{\rm R} = \frac{g \cdot b_{\rm R}^3}{12 \upsilon b}$$
 [m/s]. (GI. 3.18)

Mit diesem Ansatz haben Mallwitz/Savidis (1996) die hydraulisch wirksame Rissöffnungsweite von Böden zur Untersuchung des Selbstheilungsvermögens von Dichtungssystemen auf Deponien abgeleitet.

Zur Berücksichtigung der Geometrie der Rissflanken haben sie zusätzlich die Tortuosität T_R des Risses, also die Verwindung des Risses, eingeführt:

$$T_{\rm R} = \frac{l_{\rm R}^2}{l^2}$$
 [-]. (GI. 3.19)

 I_R entspricht der Länge des gewundenen Risses und I ist die Dicke des gerissenen Bodenbereiches. Bei Trennfugen ist die Länge der Rissflanke dann näherungsweise gleich der Risstiefe, entsprechend liegt T_r bei 1,0. Für Scherrisse geben Mallwitz/Savidis (1996) eine Tortuosität von rund 2,0 an, für Zugrisse von rund 1,5, wobei sich diese Werte auf Sprödbruchverhalten beziehen und die Risse gezielt angelegt wurden. Die Tortuosität kann daher unter natürlichen Bedingungen deutlich größer ausfallen.

Der vorstehend abgeleitete Ansatz für die Wasserdurchlässigkeit k_R des Risses gilt nur für eindimensionale laminare Strömungen. Louis (1967) hat gezeigt, dass ab einer relativen Rauigkeit von $k/D_h = 0,032$ die Strömung zunehmend durch die Reibung an den Rissflanken reduziert wird.

Mit dem von Louis (1967) experimentell hergeleiteten zusätzlichen Reibungsanteil lässt sich Gl. 3.18 erweitern:

$$k_{R} = \frac{g \cdot b_{R}^{3}}{12 \upsilon b \left(1 + 8.8 \left(k / D_{h}\right)^{1.5}\right)} \quad [m/s] \quad \text{für } k/D_{h} > 0.032, \tag{GI. 3.20}$$

mit k [mm] als absolute Rauigkeit und D_h als hydraulischer Radius, welcher für lange Risse näherungsweise zu $2 \cdot b_R$ gesetzt werden kann. Gl. 3.20 liefert somit eine Obergrenze für die Durchlässigkeit eines Risses.

Die Gesamtdurchlässigkeit eines gerissenen Bodenbereiches ist dann gleich der Summe aus der auf den Rissabstand b bezogenen Durchlässigkeit des Risses k_R und der Durchlässigkeit des Bodens k_f . Unter Berücksichtigung der Tortuosität nach Gl. 3.19 folgt die Gesamtdurchlässigkeit dann zu:

$$\begin{split} k_{ges} &= k_{R} + k_{f} & (GI. \ 3.21a) \\ &= \frac{g \cdot b_{R}^{3}}{12 \upsilon b \sqrt{T_{R}}} + k_{f} & [m/s] \ für \ k/D_{h} \leq 0,032 \\ & (GI. \ 3.21b) \\ &= \frac{g \cdot b_{R}^{3}}{12 \upsilon b \left(1 + 8,8 \ (k/D_{h})^{1,5}\right) \sqrt{T_{R}}} + k_{f} \ [m/s] \ für \ k/D_{h} > 0,032. \end{split}$$

Die Durchlässigkeit der Risse dominiert also in der Regel die Durchlässigkeit der gesamten gerissenen Abdeckung.

Abb. 3.25 zeigt für ein Abdeckungselement von 1,0 m x 1,0 m für unterschiedliche Rauhigkeiten die Entwicklung der Gesamtdurchlässigkeit, wenn genau ein Riss unterschiedlicher Rissöffnungsweite in diesem Element vorhanden ist. Bei einer Durchlässigkeit des intakten Bodens von z. B. $1 \cdot 10^{-5}$ m/s hat bereits ein Riss von 1 mm mittlerer Öffnungsweite eine um rund zwei Zehnerpotenzen größere Gesamtdurchlässigkeit des Elements zur Folge. Im Vergleich zum ungerissenen Bodenbereich unterhalb der Risse ist der gerissene obere Bereich daher hinsichtlich seiner dichtenden Eigenschaften vernachlässigbar.

Trockenrisse sind erst ab einer Öffnungsweite von 0,1 mm mit dem bloßen Auge erkennbar. Abb. 3.25 verdeutlicht daher auch, wie stark die Wasserdurchlässigkeit der Abdeckung bereits durch Risse dieser geringen Öffnungsweite vergrößert werden kann.



Abb. 3.25: Durchlässigkeitsbeiwerte bei unterschiedlichen Rissöffnungsweiten

3.3 Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Abdeckung

Bei Sturmfluten sowie infolge von Niederschlag infiltriert Wasser in die Deichabdeckung und fließt nahezu drucklos nach unten in den Deichkern. Sofern das Wasser im Deichlager nicht abgeführt werden kann (Dränung) staut es sich auf dem Deichlager auf und daraus resultiert ein Wasserdruck, der von unten auf die Abdeckung wirkt. Wenn der Wasserdruck größer wird als das Gewicht der Abdeckung, kann diese abheben. Dann verliert die Böschung ihre Fußstützung und kann nach unten abrutschen.

Mit dem Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Böschungsabdeckung wird also sichergestellt, dass die Abdeckung nicht auf dem Sandkern oder in einer Gleitfuge im Inneren der Abdeckung abrutscht.

Formal wird der Nachweis gegen das Abheben der Abdeckung durch das Gleichgewicht zwischen den Massenkräften der Abdeckung und dem Wasserdruck von unten auf die Abdeckung geführt. In diesem (stark vereinfachten) Ansatz steckt die Vorstellung, dass die Abdeckung wie eine undurchlässige Membran wirkt. Überwiegen die Massenkräfte, ist die Sicherheit gegen Abheben nachgewiesen. Tatsächlich ist die Abdeckung aber durchlässig (sonst würde das Wasser ja gar nicht erst in den Deichkern infiltrieren), daher wirkt in der Abdeckung ein nach außen gerichteter Strömungsdruck, dieser wird in dem Nachweis gegen Abheben durch den Wasserdruck aus dem Aufstau im Deichkern ersetzt. Dieser Ansatz liegt auf der sicheren Seite.

3.3.1 Grenzzustandsgleichung

Gemäß Abb. 3.26 wirkt der Innenwasserdruck orthogonal auf die Abdeckung. Die auf einen Bruchkörper der Breite b einwirkende Wasserdruckkraft W ergibt sich dann zu:

$$W = 0.5 \cdot \gamma_W \cdot (2h - b \cdot \sin \beta) \cdot b \quad [kN/m]. \tag{GI. 3.22}$$

Der resultierenden Wasserdruckkraft W von unten stehen die normal zur Böschung wirkende Komponente des Eigengewichts G der Abdeckung sowie die Scherkräfte C an den Bruchflanken des gedachten Aufbruchkörpers mit der Breite b [m] gegenüber. Bei einem in Deichrichtung sehr langen Aufbruchkörper wird der Einfluss der Scherkräfte in der Deichrichtung immer geringer, im Grenzfall muss ein ebener Bruchmechanismus angenommen werden, bei dem nur die Scherkräfte oben und unten angesetzt werden (Abb. 3.26).

Mit der Dicke der Abdeckung d [m], der Wichte des Bodens bei Sättigung γ_r [kN/m³] und der undrainierten Scherfestigkeit c_u [kN/m²] kann die normal zur Böschung mit der Neigung β wirkende Komponente der Gewichtskraft wie folgt geschrieben werden:

$$G_{I} = d \cdot b \cdot \gamma_{r} \cdot \cos \beta \qquad [kN/m] \qquad (GI. 3.23)$$

und die Scherkräfte in den seitlichen Begrenzungen des Aufbruchkörpers sind:

$$C = 2 \cdot c_{u} \cdot d \quad [kN/m]. \tag{GI. 3.24}$$



Abb. 3.26: Beanspruchung der Abdeckung auf Abheben

Aus dem Kräftegleichgewicht kann die erforderliche Dicke d der Abdeckschicht für die Sicherheit der gegen Abheben hergeleitet werden (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

$$\operatorname{erf.d}(b) \ge \frac{h \cdot b \cdot \gamma_{W} - \frac{1}{2} \cdot b^{2} \cdot \sin(\beta) \cdot \gamma_{W}}{\gamma_{r} \cdot b \cdot \cos(\beta) + 2 \cdot c_{u}} \quad [m]. \tag{GI. 3.25}$$

Die erforderliche Dicke der Abdeckung ist also von der Breite des Aufbruchkörpers abhängig. Das ist in Abb. 3.27 für eine Böschungsneigung von 1 : 6, eine Wichte von $\gamma_r = 19 \text{ kN/m}^2$, eine undrainierte Scherfestigkeit der Abdeckung von $c_u = 2 \text{ kN/m}^2$ und einen Einstau des Deichkerns von h = 2 m exemplarisch gezeigt. Die erforderliche Dicke der Abdeckung nimmt zunächst schnell mit der Breite des Aufbruchkörpers zu, erreicht bei b = 2 m mit d = rd. 0,9 m ein Maximum und nimmt dann mit zunehmender Breite b wieder ab. Die Breite des Aufbruchkörpers ist schließlich durch die benetzte Böschungslänge b_{max}. begrenzt.



Abb. 3.27: Variation der Breite des Aufbruchkörpers

Aus einer Extremwertbestimmung von GI. 3.25 erhält man die Breite des ungünstigsten Aufbruchkörpers. Durch anschließendes Einsetzen der Ergebnisse in GI. 3.25 folgt die erforderliche Dicke der Abdeckung:

$$erf. d = -10 \cdot \left(\frac{2h\sqrt{c_{u} \cdot \sin\beta}}{\cos\beta \cdot \gamma_{r} \cdot \sqrt{c_{u} \cdot \sin\beta + h \cdot \gamma_{r} \cdot \cos\beta}} - \frac{h}{\cos\beta \cdot \gamma} - \frac{1}{\cos\beta \cdot \gamma} - \frac{2 \cdot c_{u} \cdot \tan\beta}{\cos\beta \cdot \gamma_{r}^{2}} + \frac{2 \cdot c_{u}^{2} \cdot \tan^{2}\beta}{\left(\gamma^{2} \cdot \sqrt{c_{u}^{2} \cdot \sin^{2}\beta + (h \cdot \gamma \cdot c_{u} \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta)}\right)} \right) [m].(GI. 3.26)$$

3.3.2 Parameterstudie

Der Einfluss bodenmechanischer Kenngrößen sowie geometrischer Randbedingungen und des Innenwasserstands h auf die Sicherheit der Abdeckung gegen Abheben soll durch die nachfolgende Parameterstudie aufgezeigt werden. Dabei wurde jeweils einer der Parameter in der jeweils angegebenen Weise variiert, für die anderen Parameter wurde $\gamma_r = 19 \text{ kN/m}^2$, $c_u = 2 \text{ kN/m}^2$, $\tan \beta = 1:6$ und h = 2,0 m angesetzt.

In Abb. 3.28 ist die erforderliche Dicke der Abdeckung über die Breite des Aufbruchkörpers für Böschungsneigungen von 1 : 3 bis 1 : 12 und h = 2,0 m dargestellt. Je steiler die Böschung ist, desto geringer kann die Dicke der Böschung sein, allerdings sind die Unterschiede für die untersuchte Bandbreite der Böschungsneigung nur sehr klein (Abb. 3.28). Bei flachen Böschungen ist die Breite des ungünstigsten Aufbruchkörpers größer als bei steilen Böschungen.

Der Einfluss der Wichte des Bodens ist aus Abb. 3.29 ersichtlich. Wie erwartet ist die erforderliche Dicke der Abdeckung umso kleiner je größer die Wichte des Bodens ist. Für eine Wichte von γ_r = 16 kN/m³ ist unter den Randbedingungen des Beispiels (h = 2,0 m) eine Abdeckungsdicke von 1,02 m erforderlich, für eine Wichte von γ_r = 22 kN/m³ ist sie nur 0,76 m.





Abb. 3.29: Einfluss der Wichte

Noch deutlicher ausgeprägt ist der Einfluss der undrainierten Scherfestigkeit (Abb. 3.30). Für $c_u = 2 \text{ kN/m}^2$ errechnet sich die Dicke zu 0,87 m, für $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ ist sie nur noch 0,43 m. Die Verwendung von ausgeprägt plastischen Böden, die auch nach Vernässung typischerweise noch eine steife bis halbfeste Zustandsform und damit eine große Festigkeit haben, ist daher empfehlenswert. Zugleich kann Abb. 3.30 entnommen werden, dass mit zunehmender Festigkeit der Abdeckung die

Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen Abschlussbericht 2010 - Abschnitt 3: Bodenmechanische Prozesse

Breite b des Aufbruchkörpers zunimmt, die größere Festigkeit bewirkt also eine weitere Ausdehnung des kritischen Aufbruchkörpers. Für eine Scherfestigkeit $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ hat der ungünstigste Aufbruchkörper bereits eine Breite von rd. 7 m anstelle von rd. 2 m bei einer Scherfestigkeit von $c_u = 2 \text{ kN/m}^2$.

Erwartungsgemäß geht der Wasserstand im Deichkern linear in die erforderliche Dicke der Abdeckung ein. Gemäß Abb. 3.31 reicht bei einem Aufstau von h = 1,0 m bereits eine Abdeckungsdicke von d = 0,4 m aus, bei h = 5,0 m ist d = 2,37 m erforderlich. Im Umkehrschluss folgt daraus, dass bei den üblichen Dicken der Abdeckungen der norddeutschen Küstenschutzdeiche von 1,0 bis 2,0 m eine Sicherheit gegen Abheben für die Parameter des Beispiels ab einem Innenwasserstand von rd. 2,25 m bis. 4,30 m nicht mehr gegeben ist.





Abb. 3.31: Einfluss der Einstauhöhe

Weil aber der Deichkern bei nicht drainiertem Deichlager erfahrungsgemäß schon durch Niederschläge eingestaut sein kann, kann es im Fall eines hinzukommenden Hochwassereinstaus zu so hohen Wasserständen kommen, dass die Sicherheit gegen Abheben nicht mehr gegeben ist. Ein solcher Zustand stellt eine Gefahr für die Standsicherheit der Böschungen dar.

3.3.3 Ermittlung des zulässigen Innenwasserstandes

Aus den vorstehenden Grenzzustandsgleichungen erhält man in Anlehnung an Gl. 3.26 für einen gegebenen Querschnitt mit gegebener Dicke der Böschungsabdeckungen den maximal zulässigen Innenwasserstand $h_{zul.}$ für den ungünstigsten Aufbruchkörper aus der Beziehung :

$$h_{zul.} = \frac{d \cdot \gamma \cdot \cos \beta + 2 \cdot \sqrt{d \cdot c_{u} \cdot \sin \beta \cdot \gamma_{W}}}{\gamma_{W}} \quad [m]. \tag{GI. 3.27}$$

Der Wasserdruck aus diesem Wasserstand wird zum Teil durch die Massenkräfte der Abdeckung aufgenommen, zum Teil durch die Festigkeit der Abdeckung in den Flanken des Aufbruchkörpers. Das ist im Bemessungsdiagramm in Abb. 3.32 beispielhaft für eine Böschungsneigung von 1 : 6 dargestellt, und zwar durch die Anteile (h_I) und (h_{II}) des insgesamt zulässigen Aufstaus. In diesem Beispiel wird ein Einstau von rd. 0,6 m durch die Scherfestigkeit des Bodens abgedeckt, rd. 1,75 m werden von den Massenkräften der in diesem Fall 1,0 m dicken Abdeckung aufgenommen. In der Summe darf also der Einstau rd. 2,35 m sein.

Aus diesem Maß muss die erforderliche Leistung einer Deichkernentwässerung abgeleitet werden, sie muss den Wasserstand im Sturmflutfall unter dem zulässigen Wasserstand halten.



Abb. 3.32: Bemessungsdiagramm für den zulässigen Innenwasserstand

Konstruktive Maßnahmen wie die Anordnung von Kleikeilen am Böschungsfuß gemäß Abb. 3.33 bewirken eine Abtragung des Wasserdrucks in den Untergrund und verringern damit die abhebende Belastung der Böschung.

In Gl. 3.26 sind keine Sicherheiten eingearbeitet. Da die undrainierte Scherfestigkeit c_u ein Bauteilwiderstand ist, muss der Nachweis der Sicherheit gegen Abheben in dem GZ 1C nach DIN 1054-2005 zugeordnet werden. Das ist auch deshalb richtig, weil der Verlust der Sicherheit gegen Abheben am Böschungsfuß zwangsläufig das Abrutschen der übrigen Abdeckung nach sich ziehen kann und dieser Fall zum Verlust der Gesamtstandsicherheit führt. Entsprechend wäre die undrainierte Scherfestigkeit mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{cu} abzumindern (im Lastfall 2 γ_{cu} =1,15). Auf

der Einwirkungsseite erfolgt im GZ 1C keine Erhöhung der ständigen Lasten aus dem Bodeneigengewicht. Veränderliche Einwirkungen, wie in diesem Fall der Wasserdruck, repräsentiert durch die Wichte des Wassers γ_W , sind mit γ_Q = 1,2 zu multiplizieren.



