

# Bemessung von Deichen gegen Einwirkungen aus Sturmfluten

Von WERNER RICHWIEN, CARSTEN POHL und LARS VAVRINA

## Z u s a m m e n f a s s u n g

In Deutschland werden Deiche gegen Einwirkungen aus Sturmfluten nach dem derzeit üblichen Prinzip des vorsorgenden Küstenschutzes bemessen. Konkret heißt das, dass die Außenböschungen so flach sind, dass der Wellenschlag brechender Wellen in Verbindung mit dem auf- und ablaufenden Wasser dort keine Schäden verursacht, dass die Deiche so hoch sind, dass der Wellenüberlauf nur nachweislich unschädliche Größenordnungen annimmt und dass im Übrigen die Bodenarten, aus denen die Abdeckung von Böschungen und Krone hergestellt werden, sich für diese Aufgabe bewährt haben. Die so bemessenen Deiche haben sich in den letzten Jahrzehnten als ausreichend wehrhaft erwiesen, den Einwirkungen auch schwerer Sturmfluten Stand zu halten.

Nun werden im Zusammenhang mit der globalen Klimaänderung Szenarien diskutiert, nach denen zukünftig ein höherer Wasserstand vor den Deichen erwartet werden muss und damit auch eine Zunahme der Belastung aus Wellenschlag und vor allem aus Wellenüberlauf. Die Deiche müssten daher erhöht werden, um die Voraussetzungen des vorsorgenden Küstenschutzes auch weiterhin zu erfüllen. Andererseits wird seit langem vermutet, dass die derzeitigen Deiche auch deutlich höhere Bemessungswasserstände ertragen können, ohne dass sie ihre Wehrhaftigkeit verlieren. Diese vermuteten Reserven der Deichsicherheit aufzuspüren und zu quantifizieren war die Zielsetzung des Verbundprojekts „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen (INTBEM)“. Die nachfolgenden Ausführungen fassen die Ergebnisse des Teilprojekts „Analyse bodenmechanischer Prozesse (INTBEM A)“ zusammen. Die vorgestellten Ansätze und Ergebnisse wurden im Rahmen von INTBEM A und verschiedenen Vorgängervorhaben am Institut für Grundbau, Bodenmechanik, Tunnelbau und Felsmechanik der Universität Duisburg-Essen erarbeitet.

## S c h l a g w ö r t e r

See- und Ästuardeiche, Wellenschlag, Wellenüberlauf, Infiltration, Erosion, Abgleiten der Binnenböschung

## S u m m a r y

*Seadikes in Germany are designed with smooth inclined outer slopes, in consequence the impact of breaking waves and wave runup is kept small. Additionally the dike height is designed to keep wave overtopping small, too. This assures together with a conceptual quality control of the soils from which the slope protections are made, that dikes, which have been designed according to these rules have proved during the last decades to be save against very heavy storm events.*

*However, in the context of the global climate change, scenarios are discussed that in future the design water level will increase and thus wave impacts on the outer slope and wave overtopping might increase too. Therefore the crests of the dikes need to be elevated to assure that they keep their level of safety.*

*On the other hand it is assumed from experience, that the existing dikes are able to protect the coastline even for much higher design water levels with a sufficient level of safety. To detect and quantify these presumed reserves of safety was the intention of the joint research project “Integrated design of coastal- and estuary dikes (INTBEM)”.*

*The following paper summarizes the results of the sub-project “Analysis of soil mechanical processes (INTBEM A)” and some advancing research projects at the Institute of Foundation Engineering, Soil Mechanics, Tunnelling and Rock Mechanics at the University Duisburg-Essen.*

## Key words

*Sea- and estuarydikes, wave-impact, wave-overtopping, infiltration, erosion, sliding of the inner slope*

## Inhalt

1. Einleitung . . . . .	3
2. Bodenmechanische Prozesse am Deich . . . . .	4
3. Austrocknung der Abdeckung und Schrumpfrissbildung . . . . .	4
3.1 Physikalische Ursachen der Trocknungsschrumpfung von Böden . . . . .	5
3.2 Rissentwicklung und Rissausbreitung in Böden bei Austrocknung. . . . .	6
3.3 Spannungen in der teilgesättigten Böschungsabdeckung. . . . .	8
3.4 Prognose der Risstiefe . . . . .	10
3.4.1 Stabiles Risswachstum . . . . .	10
3.4.2 Instabiles Risswachstum . . . . .	11
3.4.3 Grenztiefe. . . . .	11
3.5 Exemplarische Ermittlung der Risstiefe für drei Deichböden . . . . .	11
4. Wasserdurchlässigkeit von Böschungsabdeckungen aus bindigen Böden . . . . .	14
5. Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Böschungsabdeckung. . . . .	16
6. Bemessung der Außenböschung gegen Beanspruchung aus Wellenschlag . . . . .	18
7. Erosion . . . . .	23
7.1 Erosion auf der Außenböschung . . . . .	24
7.2 Erosion auf der Binnenböschung . . . . .	24
7.3 Bewertung der Qualität der Grasnarbe . . . . .	26
8. Deichbemessung. . . . .	26
8.1 Vorbemerkung . . . . .	26
8.2 Nachweise der funktionalen Bemessung . . . . .	27
8.2.1 Begrenzung der Infiltration . . . . .	27
8.2.2 Begrenzung der Erosion. . . . .	28
8.3 Nachweise der Standsicherheit (statische Bemessung). . . . .	29
8.3.1 Nachweis gegen hangparalleles Gleiten. . . . .	29
8.3.2 Nachweis gegen Wellenschlag. . . . .	30
8.4 Grundsätzliches zur Nachweisführung und zum Ansatz der Festigkeit vernässter bindiger Böden . . . . .	32
9. Sensitivitätsanalyse . . . . .	33
9.1 Untersuchte Deichquerschnitte . . . . .	33
9.2 Bodenmechanische Kennwerte . . . . .	35
9.3 Hydrodynamische Belastungen . . . . .	35
9.4 Randbedingungen der Nachweise . . . . .	35
9.5 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der funktionalen Bemessung. . . . .	35
9.5.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die erforderliche Dicke der Böschungsabdeckung . . . . .	35
9.5.2 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Erosion . . . . .	37
9.6 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der statischen Bemessung. . . . .	38
9.6.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf den Nachweis gegen hangparalleles Gleiten . . . . .	39
9.6.2 Einfluss der Wellenhöhe auf den Nachweis gegen Schädigung durch Wellenschlag. . . . .	40
9.7 Zusammenfassende Bewertungen der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse . . . . .	42
10. Danksagung . . . . .	43
11. Schriftenverzeichnis . . . . .	43

## 1. Einleitung

Im Zusammenhang mit den Diskussionen über die Folgen des globalen Klimawandels ist es technisch und wirtschaftlich geboten, die Prämissen der derzeitigen Deichbemessung zu überprüfen. Diese basieren auf jahrzehntelangem Erfahrungswissen (EAK, 2002; TAW, 1996), stammen aber auch aus der Zeit, in der die bodenmechanischen Prozesse beim Einstau der Deiche, beim Wellenschlag durch brechende Wellen und beim Wellenüberlauf noch kaum bekannt waren, daher begegnet man diesen Einwirkungen konstruktiv. Das wird erreicht, indem die Außenböschungen so flach angelegt werden, dass der Wellenschlag aus brechenden Wellen dort keine Schädigungen hervorruft und indem die Deichhöhe so bemessen wird, dass der Wellenüberlauf unterhalb eines sehr niedrig angesetzten Toleranzwerts bleibt. Von früheren Sturmfluten ist außerdem bekannt, dass vor allem der Wellenüberlauf Deichbrüche auslösen kann, demgegenüber erzeugt der Wellenschlag lokale Schäden der Außenböschung, die nicht unmittelbar einen Deichbruch nach sich ziehen.