Abb. 3.33: Sicherung des Böschungsfußes durch Kleikeil und Drainage

3.4 Druckschlag

Die Außenböschung wird außer durch zeitlich veränderliche Wasserauflasten vor allem durch Lasten aus brechenden Wellen beansprucht. Während die Wasserauflasten als quasi-statische Einwirkungen in den Nachweis gegen Böschungsbruch einfließen, sind Druckschläge im Wesentlichen kurzzeitige transiente Einwirkungen, die sich periodisch wiederholen.

Bei der Wellenform des Sturzbrechers bilden die Wassermassen eine Fallparabel und schließen dabei zur Böschung hin ein Luftvolumen ein (Abb. 3.34). Sobald die Brecherzunge auf die Böschung trifft ist die Luft eingeschlossen und sie wird komprimiert, bis die Welle schließlich unter dem Druck der eingeschlossenen Luft explosionsartig aufbricht. Die dabei freiwerdende Energie wird als Druckspannung in die Böschung eingeleitet. Nur ein geringer Energieanteil wird als Wellenauflauf in Reflexionsenergie umgewandelt.

Die betragsmäßig größten Druckschläge entstehen auf den Böschungen der Deiche durch Sturzbrecher, die unmittelbar auf die Böschungsoberfläche einwirken, wenn also auf den Böschungen keine Wasserauflage aus Wellenauflauf und Wellenrücklauf vorhanden ist. Bereits eine nur dünne Wasserlage dämpft den Druckschlag erheblich.



Abb. 3.34: Sturzbrecher (aus: EAK, 2002)

Auf flachen Böschungen verweilt das Rücklaufwasser der vorangegangenen Welle länger und daher ist die Dämpfung umso größer, je flacher die Böschung ist. Aus dieser Erkenntnis wurden Deiche und Deichverstärkungen nach 1962 mit Außenböschung unter 1 : 6 ausgeführt, Schäden an den Außenböschungen aus Druckschlag sind daher seither nicht mehr aufgetreten, obwohl die Wellenbelastungen dieser Deiche teilweise höher waren als bei der Sturmflut von 1962, bei der an den damals noch relativ steilen Böschungen zahlreiche Schäden beobachtet wurden.

Mit dem säkularen Meeresspiegelanstieg könnte langfristig jedoch eine intensivere Wellenbelastung als heute einhergehen, dann würde die Druckschlagbelastung für die Deichsicherheit wieder an Bedeutung gewinnen.

Der Druckschlag wirkt nur auf einer Fläche von wenigen Dezimetern in Böschungsfallrichtung und einigen Metern in Deichlängsrichtung. Die Dauer des Druckschlags beträgt nur den Bruchteil einer Sekunde. Die mit dem Druckschlag in die Deichabdeckung eingeleitete Energie sowie die damit verbundene Stoßbelastung kann allerdings deterministisch nicht erfasst werden.

Auf der Grundlage von Messungen, vorzugsweise unter Laborbedingungen (GWK), kann die beim Auftreffen des Brechers auf die Böschungsoberfläche entstehende Druckspannung über die folgende Beziehung beschrieben werden:

$$p = C(i) \cdot \gamma_{W} \cdot H_{m}. \tag{GI. 3.28}$$

In Gl. 3.28 ist H_m die signifikante Wellenhöhe und γ_W die Wichte des Wassers. Der Proportionalitätsfaktor C hängt von der Unterschreitungswahrscheinlichkeit i ab. Führböter (1966) leitete den Beiwert C(i) für i = 99,9 % aus Prallstrahlversuchen für 1 : m geneigte Böschungen zu 24/m ab. Später folgten Naturmessungen am Eiderdamm und auf Wangerooge (Grüne, 1988) sowie Messungen an großmaßstäblichen

Modellböschungen im Großen Wellenkanal bei unregelmäßiger Wellenbelastung (Führböter/Sparboom, 1988).

Alle Messergebnisse aus diesen Versuchen an 1 : 6 geneigten Böschungen sind in Abb. 3.35 zusammengestellt. Aufgetragen ist jeweils die Unterschreitungswahrscheinlichkeit i in Bezug auf den Beiwert C(i). Je größer C(i) ist, desto höher war die gemessene Druckspannung.



Abb. 3.35: Druckschlagspannungen auf 1:6 geneigten Böschungen (Sparboom, 1991)

Die Druckschlagspannung kann in guter Übereinstimmung durch eine logarithmische Normalverteilung abgebildet werden. Im Vergleich zu den Modelluntersuchungen ergaben die Feldmessungen häufig größere Druckschläge. Sparboom (1991) ergänzte eine Abschätzung für Druckschlagereignisse bis zu maximalen Wellenhöhen von 2,20 m. DIN 1055-100 fordert, charakteristische Einwirkungen als 5 %-Quantil festzulegen. Aus Abb. 3.35 ist für eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 95 % der Beiwert C(95 %) = 3,7 abzulesen.

In der Vergangenheit wurden verschiedene Modelle zur Beschreibung der schädigenden Wirkung des Druckschlags entwickelt. Franke (zitiert in Brößkamp et al., 1976) erklärte die Schädigung durch Druckschlag als Grundbruch nach DIN 4017 (s. Abb. 3.36). Durch den Ansatz des Druckschlags als konservative, dauerhafte Einwirkung können nach diesem Modell bereits von Böden mit nur geringer Festigkeit sehr hohe Druckschläge schadlos aufgenommen werden. Beispielsweise kann nach dem Ansatz von Franke ein Boden mit einer undrainierten Scherfestigkeit von nur $c_u = 20 \text{ kN/m}^2$ (das ist spatenstichfest) bereits eine Druckspannung von $p = 100 \text{ kN/m}^2$ schadlos aufnehmen. Das entspricht dann einer Wellenhöhe von rd. 2,7 m.



Abb. 3.36: Druckschlagmodell nach Franke (Brößkamp et al., 1976)

Die von Franke entwickelte Vorstellung von der Wirkung des Druckschlags ist somit kaum als Grundlage einer Bemessung der Böschungsabdeckung gegen Druckschlag geeignet.

Tatsächlich geht die Schädigung durch den Druckschlag nicht von einer Überschreitung der Scherfestigkeit in einer Grundbruchfigur aus. Weil das Porenwasser in der Böschungsabdeckung mit dem Wasser auf der Böschung in Verbindung steht, pflanzt sich der Wasserdruck auf der Böschung auch in das Porensystem der Abdeckung hinein fort. Da die Poren in der Böschungsabdeckung aber nicht gesättigt sind, erfolgt die Druckfortpflanzung zeitverzögert und gedämpft. (Abb. 3.37).

Das Porenwasser ist wegen des zwar kleinen, aber dennoch nicht vernachlässigbaren Luftgehalts kompressibel. Druckänderungen bewirken daher stets auch Volumenänderungen des Porenwassers. Wenn der Druckschlag auf die Böschungsoberfläche trifft entsteht dadurch mit dem Druckanstieg eine Strömung in den Boden hinein (Situation A in Abb. 3.37). Nachdem der Druckschlag abgeklungen ist, entspannt sich auch das Porenwasser und damit ist eine aus der Böschung heraus gerichtete Strömung verbunden (Situation B in Abb. 3.37).

Mit jeder brechenden Welle wiederholt sich dieser Vorgang an immer der gleichen Stelle der Böschung knapp unterhalb des Ruhewasserspiegels. Die Abdeckung wird dabei "mürbe" und verliert im Laufe der Beanspruchung ihre Festigkeit. An der Böschungsoberfläche werden so aus dem Verbund herausgelöste Bodenaggregate in den Randbereichen der Brecherzungen regelrecht aus der Abdeckung herausgesprengt (TAW, 1997).

Das auf- und ablaufende Wasser transportiert das gelöste Material ab, die nachfolgenden Wellen höhlen die entstandenen Schadstellen weiter aus, bis schließlich Brandungskehlen vorliegen, wie sie nach der schweren Sturmflutkatastrophe im Jahre 1962 beobachtet werden konnten.

In gewissen Grenzen kann eine Grasnarbe die Belastung abfedern, das Herauslösen von Aggregaten verzögern und die Widerstandsfähigkeit der Abdeckung gegenüber dem Druckschlag erhöhen.



Abb. 3.37: Schädigungsmechanismus des Druckschlages bei intakter Abdeckung (aus: TAW, 1997)

Auf Grundlage von Messungen an großmaßstäblichen entnommenen Grassoden entwickelten Seijffert/Verheij (1998) ein Modell zur Quantifizierung der Erosion von Außenböschungen durch Druckschläge unter Einbeziehung der Qualität der Grasnarbe. Aufgrund theoretischer Überlegungen wird der Erosionsabtrag d_E als linear mit der Beanspruchungsdauer t und quadratisch mit der signifikanten Wellenhöhe H_S zunehmend angenommen:

$$d_{E} = c_{E} \cdot H_{S}^{2} \cdot t. \qquad (GI. 3.29)$$

Der Beiwert c_E ist ein empirischer Faktor, mit dem die verzögernde Wirkung der Grasnarbe erfasst wird. Die von Seijffert/Verheij vorgeschlagenen Beiwerte c_E sind in Tab. 3.3 für verschiedene Qualitätsstufen der Grasnarbe angegeben, Kriterien für die Zuordnung von Grasnarben in diese Qualitätsstufen sind nicht bekannt.

Qualität der Grasnarbe	c _E [m ⁻¹ s ⁻¹]
gut	0,5 · 10⁻⁶ bis 1,5 · 10⁻⁶
mittel	$1,5 \cdot 10^{-6}$ bis 2,5 $\cdot 10^{-6}$
schlecht	$2,5 \cdot 10^{-6}$ bis $3,5 \cdot 10^{-6}$

Tab. 3.3:Beiwerte c_E (aus: Seijffert/Verheij, 1998)

Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen Abschlussbericht 2010 - Abschnitt 3: Bodenmechanische Prozesse

Führböter (1966) folgt der Vorstellung einer anderen Schädigungsform. Ausgehend von der Erkenntnis, dass Böschungsabdeckungen häufig von Schrumpfrissen durchzogen sind oder dass in der Abdeckung Gänge von Wühltieren vorhanden sind, unterstellt Führböter, dass der Druckschlag ungedämpft in eine solche Vorschädigung hineinwirken kann. Der Druck p gemäß Gleichung 3.28 wirkt dann auf die Rissflanken in der Art einer hydraulischen Presse (vgl. Abb. 3.38). Dadurch wird der angrenzende Boden im Sinne einer Scherung beansprucht und wird aus der Abdeckung herausgedrückt, wenn die Scherfestigkeit C in der ungünstigsten Scherfläche überschritten wird.

Im Falle einer undrainierten Belastung (ϕ ⁱ = 0, c_u \neq 0) verläuft die Scherfläche mit dem kleinsten Scherwiderstand unter 45 ° zur Böschung.





Der im Riss wirkende Wasserdruck pruft in der Scherfläche die Kraft:

$$\mathsf{P}_{\mathsf{I}} = \mathsf{p} \cdot \mathsf{d}_{\mathsf{r}} \cdot \cos \alpha \,. \tag{GI. 3.30}$$

hervor. Dieser einwirkenden Kraft steht eine Scherfestigkeit von:

$$C = c_{u} \cdot I. \tag{GI. 3.31}$$

entgegen.

Bei Vernachlässigung des Eigengewichtes des Bruchkörpers ist zur Einhaltung des Kräftegleichgewichts in der Gleitfuge wegen $d_R = I/\sin \alpha$ eine undrainierte Scherfestigkeit von

$$c_{\rm u} \ge \frac{p}{2}. \tag{GI. 3.32}$$

erforderlich.

Der Ansatz nach Führböter (1966) geht von einem ebenen Bruchkörper aus und berücksichtigt nicht die zeitliche und räumliche Begrenzung der Druckschlagbeanspruchung. Außerdem wird auch bei dieser Modellvorstellung der Wasserdruck im Riss konservativ angesetzt, also ohne Berücksichtigung der nur sehr kurzzeitigen Wirkung über eine Dauer von weniger als einer Sekunde. Weiterhin enthält der Ansatz von Führböter die Vorstellung, dass der Druck im Riss noch wirkt, wenn der auslösende Druckschlag auf der Böschung bereits abgeklungen ist. Nur so kann es überhaupt zu einer Schädigung nach Abb. 3.38 kommen (vgl. Richwien, 2002).

Gerade die letzte Annahme konnte inzwischen durch experimentelle Untersuchungen bestätigt werden. Unter geringem hydrostatischem Druck enthält freies Wasser genauso wie das Porenwasser üblicherweise geringe Mengen an Luft, die in Form mikroskopisch kleiner Bläschen im Wasser gelöst ist. Durch die größere Kompressibilität des Wasser-Luft-Gemischs breiten sich Druckänderungen in diesem Medium viel langsamer als mit der Schallgeschwindigkeit in reinem Wasser (c = 1485 m/s) aus. Müller et al. 2003 zeigten, dass sich auch in weit geöffneten Rissen eine Druckänderung mit der Schallgeschwindigkeit in der Luft (c = 340 m/s) ausbreitet. Somit ist nachvollziehbar, dass der vom Druckschlag im Riss ausgelöste Druck seine volle Wirkung erst entfaltet, wenn der Brecher auf der Böschung längst in sich zusammen gefallen ist.

In den letzten Jahren haben Richwien/Pohl (2004) und Buß/Kortenhaus (2008) den Ansatz von Führböter durch die Berücksichtigung einer erhöhten Festigkeit infolge der nur kurzen Einwirkdauer des Drucks aus dem Riss, der Festigkeit der Grasnarbe und die Einführung eines räumlichen Schädigungsmodells weiterentwickelt.

Mit diesen Weiterentwicklungen ergibt sich die Grenzzustandsgleichung für die Sicherheit gegen Druckschlagbeanspruchung ausgedrückt über den Ausnutzungsgrad zu:

$$\alpha_{\rm D} = \frac{{\sf P}_{\rm II}}{{\sf G}_{\rm II} + {\sf C} + {\sf F} + {\sf C}_{\rm W} + {\sf F}_{\rm W}}. \tag{GI. 3.33}$$

$$=\frac{p_{max}\cos\vartheta\gamma_{Q}}{\frac{1}{2}\gamma_{r}d_{r}\gamma_{G}\frac{\sin(\vartheta-\beta)}{\tan\vartheta}+\frac{c_{u}}{\gamma_{cu}}\left(\frac{1}{\sin\vartheta}+\frac{d_{r}}{l_{r}\tan\vartheta}\right)+\frac{c_{w}d_{w}}{\gamma_{cu}}\left(\frac{2}{l_{r}\tan\vartheta}+\frac{1}{d_{r}}\sin\vartheta+\frac{d_{w}}{d_{r}l_{r}}\frac{1}{\tan(\vartheta)}\right)}$$

mit:

- α_D: Ausnutzungsgrad gegen Druckschlagschäden
- P: druckschlaginduzierter Wasserdruck im Riss
- G: Massenkräfte des Gleitkörpers
- C: Scherfestigkeit in der Gleitfläche
- F: Scherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers

- C_W: Wurzelscherfestigkeit in der Gleitfläche
- F_W: Wurzelscherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers
- p_{max}: Druckschlagspannung im Riss
- d_r: Risstiefe
- I_r: Länge des Risses
- d_W: Durchwurzelungstiefe
- γ_r: Wichte des gesättigten Bodens
- β: Böschungsneigung
- 9: Neigung der Gleitfläche
- c_{u,dyn}: dynamische undrainierte Scherfestigkeit
- cw: Durchwurzelungsfestigkeit
- γ_{G} : Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
- γ_Q: Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen
- γ_{cu} : Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit





Abb. 3.39: Räumliches Schädigungsmodell (in Anlehnung an: Buß/Kortenhaus, 2008)

Dominierender Widerstand in Grenzzustandsgleichung 3.33 ist die Scherfestigkeit des Bodens. Zudem entspricht der Schädigungsmechanismus weitestgehend dem Böschungsbruch nach DIN 4084. Daher ist auch der Nachweis der Sicherheit gegen Druckschlag in den GZ 1C einzuordnen. Wegen der temporären Beanspruchung ist LF 2 maßgebend.

Die Druckschläge dauern häufig weniger als 1/100 Sekunde. Gegen diese Beanspruchung entwickelt der Boden eine höhere Festigkeit als bei andauernder Belastung, daher wird in Gleichung 3.33 die undrainierte Scherfestigkeit als dynamische Festigkeit eingeführt. Das Verhältnis zwischen dynamischer und statischer Festigkeit wird als "strain-rate-effect" bezeichnet. Generell gilt, dass die Festigkeit umso größer ist, je kürzer die Belastungsdauer ist, und dass der Unterschied zwischen statischer und dynamischer Festigkeit bei plastischen Böden besonders ausgeprägt ist. Gerade bei den typischerweise stark tonhaltigen bindigen Deichbaustoffe und die äußerst geringen Belastungszeiten des Druckschlags ist daher ein ausgeprägter strain-rateeffect zu erwarten.



Parameter	Wert
l _r	1 m
dw	0,2 m
C _{u,dyn.}	36,75 kN/m²
γr	18 kN/m³
θ	45°
β	9,46°
H _s	1,5 m

Abb. 3.40: Beispiel für den Einfluss der Risstiefe auf den Ausnutzungsgrad α D für die Druckschlagbeanspruchung

Die Geometrie des Risses geht in Gl. 3.33 über die Risslänge und die Risstiefe ein. Mit zunehmender Risslänge nähert sich der nach Gleichung 3.33 errechnete Ausnutzungsgrad dem des ebenen Falls an, weil das Verhältnis der Scherflächen an den Flanken des Bruchkörpers zur übrigen Gleitfläche kleiner wird.

Interessant ist der aus Abb. 3.40 erkennbare Einfluss der Risstiefe d_R auf den Ausnutzungsgrad α_D . Die Ergebnisse der Berechnung nach Gleichung 3.33 sind hier für Festigkeiten der Durchwurzelung (Durchwurzelungsfestigkeit) von c_W = 0 kN/m², c_W = 7 kN/m² und c_W = 15 kN/m² dargestellt.

Für $c_W = 0 \text{ kN/m}^2$, also ohne Ansatz der Festigkeit der Wurzeln, nimmt der Ausnutzungsgrad für die Druckschlagbeanspruchung mit der Risstiefe ab. Das ist nachvollziehbar, weil die Größe des Bruchkörpers nach Abb. 3.39 zunimmt und damit auch der in der Gleitfuge aktivierbare Scherwiderstand C.

Mit Ansatz einer Durchwurzelungsfestigkeit $c_W > 0$ kN/m² wird die oberste Zone der Grasnarbe gefestigt, sodass hier der Ausnutzungsgrad zunächst $\alpha_D = 0$ ist, mit der Tiefe dann zunimmt, ein Maximum im Bereich der Durchwurzelungstiefe hat und dann mit weiter zunehmender Risstiefe wieder abnimmt. In diesem Bereich nähern sich die Ausnutzungsgrade für alle Durchwurzelungsfestigkeiten an.

Daraus folgt, dass die genaue Ermittlung der Risstiefe für den Nachweis gegen Druckschlagschädigung unerheblich ist.

Für Bruchkörper mit der Tiefe der Durchwurzelung kann der Einfluss des Eigengewichts vernachlässigt werden und Gl. 3.33 vereinfacht sich damit zu:

$$\alpha_{\rm D} = \frac{p_{\rm max} \cos \vartheta \gamma_{\rm Q}}{\frac{c_{\rm u} + c_{\rm W}}{\gamma_{\rm cu}} \left(\frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_{\rm W}}{l_{\rm r} \tan \vartheta}\right)}.$$
 (GI. 3.34)

3.5 Erosion

Die Erosion der Deichböschungen ist bei der derzeit üblichen Begrenzung des Wellenüberlaufs keine Beanspruchung, die eine ernsthafte Beeinträchtigung der Deichsicherheit mit sich bringt. Das ist durch viele Untersuchungen der letzten Jahre belegt (van der Meer et al., 2007).

Für die heutigen Deiche mit den flachen Außenböschungen und der Begrenzung des Wellenüberlaufs kann also als gesichert angenommen werden, dass die Erosion weder für die Deichsicherheit relevant ist noch eine Bedeutung für die Deichunterhaltung hat. Die Widerstandsfähigkeit gegen Erosion verdanken die Deiche im Wesentlichen der Begrenzung des Wellenüberlaufs im Rahmen des vorsorgenden Küstenschutzes.

Mit der Akzeptanz eines gegenüber dem heutigen Zustand deutlich größeren Wellenüberlaufs ist allerdings eine Neubewertung der Erosion insbesondere auf der Binnenböschung erforderlich. Insbesondere ist zu fragen, wie groß der Wellenüberlauf sein darf, ohne dass die Grasnarbe durch Erosion nachhaltig geschädigt wird und damit keine Möglichkeit hat, sich nach einem Wellenüberlauf zu regenerieren.

Im Rahmen des Projekts INTBEM A haben wir uns intensiv mit Ansätzen für die quantitative Abschätzung des Erosionsabtrags bei Wellenüberlauf befasst und hierfür auch einen Ansatz entwickelt (Vavrina, 2010). Allerdings benötigt dieser Ansatz die τ_{krit} = kritische Ermittlung der beiden Parameter Sohlschubspannung und K = Erosionspotential und dies erfordert spezielle Versuchsdurchführungen. Eine Herleitung der beiden Parameter aus anderen bodenmechanischen Kennwerten ist uns nicht gelungen (Vavrina, 2010). Daher empfehlen wir, die Erosion des Deichbodens auf der Grundlage von bodenspezifischen Werten der kritischen Sohlschubspannung nach DIN 18122 zu bewerten und durch die Pflege der Grasnarbe im Rahmen der Deichunterhaltung sicher zu stellen, dass Erosion gar nicht erst stattfindet.

3.5.1 Aufbau der Grasnarbe und ihre Schutzwirkung

Die Grasnarbe besteht aus dem oberirdischen Pflanzenteilen Halm, Blatt und Blüte und aus dem Wurzelsystem. Das Wurzelsystem dient der Verankerung der Pflanze und der Nahrungsaufnahme. Es ist durch seine räumliche Verteilung, das Verzweigungsmuster, die Wurzeltiefe und die Wurzeldurchmesser gekennzeichnet.

Beim Angriff durch strömendes Wasser legen sich die oberirdischen Pflanzenteile schützend auf den Boden und mindern so den direkten Angriff des Wassers. Das Wurzelsystem vernetzt den Boden und verleiht ihm damit eine höhere Festigkeit, zugleich wird der Widerstand gegen Erosion erhöht.

3.5.2 Bewertung der Qualität einer Grasnarbe

In der heutigen Praxis der Deichschauen erfolgt in Deutschland ausschließlich eine subjektive qualitative Bewertung unter Einbeziehung von regionalen Erfahrungen. Dabei ermittelte lokale Fehlstellen im Oberflächenbewuchs werden im Rahmen der Deichunterhaltung ausgebessert.

In den Niederlanden wird die Qualität der Grasnarbe auf Deichen unter Einbeziehung von konkreten Merkmalen der Durchwurzelung des Bodens, der Vollständigkeit der Bedeckung und der Art der Beweidung bewertet (VTV, 2004).

Kategorie	Art der Beweidung	Merkmale der Grasnarbendichte		Qualität
		Bedeckung	Durchwurzelung	der Gras-
				narbe
(A)	Mähen ohne Düngung	> 70%	viele dicke und dünne	gut
			Wurzeln in der Lage	
			0- 0,15m	
(B)	Weiden mit Düngung	> 85%	viele dünne Wurzeln in	mäßig
	max. 70 kg N/ ha oder		der Lage	
	7-8 mal mähen ohne		0- 0,08m	
	Düngung			
(C)	Weiden Düngung	> 85%	wenig dünne Wurzeln	schlecht
	> 70 kg N/ha; Herbi-		in der Lage	
	cide		0- 0,05m	
(D)	Mähen mit Düngung	< 60%	viele dicke Wurzeln in	schlecht
	oder mähen ohne Ab-		der Lage	
	fuhr		0- 0,15m	

Tab. 3.4: Einstufung der Qualität der Grasnarbe auf Deichen, VTV 2004

Der Bewuchs der Deiche soll sich nach VTV 2004 aus empfohlenen Grassorten zusammensetzen, je nach Art der Beweidung und dem Grad der Bedeckung wird er in Qualitätsstufen von "gut" bis "mäßig" eingestuft (Tab. 3.4). Der Grad der Bedeckung wird subjektiv eingeschätzt.

Der Grad der Durchwurzelung wird innerhalb einer Prüffläche von 5 x 5 m an vier Punkten bestimmt. An jedem dieser Punkte werden Bohrkerne von 3 cm Durchmesser und 20 cm Tiefe entnommen. Die Bohrkerne werden in 8 Teile von je 2,5,cm Länge unterteilt, die Anzahl der Wurzeln von > 1 cm Länge wird in jeder der Einzelproben durch Zählung ermittelt. Der Mittelwert der Anzahl der Wurzeln wird in ein Diagramm eingetragen (Abb. 3.41), der Kurvenverlauf erlaubt eine Bewertung von "gut" bis "sehr schlecht".



Abb. 3.41: Einstufung der Qualität der Durchwurzelung von Deichböden nach VTV, 2004

3.5.3 Ansätze zur Erosion auf Deichen

Deterministische Ansätze für die Erfassung der Erosion auf Deichböschungen sind nicht bekannt. Eigene Versuche, über die in Vavrina (2010) detailliert berichtet wird, können für die praktische Anwendung derzeit noch nicht empfohlen werden, weil es nicht möglich ist, die in diesen Ansätzen benötigten Kennwerte zuverlässig zu bestimmen.

Immerhin erlauben die zur Erosion durchgeführten Untersuchungen aber eine Identifikation der maßgebenden Zusammenhänge und damit eine qualitative Bewertung.

Allgemein kann die Erosion bindiger Böden durch die Beziehung

$$d_{\mathsf{E}} = \mathsf{K} \int (\tau - \tau_{\mathsf{krit}}) \, \mathsf{d}\mathsf{t}; \tau \ge \tau_{\mathsf{krit}} \,. \tag{GI. 3.35}$$

beschrieben werden. In Gleichung 3.35 ist d_E der Erosionsabtrag in m, K [m³/(N·s)] das spezifische Erosionspotential, das den Erosionsfortschritt über die Erosionsdauer t [s] bei einer Sohlschubspannung $\tau \ge \tau_{krit}$ [kN/m²] beschreibt, τ_{krit} ist der Schwellenwert der Sohlschubspannung, der überschritten sein muss, damit Erosion überhaupt stattfindet.

In unseren Untersuchungen haben wir gefunden, dass weder K noch Tkree eindeutig mit der Zusammensetzung des Bodens (Tonanteil, Verdichtung) korreliert ist. Spezielle Versuche zur Ermittlung beider Parameter liefern jeweils nur für den untersuchten Boden brauchbare Werte und können nicht übertragen werden (Vavrina, 2010).

Einen für praktische Anwendungen sinnvollen Ansatz der kritischen Sohlschubspannung erlaubt DIN 19661-2 (Abb. 3.42). Hier können für Ton analog zur Einordnung der Böden in die Plastizitätsklassen nach DIN 18122 (TL, TM und TA) und für sandigen Ton Anhaltswerte der kritischen Sohlschubspannung in Abhängigkeit von der Porenzahl e entnommen werden. Für die im Deichbau relevante Bandbreite der Porenzahlen (0,5 < e < 1,2) liefert Abb. 3.42 für alle Böden kritische Sohlschubspannungen in einer Bandbreite von 1 kN/m² < τ_{krit} < 10 kN/m². Eine schärfere Zuordnung erfordert die bodenmechanische Ermittlung der Porenzahl e.

Durch Vergleich der beim Wellenüberlauf in Abhängigkeit von der Überlaufmenge einwirkenden Sohlschubspannung kann die Erosionsgefahr grundsätzlich bewertet werden.

Der Bewuchs der Böschung setzt die einwirkende Sohlschubspannung aus einer Überströmung deutlich herab und verhindert die Erosion bis hin zu sehr großen Überlaufraten vollständig. Zudem wird der Widerstand des Bodens gegen Erosion durch die Vernetzung der Boden bildenden Aggregate erheblich gesteigert. Die hierzu durchgeführten Versuche ergaben, dass dadurch die kritische Sohlschubspannung gegenüber dem nicht durchwurzelten Boden mindestens verdoppelt wurde, zugleich nahm das spezifische Erosionspotential auf rd. ein Zehntel des Werts für den nicht durchwurzelten Boden ab. Wenn also bei einer bewachsenen Deichböschung die Erosion überhaupt stattfindet, verläuft sie deutlich langsamer als ohne Bewuchs.

Diese Schlussfolgerung passt sehr gut zu den Messwerten von Seijffert/Verheij (1998). An Grassoden, die an einem Deich entnommen waren und im Wellenkanal auf einer Böschung 1:4 eingebaut und durch Wellen von H = 0,7 m und H = 1,35 m belastet wurden, war der Erosionsabtrag über eine Beanspruchungsdauer von 18 Stunden nur in der Brecherzone mit rd. 0,7 m relativ hoch. Dort, wo die Böschung nur durch Wellenauflauf und Wellenrücklauf belastet war, blieb der Erosionsabtrag kleiner als 20 mm (vgl. Ziff. 3.4, Gleichung 3.29).



Abb. 3.42: Kritische Sohlschubspannung für bindiges Sohlenmaterial, DIN 19661-2

Nach Gl. 3.29 ergibt sich für eine Wellenhöhe von $H_s = 1,0$ m und eine Beanspruchungsdauer von t = 3600 s (1 Stunde) und mittlere Qualität der Grasnarbe ($C_E = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^{-1} \text{s}^{-1}$, Tab. 3.3) eine Erosionstiefe von $d_E = 0,0036 \text{ m} = 3,6 \text{ mm}$. Nimmt man die Belastungsdauer für eine Sturmflut mit rd. 3 Stunden an, wäre in dieser Zeit mit einem Bodenabtrag von rd. 1 cm zu rechnen. Die Böschung kann sicherlich noch zwei bis drei weitere Ereignisse dieser Art vertragen (also weitere 2 cm Bodenabtrag), ohne dass zu befürchten ist, dass sich die Grasnarbe danach nicht wieder regeneriert.

Zusammenfassend empfehlen wir also auf der Außenböschung eine Abschätzung des Erosionsabtrags nach Seijffert/Verheij (vgl. Anlage C). Für die Binnenböschung empfehlen wir statt eines Nachweises der Erosion, der derzeit wegen der in der Regel nicht zu ermittelnden Parameter nicht gelingt, durch Pflege und Unterhaltung der Grasnarbe die erforderliche Stabilität der Böschungsabdeckung gegen Erosion sicher zu stellen. Grundlage von Pflege und Unterhaltung muss allerdings eine eindeutige Erfassung und Bewertung der Eigenschaften der Grasnarbe sein.

3.5.4 Kennwerte zur Bewertung einer Grasnarbe

3.5.4.1 Bedeckungsgrad

Dichte und Geschlossenheit des Oberflächenbewuchses können durch den Bedeckungsgrad B angegeben werden. B ist der bewachsene Anteil einer Oberfläche bezogen auf eine Referenzfläche. B = 1,0 steht für eine vollständige Bedeckung. Im Falle einer nur lückenhaften Bedeckung ist B < 1.

Ein Verfahren zur Ermittlung des Bedeckungsgrads in situ hat Liebrand (1999) vorgeschlagen. Eine Fläche von rd. 1 x 1 m wird auf eine Halmlänge von rd. 2 cm gekürzt und von losem Blattwerk und anderen Fremdkörpern gereinigt. Durch ein aufgelegtes quadratisches Gitterraster wird die Fläche in 10 x 10 Teilfelder von je 10 cm Kantenlänge aufgeteilt, und für jede der Teilflächen wird die Bewuchsdichte geschätzt. Aus den Einzelwerten für die Teilflächen wird der Bedeckungsgrad ermittelt.

Werte von B > 0,8 kennzeichnen eine gute Bedeckung, im Falle von B < 0,5 ist Pflege und Nachbesserung erforderlich.

3.5.4.2 Fehlstellen

Auch die Größe von Fehlstellen kann zur Bewertung der Schutzwirkung der Bedeckung herangezogen werden. In der Literatur (Liebrand, 1999) wird zur Ermittlung der Fehlstellengröße m_{FG} die so genannte "Ringmethode" empfohlen. Fehlstellen m_{FG} > 7,5 cm² sollten im Rahmen der Deichunterhaltung behandelt werden.

3.5.4.3 Durchwurzelung

Die Durchwurzelung eines Bodens wird in der Bodenkunde meist durch die Wurzelmasse in einem Bodenvolumen (Durchwurzelungsdichte D_w) oder der Anzahl der Wurzeln in einem Bodenvolumen (Durchwurzelungsintensität I_w) gemessen. Beide Verfahren erfordern die Entnahme einer Bodenprobe, zerstörungsfreie Methoden (Isotopenmethode, geoelektrische Messungen) zur Ermittlung dieser Parameter sind erprobt worden, haben sich aber noch nicht allgemein etabliert.

Zur Bewertung der Durchwurzelung werden also aus der Böschungsabdeckung über die Tiefe gestaffelt Proben entnommen, die Wurzeln werden anschließend durch Auswaschen vom Boden getrennt. Anschließend können die Wurzeln nach Durchmesser und Länge ausgezählt und bewertet werden. Eine in der Bodenkunde übliche Klassierung nach den Wurzeldurchmessern hat hauptsächlich Bedeutung für die Bewertung der Qualität der Pflanze und ist für die Bewertung der Böschungsabdeckung entbehrlich. Die Durchwurzelungsdichte D_w kann aus der getrockneten Wurzelmasse G und dem Bodenvolumen V ermittelt werden:

$$D_{W} = \frac{G}{V} [g/cm^{3}].$$
 (GI. 3.36)

Bei unseren Versuchen haben wir an zwei Deichen $D_w = rd. 2$ bis 3×10^{-3} g/cm³ und $D_w = rd. 6 \times 10^{-3}$ g/cm³ gemessen. Bewertungskriterien für die Durchwurzelung sind uns nicht bekannt.