Nun haben aber verschiedene Großversuche der letzten Jahre belegt, dass unter bestimmten Umständen selbst sehr große Überlaufsraten bis zu  $50 \text{ l}/(\text{m}\cdot\text{s})$  nicht zu gravierenden Schäden an den Böschungen führen (VAN DER MEER et al., 2008). Zum gleichen Ergebnis sind wissenschaftlich/theoretische Überlegungen gekommen (WEISSMANN, 2003).

Man könnte also deutlich größere Überlaufsraten zulassen, ohne dass damit die Deichsicherheit gefährdet wäre. Voraussetzung ist allerdings, dass einerseits die Überlaufmenge und alle anderen hydrodynamischen Einwirkungen wie Einstau und Wellenschlag zuverlässig erfasst werden können und dass andererseits die bei Wellenschlag und bei Überlauf maßgebenden bodenmechanischen Prozesse 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.

Ein solcher Ansatz, der alle Einwirkungen im Sturmflutfall quantitativ erfasst und ihnen den Widerstand des Deichs vergleichend gegenüberstellt, eröffnet grundsätzlich die Option, den erwarteten Veränderungen der Wasserstände vor dem Deich, des Wellenschlags und des Wellenüberlaufs die tatsächliche Wehrhaftigkeit der Deiche gegenüberzustellen. Deichverstärkung und Deicherhöhung sind dann nur in solchen Fällen nötig, in denen die zukünftigen Einwirkungen nicht mit der erwünschten Sicherheit abgedeckt werden.

Mit dieser Zielrichtung hat das Bundesministerium für Bildung und Forschung auf Vorschlag des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) Mittel für das Forschungsvorhaben INTBEM A zu Verfügung gestellt, in dem (in Zusammenarbeit mit dem Projekt INTBEM B) eine neue integrierte Bemessung für See- und Ästuardeiche bei gleichzeitiger Berücksichtigung der hydrodynamischen Belastungen und der bodenmechanisch ermittelten Belastbarkeit des Erdbaustoffs entwickelt wurde. Im Mittelpunkt des Projekts INTBEM A stand die Klärung noch offener Aspekte während der Gefügebildung der Deichabdeckungen, die Einbeziehung der Schutzwirkung einer Grasnarbe in die Bemessungsansätze und die Zusammenführung dieser Ergebnisse mit bereits in früheren Forschungsarbeiten gewonnen Erkenntnissen zu einem praktikablen Bemessungsansatz für die Deichsicherheit.

Für die Untersuchungen wurden homogenisierte Böden verwendet, die somit jedoch nicht die alterungsbedingte Strukturbildung aufweisen können. Die im Teilprojekt INTBEM A hergeleiteten theoretischen Ansätze bedürfen des Weiteren einer Validierung und Verifizierung im Felde an bestehenden Deichen. Dies zeigt sich aus verschiedenen Gründen jedoch oftmals als schwierig.

Die aus bodenmechanischen Gesetzmäßigkeiten hergeleiteten Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens zeigen, dass die heutigen Deiche einen deutlich größeren Wellenüberlauf vertragen 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 ermittelt wird, und dass andererseits alle maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Deichböden bekannt sind.

## 2. Bodenmechanische Prozesse am Deich

Die Aufgabe von See- und Ästuardeichen ist der Schutz des Hinterlandes vor Überflutung. Folglich stellen hydrodynamische Einwirkungen wie Wellenschlag, Wellenauf- und -ablauf und Wellenüberlauf die bestimmungsgemäßen Beanspruchungen dar.

Die Deiche widerstehen diesen Beanspruchungen, wenn die damit verbundenen Einwirkungen von den Deichböden aufgenommen werden können. Dies sicherzustellen ist Aufgabe der Deichbemessung. Bemessung im ingenieurmäßigen Sinn ist die Festlegung von Baustoffen, Baustoffeigenschaften und Bauteilabmessungen mit dem Ziel einer technischen und wirtschaftlichen Optimierung bei Einhaltung eines definierten Sicherheitsmaßes. Die konzeptionelle Umsetzung dieser Aufgabe beinhaltet die Gegenüberstellung der hydrodynamischen Einwirkungen mit der spezifischen Widerstandsfähigkeit der verwendeten Baustoffe.

Die konventionellen Nachweise der Standsicherheit (Grundbruch des Deichlagers, Böschungsbruch) werden in den Bauphasen des Deichs nach den einschlägigen Regeln der DIN 1054 geführt. Diese Nachweise werden nachfolgend nicht behandelt. Ebenfalls nicht behandelt werden im Folgenden die Setzungsnachweise, aus denen das erforderliche Maß der Deichüberhöhung ermittelt wird.

Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich somit ausschließlich auf die Beanspruchungen des Deichs im Sturmflutfall. Diese Beanspruchungen treten im Regelfall erst Jahre nach dem Bau des Deichs erstmals auf, seine Widerstandsfähigkeit muss aber von Anfang an so angelegt sein, dass es unter den Einwirkungen aus dem Sturmflutfall nicht zu ernsthaften Schäden oder gar zu einem Deichbruch kommt, und der Deich muss diese Widerstandsfähigkeit auch noch nach Jahren haben, in denen der Deich der Witterung und sonstigen Einwirkungen ausgesetzt war.

Von besonderer Bedeutung sind in diesem Zusammenhang die Eigenschaften der Böschungsabdeckungen, die aus bindigen Böden ganz unterschiedlicher Zusammensetzung hergestellt werden. Die Abfolge von Austrocknung und Vernässung, Gefrieren und Tauen bilden in den Böschungsabdeckungen Gefüge aus, die das mechanische Verhalten, also Festigkeit und Durchlässigkeit, entscheidend prägen. Von besonderer Bedeutung sind in diesem Zusammenhang Volumenänderungen der Böden, die diese beim Austrocknen erfahren und die in den Abdeckungen der Böschungen zu ausgeprägten Rissbildungen führen können.

## 3. Austrocknung der Abdeckung und Schrumpfrissbildung

Im physikalischen Sinne wird die Volumenänderung eines porösen Körpers durch die Abgabe von Wasser aus dem Porenraum durch den Begriff Schwinden korrekt beschrieben (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 gegeneinander abgrenzen, deshalb hat sich in der Bodenkunde der Begriff Schrumpfung als Oberbegriff für beide Prozesse etabliert und wird im Folgenden auch so verwendet.

Schrumpfrisse entstehen als Folge der Austrocknung der Abdeckung und der damit einhergehenden Volumenabnahme des Porenraums. Die dabei im Boden entstehenden Zugspannungen kann das Bodengefüge nur begrenzt aufnehmen, es reißt auf. Bei der erneuten Vernässung lagern die Tonminerale wieder Wasser an und quellen, die Risse werden dann zumindest teilweise wieder geschlossen. Allerdings bleiben die Risse Zonen erhöhter Durchlässigkeit, weil die Volumenabnahme beim Austrocknen durch die folgende Volumenzunahme beim Vernässen nicht vollständig kompensiert wird und weil in die offenen Risse aus den Rissflanken heraus regelmäßige Bodenaggregate hineinfallen, die dann das Schließen der Risse blockieren. Die im Wasserbau erwiesene Selbstheilung von Tondichtungen widerspricht dieser Feststellung nicht, sie beruht nämlich vor allem auf Sedimentation.