Die Durchwurzelungsintensität I_w wird aus der Anzahl n_w der Wurzeln mit einem Durchmesser > 0,2 mm pro Volumeneinheit mit der Beziehung

$$I_{W} = \frac{n_{W}}{V} [g/cm^{3}].$$
 (GI. 3.37)

ermittelt.

Bei stichprobenartigen Untersuchungen an Hamburger Elbdeichen haben wir im Tiefenbereich bis 5 cm unter Böchungsoberfläche zwischen $I_w = 2/cm^3$ bis 10/cm³ festgestellt. Nach DIN 4220 entspricht $I_w = 2 g/cm^3$ einer schwachen Durchwurzelung und $I_w = 10 g/cm^3$ einer mittleren Durchwurzelung.

3.6 Bemessung des Deichs

Der Begriff Bemessung kennzeichnet im Ingenieurwesen die Festlegung von Baustoffen, Baustoffeigenschaften und Bauteilabmessungen mit dem Ziel einer technischen und wirtschaftlichen Optimierung bei Einhaltung eines definierten Sicherheitsmaßes. Die konzeptionelle Umsetzung dieser Definition beinhaltet bei der Bemessung von See- und Ästuardeichen die Gegenüberstellung der Einwirkungen mit der spezifischen Widerstandsfähigkeit der verwendeten Baustoffe.

Die Nachweise der Standsicherheit (Grundbruch im Deichlager, Böschungsbruch), die in den Bauphase des Deichs zu führen sind, werden nach den einschlägigen Regeln der DIN 1054 geführt. Diese Nachweise werden nachfolgend nicht behandelt. Ebenfalls nicht behandelt werden im Folgenden die Setzungsnachweise im Rahmen der Bauphase, aus denen letztlich das erforderliche Maß der Deichhöhe ermittelt wird.

Die nachfolgend beschriebenen Bemessungsschritte beziehen sich ausschließlich auf die Beanspruchungen, die der Deich im Sturmflutfall erfährt. Diese Beanspruchungen treten im Regelfall erst Jahre nach dem Bau des Deichs erstmals auf, die Widerstandsfähigkeit des Deichs muss aber von Anfang an so angelegt sein, dass es unter den Einwirkungen aus dem Sturmflutfall nicht zu ernsthaften Schäden des Deichs oder gar zu einem Deichbruch kommt. 3.6.1 Bodenmechanische Einwirkungen und mögliche Versagensformen des Deichs im Sturmflutfall

Im Falle einer Sturmflut werden die Deiche eingestaut, im begrenzten Umfang tritt außerdem Wasser über die Deichkrone und läuft auf der Binnenböschung ab. Die damit ausgelösten bodenmechanischen Prozesse sind vorstehend im Detail beschrieben:

- Wasser infiltriert durch die Außenböschung und im Falle des Wellenüberlaufs auch über die Binnenböschung in den Deich
- Die Festigkeit der bindigen Böschungsabdeckungen wird durch die Vernässung herabgesetzt
- Wellenauflauf und Wellenrücklauf auf der Außenböschung sowie Wellenüberlauf auf der Binnenböschung können die Böschungsabdeckungen erodieren
- Der Wellenschlag lockert das Gefüge der Böschungsabdeckung auf der Außenböschung und kann die Außenböschung zerstören
- Die Abdeckung auf der steileren Binnenböschung kann abrutschen.

Die vorstehende Auflistung enthält zwei Formen des Versagens, bei denen die Erwartung an die Funktion des Deichs verletzt wird:

- Es infiltriert mehr Wasser in den Deich, als die Deichentwässerung abführen kann
- Die Erosion wird so groß, dass nach der Sturmflut eine grundlegende Erneuerung der Abdeckung erforderlich ist

In beiden Fällen ist die Standsicherheit des Deichs nicht direkt gefährdet, wohl aber erfüllt der Deich nicht die an ihn gerichteten Erwartungen. Daher muss im Rahmen so genannter "funktionaler" Bemessungsansätze sichergestellt werden, dass die Abdeckung dick genug ist, die Infiltration auf die zulässige Wassermenge zu begrenzen und dass die Erosion während einer Sturmflut so gering bleibt, dass die Grasnarbe keine dauerhaften Schäden erleidet.

Zusätzlich und vorrangig ist aber auch sicherzustellen, dass es während der Sturmflut nicht zu einer Schädigung an der Außenböschung durch Wellenschlag kommt und dass die Binnenböschung unter der gemeinsamen Wirkung der Massenkräfte des Bodens sowie des Strömungsdrucks aus dem Wellenüberlauf nicht abrutscht. Hierzu sind die einwirkenden Kräfte den Widerständen aus der Festigkeit des Bodens entgegen zu stellen, daher handelt es sich bei der Bemessung gegen diese Versagensformen um statische Nachweise.

Bindige Deichbaustoffe weisen infolge ihrer Entstehungsgeschichte große lokale Streuungen und eine hohe räumliche Variabilität sowie Inhomogenitäten auf. Bei deterministischer Nachweisführung wird für die Bandbreite der vorliegenden Materi-
alkennwerte nur ein repräsentativer Wert der Baugrundeigenschaft verwendet. Sofern die Auswahl des repräsentativen Wertes mit dem Grundsatz zur Vorsicht und unter Bezug auf den betrachteten Grenzzustand erfolgt, spricht EC 7 von charakteristischen Bodenkennwerten. Als ein Hilfsmittel zur Festlegung charakteristischer Bodenkennwerte werden statistische Verfahren hervorgehoben. Den allgemeinen Konventionen der Geotechnik folgend liegen daher allen Nachweisen charakteristische Bodenkennwerte zugrunde.

3.6.2 Nachweise der funktionalen Bemessung

Alle Nachweise der funktionalen Bemessung sind dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) zuzuordnen und werden daher mit Teilsicherheitsbeiwerten von 1,0 geführt.

a) Begrenzung der Infiltration

Eine Aufgabe der Deichabdeckung ist die Reduzierung der Infiltrationsrate auf ein zulässiges Maß. Während der Sturmflut resultiert Infiltration vor allem aus Einstau, Wellenauflauf und Wellenablauf sowie aus Wellenüberlauf. Bei geschlossener Abdeckung ergibt sich die Infiltrationsrate aus dem Fließgesetz nach Darcy. Schrumpfrisse und Wühltiergänge erhöhen die hydraulische Durchlässigkeit des gerissenen Abdeckungsbereiches in der Regel um mehrere Zehnerpotenzen. Der Abbau des Potentialunterschiedes erfolgt daher nahezu allein im ungerissenen Unterboden der Böschungsabdeckung.

Die Grenzzustandsgleichung für den Nachweis der Begrenzung der Infiltration kann Anhang C.1 entnommen werden, die Bemessung läuft darauf hinaus, dass mit der Dicke der Böschungsabdeckung die zulässige Infiltrationsrate eingehalten wird.

b) Begrenzung der Erosion

Während einer Sturmflut darf Erosion nur soweit stattfinden, dass sich die Grasnarbe nach der Sturmflut wieder regenerieren kann. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn der Bodenabtrag während der Sturmflut nicht zu groß ist. Untersuchungen darüber, wie tief die Erosion sein darf, liegen uns nicht vor. Wir gehen daher vorerst davon aus, dass sich die Grasnarbe nach einer Sturmflut wieder regenerieren kann, wenn der Bodenabtrag durch Erosion kleiner ist als rd. ein Drittel der Wurzeltiefe der Gräser auf der Böschung.

Der Nachweis des Bodenabtrags durch Erosion erfolgt nach dem Ansatz in Anhang C.1. Die Bodenkennwerte müssen durch Versuche bestimmt werden.

3.6.3 Nachweise der Standsicherheit (statische Bemessung)

Die Nachweise gegen Schäden durch Wellenschlag und das Abrutschen der Binnenböschung (hangparalleles Gleiten) sind Nachweise des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GZ 1C) nach DIN 1054. Im Ausnutzungsgrad wird die erforderliche Festigkeit auf die vorhandene Festigkeit bezogen.

Formal wird bei der statischen Bemessung das Kräftegleichgewicht in vorgegebenen bzw. ungünstigsten Gleitfugen überprüft. In Anlage C.2 sind die Nachweise der statischen Bemessung zusammengefasst.

a) Nachweis gegen hangparalleles Gleiten

Weißmann (2003) modellierte das Abrutschen eines ebenen Gleitkörpers als hangparalleles Gleiten. Der Beginn hangparallelen Gleitens kündigt sich durch Risse entlang der Deichkrone mit gegeneinander versetzten Rissufern an. Gleichzeitig entsteht eine Ausbauchung am Deichfuß.

Der Nachweis gegen hangparalleles Gleiten kann Anlage C.2 entnommen werden. Er läuft auf die Definition einer Mindestfestigkeit der Abdeckung hinaus, diese kann durch entsprechende Verdichtung des Bodens, oder wenn ein Boden das nicht hergibt, die Wahl eines besseren Bodens erreicht werden.

Für bestehende Deiche mit bestehender Abdeckung erlaubt der Bemessungsansatz die Ermittlung des zulässigen Wellenüberlaufs im Falle steigender Bemessungswasserspiegel und somit des Sicherheitsniveaus eines Deichs.

b) Druckschlag

Der Nachweis der Schädigung der Außenböschung durch Druckschlag erfolgt nach Anlage C.2. Dieser Nachweis läuft ebenfalls auf die Bestimmung einer Mindestfestigkeit der Abdeckung hinaus. Diese kann durch Verdichtung, oder wenn ein Boden das nicht hergibt, durch Wahl eines anderen Bodens gesichert werden.

Für bestehende Deiche mit bestehender Abdeckung erlaubt der Nachweis die Ermittlung eines zulässigen Wellenangriffs

3.7 Grundsätzliches zur Nachweisführung und Ansatz der Festigkeit vernässter bindiger Böden

Seit der Einführung der neuen Normengeneration in der Geotechnik ist das Ergebnis eines geotechnischen Nachweises nicht mehr eine globale Sicherheit, sondern der Ausnutzungsgrad der im Nachweis angesetzten Widerstände. Die erforderlichen Sicherheiten sind als Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzustandsgleichungen enthalten. Ein Ausnutzungsgrad von $\alpha = 1,0$ entspricht einer optimalen Ausnutzung, für $\alpha < 1,0$ enthält der Nachweis noch Belastungsreserven, bei $\alpha > 1,0$ kann der Nachweis nicht geführt werden.

Die Angabe des Ausnutzungsgrades als Ergebnis der statischen Bemessung folgt der aktuellen DIN-Konvention. Im Sinne einer Bemessung ist es jedoch sinnvoll, nicht den Ausnutzungsgrad, sondern daraus abgeleitet die notwendigen Eigenschaften der Abdeckung anzugeben. Maßgebender Bodenkennwert für die statische Standsicherheit des Deichkörpers ist die Scherfestigkeit der Erdbaustoffe.

Die Festigkeit bindiger Böden hängt vom Wassergehalt ab, qualitativ wird dies durch die Zustandsform widergespiegelt. Je höher der Wassergehalt ist, desto geringer ist die Festigkeit, das Ausmaß der Festigkeitsänderung ist aber bodenspezifisch.

Skempton/Northy (1933), Schultze/Muhs (1967), Wroth/Wood (1978) und andere haben gezeigt, dass die Veränderung der Festigkeit eines bindigen Bodens mit seinem Wassergehalt durch eine halblogarithmische Beziehung zwischen der Konsistenzzahl und der Festigkeit beschrieben werden kann. Die Gültigkeit dieser Beziehung für aggregierte Böden wies Richwien (1993) nach.

Definitionsgemäß ist die Festigkeit eines Bodens mit dem Wassergehalt der Fließgrenze ($I_c = 0$) sehr gering, ein Boden mit dem Wassergehalt der Ausrollgrenze ($I_c = 1,0$) weist hingegen eine signifikante Festigkeit auf. Die wassergehaltsabhängige Festigkeit des Bodens kann dann als Funktion derjenigen Festigkeit geschrieben werden, die der Boden an der Ausrollgrenze besitzt:

$$c_u(w) = c_u(w_P)^{I_C}$$
. (GI. 3.38)

mit:

 $c_u(w)$ = undrainierte Scherfestigkeit bei dem Wassergehalt w $c_u(w_P)$ = undrainierte Scherfestigkeit an der Ausrollgrenze w_P.

Wird nun die Konsistenzzahl bei Sättigung des Bodens durch den zur Verfügung stehenden Porenraum ausgedrückt, erhält man eine Abschätzung für die minimale Festigkeit, die auch nach Vernässung noch vorhanden ist:

$$c_{u}(w_{sat}) = c_{u}(w_{P}) \frac{w_{L} - \rho_{W} \left(\frac{1}{\rho_{d}} - \frac{1}{\rho_{s}}\right)}{w_{L} - w_{P}}.$$
 (GI. 3.39)

Zwischen der Trockendichte und dem Porenanteil n besteht der Zusammenhang:

$$\rho_{d} = \rho_{S} (1-n).$$
 (GI. 3.40)

Wird nun anstelle des Ausnutzungsgrades die zur Einhaltung des Kräftegleichgewichtes erforderliche undrainierte Scherfestigkeit ermittelt, lässt sich der maximal zulässige Porenanteil angeben, um die nach DIN 1054 geforderten Sicherheiten gegen Böschungsbruch bei voller Ausnutzung der Scherwiderstände (α = 1,0) zu gewährleisten:

$$n \leq 1 - \frac{1}{\frac{\rho_{S}}{\rho_{W}} \left(w_{L} - \left(w_{L} - w_{P} \right) \frac{\ln \left(c_{u,erf.} \right)}{\ln \left(c_{u,WP} \right)} \right) + 1},$$
(GI. 3.41)

mit:

 $c_{u,erf.}$ als erforderliche undrainierte Scherfestigkeit für einen Ausnutzungsgrad $\alpha \leq 1,0$.

Die Einhaltung dieses Porenanteils ist dem Erdbauunternehmer vorzuschreiben und im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung zu überprüfen. Mit Hilfe von Probefeldern kann die Eignung des Verdichtungsverfahrens bereits vor der Durchführung der Baumaßnahme auf diese Anforderung hin überprüft werden. Damit wird ein bewährtes Verfahren der ZTVE-StB auch für den Deichbau übernommen.

4 Parameterstudie

Zur Bewertung der Schädigungsmechanismen hinsichtlich ihrer Relevanz für den Bemessungsfall wird nachfolgend eine Parameterstudie vorgenommen. Dazu wird für repräsentative Deichquerschnitte an der Nordseeküste angenommen, dass der Bemessungswasserstand ansteigt und demzufolge der Wellenüberlauf entsprechend einer Modellierung aus INTBEM B zunimmt. Im Rahmen der Nachweise des vorstehenden Bemessungskonzepts wird überprüft, bis zu welchem Bemessungswassertand die ausgewählten Deiche den Beanspruchungen standhalten können, ohne dass ihre Sicherheit, ausgedrückt durch den Ausnutzungsgrad, verloren geht oder ihre Funktionalität beeinträchtigt wird.

Für die Deichabdeckung und den Böschungsbewuchs werden die Kennwerte angesetzt, die im Rahmen des Vorhabens INTBEM A für verschiedene reale Böden ermittelt wurden.

4.1 Untersuchte Deichquerschnitte

Untersucht wird ein Schardeich in Norden-Ostermarsch, ein Deich mit Vorland an der Wurster Küste und ein Ästuardeich bei Dedesdorf an der Weser. Abb. 4.1 zeigt die drei Deichquerschnitte. Die untersuchten Deiche mit den Bezeichnungen Schardeich, Vorlanddeich und Ästuardeich stehen jeweils exemplarisch für diese Deichtypen.

Die Außenböschungen des Schardeichs Norden-Ostermarsch und des Deichs Wurster Küste sind im relevanten Bereich 1:6 geneigt, die des Ästuardeichs Dedesdorf ist 1:4 geneigt. Die Neigung der Binnenböschung ist bei allen drei Deichen 1:3.

Mit NN+7,77 m hat der Deich Dedesdorf die geringste Ausbauhöhe und mit NN+8,77 m hat der Deich an der Wurster Küste die höchste Deichkrone. Die Höhe des Schardeichs Norden-Ostermarsch ist aktuell NN+8,60 m.

Die in Abb. 4.1 angegebenen Bemessungswasserstände BWSt entsprechen dem derzeitigen Bemessungsansatz.