Bei erstmaliger Austrocknung der Böschungabdeckung entstehende Schrumpfrisse sind also auf Dauer Schwachstellen, die zumindest die Durchlässigkeit des oberen Bereichs nachhaltig herabsetzen.

### 3.1 Physikalische Ursachen der Trocknungsschrumpfung von Böden

Definitionsgemäß ist die Schrumpfung von Böden die Verminderung des Haufwerkvolumens als Folge eines Flüssigkeitsentzugs. Dieser kann thermisch oder mechanisch erfolgen (WIEDEMANN, 1996). Schrumpfrisse entstehen, wenn die Wasserspannung beim Wasserentzug größer ist als die Summe aus Zugfestigkeit des Bodens und geostatischer oder von außen eingepprägter Überlagerungsspannung.

Bei der Trocknungsschrumpfung verändert sich die physikalisch-chemisch bedingte Anlagerungsfähigkeit von Wasser, sie findet vor allem bei Böden mit geringer Sättigung ( $S < 0,7$ ) statt. 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, ihre Größenordnung ist im Vergleich zur Kapillarschrumpfung vernachlässigbar.

Die Kapillarschrumpfung basiert auf Grenzflächeneffekten der Konstituierenden Gas und Fluid. Der Kapillardruck resultiert aus Kohäsionsspannungen an der Wasseroberfläche (Oberflächenspannung), Adhäsionsspannungen an den Grenzflächen zwischen Feststoff und Flüssigkeit (Haftspannung) und Spannungen aus der Schwerkraft. Der Kapillardruck entsteht, sobald die Gasphase unmittelbaren Kontakt zur Haufwerksoberfläche hat.

Deshalb findet die Kapillarschrumpfung auch vor allem im Bereich höherer Sättigung ( $0,7 \leq S \leq 1,0$ ) statt. Unter natürlichen Bedingungen ist i. d. R. nur die Kapillarschrumpfung relevant, da Böden selten so weit austrocknen, dass die Trocknungsschrumpfung einen nennenswerten Volumenverlust hervorruft.

Nach SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL (2002) ist die Kapillarschrumpfung eines gesättigten Bodens in drei Phasen unterteilt (Abb. 1). Der Boden durchläuft bei Wasserentzug zunächst die Normalschrumpfung. In dieser Phase ist die Volumenabnahme des Bodens 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 Kapillarspannung ruft in dieser Phase in etwa die gleiche Bodendeformation hervor wie eine betragsgleiche Auflast, bodenmechanisch entspricht die Normalschrumpfung also einer Konsolidation.

Der Porenraum des Bodens bleibt während der Normalschrumpfung gesättigt, bis der Wasserverlust schließlich nicht mehr allein durch die Annäherung der Körner auszugleichen ist. Nun tritt Luft in die Poren ein, der Sättigungsgrad nimmt ab. Das wird am Umschlagen der Farbe des Bodens von dunkel nach hell sichtbar. Diese Phase heißt Übergangsschrumpfung.

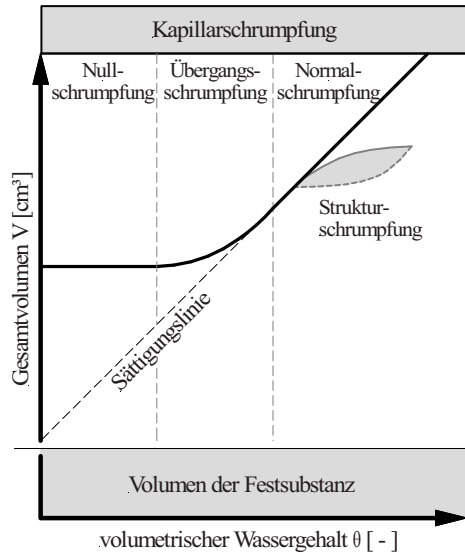


Abb. 1: Phasen der Kapillarschrumpfung (in Anlehnung an: SCHEFFER/SCHACHTSCHABEL, 2002)

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 infolge von Wasserentzug physikalisch minimales Volumen eingenommen, eine weitere Volumenabnahme ist nicht mehr möglich. Daher heißt diese Phase Nullschrumpfung. Jede weitere Wasserabgabe erzeugt eine Untersättigung.

Der volumenmäßig größte Teil der Kapillarschrumpfung findet während der erstmaligen Normalschrumpfung im gesättigten Zustand statt. Bei erneuter Wasserzufuhr oder intermittierenden Austrocknungs-Vernässungs-Zyklen ist die Volumenzunahme kleiner als die vorherige Volumenabnahme.

### 3.2 Rissentwicklung und Rissausbreitung in Böden bei Austrocknung

Die Rissentwicklung und die Rissausbreitung im Boden bei Austrocknung 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. In der Literatur existieren daher lediglich Modelle mit vereinfachten Randbedingungen bei großer Anzahl an Eingangsparametern.

Durch Schrumpfung entstehen Risse, wenn die Wasserspannung die Zugfestigkeit des Bodens überschreitet. Mit dem Fortschreiten der Risse in den Boden hinein werden die Wasserspannungen zur Risswurzel umgelagert, was dort zu einer entsprechend vergrößerten Beanspruchung führt.

Für die Rissausbreitung im Boden ist vor allem dessen Spannungs-Verformungsverhalten maßgebend. Bei duktilem Spannungs-Verformungsverhalten entstehen zunächst Mikrorisse, erst mit zunehmender Wasserspannung entwickeln sich diese dann zu Makrorissen. Diese Risse können durch plastische Verformungen wieder geschlossen werden, wenn die Festigkeit des Bodens durch geostatische Auflast und äußere Spannungen 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, POHL, 2010).

In sprödem Material breiten sich Risse nach den Gesetzmäßigkeiten der Bruchmechanik aus.

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

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \quad [-] \quad (1)$$

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).

Nach SCHERBECK (1992) ist das Materialverhalten von Böden mit einer Konsistenzzahl  $I_C < 0,75$  näherungsweise duktil, 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. 2 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.

Die maximale Bandbreite der Konsistenzzahlen  $I_C$  reicht von der Konsistenzzahl  $I_{C(sat)}$  bei vollständiger Sättigung, das sind in Abb. 2 die jeweils unteren Punkte, bis zur Konsistenzzahl  $I_{C(ws)}$ , die bei Austrocknung bis zur Schrumpfgrenze  $w_s$  erreicht werden. Unterhalb von  $w_s$  erleidet der Boden keine Volumenänderung und damit auch keine Schrumpfung mehr. Die Werte nach Abb. 2 gelten für eine Verdichtung von 90 % der Proctordichte.

Gemäß der bodenmechanischen Definition der Schrumpfgrenze erreichen alle Böden bei Austrocknung Konsistenzzahlen  $I_C > 0,75$  (s. Abb. 2).