Sowohl der Schardeich Norden-Ostermarsch als auch der Vorlanddeich an der Wurster Küste haben eine wirksame Deichkernentwässerung, sie sind als Sandkerndeiche mit Kleiabdeckungen auf den Böschungen ausgeführt. Der Deich an der Weser in Dedesdorf ist ein homogener Kleideich.



a) Schardeich



b) Deich mit Vorland



c) Ästuardeich



4.2 Bodenmechanische Kennwerte

Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse werden die bodenmechanischen Kennwerte von 5 verschiedenen realen Böden angesetzt. Zwei der Böden (Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5) wurden bereits im Rahmen des Forschungsvorhabens "Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf" als Versuchsböden im Großen Wellenkanal (GWK) in Hannover benutzt. Ihre Kennwerte sind in Anlage B zusammengestellt. Danach ist der Boden Elisabethgroden 9,0 ein mittelplastischer Ton (TM) und Elisabethgroden 3,5 ein leicht plastischer Ton (TL).

Die übrigen drei Böden sind die vorstehend mehrfach angesprochenen Versuchsböden der Untersuchungen zur Schrumpfrissbildung und zur Erosionsbeständigkeit (s. Abschnitt 3.2.9.1). Ihre bodenmechanischen Kennwerte sind ebenfalls Anlage B zu entnehmen. Gemäß der Klassifizierung nach EAK 2002 sind die Böden Elisabethgroden 9,0, Hohenkirchen und Wustrow als Deichbaumaterial gut geeignet. Elisabethgroden 3,5 wird als nicht geeignet eingestuft. Der Boden Cäciliengroden II ist wegen seiner hohen Fließgrenze keiner der Eignungsklassen nach EAK 2002 zuordnen.

Nach dem Bewertungsverfahren nach Weißmann (2003) sind die Böden Cäciliengroden II und Hohenkirchen sehr gut als Deichbaumaterial geeignet. Wustrow und Elisabethgroden 9,0 erfüllen den Eignungsgrad gut geeignet. Wegen seiner Einstufung als leicht plastisch ist der Boden Elisabethgroden 3,5 nur bedingt geeignet.

4.3 Hydrodynamische Belastungen

Die derzeitigen und im Falle eines Anstiegs des Bemessungswasserstands zukünftigen Belastungen des Deichs wurden im Rahmen von INTBEM B erarbeitet und in die Grenzzustandsgleichungen der Bemessung eingesetzt. Konkret sind dies die hydrodynamischen Kennwerte des Wellenauf- und –ablaufs sowie des Wellenüberlaufs. Details können dem Abschlussbericht des Teilvorhabens INTBEM B entnommen werden.

Im Rahmen der nachfolgend im Einzelnen diskutierten Nachweise wurde ein Anstieg des Ruhewasserstandes (womit auch ein Anstieg des Bemessungswasserstands einhergeht) angenommen und die jeweils zugehörigen hydrodynamischen Belastungen aus den Berechnungen aus INTBEM B angesetzt.

4.4 Nachweise der geotechnischen Bemessung

Die Nachweise der geotechnische Bemessung folgen der unter Abschnitt 3.6 vorgestellten Gliederung nach funktionaler und statischer Bemessung. Die zu den jeweiligen Nachweisen gehörenden Grenzzustandsgleichungen sind in Anlage C zusammengestellt.

Die Dicke der Hauptrisszone für die Böden Cäciliengroden II (Boden C), Hohenkirchen (Boden H) und Wustrow (Boden W) wurde wie in Abschnitt 3.2.10 berechnet angesetzt. Von den Böden Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5 lag kein Versuchsmaterial mehr vor, daher konnte der in Abschnitt 3.2.10 vorgestellte Ansatz für die Ermittlung der Dicke der Hauptrisszone auf diese Böden nicht angewendet werden. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse wurde daher die Dicke der Hauptrisszone für Abdeckungen aus diesen Böden nach Erfahrungswerten festgelegt, und zwar mit 0,9 m für den Boden Elisabethgroden 9,0 und 0,2 m für den Boden Elisabethgroden 3,5.

Nachfolgend wird zunächst der Schardeich Norden-Ostermarsch für steigende Bemessungswasserstände für die vorstehend angesprochenen 5 Böden als Deichabdeckung bemessen. Sodann werden auch der Vorlanddeich Wurster Küste und der Ästuardeich Dedesdorf für steigende Bemessungswasserstände und den Boden Cäciliengroden II bemessen, allerdings ohne neuerliche Variation der Bodenarten.

4.4.1 Funktionale Bemessung

a) Infiltration

Ob die Abdeckung die Infiltrationsrate bestimmungsgemäß verringert, ist zunächst davon abhängig, wie tief die kaum zur Reduzierung der Infiltration beitragende Hauptrisszone in die Abdeckung hineinreicht und wie dick der darunter anstehende ungerissene Unterboden ist bzw. welche Durchlässigkeit er hat. Außerdem nimmt die infiltrierte Wassermenge mit dem Überstau der Böschungen zu.

Abb. 4.2 zeigt die erforderliche Dicke d der Abdeckung aus den untersuchten Böden für den Schardeich Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand BWSt für eine zulässige Infiltration von $q_D = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3(\text{sm}^2)$ (= Entwässerungsleistung der Deichkernentwässerung), und zwar in der linken Darstellung für die Außenböschung und rechts für die Binnenböschung.



Abb. 4.2: Erf. Dicke der Abdeckung für eine Dränungsleistung von $q_D = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{sm}^2)$ (links: Außenböschung, rechts: Binnenböschung) beim Querschnitt Norden-Ostermarsch

Auf der Außenböschung hat der Bemessungswasserstand nur im Falle des Bodens Elisabethgroden 3,5 einen Einfluss auf die Dicke der Abdeckung, weil dieser Boden eine relativ große Durchlässigkeit hat. Bei allen anderen Böden ergibt sich die erforderliche Dicke der Abdeckung aus der Dicke der Hauptrisszone, und der darunter anstehende ungerissene Unterboden hat eine so geringe Durchlässigkeit, dass der mit steigendem Bemessungswasserstand zunehmende Überstau weder auf der Außenböschung noch auf der Binnenböschung bemessungswirksam wird.



Für den Boden Elisabethgroden 3,5, dessen vergleichsweise hohe Wasserdurchlässigkeit nach Abb. 4.2 zu den ungünstigsten erforderlichen Abdeckungsdicken bei steigendem Bemessungswasserstand führt, zeigt Abb. 4.3 den Einfluss der Böschungsrauigkeit auf die erforderliche Dicke der Abdeckung bei steigendem Bemessungswasserstand. Untersucht wurden zwei hydraulische Rauigkeiten f = 0,01 und f = 0,02, diese stehen für den praktisch relevanten Bereich der auf den Böschungen zu erwartenden Rauigkeiten. Wie sich zeigt, hat die Rauigkeit in der Bandbreite von f = 0,01 bis f = 0,02 keinen Einfluss auf die Dicke der Abdeckung, die beiden Graphen in Abb. 4.3 sind deckungsgleich.

Natürlich sind die Ergebnisse der Abb. 4.2 und 4.3 nur für die in diesem Beispiel vorausgesetzte Entwässerungsleistung von $q_D = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3(\text{sm}^2)$ gültig. Dieser Wert wurde auf Erfahrungsgrundlage unterstellt.

Abb. 4.4 zeigt für den Boden Cäciliengroden II und den heutigen Bemessungswasserstand den Einfluss der Entwässerungsleistung q_D der Deichkernentwässerung auf die Dicke d der Abdeckung von Außen- und Binnenböschungen, und zwar für den Schardeich Norden-Ostermarsch und den Vorlanddeich Wurster Küste. Für den Ästuardeich Dedesdorf ist eine solche Untersuchung nicht erforderlich, weil dieser Deich als homogener Kleideich eine Untersuchung der Infiltration grundsätzlich nicht benötigt.

Ein Einfluss auf die Dicke der Abdeckung hat die Entwässerungsleistung nur auf der Außenböschung, und zwar dann, wenn die Entwässerungsleistung der Deichkernentwässerung klein ist. Dann darf auch die Infiltration nur klein sein, und die Abdeckung muss dick sein. Überschreitet aber die Entwässerungsleistung die spezifische Durchlässigkeit der Abdeckung um mehrere Zehnerpotenzen, hat sie keinen Einfluss mehr auf die Dicke der Abdeckung. Dieser Fall liegt wegen des beim heutigen Bemessungswasserstand nur geringen Wellenüberlaufs auf der Binnenböschung durchgängig vor.



Abb. 4.4: Einfluss der Entwässerungsleistung q_D der Deichkernentwässerung für den Schardeich und den Vorlanddeich auf die Dicke einer Böschungsabdeckung aus dem Boden Cäciliengroden II

b) Erosion

Die Erhaltung der Funktionalität der Deichabdeckung gegen Erosionsabtrag beruht auf dem Zusammenwirken von Grasnarbe und Boden. Der Schutz gegen Erosion ist im oberen Drittel der Grasnarbe besonders ausgeprägt, deshalb darf die Erosionstiefe nur wenige Zentimeter ausmachen. Unterhalb dieser Tiefe ist die Schutzwirkung der Grasnarbe nur noch eingeschränkt. Die Erosion auf der Außenböschung wird durch die Kombination aus Druckschlag mit einem auf- und ablaufendem Wasserschwall ausgelöst. Auf der Binnenböschung resultiert Erosion aus dem ablaufendem Wasser des Wellenüberlaufs.



Abb. 4.5: Erosionstiefe auf der Außenböschung des Querschnitts Norden-Ostermarsch unter Variation der Qualität der Grasnarbe



Abb. 4.5 zeigt den Bodenabtrag auf der Außenböschung für eine Verweildauer des höchsten Hochwasserstandes von 3 Stunden . Der Erosionskoeffizient C_E ist in der von Seijffert/Verheij (1998) angegebenen Bandbreite für gute und schlechte Qualitäten der Grasnarbe aufgetragen. Im Vergleich beträgt die Erosionstiefe bei einem Bemessungswasserstand von 5 m unter Ansatz einer guten Grasnarbe (C_E = $0.5 \cdot 10^{-6}$ - $1.5 \cdot 10^{-6}$ [1/(ms)]) 2 bis 5 cm anstelle von 8 bis 12 cm unter Ansatz einer schlechten Grasnarbe (C_E = $2.5 \cdot 10^{-6}$ - $3.5 \cdot 10^{-6}$ [1/(ms)]). Kriterien für eine quantifizierende Bewertung der Grasnarbe werden von Seijffert/Verheij (1998) nicht angegeben.

Mit der Annahme einer schlechten Grasnarbe erhöht sich der Ausnutzungsgrad entsprechend und so wird der Grenzzustand der Schutzwirkung der Grasnarbe in der Brecherzone schnell erreicht. Beim Anstieg des Bemessungswasserstands von 5 m NN auf 7,5 m NN verdoppelt sich die Erosionstiefe.

In Abb. 4.6 ist die Erosionstiefe auf der Außenböschung für eine gute Grasnarbe $(C_E = 0.5 \cdot 10^{-6} - 1.5 \cdot 10^{-6} [1/(ms)])$ bei Variation des Deichquerschnittes dargestellt. Beim Weserdeich sind aufgrund der geringeren Wellenhöhen nur kleine Erosionsraten zu erwarten, zudem steigt die Erosionsrate kaum mit dem Bemessungswasserstand an. Bei den Querschnitten Norden-Ostermarsch und Wurster Küste ist hingegen eine deutliche Zunahme der Erosionstiefe mit dem Bemessungswasserstand erkennbar. Außerdem verlaufen die zu diesen beiden Querschnitten gehörigen Kurven nahezu parallel. Allerdings setzt beim Deich Wurster Küste die Erosion erst bei einem höheren Bemessungswasserstand ein, als beim Querschnitt Norden-Ostermarsch.

Die Erosion auf der Binnenböschung wird durch die Schubspannung des überlaufenden Wassers verursacht. Die Schubspannung des ablaufenden Wassers ergibt sich aus der Strömungsgeschwindigkeit, der Überströmhöhe des abfließenden Wassers und der Rauigkeit der Böschungsoberfläche.



Binnenböschung des Querschnitts Norden-Ostermarsch unter Variation der Qualität der Grasnarbe



7.5

Der Oberflächenbewuchs reduziert die Strömungsgeschwindigkeit auf der Böschung. Bei einem Bedeckungsgrad von B = 0,75 wurde die Strömungsgeschwindigkeit in den Berechnungen empirisch um 75 % abgemindert. Dementsprechend sinkt die Schubspannung auf rd. ¼. In Abb. 4.7 sind die Konsequenzen daraus auf die Erosionstiefe für den Querschnitt Norden-Ostermarsch verdeutlicht. Bei einem Bedeckungsgrad von B = 0,75 ist die Erosionstiefe nur noch ¼ der Erosionstiefe für einen Bedeckungsgrad von B = 1,0 . Außerdem setzt die Erosion erst bei einem höheren Bemessungswasserstand (für B = 0,75) ein, weil die Sohlschubspannung die kritische Sohlschubspannung erst bei diesem höheren Bemessungswasserstand übersteigt.

Der ebenfalls von der Qualität der Grasnarbe abhängige Erosionskoeffizient K beeinflusst die Zunahme der Erosion mit dem Bemessungswasserstand. Bei einer Verzehnfachung des Koeffizienten von $1 \cdot 10^{-7}$ auf $1 \cdot 10^{-8}$ m³/(Ns) nimmt die Erosionstiefe bei gleichem Bedeckungsgrad bei einem Bemessungswasserstand von 1,2 cm auf 12 cm zu.

Abb. 4.8 gibt die Erosionstiefe auf der Binnenböschung für einen Bedeckungsgrad von B = 0,75 und einen Erosionskoeffizienten von $1 \cdot 10^{-8}$ m³(Ns) für die untersuchten Deichquerschnitte an. Die Erosion beginnt am Deich Norden-Ostermarsch bei einem geringeren Bemessungswasserstand als bei den anderen beiden Deichquerschnitten. Beim Weserdeich ist die Erosionsrate zunächst am kleinsten, steigt dann aber oberhalb des Bemessungswasserstands von 7,5 m NN überproportional an, da dann bei diesem Deich der Wellenüberlauf überproportional zunimmt und die Binnenböschung dementsprechend besonders häufig überströmt wird.

Die Verweildauer des höchsten Hochwasserstandes wurde in den Abb. 4.7 und 4.8 zu 3 Stunden angenommen.

Im Gegensatz zur Außenböschung hat die Binnenböschung aber noch Reserven bezüglich ihres Erosionswiderstands. Dies deckt sich mit den Beobachtungen aus großmaßstäblichen Versuchen (Akkermann et al., 2007). Hier war eine ausreichende Erosionsstabilität bei einer bewachsenen Binnenböschung keine Seltenheit, wogegen auf der Außenböschung häufig deutliche Schäden an der Bewuchsoberfläche festzustellen waren.

Die vorgenannten Erosionsraten gelten für die angenommenen Erosionsparameter des Bodens und der Grasnarbe. Sollten diese Parameter im konkreten Fall andere Werte haben, verändert sich entsprechend auch die Größenordnung der Erosionsrate. Viel aussagekräftiger als die berechnete Erosionsrate ist daher die Relation der Erosionsraten zueinander. Die Beispiele zur Erosion verdeutlichen vor allem, welche herausragende Bedeutung neben der Erosionsstabilität des Bodens die Qualität der Grasnarbe hat. Dementsprechend muss im Rahmen der Deichschau dem Zustand der Grasnarbe besonderes Augenmerk gewidmet werden.

4.4.2 Statische Bemessung

Sowohl die Sicherheit der Abdeckung gegen hangparalleles Gleiten beim Wellenüberlauf als auch gegen einen lokalen Böschungsbruch bei Druckschlageinwirkung wird durch die Festigkeit der Abdeckung bestimmt. Diese nimmt aber mit dem Wassergehalt ab. Die Festigkeit der Abdeckung ist am geringsten, wenn das Porenvolumen vollständig gesättigt ist. Dieser Zustand kann bei einer Sturmflutbelastung eintreten und ist somit bemessungsrelevant.

Das Porenvolumen eines Bodens ist von seiner Verdichtung abhängig, es nimmt mit der Verdichtung ab.

Für die Kleiböden Cäciliengroden II und Hohenkirchen wurde im Rahmen dieser Sensitivitätsanalyse ein Verdichtungsgrad von $D_{pr} = 0.9$ bezogen auf die Proctordichte angenommen, für den Geschiebemergel von $D_{pr} = 0.97$. Mit diesem höheren Verdichtungsgrad wird berücksichtigt, dass der Geschiebemergel wegen seiner ungleichförmigen Kornverteilung besser zu verdichten ist als der Klei. Für die Böden Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5 wurden die Proctordichten D_{Pr} aus den Versuchen im GWK ($D_{Pr} = 0.97$ und $D_{Pr} = 0.92$) angesetzt.