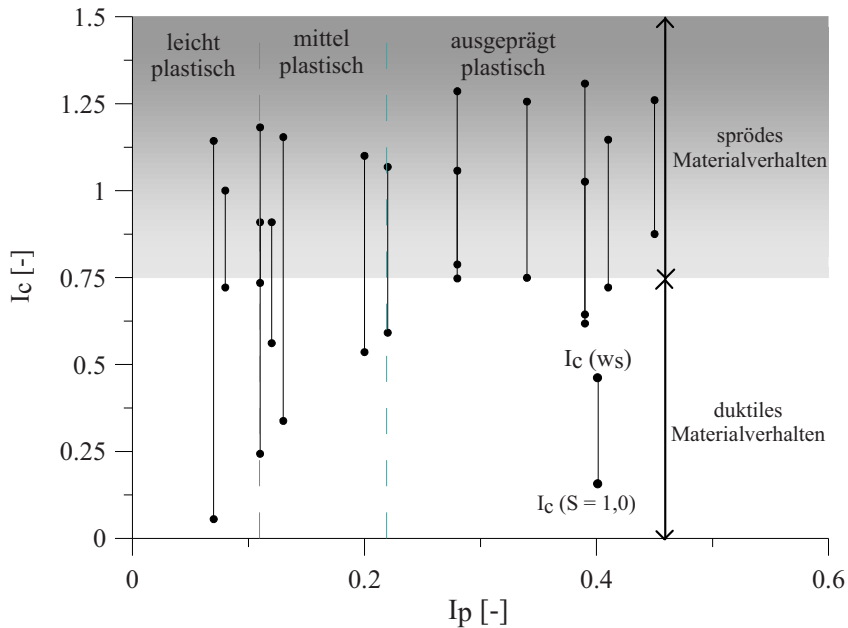


Abb. 2: Konsistenzahlen  $I_C$ , Plastizitätszahl  $I_p$  und Materialverhalten von Klei, Ergebnisse von Felduntersuchungen an Kleiabdeckungen (Daten aus WEISSMANN, 2003)

Die ausgeprägt plastischen Böden haben nach Abb. 2 bereits bei Sättigung durchweg relativ große Konsistenzahlen  $I_C$ . Dementsprechend haben diese Böden auch im vernässten Zustand noch eine relativ große Festigkeit. Die Konsistenzahl ist während der Schrumpfung nahezu durchgängig  $I_C > 0,75$ , das Materialverhalten ist somit spröde. Bei diesen Böden ist also die geringe Empfindlichkeit gegen Vernässen positiv, sie ist allerdings mit einem hohen Schrumpfpotential verbunden.

Abdeckungen aus ausgeprägt plastischen Böden werden daher beim Schrumpfen typischerweise bis in größere Tiefe von besonders weit geöffneten Rissen in monolithische Blöcke zerlegt

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. Allerdings haben die leicht- und mittelplastischen Böden bei vollständiger Vernässung sehr kleine Konsistenzahlen und damit nur sehr geringe Restfestigkeiten.

### 3.3 Spannungen in der teilgesättigten Böschungsabdeckung

Die Abfolge aus Niederschlag und Austrocknung bestimmt den Wasserhaushalt der Deichabdeckung. In niederschlagsarmen Jahreszeiten überwiegt die Austrocknung 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 ver-



füßbar, 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“. 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 wirkt in einem Boden, mit dem Wassergehalt  $w$  gleich der Schrumpfgrenze  $w_s$  die Saugspannung des permanenten Welkepunktes (für zahlreiche mitteleuropäische Vegetationsarten  $\approx 1585 \text{ kN/m}^2$ ).

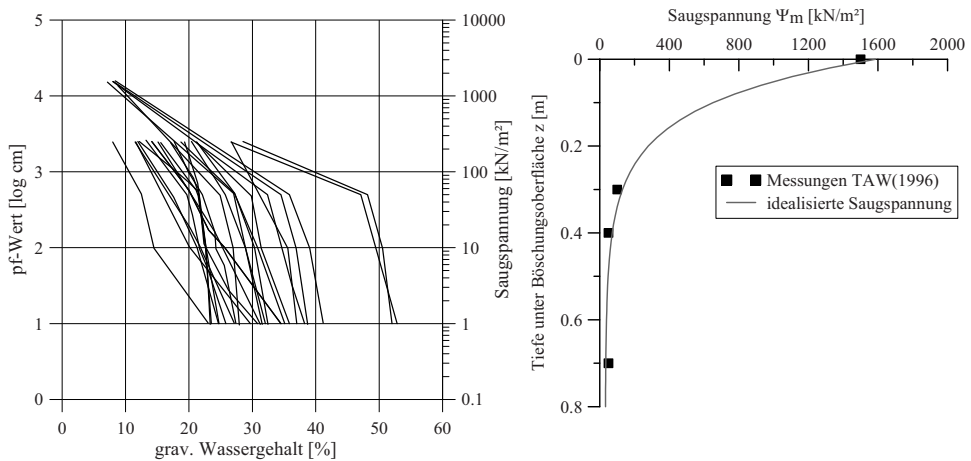


Abb. 3: Saugspannungen in der Abdeckung von Deichen in Abhängigkeit vom Wassergehalt (links), Saugspannungsverteilung über die Abdeckungsdicke (rechts), in Anlehnung an: TAW, 1996

Grundsätzlich kann die Saugspannungsverteilung im Boden aus Wasserhaushaltsmodellen abgeleitet werden. Diese Modelle stammen aus der Bodenkunde und werden im Bauwesen und in der Bodenmechanik nur im Rahmen von Forschungsarbeiten z.B. zur Rissbildung in Deponiedichtungen benutzt. Sie benötigen sehr komplexe Eingangswerte, die im Zusammenhang mit den bodenmechanischen Untersuchungen für Deiche nicht erhoben werden können. Daher wird für praktische Anwendungen die Saugspannungsverteilung durch Laborversuche oder durch Feldversuche ermittelt.

Abb. 3 zeigt im linken Diagramm einige an Deichen in den Niederlanden gemessene Saugspannungsverteilungen (TAW, 1996). An der Oberfläche der Abdeckungen sind die Wassergehalte klein und die Saugspannung erreicht hohe Werte über  $1000 \text{ kN/m}^2$ . Mit der Tiefe nimmt der Wassergehalt der Abdeckung zu, analog dazu nimmt die Saugspannung ab.

Im rechten Diagramm in Abb. 3 wurde aus den Messergebnissen der TAW eine Verteilung der Saugspannung abgeleitet, indem die gemessenen Saugspannungen entsprechend dem Wassergehalt in der Abdeckung über deren Tiefe  $z$  aufgetragen wurden. Unmittelbar an der Oberfläche erreicht die Saugspannung ihren Größtwert, sie nimmt mit der Tiefe ab und ist dann ab rd.  $0,4 \text{ m}$  unter der Böschungsoberfläche nahezu konstant und nur noch sehr klein.

Üblicherweise wird die Wasserspannung  $u_w$  in Relation zum atmosphärischen Luftdruck  $u_a$  angegeben. Die Messergebnisse nach Abb. 3 können mit guter Näherung durch eine

logarithmisch bis zur Austrocknungstiefe  $z_A$  abnehmenden Saugspannungsverteilung  $S_0 = (u_a - u_w)$  beschrieben werden:

$$S_0 = (u_a - u_w) = 10 \left( 1 - \frac{z}{z_A} \right)^{\log 1585} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2)$$

Die isotrop wirkenden Saugspannungen ( $u_a - u_w$ ) erzeugen in der Abdeckung horizontale Zugspannungen der Größe  $K_0 (u_a - u_w)$ , mit  $K_0 =$  Erdruehdrukbeiwert. Diesen wirken die horizontalen Spannungen aus der geostatischen Auflast ( $K_0 \cdot \gamma \cdot z$ ) entgegen, die mit der Tiefe zunehmen. Daher sind Zugspannungen nur im oberen Bereich der Abdeckung wirksam.

Die dreiaxiale Volumenabnahme bei der Schrumpfung wird mit dem räumlichen Elastizitätsmodul  $H$  [ $\text{kN/m}^2$ ] beschrieben:

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

Unmittelbar vor der Rissbildung sind oberflächenparallele Ebenen der Abdeckung dehnungsfrei ( $\varepsilon_h = 0$ ).

Mit dieser Randbedingung kann aus der Spannungs-Dehnungsbeziehung die Komponente ( $\sigma_h - u_a$ ) der totalen Spannung in oberflächenparallelen Ebenen abgeleitet werden:

$$\varepsilon_h = 0 \Leftrightarrow (\sigma_h - u_a) = \frac{\nu}{1 - \nu} (\sigma_v - u_a) - \frac{E}{H(1 - \nu)} (u_a - u_w) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4)$$

wobei  $E$  der Elastizitätsmodul und  $\nu$  die Querdehnzahl ist. Mit der Wichte des Bodens  $\gamma$  und der Tiefe  $z$  sowie der Saugspannung nach Gl. 2 lässt sich die horizontale Spannung  $\sigma_h$  in Abhängigkeit von der Tiefe  $z$  angeben:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \gamma \cdot z - \frac{E}{H(1 - \nu)} 10 \left( 1 - \frac{z}{z_A} \right)^{\log 1585} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (5)$$

### 3.4 Prognose der Risstiefe

#### 3.4.1 Stabiles Risswachstum

Stabil wachsende Risse in der Abdeckung von Deichen entstehen, wenn die Kapillarspannungen (Zugspannungen) größer sind als die Summe aus geostatischer Überlagerungsspannung und der Zugfestigkeit  $\sigma_t$  des Gefüges.

Bei normalkonsolidiertem Boden kennzeichnet eine Saugspannung von:

$$(\sigma_a - u_w) = \frac{\sigma_t}{\sin \varphi'} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (6)$$

den Rissbeginn.

Mit voranschreitender Austrocknung wirken die Zugspannungen zunehmend tiefer in den Boden hinein, die Zugspannungen an der Risspitze bewirken eine Verlängerung der

Risse. Mit der Tiefe nehmen die Überlagerungsspannungen zu, schließlich werden die Kapillarspannungen ganz von der Überlagerungsspannung kompensiert. Die Risse haben ihre größte Tiefe erreicht.

Unter Annahme der logarithmischen Abnahme der Saugspannungen  $S_0$  bis zur Austrocknungstiefe  $z_A$  (2) ergibt sich die Risstiefe  $z$  während des stabilen Risswachstums durch iterative Lösung der Beziehung:

$$\frac{\nu}{1-\nu} (\gamma \cdot z) - \frac{E}{H(1-\nu)} \cdot 10^{\left(1 - \frac{z}{z_A}\right) \log S_0} = -\sigma_t \quad [\text{kN/m}^2] \quad (7)$$

### 3.4.2 Instabiles Risswachstum

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.

Der Riss ist hinsichtlich der Spannungsverteilung eine Diskontinuität, Spannungen können im Bereich des Risses nicht übertragen werden. Die Zugspannungen im Boden werden daher von den Rissufern zur Risspitze umgelagert. 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 (POHL, 2010).

### 3.4.3 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 (POHL, 2010). Der abrutschende Erdkeil schließt den Riss wieder.

Auf der Grundlage erdstatischer Ansätze entwickelte TERZAGHI (1947) die zu diesem Zustand gehörende Grenztiefe  $z$  von Rissen aus der Scherfestigkeit  $c'$  bzw.  $c_u$  [ $\text{kN/m}^2$ ], dem Reibungswinkel  $\varphi'$  [ $^\circ$ ] und der Wichte des Bodens  $\gamma$  [ $\text{kN/m}^3$ ]:

$$z = \frac{2c'}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad \text{bzw.} \quad z = \frac{2c_u}{\gamma_r} \quad [\text{m}] \quad (8)$$

## 3.5 Exemplarische Ermittlung der Risstiefe für drei Deichböden

Die vorstehenden theoretischen Überlegungen zur Risstiefe hat POHL (2010) exemplarisch für drei Deichböden ausgewertet.

Der Boden C stammt aus einer Kleientnahme in Cäciliengroden. Der Boden H wurde aus einem Kleivorkommen in Wangerland (Hohenkirchen) entnommen, Boden W ist ein Geschiebemergel aus einem Kliff an der Mecklenburg-Vorpommernschen Ostseeküste

(Wustrow). Eine Zusammenstellung der bodenmechanischen Kennwerte ist in Tab. 1 wiedergegeben, die Körnungslinien können POHL (2010) entnommen werden.

Tonmineralogisch bestehen alle drei Versuchsböden aus zwei- und dreischichtigem Kaolinit und Illit, bei Boden C sind zudem auch vierschichtige Chlorite vorhanden. Wegen der mit dem Schichtaufbau verbundenen Beweglichkeit der Tonpartikel und wegen des großen Wasseraufnahmevermögens ist der Boden C ausgeprägt plastisch (TA) und hat ein hohes Schrumpfpotential. Der leicht plastische Geschiebemergel (Boden W) enthält auch Muscovit, aus dem sich bei chemischer Verwitterung Illit bildet. Mit der Verwitterung gehen ein Abbau des Kalkgehaltes und somit auch eine Veränderung der Festigkeit einher. Nach dem Plastizitätsdiagramm nach Casagrande ist der Boden H ein mittelplastischer bis ausgeprägt plastischer Ton.

Bei Klassifizierung nach EAK 2002 sind die Böden H und W als Deichbaumaterial gut geeignet. Der Boden C kann wegen seiner hohen Plastizität keiner Eignungskategorie nach EAK zugeordnet werden, da der Einbau und die Verdichtbarkeit nach EAK Tab. B7 schlecht bis unmöglich sind. Nach dem Bewertungsverfahren von WEISSMANN (2003) sind die Böden C und H sehr gut als Deichbaumaterial geeignet. Der Boden W erfüllt den Eignungsgrad gut geeignet.

Abb. 4 zeigt oben links die Saugspannungsverteilung über die Dicke der Abdeckung. Diese Verteilung wurde aus den Messergebnissen der TAW (Abb. 3) und aus Gl. 2 entwickelt, indem auf der sicheren Seite liegend in Gl. 2 eine vergleichsweise große Austrocknungstiefe von  $z_A = 1,5$  m angesetzt wurde. Die aus den Messungen der TAW abgeleitete logarithmische Verteilung der Saugspannung wurde für diese Austrocknungstiefe extrapoliert. Dieser Verlauf wird durch die in der Abb. 4 oben links durchgezogene Linie idealisiert. In den anderen Diagrammen der Abb. 4 ist dann die jeweilige Zugfestigkeit der Böden eingetragen. Diese wurde im Versuch ermittelt (POHL, 2010). Aus den Schnittpunkten zwischen Saugspannungsverteilung und Zugfestigkeit können die Risstiefen des stabilen Risswachstums abgeleitet werden. Für Boden C hat demnach die Hauptrisszone eine Tiefe von  $z = \text{rd. } 0,6$  m und für Boden H eine Tiefe von  $z = \text{rd. } 0,45$  m.