Der mittlere Wellenüberlauf folgt aus den hydrodynamischen Berechnungen von INTBEM B für steigende Bemessungswasserstände. Aus diesen Berechnungen wurden auch die Strömungsgeschwindigkeiten des Überlaufs entnommen und daraus die auf die Böschung einwirkenden Strömungskräfte berechnet. Die Infiltration in die Abdeckung folgt der Gravitation, innerhalb der Abdeckung gibt es also keine Verdichtungshorizonte, an denen die Infiltration umgeleitet wird.

a) Nachweis gegen hangparalleles Gleiten

Das Ergebnis des Nachweises gegen die Versagensform "hangparalleles Gleiten" der Binnenböschung ist in Abb. 4.9 für den Schardeich Norden-Ostermarsch als Ausnutzungsgrad α in Abhängigkeit vom BWSt für die verschiedenen Böden dargestellt. Der Ausnutzungsgrad gibt das Verhältnis des Scherwiderstands der Abdeckung zu der einwirkenden Scherbeanspruchung wieder. Scherwiderstand und Scherbeanspruchung sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 verringert bzw. beaufschlagt. Im Falle $\alpha < 1,0$ ist die Scherbeanspruchung kleiner als die Scherfestigkeit, es liegen also Belastungsreserven vor. Ist $\alpha > 1,0$, kann der Nachweis der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten nicht geführt werden.



Mit der Erhöhung des Bemessungswasserstandes steigt bei gleich bleibender Deichhöhe auch die mittlere Wellenüberlaufrate und somit die Belastung der Binnenböschung. In Abb. 4.9 nimmt der Ausnutzungsgrad für alle Böden mit dem Bemessungswasserstand zu. Er bleibt außerdem mit Ausnahme von einer Abdeckung aus dem Boden Elisabethgroden 3,5 bis hin zu einem BWSt von 7,5 mNN kleiner als $\alpha = 1,0$, das heißt, ein Versagen der Binnenböschung durch hangparalleles Gleiten ist nur dann zu erwarten, wenn die Abdeckung aus einem Boden hergestellt wurde, der wie der Boden Elisabethgroden 3,5 bei einer Vernässung seine Festigkeit dramatisch verliert. Dieser Festigkeitsverlust ist beim Boden Elisabethgroden 3,5 so groß, dass er noch nicht einmal ganz ohne Wellenüberlauf im vernässten Zustand auf einer Böschung 1:3 standsicher ist.

Die Rauigkeit der Böschungsoberfläche hat auch auf den Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss (Abb. 4.10).



Abb. 4.11: Einfluss des Verdichtungsgrades auf hangparalleles Gleiten beim Querschnitt Norden-Ostermarsch

Wie vorstehend bereits ausgeführt, hängt die Festigkeit der vernässten Abdeckung davon ab, wie viel Wasser dem Boden zugeführt wird. Das wiederum richtet sich nach dem Porenvolumen der Abdeckung. Das Porenvolumen ist wiederum von der Verdichtung des Bodens beim Einbau abhängig. Bei geringer Verdichtung ist das Porenvolumen groß und die Abdeckung verliert stark an Festigkeit, mit höherer Verdichtung fällt der Festigkeitsverlust geringer aus.

Im Ergebnis führt dies z.B. bei einer Abdeckung aus dem Boden Hohenkirchen (Abb. 4.11) dazu, dass der Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten kritisch werden kann, wenn dieser Boden einen Verdichtungsgrad D_{Pr} = rd. 0,88 hat. Der überragende Einfluss des Verdichtungsgrads auf den Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten wird aus dieser Auftragung ersichtlich. Dieses Ergebnis belegt bereits früher hierzu entwickelte Empfehlungen (vgl. Weißmann/ Richwien 2004).

Wenn die Infiltration wie im vorstehenden Beispiel angenommen der Gravitation folgt, geht in die Grenzzustandsgleichung für das hangparallele Gleiten nur die böschungsparallele Komponente der Strömungskraft ein, das ist bei einer Böschungsneigung von 1:3 rd. ein Drittel der Strömungskraft. Diese Bedingung ist aber nur dann erfüllt, wenn die Abdeckung gleichmäßig eingebaut und verdichtet wurde und ihre vertikale Durchlässigkeit in etwa der horizontalen Durchlässigkeit entspricht. Kommt es beim Einbau der Abdeckung zu Verdichtungshorizonten, also zu Zonen höherer Dichte, wird das infiltrierte Wasser entlang dieses Verdichtungshorizontes umgelenkt. Abb. 4.12 zeigt schematisch die treibenden und haltenden Kräfte an einem Bodenkörper entlang eines Verdichtungshorizontes. Aus dem Wellenüberlauf resultiert an der Böschungsoberfläche eine Schleppkraft S des ablaufenden Wassers. In der Abdeckung wirkt die Strömungskraft F nun in voller Größe böschungsparallel. Das hat dann natürlich auch einen Einfluss auf die Standsicherheit der Binnenböschung.



Abb. 4.12: Hangparalleles Gleiten entlang eines Verdichtungshorizontes

In Abb. 4.13 ist der Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten nach Abb. 4.12 für böschungsparallele Verdichtungszonen in Tiefen zwischen z = 0,2 m und z = 0,8 m unter der Böschungsoberfläche in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand für Abdeckungen aus dem Boden Hohenkirchen aufgetragen. Es zeigt sich die bereits bekannte Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads vom Wellenüberlauf, zugleich aber auch, dass der Ausnutzungsgrad umso größer ist, je tiefer die Verdichtungszone liegt, auf der die Strömung umgelenkt wird und auf der die Abdeckung abgleitet.



Abb. 4.13: Einfluss von Verdichtungshorizonten in unterschiedlichen Tiefen z auf den Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten beim Deich Norden-Ostermarsch

Im Vergleich zu Abb. 4.11 ist der Ausnutzungsgrad bis zu einer Tiefenlage der Verdichtungszone von z = rd. 0,4 m kleiner, für z > rd. 0,4 m nimmt er zu. Eine Umlenkung der Strömungskraft kann also dazu führen, dass die Abdeckung auf einer Verdichtungszone abgleitet.



Abb. 4.14: Ausnutzungsgrade der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten

Ein ähnlicher Effekt ist auch im Übergang von der Hauptrisszone zum gerissenen und ungerissenen Unterboden denkbar. Allerdings zeigt Abb. 4.14 für die drei Deichquerschnitte, dass für dieses Szenario und für die volle Bandbreite des mittleren Wellenüberlaufs stets Ausnutzungsgrade gegen hangparalleles Gleiten $\alpha < 1.0$ ermittelt werden, wenn die Abdeckung aus dem Boden Cäciliengroden II hergestellt ist.

b) Nachweis gegen Schädigung durch Wellenschlag

In Abb. 4.15 ist der Einfluss der spektralen signifikanten Wellenhöhe H_{mo} auf den Ausnutzungsgrad gegen Schädigung der Außenböschung durch Wellenschlag für alle Beispielböden dargestellt. Für alle Böden wurde die dynamische Scherfestigkeit angesetzt, abgeschätzt als den zweifachen Wert der statischen Festigkeit. In diesem Nachweis wurde eine Risslänge von 1,0 m angesetzt, eine Durchwurzelungskohäsion von $c_W = 7 \text{ kN/m}^2$ und eine Durchwurzelungstiefe $d_W = 0.2 \text{ m}$. Die Durchwurzelungskohäsion ist wie auch die charakteristischen Bodenkennwerte im konkreten Fall durch Feld- oder Laborversuche zu bestimmen solange keine belastbaren Erfahrungswerte für die typischen Ansaatmischungen und Böden im Deichbau vorliegen.



Abb. 4.15: Ausnutzungsgrad der Sicherheit Abb. 4.16: Einfluss der Risslänge gegen Druckschlag beim Querschnitt Norden-Ostermarsch



Die für diese Annahmen ermittelten Ausnutzungsgrade gegen Schädigung durch Wellenschlag sind nur beim Boden Wustrow für alle Wellenhöhen α < 1,0. Bei allen anderen Böden ist mit steigender Wellenhöhe eine Schädigung der Außenböschung zu erwarten. Da in die Grenzzustandsgleichung für die Schädigung durch Wellenschlag die Wellenhöhe am Bauwerksfuß eingeht, hat die Rauigkeit der Böschungsoberfläche keinen Einfluss auf den Ausnutzungsgrad.

Abb. 4.16 zeigt für eine Abdeckung aus dem Boden Cäciliengroden auf dem Schardeich Norden-Ostermarsch den Einfluss der Risslänge auf den Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Schädigung durch Wellenschlag für den heutigen Bemessungswasserstand. Man erkennt, dass sich der Ausnutzungsgrad für Risslängen größer 2 m kaum noch ändert. Bei geringeren Risslängen als 2 m nimmt der Ausnutzungsgrad mit der Risslänge ab.



Abb. 4.17: Ausnutzungsgrade der Sicherheit gegen Druckschlag

Mit steigendem Bemessungswasserstand werden die Wellen am Deichfuß größer. Die Intensität des Wellenschlags ist linear mit der Wellenhöhe korreliert. Demzufolge nimmt auch der Ausnutzungsgrad gegen Schädigung durch Wellenschlag mit der Wellenhöhe zu (Abb. 4.17).

Wegen der steileren Böschungsneigung und dem damit einhergehenden größeren Beiwert C(95 %) für den Wellenschlag (vgl. Abschnitt. 3.4) nimmt bei dem hier gewählten Ästuardeich mit der 1:4 geneigten Außenböschung der Ausnutzungsgrad stärker zu als bei den anderen beiden Deichen, durch seine Lage kann allerdings die Wellenhöhe beim Ästuardeich nicht so hohe Werte annehmen wie bei den beiden anderen Deichen.

4.5 Zusammenfassende Bewertung

Zusammenfassend zeigt die Parameterstudie, dass es möglich ist, für alle hier untersuchten Deichquerschnitte die Folgen eines Anstiegs des Bemessungswasserspiegels zu ermitteln und zu bewerten. Grundsätzlich gilt das auch für beliebige andere Deiche.

Voraussetzung ist zunächst, dass die hydrodynamische Belastung (Wellenschlag, Wellenüberlauf) bekannt ist. Außerdem müssen die maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Deichabdeckung und des Deichkerns sowie die Qualität des Bewuchses auf den Böschungen bekannt sein.

Zur Ermittlung der maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Böschungsabdeckungen und des Deichkerns stehen eine Reihe von genormten bodenmechanischen Versuchen zur Verfügung, deren Anwendung grundsätzlich keine Schwierigkeiten bereitet. Lediglich zur Ermittlung der Risstiefe sind spezielle Untersuchungen erforderlich, ersatzweise kann die Risstiefe aber auch aus dem Schrumpfpotential der Böden der Abdeckung abgeleitet werden, ohne dass die ermittelten Ausnutzungsgrade der funktionalen und der statischen Nachweise zu unscharf werden.

Die Eigenschaften der Grasnarbe können über den Bedeckungsgrad und die Wurzeldichte beschrieben werden, eine Zuordnung zu den Kennwerten der Erosion ist derzeit allerdings nur durch Versuche möglich.

Die vorstehende Parameterstudie zeigt, dass die untersuchten Deichquerschnitte in der Lage sind, einen Anstieg des Bemessungswasserstands und damit des Wellenüberlaufs zu ertragen, ohne dass ihre Standsicherheit oder ihre Funktion beeinträchtigt wird.

So hat der Bemessungswasserstand z.B. auf die Dicke der Abdeckung gar keinen Einfluss, solange die mit dem Bemessungswasserstand in den Deich infiltrierende Wassermenge von der Deichkernentwässerung abgeführt wird, vorausgesetzt die Abdeckung ist nicht über ihre ganze Dicke durch Schrumpfrisse geschädigt.

Die Erosion auf den Böschungen nimmt mit dem Bemessungswasserstand zu, allerdings führen erst sehr viel höhere Wasserstände als heute angesetzt zu Erosionstiefen, die den Deich ernsthaft schädigen. Eine gut unterhaltene Grasnarbe in Verbindung mit einem erosionsstabilen Boden ist sogar in der Lage, die Erosion auch bei einem Anstieg des Bemessungswasserstands um mehrere Meter ganz zu verhindern.

Weiterhin zeigte sich, dass das Abrutschen der Abdeckung der Binnenböschung auch bei steigendem Bemessungswasserstand (und damit Wellenüberlauf) nur dann kritisch wird, wenn entweder der Boden der Abdeckung bei der Vernässung seine Festigkeit dramatisch einbüßt oder wenn der Boden nicht hinreichend verdichtet ist. Beide Fälle werden durch einen Ausnutzungsgrad $\alpha > 1$ angezeigt, dieser Nachweis liefert damit auch den konkreten Hinweis auf eine erforderliche Ertüchtigung bestehender Deiche.

Ein steigender Bemessungswasserstand ist für die untersuchten Deichquerschnitte immer dann kritisch, wenn die Abdeckung der Außenböschung eine zu geringe Festigkeit hat. Der Wellenschlag ist damit innerhalb dieser Parameterstudie diejenige Schädigungsform, die bei steigendem Bemessungswasserstand am ehesten zu einer Schädigung führt. Dieser Fall tritt vor allem bei Schardeichen auf, weil bei diesen mit den höchsten Wellen zu rechnen ist. Demgegenüber ist der Anstieg der Wellenhöhe bei den anderen beiden Deichen weniger groß.

Die Schutzwirkung einer Grasnarbe wird übrigens in der hier benutzten Grenzzustandsgleichung für den Wellenschlag nur als erhöhte Festigkeit eines Teils der Gleitfläche erfasst. Demzufolge hat die Festigkeit der Grasnarbe für diesen Nachweis einen relativ geringen Einfluss. Daraus darf aber nicht geschlossen werden, dass die Festigkeit der Grasnarbe für die Schädigung durch Wellenschlag unbedeutend ist. Vielmehr beschreibt der im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Nachweis den besonders ungünstigen Fall, dass der Druckschlag ungedämpft in einen offenen Riss der Abdeckung hineinwirkt, in diesem Fall macht die Festigkeit der Grasnarbe nicht mehr viel aus, wenn sie überhaupt noch angesetzt werden darf.

Dieses Szenario sollte für einen gut unterhaltenen Deich überhaupt nicht relevant sein, weil Risse dieser Art im Rahmen der Deichunterhaltung verdämmt werden.

5 Literaturverzeichnis

- AG KSW (1962): Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet, Bericht der vom Niedersächsischen Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten eingesetzten Ingenieurkommission, in: Die Küste, Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, Heft 1, Jahrgang 10, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide in Holstein.
- Akkermann, G. J. et al. 2007: Development of Alternative Overtopping-Resistant Sea Defences, Rijkswaterstaat, Delft.
- Bagge, G. (1985): Tension cracks in saturated clay cuttings, Proc. XI ICSMFE, San Francisco, 1/A/1, pp. 393ff.
- Bishop, A.W. and Garga, V.K. (1969): Drained tension tests on London Clay, Géotechnique, vol. 19, pp. 309-313.
- Brößkamp, K. H., 1976: Seedeichbau, Theorie und Praxis, Vereinigung der Naßbaggerunternhemen e. V., Hamburg.
- Brüggemann, R. (1998): Zugfestigkeit verdichteter Tone als Funktion des Wassergehalts, Diplomarbeit, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, unveröffentlicht (zitiert in Zeh, 2007).
- Busch, K. F., Luckner, L. Tiemer, K., (1993): Geohydraulik Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 3, 3. Auflage, Verlag Gebrüder Borntraeger, Berlin.
- Buss, J., Kortenhaus, A. 2008: Druckschlagbemessung eines Seedeiches bei Elisabethgroden, Wasser + Abfall, Heft 3, S. 39-43
- Chertkov, V.Y., 2002: Modelling cracking stages of saturated soils as they dry and shrink, European Journal of soil science, Heft 53, S. 105-118.
- EAK 2002: Empfehlungen für Küstenschutzwerke, Fachausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und der HTG, Die Küste, Heft 65, Westholsteinische Verlagsgesellschaft Boyens &Co, Heide in Holstein.
- Edelmann, T. (1953): Die Aufgaben der Ingenieurkommission "Grasnarbe auf Deichen" aufgrund der Erfahrungen bei der Sturmflutkatastrophe vom 1. Februar 1953. (Übersetzung eines holländischen Berichtes, unveröffentlicht).
- Feuersänger, M. (2009): Experimentelle Bestimmung des kritischen Spannungsintensitätsfaktors bindiger Deichböden, Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen (unveröffentlicht).
- Führböter, A., 1966: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen, Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, Heft 27.
- Führböter, A. Sparboom, U., 1988: Full scale investigation on the stability of concrete block slope revetments, in: Modelling Soil-Water-Structure Interactions, Kolkman et al. (eds.), Balkema, Rotterdam, S. 209 217.
- Gross, D., Seelig, T., 2007: Bruchmechanik mit einer Einführung in die Mikromechanik, 4. Auflage, Springer-Verlag.