Für Boden W ist die Zugfestigkeit über die gesamte Dicke der Abdeckung größer als die Zugspannung ( $|\sigma| < |\sigma_t|$ ), demzufolge wird dieser Boden theoretisch keine Schrumpfrisse ausbilden (Risstiefe  $z = 0$ ). Da aber die stetig wachsenden Wurzeln der Grasnarbe sowie Kleinstlebewesen und Schädlinge das Bodengefüge zumindest im oberen Bereich der Abdeckung zerlegen, sollte auch bei diesem Boden in den Nachweisen mindestens die Dicke des durchwurzelten Bereichs ( $z = \text{rd. } 0,2$  m) als gerissen angenommen werden.

Tab. 1: Bodenkennwerte der Versuchsböden C, H und W

	Versuchsboden		
	C	H	W
Bodenart	Klei, TA	Klei, TA	Mergel, TL
Tonminerale	Kaolinit, Illit, Chlorit	Kaolinit, Illit	Kaolinit, Illit, Muscovit, Montmorillonit, Vermiculit
$w_L$ [-]	0,939	0,514	0,279
$w_p$ [-]	0,329	0,201	0,155
$w_s$ [-]	0,243	0,167	0,160
$I_p$ [-]	0,614	0,334	0,120
$V_s$ [-]	0,514	0,396	0,177
$V_{Gl}$ [-]	0,073	0,05	–
$V_{Ca}$ [-]	–	–	0,165
$w_{pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	0,290	0,180	0,140
$P_{pr}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1,386	1,669	1,859
$P_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2,68 (geschätzt)		
$k_f$ [m/s]	$1,05 \times 10^{-10}$	$1,9 \times 10^{-10}$	$2,82 \times 10^{-10}$
$c_u(w_p)$ [kN/m <sup>2</sup> ]	38,6	55,4	72,0
$t_{30,V}$ [s]	86400	86400	8300
EAK 2002	nicht klassifizierbar	gut geeignet	gut geeignet*
WEISSMANN (2003)	sehr gut geeignet	sehr gut geeignet	gut geeignet

(\* Bei Klassifizierung nach den Grenzwerten für Geschiebemergel)

Mit den Ansätzen der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) ergeben sich für die gleichen Böden allerdings maximale Risstiefen von mehreren Metern (POHL, 2010). In diesen Fällen begrenzt die Grenztiefe nach Gl. 8 die Risttiefe, und zwar auf  $z = 2,33$  m für den Boden C,  $z = 1,71$  m für den Boden H und  $z = 0,55$  m für den Boden W.

Die vorstehende bodenmechanisch begründete Parameterstudie muss also so interpretiert werden, dass einzelne Schrumpfrisse stets über die gesamte Dicke einer Böschungsabdeckung reichen können, was durch Beobachtungen an bestehenden Deichen noch zu validieren ist.

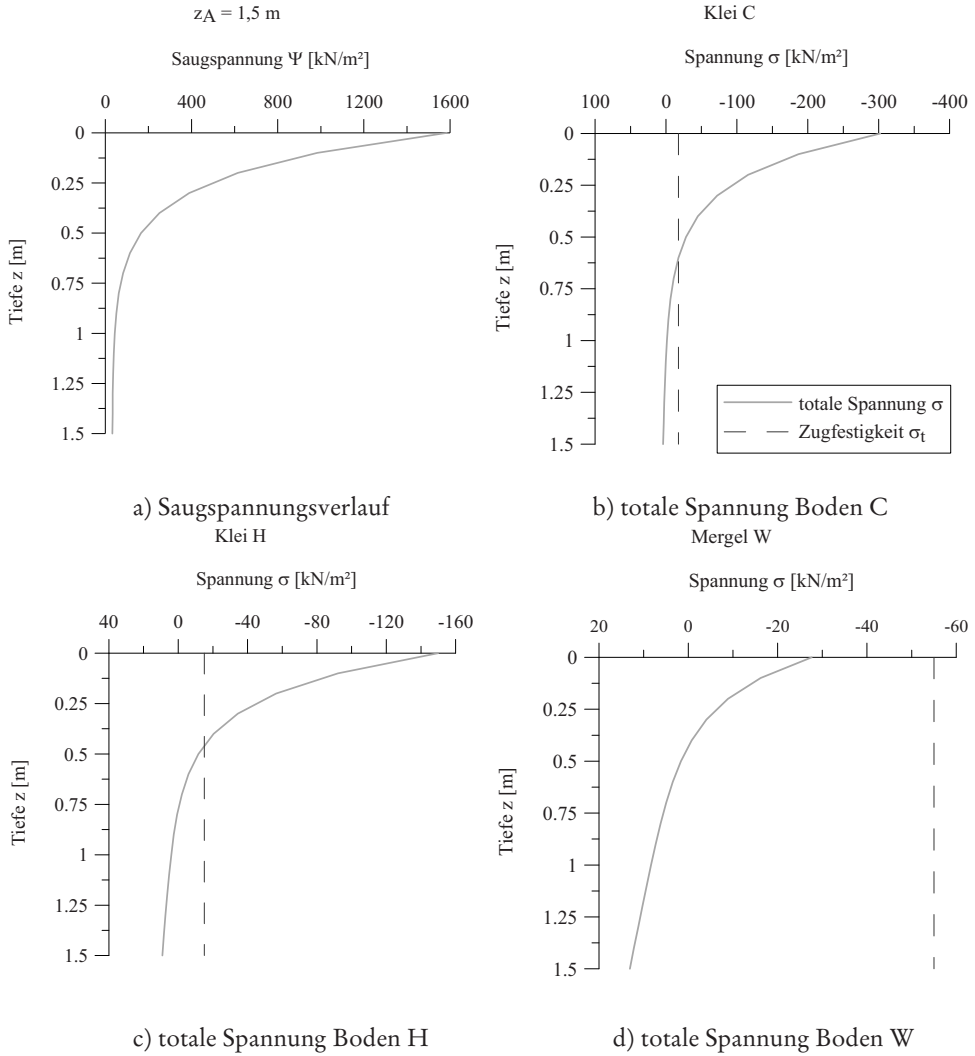


Abb. 4: Verlauf der Saugspannung und der totalen Spannung über die Tiefe für die Böden C, H und W

#### 4. Wasserdurchlässigkeit von Böschungsabdeckungen aus bindigen Böden

Der Einfluss 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; POHL 2010).

Die Gesamtdurchlässigkeit eines gerissenen Bodenbereiches ist gleich der Summe aus der auf den Rissabstand  $b$  bezogenen Durchlässigkeit  $k_R$  des Risses und der Durchlässigkeit  $k_f$  des Bodens. Unter Berücksichtigung der kinematischen Viskosität des Wassers

$\nu$  ( $= 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  bei einer Temperatur von  $10^\circ\text{C}$ ) sowie der Tortuosität  $T_R$  und der relativen Rauigkeit  $k/D_h$  des Risses ergibt sich die Gesamtdurchlässigkeit  $k_{\text{ges}}$  dann zu:

$$\begin{aligned}
 k_{\text{ges}} &= k_R + k_f \\
 &= \frac{g \cdot b_R^3}{12 \nu b \sqrt{T_R}} + k_f \quad [\text{m/s}] \quad \text{für } k/D_h \leq 0,032 \\
 &= \frac{g \cdot b_R^3}{12 \nu b (1 + 8,8 (k/D_h)^{1,5}) \sqrt{T_R}} + k_f \quad [\text{m/s}] \quad \text{für } k/D_h > 0,032
 \end{aligned} \tag{9}$$

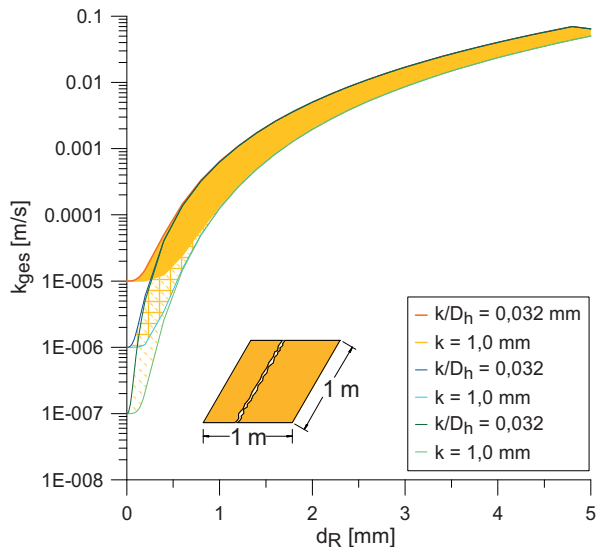


Abb. 5. Einfluss der Rissweite  $d_R$  auf die Durchlässigkeitsbeiwerte  $k_{\text{ges}}$  einer Böschungsabdeckung mit einem Riss (POHL, 2010)

Abb. 5 zeigt die Gesamtdurchlässigkeit  $k_{\text{ges}}$  eines Abdeckungselements von  $1,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$  Fläche für unterschiedliche Rauigkeiten  $k$ , wenn genau ein Riss der Weite  $d_R$  in diesem Element vorhanden ist. Bei einer Durchlässigkeit des intakten Bodens von z. B.  $k = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  hat bereits ein Riss von  $1 \text{ mm}$  mittlerer Öffnungsweite eine um rund zwei Zehnerpotenzen größere Gesamtdurchlässigkeit  $k_{\text{ges}}$  des Elements zur Folge. Für die Infiltration ist deshalb der gerissene obere Bereich der Abdeckung gegenüber dem nicht gerissenen Bereich vernachlässigbar.

Trockenrisse in Böschungsabdeckungen können erst ab Öffnungsweiten von mehreren Millimetern mit dem bloßen Auge erkannt werden. Abb. 5 verdeutlicht daher auch, wie stark die Wasserdurchlässigkeit der Abdeckung bereits durch Risse zunimmt, die visuell nicht erkannt werden können.

Ergebnisse von Feld- und Laborversuchen (TAW, 1996; TEMMLER, 2007; WEISSMANN, 2003) belegen, dass bei gealterten Deichabdeckungen aus Klei, durch die Riss- und Struktur- bildung, von einer Gesamtdurchlässigkeit von  $k_{ges} = 10^{-5}$  m/s bis  $10^{-4}$  m/s auszugehen ist. Diese Durchlässigkeit ist somit um mehrere Zehnerpotenzen größer als die von homogenen frisch komprimierten Klei mit  $k_{ges} \approx 10^{-7}$  m/s.

### 5. Nachweis der Sicherheit gegen Abheben der Böschungsabdeckung

Moderne und sanierte Seedeiche werden üblicherweise mit einer Dränage zur Ableitung von Sickerwasser, aufstauendem Grundwasser und Spülwasser (von der Sandeinspülung) ausgebildet (EAK, 2002). Sofern keine Dränage vorhanden ist, kann Wasser, durch die Böschungs- abdeckung in den Sandkern infiltriert, sich auf dem Deichlager aufstauen. Dieser Aufstau beansprucht die bindige Abdeckung am Böschungsfuß auf Abheben, in der Folge kann die Böschungsabdeckung abrutschen. Mit dem Nachweis der Sicherheit gegen das Abheben der Abdeckung kann die erforderliche Dicke der Abdeckung ermittelt werden, um einen Bemessungsaufstau im Deichkern aufzunehmen. Ebenfalls möglich ist die Ermittlung eines maximal zulässigen Aufstaus des Wasserstands im Deichkern bei bekannter Dicke der Abdeckung.

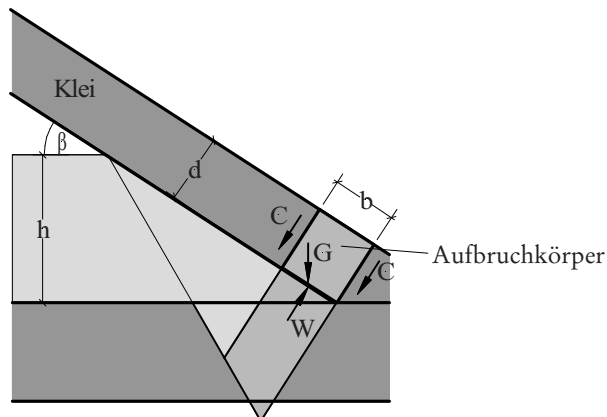


Abb. 6: Beanspruchung der Abdeckung auf Abheben

Formal wird der Nachweis gegen das Abheben der Abdeckung durch das Gleichgewicht zwischen den Massenkräften der Abdeckung und dem Wasserdruck am Böschungsfuß von unten auf die Abdeckung geführt. In diesem (stark vereinfachten) Ansatz steckt die Vorstellung, dass die Abdeckung wie eine undurchlässige Membran wirkt.

Nach Abb. 6 wirkt der Wasserdruck  $W$  aus dem Aufstau orthogonal auf die Abdeckung. Bezogen auf einen Abdeckungsbereich der Breite  $b$  in Fallrichtung ergibt sich  $W$  zu:

$$W = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot (2h - b \cdot \sin \beta) \cdot b \quad [\text{kN/m}] \quad (10)$$

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 gegenüber.



Mit der Dicke der Abdeckung  $d$  und der Wichte des Bodens bei Sättigung  $\gamma_r$  wird die normal zur Böschung mit der Neigung  $\beta$  wirkende Komponente der Gewichtskraft  $G_I$  zu:

$$G_I = d \cdot b \cdot \gamma_r \cdot \cos \beta \quad [\text{kN/m}] \quad (11)$$

Die Scherkräfte  $C$  in den seitlichen Begrenzungen des Aufbruchkörpers ergeben sich aus der Scherfestigkeit  $c_u$ :

$$C = 2 \cdot c_u \cdot d \quad [\text{kN/m}] \quad (12)$$

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

$$\text{erf.}d(b) \geq \frac{h \cdot b \cdot \gamma_w - \frac{1}{2} \cdot b^2 \cdot \sin(\beta) \cdot \gamma_w}{\gamma_r \cdot b \cdot \cos(\beta) + 2 \cdot c_u} \quad [\text{m}] \quad (13)$$

Nach Gl. 13 ist die erforderliche Dicke der Abdeckung von der Breite  $b$  des Aufbruchkörpers abhängig (Abb. 7). Die erforderliche Dicke  $d$  der Abdeckung nimmt in der Parameterstudie zunächst schnell mit  $b$  zu, erreicht für diese Parameter bei  $b = 2 \text{ m}$  mit  $d = \text{rd. } 0,9 \text{ m}$  ein Maximum und nimmt dann wieder ab,  $b$  ist schließlich durch die benetzte Böschungsbreite  $b_{\text{max}}$  (siehe Abb. 6) begrenzt.