- Grüne, J. 1988: Wave-induced shock pressures under real sea state conditions, Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Malaga, Spanien, Nr. 21, Volume 3, S. 2340-2354.
- Hahn, H. G. (1976): Bruchmechanik, Einführung in die theoretischen Grundlagen, Teubner Verlag, Stuttgart.
- Hertzberg, R. W. (1983): Deformation and fracture mechanics of engineering materials, Second Edition, John Wiley & Sons, Inc.
- Krabbe, W. (1958): Über die Schrumpfung bindiger Böden, Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius- Institut der Technischen Hochschule in Hannover, Heft 13, S. 256- 355.
- Konrad, J.-M., Ayad, R., 1997a: An idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation, Canadian Geotechnical Journal, Heft 34, S. 477-488.
- Konrad, J.-M., Ayad, R., 1997b: Desiccation of a sensitive clay: field experimental observations, Canadian Geotechnical Journal, Heft 34, S. 929-942.
- Lawn, B. R., Wilshaw, T. R., 1975: Fracture of brittle solids, Cambridge University Press.
- Lee, I. K., Ingles, O. C. (1968): Strength and deformation of soil and rocks, In: Soil mechanics, selected topics, Ed.: Lee, I. K., Butterworths, chap. 4, pp. 195-294, Sydney.
- Liebrand, C.I.J.M. (1999) Restoration of species-rich grasslands on reconstructed river dikes. Dissertation. Wageningen, Agricultural University.
- Louis, C. (1967): Strömungsvorgänge in klüftigen Medien und ihre Wirkung auf die Standsicherheit von Bauwerken und Böschungen im Fels, Mitteilungen des Institutes für Boden- und Felsmechanik, Universität Karlsruhe.
- Mallwitz, K., Savidis, S. A. (1996): Selbstheilungsvermögen bindiger Erdstoffe hinsichtlich Durchlässigkeit in Dichtungssystemen von Deponien, Bautechnik, Heft 73(9), S. 614-623.
- Müller, G., Wolters, G. (2003): Characteristics of pressure pulses propagating trough water-filled cracks, Coastal Engineering, Vol. 49, S. 83-98.
- Niemeyer, H.D., Kaiser, R., Berkenbrink, C., 2008: Increasing Dyke Overtopping Security as a Countermeasure to Accelerating Sea-level Rise, Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering, Darmstadt.
- Placzek, D. (1982): Untersuchungen über das Schwindverhalten bindiger Böden bei der Trocknung unter natürlichen Randbedingungen, Universität Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, Herausgeber Prof. Dr.-Ing. H. Nendza, Heft 3, Essen.
- Richwien, W. (1993): Ansätze zum Formänderungs- und Festigkeitsverhalten nicht wassergesättigter aggregierter Böden. Vortrag auf der Fachsitzung über Festigkeits- und Verformungsverhalten von nicht wassergesättigten und aggregierbaren Böden am 2. und 3. März 1993 im niedersächsischen Landesamt für Bodenforschung, Hannover.

- Richwien, W. (2002): Ansatz zur Bemessung der Außenböschungen von Seedeichen, Schriftreihe Geotechnik, Heft 8, Bauhaus Uni Weimar.
- Richwien, W., Pohl, C. 2004: Bemessung der Kleiabdeckung von Deichaußenböschungen für die geplante Deicherhöhung und –verstärkung von Schweiburg bis Dangast, Abschlussbericht zum gleichnamigen Forschungsvorhaben im Auftrag des II. Oldenburgischen Deichbands, Essen (unveröffentlicht).
- Richwien, W., Pohl, C. 2005: Auswertung von bodenmechanischen Feld- und Laborversuchen zur Suche und Bewertung von Kleivorkommen für den Deichbau, dargestellt am Beispiel der Kleientnahme Hohenkirchen, Abschlussbericht zum gleichnamigen Forschungsvorhaben im Auftrag des III. Oldenburgischen Deichbands, Essen (unveröffentlicht).
- Rutrecht, M., 2008: Zugfestigkeit bindiger Böden bei Schrumpfung, Diplomarbeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen (unveröffentlicht).
- Scheffer, F., Schachtschabel, P. (2002): Lehrbuch der Bodenkunde, 15. Aufl. Spektrum, Heidelberg.
- Scherbeck, R. (1992): Zur Bewertung der Verformbarkeit mineralischer Abdichtungsschichten, Bautechnik – Verlag.
- Schubert, H. (1982): Kapillarität in porösen Feststoffsystemen, Springer Verlag, Berlin.
- Schultze, B., Muhs, H. (1967): Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, Springer Verlag, 2. Auflage, Berlin.
- Seijffert, J. W., Verheij, H. (1998): Grass covers and reinforcement measures, In: Dikes an revetments, Hrsg.: Pilarzcyk, K. W., Design, Maintenance and Safety Assessment, Balkema, Rotterdam/Brookfield, pp. 289-302
- Skempton, A., Northey, R.D. (1952): Sensitivity of Clays, Geotechnique, vol. 3, no. 1, pp. 40 51.
- Sparboom, U., 1991: Full-scale investigations on wave loadings of sea dyke structures, Proc. 3rd Int. Conf. on Coastal and Port Eng., In: Developing Countries (COPEDEC III), Mombasa, Kenya.
- TAW, 1996: Technical Report Clay for Dikes, Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands (TAW), Delft.
- TAW 1997: Technical report erosion resistance of grassland as dike covering, ed.: Technische Adviescommissie vor de Waterkeringen, Delft.
- Temmler, H. (2006): Gutachterliche Stellungnahme "Untersuchungen an Deichabdeckböden in Schleswig-Holstein zur Durchsickerung und Aufweichung infolge Wellenüberlaufs bei Extremsturmfluten, Altenholz (unveröffentlicht).
- Terzaghi, K. 1947: Theoretical Soil Mechanics, 4th printing, Wiley, New York.
- van der Meer, J.W., Steendam, G.J., de Raat, G., Bernardini, P., 2008: Further Developments on the Wave Overtopping Simulator, abstract 31th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Hamburg.

- van Hoven A., Zwanenburg, C., Kruse, G. A. M. (2008): Strength of dike clay covers during wave overtopping. Proc. of 11th Baltic Sea Geotechnical Conference in Gdansk, pp. 707-714, ed. by Z. Mlynarek, Z. Sikora and E. Dembicki, Polish Committee on Geotechnics & Gdansk University of Technology.
- VTV, 2004: De veiligheid van de primarie waterkeringen in Nederland, Voorschrift-Toetsen op Veiligheid voor de tweede toetsronde 2001-2006, Ministrie van Verkeer en waterstaat.
- Walker, J. (1986): Experiment des Monats, Spektrum der Wissenschaft, Dezember 1986, S. 188 197.
- Weißmann, R. 2003: Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser, Universität Duisburg-Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 30, Glückauf Verlag, Essen.
- Weißmann, R., Richwien, W. 2004: Funktionale und statische Bemessung der Abdeckung von Deichbinnenböschungen, HANSA, 141. Jahrgang, Nr. 6, Schifffahrts-Verlag Hansa C. Schroedter & Co. (GmbH & Co KG), Hamburg, S. 69 – 75.
- Wendling, S. (2004): Untersuchungen zur Entstehung von Austrocknungsrissen in mineralischen Deponieabdichtungen, Dissertation am Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau der TU Kaiserslautern, Hrsg.: C. Vrettos, Heft 10, Kaiserslautern.
- Wiedemann, T. (1969): Das Schrumpfungs- und Rißbildungsverhalten von Filterkuchen, Reihe 3: Verfahrenstechnik, Fortschritt-Berichte VDI, VDI Verlag GmbH, Düsseldorf.
- Wroth, P., Wood, D.M. (1978), The correlation of index properties with some basic engineering properties of soil, Canadian Geotechnical Journal 15, NRC Research Press, Toronto, pp. 137 145.
- Zeh, R. (2007): Die Zugfestigkeit bindiger Böden als Kriterium der Rissgefährdung mineralischer Oberflächenabdichtungen, Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur an der Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar.

Symbol		Bezeichnung	Einheit
α	=	Ausnutzungsgrad	[°]
β	=	Böschungsneigung	[°]
3	=	Dehnung	[-]
η	=	dynamische Viskosität	[Ns/m²]
θ	=	Gleitflächenwinkel	[°]
γ	=	Wichte vom erdfeuchten Boden	[kN/m³]
γr	=	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m³]
γw	=	Wichte des Wassers	[kN/m³]
ν	=	Querdehnzahl	[-]
	=	kinematische Viskosität	[m²/s]
ξ	=	spezifische Oberflächenenergie	[J/m²]
П	=	Elastische Energiedichte	[J/m³]
ρ_d	=	Trockendichte	[g/cm³]
ρ_{Pr}	=	Proctordichte	[g/cm³]
ρ_s	=	Korndichte	[g/cm³]
σ	=	Zugspannung	[kN/m²]
σ_t	=	Zugfestigkeit	[kN/m²]
φ'	=	Reibungswinkel des Bodens	[°]
τ	=	Sohlschubspannung beim Wellenüberlauf	[kN/m²]
τ_0	=	kritische Sohlschubspannung	[N/m²]
τ_{krit}	=	kritische Sohlschubspannung	[kN/m²]
а	=	Risstiefe	[m]
Α	=	Fläche	[cm ²] oder [m ²]
b	=	Tiefe, in der keine Zugspannungen mehr vorliegen	[m]
BWSt	=	Bemessungswasserstand	[mNN]
С	=	Scherfestigkeit	[kN/m]
С	=	Proportionalitätsfaktor	[m³/kN]
CE	=	Beiwert der Qualität des Bewuchses nach Seijffert	[m ⁻¹ s ⁻¹]
C'	=	Kohäsion des Bodens	[kN/m²]
Cu	=	undrainierte Scherfestigkeit des Bodens	[kN/m²]
C _{u,dyn.}	=	undrainierte Scherfestigkeit des Bodens bei dynami-	[kN/m²]
		scher Beanspruchung	
C _{u,sat}	=	undrainierte Scherfestigkeit des Bodens bei Sättigung	[kN/m²]
C _W	=	Scherfestigkeit der Wurzeln	[kN/m²]
C(i)	=	Beiwert für die Druckschlagspannung	[-]
d _A	=	Erosionstiefe auf der Außenböschung	[m]
d	=	Dicke der Abdeckung	[m]
	=	Probendurchmesser	[cm]
d_E	=	Erosionstiefe	[m]
d _R	=	Risstiefe	[m]

6 Abkürzungen und Symbole

Symbol		Bezeichnung	Einheit
dw	=	Durchwurzelungstiefe	[m]
D	=	Durchmesser der Probe	[m]
D _h	=	Hydraulischer Radius	[m]
Di	=	Innendurchmesser des rotierenden Erosionszylinders	[m]
D _{Pr}	=	Verdichtungsgrad bezogen auf die Proctordichte	[-]
D _w	=	Durchwurzelungsdichte	[-]
е	=	Porenzahl	[-]
e _{ah}	=	aktive Erddruckspannung	[kN/m²]
E	=	Elastizitätsmodul	[kN/m²]
f	=	Rauigkeitsbeiwert	[-]
F	=	Kraft	[kN]
g	=	Erdbeschleunigung	[m/s²]
G	=	Massenkraft	[kN/m]
	=	Schubmodul	[kN/m²]
	=	Eigengewicht	[kN/m]
	=	Energiefreisetzungsrate	[1/m]
h	=	Schichthöhe des ablaufenden Wassers	[m]
	=	Probenhöhe	[cm]
h _{zul.}	=	Zulässiger Innenwasserstand	[m]
Н	=	räumlicher Elastizitätsmodul	[kN/m²]
Н	=	Wellenhöhe	[m]
H _{m0}	=	spektrale signifikante Wellenhöhe	[m]
Hs	=	signifikante Wellenhöhe	[m]
i	=	Überschreitungswahrscheinlichkeit	[%]
Ic	=	Konsistenzzahl	[-]
I _P	=	Plastizitätszahl	[-]
l _w	=	Durchwurzelungsintensität	[-]
k	=	Absolute Rauigkeit	[mm]
k _f	=	Wasserdurchlässigkeit	[m/s]
K	=	Spezifisches Erosionspotential	[m³/(Ns)]
K ₀	=	Erdruhedruckbeiwert	[-]
Kı	=	Spannungsintensitätsfaktor	$[kN / \sqrt{m^3}]$
K _{lc}	=	kritischer Spannungsintensitätsfaktor	$[kN / \sqrt{m^3}]$
l _r	=	Risslänge	[m]
m	=	Böschungsneigung 1 : m	[-]
n	=	Porenanteil	[-]
NN	=	Normalnull	[-]
р	=	Druckschlagspannung	[kN/m²]
q	=	Mittlere Wellenüberlaufrate	[l/(sm)]
r	=	Radius	[m]
Q	=	Bodenreaktionskraft	[kN/m]

Symbol		Bezeichnung	Einheit
S	=	Schleppkraft	[kN/m]
Sr	=	Sättigungsgrad	[-]
t	=	Beanspruchungsdauer	[s]
T _R	=	Tortuosität	[-]
Ua	=	Porenluftdruck	[kN/m²]
u _W	=	Wasserspannung	[kN/m²]
u	=	Verschiebung	[m]
U	=	Elastische Energie	[J]
V	=	Volumen	[cm³] oder [m³]
V_{Ca}	=	Kalkgehalt	[-]
V_{GI}	=	Glühverlust	[-]
W	=	Wassergehalt	[-]
WI	=	Fließgrenze	[-]
WP	=	Ausrollgrenze	[-]
W _{Pr}	=	optimaler Wassergehalt	[-]
WS	=	Schrumpfgrenze	[-]
W	=	natürlicher Wassergehalt	[-]
Y	=	Geometriefaktor	[-]
Z	=	Risstiefe	[m]
Z _A	=	Austrocknungstiefe	[m]

A Bestimmung der Kennwerte zur Prognose der Schrumpfrissbildung

A.1 Räumlicher Elastizitätsmodul H

Versuchsart:	Bestimmung der Schrumpfgrenze, Bestimmung der Saugspannungskurve
Referenz:	DIN 18122 Teil2 (2002), Scheffer/Schachtschabel (2002)

Skizze:



Drucktopf



Hinweise zur Versuchsdurchführung:

Die Bestimmung der Schrumpfgrenze erfolgt nach DIN 18122 Teil 2. Der Versuchsablauf berücksichtigt den Volumenverlust der Bodenprobe, ausgehend vom 1,1fachen Wassergehalt der Fließgrenze bis zur Schrumpfgrenze. Aufgrund der unbehinderten Dehnung verläuft die Schrumpfung bis zur Schrumpfgrenze im gesättigten Zustand. Der Volumenverlust entspricht genau dem Volumen des abgegebenen Wassers. An der Schrumpfgrenze dringt Luft in den Porenraum ein und die Probe erfährt keinen Volumenverlust mehr. Es liegt die größte infolge von Schrumpfung mögliche Trockendichte vor.

Zur Ermittlung der Saugspannungskurve existieren zurzeit keine genormten Standards. Der generelle Versuchsablauf ist in Scheffer/Schachtschabel (2002) geschildert. Die Deichabdeckung wird in der Regel bei steifer bis halbfester Konsistenz verdichtet. Nach DIN 19682 Teil 5 korrelieren damit Saugspannungen zwischen 12,6 kN/m² und 1000 kN/m². In diesem Bereich kann die Saugspannungskurve in einem Drucktopf durch stufenweise Aufbringung eines Überdrucks auf eine wassergesättigte Bodenprobe und punktuelle Messung der im Boden verbleibenden Wassermenge mittels Wiegung bestimmt werden.

Auswertung:

Das im Schrumpfversuch festgestellte Volumen V bezogen auf das Ausgangsvolumen V₀ [-] wird über den gravimetrischen Wassergehalt w [-] aufgetragen. Da bei erstmaliger Austrocknung der Volumenverlust der Bodenprobe in der Normalschrumpfungsphase genau dem Volumen des dissipierten Wassers entspricht, besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem relativen Volumen V/V₀ und dem gravimetrischen Wassergehalt w.

Über den gravimetrischen Wassergehalt werden die Saugspannungen aus der Saugspannungskurve dem relativen Volumen zugeordnet. Aufgrund des typischerweise hyperbolischen Verlaufs der Saugspannungskurve herrscht häufig ein logarithmischer Zusammenhang zwischen der Saugspannung und dem Wassergehalt.

Der räumliche Elastizitätsmodul H ist der Elastizitätsmodul je Richtung bei isotroper Belastung des Bodens.

$$H = \frac{3(1 + e_0)\Delta(u_a - u_W)}{\Delta e} = \frac{3V_0\Delta(u_a - u_W)}{\Delta V}.$$
 (GI. A.1)

Der betrachtete Spannungsbereich sollte zwischen dem Einbauwassergehalt und der Schrumpfgrenze liegen.

Anmerkung:

Zur Erfassung der Hysterese bei Strukturschrumpfung kann der Schrumpfversuch auch an gesättigten, ungestört entnommenen Bodenproben durchgeführt werden.

A.2 Ermittlung der Zugfestigkeit σ_t

Versuchsart:	Direkter Zugversuch
Referenz:	Brüggemann (1998), Zeh (2007), Rutrecht (2008)
Probenmenge:	$\begin{array}{ll} \mbox{Mindestabmessungen:} \\ \mbox{Durchmesser des Probenkörpers} \mbox{min } d = 5 \ \mbox{cm}; \\ \mbox{H\"ohe des Probenk\"orpers} \mbox{min } h = 5 \ \mbox{cm} \\ \mbox{h/d} \geq 1,0 \end{array}$
Skizze:	F
	Bodenprobe Füllmaterial

Versuchsdurchführung:

Aus einer ungestörten Bodenprobe oder einem Proctorkörper wird der Probekörper mit den o. a. Mindestmaßen hergestellt. Die Endflächen sollen plan und zueinander parallel sein. Die Probenhöhe und der Probendurchmesser sind zu dokumentieren. Der Probekörper wird über seine gesamte Höhe mit einem Schneckenbohrer durchbohrt. Im mittleren 3/5 der Probenhöhe wird ein nicht saugendes Füllmaterial ohne eigene Zugfestigkeit eingebracht. Anschließend erfolgt die Verankerung zweier zentrisch eingebrachter Haken mit Epoxydharz im oberen und unteren 1/5 der Probe.

[cm]

1.50

5 00

Der Probekörper wird nach Aushärtung des Epoxydharzes mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 0,25 mm/min auf Zug beansprucht. Die erforderliche Axialkraft wird fortlaufend gemessen. Der Versuch ist beendet, wenn das Maximum der Axialkraft überschritten ist.

Vor Versuchsbeginn und nach Versuchsende ist der Wassergehalt zu ermitteln, während des Versuchs darf eine Wassergehaltsänderung nicht stattfinden.

Auswertung:

Unter Annahme von Volumenkonstanz des Probenkörpers ergibt sich die einaxiale Zugfestigkeit zu:

$$\sigma_{t} = \frac{F}{A_{Ring}}$$
. (GI. A.2)
mit $A_{Ring} = \frac{V_{a,Ring}}{h_{a} + \Delta h}$

Der Versuch wird mit 3 unterschiedlichen Wassergehalten zwischen dem Einbauwassergehalt des Bodens in situ und der Schrumpfgrenze mit jeweils 3 Einzelversuchen wiederholt, um die Beziehung zwischen Zugfestigkeit und Sättigungsgrad zu ermitteln. Die Versuchsergebnisse werden durch die 9 Spannungs-Dehnungskurven der Einzelversuche sowie die Zugfestigkeits-Sättigungskurve dokumentiert.

A.3 Ermittlung des kritischen Spannungsintensitätsfaktors Klc



Referenz:

Probenmenge:

s. Direkter Zugversuch (Abschnitt A.2)

Skizze:



Konzeption:

Die Herstellung des Probenkörpers erfolgt wie beim direkten Zugversuch. Allerdings wird der Probenkörper nicht über seine gesamte Höhe durchbohrt, sondern lediglich von den Deckelflächen ausgehend rd. 1 cm in die Probe hinein. Die Bohrungen dienen zur zentrischen Verankerung der Zughaken mit Epoxydharz. Anschließend wird mit einer Klinge ein umlaufender Außenriss auf halber Probenhöhe eingebracht.

In Anlehnung an den direkten Zugversuch wird der Probenkörper mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von 0,25 mm/min unter fortlaufender Messung der axialen Dehnung und der Zugkraft auf Zug beansprucht. Der Versuch ist beendet, wenn das Maximum der Axialkraft überschritten ist. Vor Versuchsbeginn und nach Versuchsende ist der Wassergehalt zu ermitteln. Bei Herstellung des Probenkörpers und bei Versuchsdurchführung ist der Probenkörper vor einer Änderung des Wassergehaltes zu schützen.

Dem Versuch liegt die Vorstellung zugrunde, dass sich der vorab eingebrachte Riss ab einer gewissen Kombination von Zugbeanspruchung und Risstiefe spontan vergrößert und den Probenkörper in zwei Teile auftrennt. Das ist an den Spannungs-Verformungskurven zu erkennen. Dabei sind folgende Fallunterscheidungen möglich:

 a) Der Riss geht bereits bei einer kleinen Dehnung in instabiles Wachstum über. In diesem Fall entspricht die eingebrachte Risstiefe der kritischen Risstiefe. Der kritische Spannungsintensitätsfaktor kann direkt aus der Bruchspannung σ_{max} abgeleitet werden:

$$K_{IC} = \frac{2}{\pi} \sigma_{max} \sqrt{\pi r_a} \left| 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{r_i}{r_a}\right)^2} \right|.$$
(GI. A.3)

(Gross/Seelig, 2007).

b) Der Riss vergrößert sich zunächst stabil mit der Zunahme der Zugspannungsbelastung und geht erst anschließend in den spontanen instabilen Zustand über. In diesem Fall ist die kritische Risstiefe unbekannt, daher muss die Energiefreisetzungsrate für unterschiedliche Ausgangsrisstiefen bestimmt werden.

Die elastische Energiedichte Π im Probenkörper mit dem Volumen V ist:

$$\Pi = \frac{\partial U(V)}{\partial V} = \frac{\partial \left(-\frac{1}{2}\sigma \varepsilon\right)}{\partial V} = -\frac{1}{2}Fu_{F}.$$
 (GI. A.4)

Wegen des linear-elastischen Ansatzes muss ein linearer Zusammenhang zwischen der aufgebrachten Kraft F und der Verschiebung u_F bestehen:

$$u_{\mathsf{F}} = \mathsf{C} \cdot \mathsf{F} \,. \tag{GI. A.5}$$

Der Proportionalitätsfaktor C spiegelt die Nachgiebigkeit der vorgeschädigten Bodenprobe wider. Somit folgt die elastische Energiedichte zu:

$$\Pi = -\frac{1}{2} \operatorname{C} \mathsf{F}^2 \tag{GI. A.6}$$

Die Energiefreisetzungsrate entspricht der bei einem infinitesimalen Rissfortschritt freigesetzten Energie:

$$G = \frac{d\Pi}{dA}, \qquad (GI. A.7)$$

mit $dA = \pi (2 r_i da - da^2)$ als Änderung der Rissfläche bei einer Rissverlängerung um da.

Somit beträgt die Energiefreisetzungsrate:

$$G = \frac{d\Pi}{dA} = \frac{-\frac{1}{2}F^{2} dC}{\pi (2 r_{i} da - da^{2})}$$

$$= -\frac{F^{2}}{4 \pi r_{i}} \frac{dC}{da} + \frac{F^{2}}{2 \pi} \frac{dC}{da^{2}},$$
(GI. A.8)

bzw. unter Vernachlässigung des zweiten Terms für kleine Rissverlängerungen infolge stabilen Wachstums:

$$G \approx -\frac{F^2}{4 \pi r_i} \frac{dC}{da}$$
(GI. A.9)

Der Versuch ist mit mindestens 3 unterschiedlichen Ausgangsrisstiefen zu wiederholen.

Die Nachgiebigkeit ist am Übergang zum instabilen Wachstum jeweils gleich dem reziproken Verhältnis aus dem Zugkraftmaximum F_c und der zugehörigen Verschiebung u_c:

$$C_{c} = \frac{u_{c}}{F_{c}}.$$
 (GI. A.10)

Bei Auftragung der Nachgiebigkeit C_c über die Ausgangsrisstiefe a der 3 Einzelversuche kann das Verhältnis $\frac{dC}{da}$ abgelesen werden. Der kritische

Spannungsintensitätsfaktor folgt zu:

$$K_{IC} = \sqrt{\frac{G_C \cdot E}{1 - \upsilon^2}}.$$
 (GI. A.11)

Nach Konrad/Ayad (1997b) hat die Energiefreisetzungsrate einen nahezu konstanten Wert, was die Einordnung von K_{lc} als Materialkennwert bestätigt.

Der Versuch ist bei unterschiedlichen Ausgangswassergehalten zwischen dem Einbauwassergehalt und der Schrumpfgrenze zu wiederholen. Anzugeben sind jeweils die Kraft-Verformungskurven, der kritische Spannungsintensitätsfaktor über die Wassergehalte sowie für Fall b) die Nachgiebigkeit C über die Ausgangsrisstiefe a.

Anmerkung:

Die Versuchskonzeption macht gegenüber den genormten Versuchsverfahren zur Bestimmung des kritischen Spannungsintensitätsfaktors aus den Materialwissenschaften notwendigerweise von zahlreichen Vereinfachungen, insbesondere in Hinblick auf die Probengeometrie, Gebrauch. Außerdem wird die Extension des Porenraumes bei Zugbeanspruchung vernachlässigt. Die Zulässigkeit
dieser Vereinfachungen muss noch überprüft werden. Dabei ist auch zu bedenken, dass die naturgemäß streuenden Eigenschaften der Böden eine Ergebnisqualität wie bei metallischen Werkstoffen ohnehin nicht erwarten lässt.

Zur Absicherung der Ergebnisse können bekannte Korrelationen des kritischen Spannungsintensitätsfaktors mit den elastischen Parametern des Bodens E und υ herangezogen werden:

$$K_{IC} = \sqrt{\frac{2 E \xi}{1 - \upsilon^2}},$$
 (GI. A.12)

Hier ist ξ als spezifische Oberflächenenergie (rd. 0,1 bis 1,0 J/m², vgl. Lee/Ingles, 1968; Lawn/Wilshaw, 1975). Weitere Korrelationen sind bei Hertzberg (1983) zu finden.

B Charakteristische Bodenkennwerte der Versuchsböden

B.1 Bodenkennwerte

	Versuchsboden		GWK		
	Cäciliengroden II	Hohenkirchen	Wustrow	Elisabethgroden 9,0	Elisabethgroden 3,5
Bodenart	Klei, TA	Klei, TA	Mergel, TL	Klei, TM	Klei, TL
Tonminerale	Kaolinit, Illit, Chlorit	Kaolinit, Illit	Kaolinit, Illit, Muscovit, Montmorillonit, Vermiculit	_	-
w _L [-]	0,939	0,514	0,279	0,4120	0,2528
w _p [-]	0,329	0,201	0,155	0,2044	0,1879
w _s [-]	0,243	0,167	0,160	0,18	0,18
l _P [-]	0,614	0,334	0,120	0,20	0,07
ρ _{pr} [g/cm³]	1,386	1,669	1,859	1,643	1,835
ρ _s [g/cm³]		2,68			
k _f [m/s]	1,05 · 10 ⁻¹⁰	1,9 · 10 ⁻¹⁰	2,82 · 10 ⁻¹⁰	1,22 · 10 ⁻⁸	2,64 · 10 ⁻⁶
k _{E,k} [m³/Ns]	1,0 · 10 ⁻⁸	-	-	-	-
K,,k [m³/Ns]	rd. 1,0 · 10 ⁻⁷	-	-	-	-
τ _{0,k} [N/m²]	rd. 30	55,4	72,0	55	7,5
EAK 2002	nicht klassifizierbar	gut geeignet	gut geeignet*	gut geeignet	nicht geeignet
Weißmann (2003)	sehr gut geeignet	sehr gut geeignet	gut geeignet	gut geeignet	bedingt geeignet

(* Klassifizierung nach den Grenzwerten für Geschiebemergel)

		INTBEM			GWK		
			Cäciliengroden II	Hohenkirchen	Wustrow	Elisabethgroden 9,0	Elisabethgroden 3,5
	Vs	[-]	0,514	0,396	0,177	0,32	0,15
Bodenkennwerte	WS	[-]	0,243	0,167	0,160	0,18	0,18
	γ	[kN/m³]	15	17,5	19,5	18	18,5
	γr	[kN/m³]	18	20	21,5	20	20,5
	ν	[-]	0,33	0,33	0,33	-	-
	E	[kN/m²]	2100	2000	1750	-	-
	C _{u,sat}	[kN/m²]	21	17,9	26,5	17,8	2,3

B.2 Korngrößenverteilungen



B.3 Plastizitätsdiagramm nach Casagrande



C Zusammenstellung der Grenzzustandsgleichungen zur funktionalen und statischen Bemessung

C.1 Funktionale Bemessung

a) Bemessung gegen Infiltration

Skizze:





Grenzzustandsgleichung:

$$d \ge \Delta d + d_{R}$$
$$q = v = k_{r} \cdot \text{grad } \psi$$
$$= k_{r} \cdot \frac{h_{W} + d_{r} + \Delta d}{\Delta d}$$

$$\Leftrightarrow \Delta d = \frac{\kappa_{r}}{q_{zul.} - k_{r}} (h_{W} + d_{R})$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 2

Parameter:

α_q :	Ausnutzungsgrad bei Infiltration	[-]
q _{vorh} .:	vorhandene Infiltrationsrate	[m³/(sm²)]
q _D :	Leistungsfähigkeit der Drainage	[m³/(sm²)]
k _r :	Wasserdurchlässigkeit	[m/s]
h _w :	mittlerer Wasserüberstau	[m]
d _r :	Risstiefe	[m]
Δd	Höhe des ungerissenen Bereiches	[m]

b) Bemessung gegen Erosion

Darstellung Außenböschung:



Grenzzustandsgleichung: Binnenböschung

vorh.
$$d_E = \frac{C_E \cdot H_S^2 \cdot t}{zul. d_F} \le zul. d_E$$

vorh. d_E =
$$\frac{K \cdot (\tau - \tau_0) \cdot t}{zul. d_E} \le zul. d_E$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 2

Grenzzustandsgleichung:

Außenböschung

Parameter:

α_{E} :	Ausnutzungsgrad bei Erosion	[-]
zul.d _E	Grenztiefe der Erosion	[m]
t	Belastungsdauer	[h]
K	Erosionskoeffizient für Binnenböschung	[m³/Nh]
τ	Sohlschubspannung	[N/m²]
τ_0	Kritische Sohlschubspannung	[N/m²]
C_E	Erosionskoeffizient für Außenböschung	[m ⁻¹ s ⁻¹]
H_{s}	Signifikante Wellenhöhe	[m]

Skizze Binnenböschung:

C.2 Statische Bemessung

a) Bemessung gegen hangparalleles Gleiten

Skizze:





(Petersen/Rohde, 1991)

Grenzzustandsgleichung:

$$\alpha_{s} = \frac{G_{II} + F_{II} + S}{C}$$

$$=\frac{d_{G}\left(\gamma_{r} \sin \beta \gamma_{G} + i \gamma_{W} \sin \alpha \gamma_{G}\right) + \gamma_{W} h_{W} l_{E} \gamma_{Q}}{\frac{1}{\gamma_{cu}} c_{u}}$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 1C, LF 2

Parameter:

α_{s} :	Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten	[-]
G:	Massenkräfte des Gleitkörpers	[kN/m]
F:	Strömungskraft im Gleitkörper	[kN/m]
S:	Strömungskraft auf der Böschungsoberfläche	[kN/m]
C:	Scherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN/m]
d _G :	Tiefe des Gleitkörpers	[m]
γ _r :	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m³]
γw:	Wichte des Wassers	[kN/m³]
i:	hydraulischer Gradient (= $h_W/(h_W + d_G)$)	[-]
h _W :	Maximale Schichtdicke des ablaufenden Wassers	[m]
I _E :	Energiegefälle des ablaufenden Wassers	[-]

α:	Neigung der Strömungskraft	[°]
β:	Böschungsneigung	[°]
C _u :	undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m²]
γ _G :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
γο:	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
γ _{cu} :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]

b) Bemessung gegen Druckschlag





(Petersen/Rohde, 1991)

(in Anlehnung an Buß/Kortenhaus, 2008)

Grenzzustandsgleichung:

$$\alpha_{D} = \frac{P_{II}}{G_{II} + C + F + C_{W} + F_{W}}$$

 $= \frac{p_{max} \cos \vartheta \gamma_{Q}}{\frac{1}{2} \gamma_{r} d_{r} \gamma_{G} \frac{\sin(\vartheta - \beta)}{\tan \vartheta} + \frac{c_{u}}{\gamma_{cu}} \left(\frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_{r}}{l_{r} \tan \vartheta} \right) + \frac{c_{w} d_{w}}{\gamma_{cu}} \left(\frac{2}{l_{r} \tan \vartheta} + \frac{1}{d_{r} \sin \vartheta} + \frac{d_{w}}{d_{r} l_{r}} \frac{1}{\tan(\vartheta)} \right)}{\frac{c_{u} + c_{W}}{\gamma_{cu}}} \left(\frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_{W}}{l_{r} \tan \vartheta} \right)$

Einordnung: DIN 1054, GZ 1C, LF 2

Parameter:

α_{D} :	Ausnutzungsgrad gegen Druckschlagschäden	[-]
P:	druckschlaginduzierter Wasserdruck im Riss	[kN/m]
G:	Massenkräfte des Gleitkörpers	[kN/m]
C:	Scherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN/m]
F:	Scherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN/m]
C _W :	Wurzelscherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN/m]

F _w :	Wurzelscherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN/m]
p _{max} :	Druckschlagspannung im Riss	[kN/m²]
d _r :	Risstiefe	[m]
l _r :	Länge des Risses	[m]
d _w :	Durchwurzelungstiefe	[m]
γr:	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m³]
β:	Böschungsneigung	[°]
9:	Neigung der Gleitfläche	[°]
C _u :	dynamische undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m²]
C _w :	Durchwurzelungskohäsion	[kN/m²]
γ _G :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
γα:	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
γ _{cu} :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]