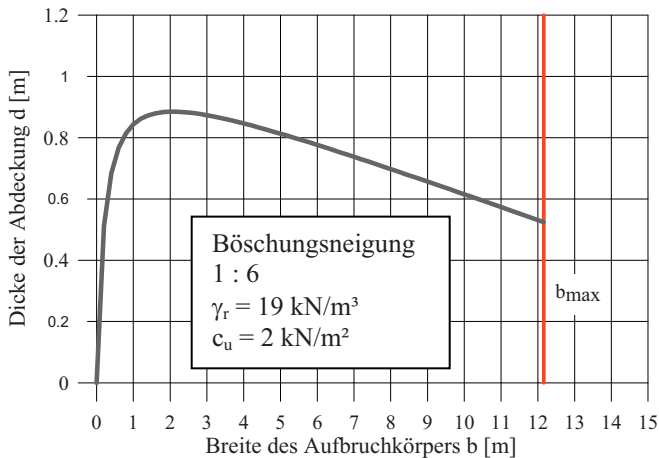


Abb. 7: Dicke der Abdeckung bei Variation der Breite des Aufbruchkörpers

Aus einer Ableitung von Gl. 13 nach dem Parameter  $b$  erhält man die Breite des ungünstigsten Aufbruchkörpers, nach Einsetzen folgt damit die Bestimmungsgleichung für die erforderliche Dicke  $d$  der Abdeckung:

$$\text{erf.}d = -10 \cdot \left( \frac{2h\sqrt{c_u \cdot \sin \beta}}{\cos \beta \cdot \gamma_r \cdot \sqrt{c_u \cdot \sin \beta} + h \cdot \gamma_r \cdot \cos \beta} - \frac{h}{\cos \beta \cdot \gamma} \right) - \left( \frac{2 \cdot c_u \cdot \tan \beta}{\cos \beta \cdot \gamma_r^2} + \frac{2 \cdot c_u^2 \cdot \tan^2 \beta}{\left( \gamma^2 \cdot \sqrt{c_u^2 \cdot \sin^2 \beta} + (h \cdot \gamma \cdot c_u \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta) \right)} \right) \quad [\text{m}] \quad (14)$$

Mit den vorstehend entwickelten Zusammenhängen können Bemessungsdiagramme für den zulässigen Aufstau im Deichkern in Abhängigkeit von der Böschungsneigung  $\beta$  und den Kennwerten der Abdeckung (Dicke  $d$ , Scherfestigkeit  $c_u$  und Wichte  $\gamma_r$ ) entwickelt werden. Bei einer Böschungsneigung von 1 : 6 kann von einer  $d = 1,0$  m dicken Abdeckung, deren Wichte  $\gamma_r = 18$  kN/m<sup>3</sup> und deren undrainierte Scherfestigkeit  $c_u = 5$  kN/m<sup>2</sup> ist, nach Abb. 8 insgesamt ein Aufstau von 2,35 m aufgenommen werden, davon rd. 1,8 m aus Gewichtskräften und rd. 0,55 m aus der Scherfestigkeit des Bodens.

In Gl. 14 sind keine Sicherheiten eingearbeitet. Da die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  ein Bauteilwiderstand ist, muss der Nachweis der Sicherheit gegen Abheben dem GZ 1C nach DIN 1054-2005 zugeordnet werden. Entsprechend ist die undrainierte Scherfestigkeit mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{cu}$  abzumindern (im Lastfall 2  $\gamma_{cu} = 1,15$ ). 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  $\gamma_w$  sind mit  $\gamma_Q = 1,2$  zu multiplizieren.

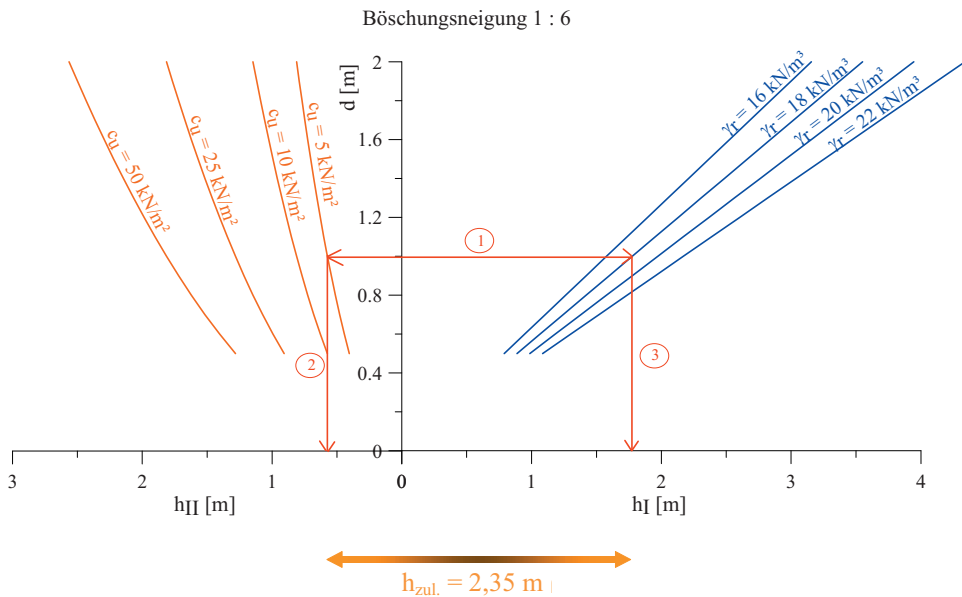


Abb. 8: Bemessungsdiagramm für den zulässigen Aufstau im Deichkern

## 6. Bemessung der Außenböschung gegen Beanspruchung aus Wellenschlag

Die Außenböschung wird außer durch zeitlich veränderliche Wasserauflasten vor allem durch Wellenschlag aus brechenden Wellen beansprucht. Während die Wasserauflasten als quasi-statische Einwirkungen in den Nachweis der Gesamtstandsicherheit des Deichs einfließen, sind Wellenschläge im Wesentlichen kurzzeitige, transiente Einwirkungen, die die Außenböschung lokal schädigen können. Ein gänzlich Versagen des Deichs ist damit nach vorliegenden Erfahrungen nicht unmittelbar verbunden, allerdings wäre ein so vorgeschädigter Deich weiteren Wellenangriffen weitgehend schutzlos ausgeliefert.

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

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. Sofern Außenböschungen mit steileren Neigungen gebaut werden, wird die Böschung bis in die höherliegenden Bereiche üblicherweise durch massive Deckwerke zusätzlich geschützt. Schäden an den Außenböschungen infolge von Wellenschlag sind seither nicht mehr aufgetreten, obwohl die Belastungen 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 höhere Wellenbelastung als heute einhergehen, dann würde der Wellenschlag für die Deichsicherheit wieder an Bedeutung gewinnen.

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

$$p = C(i) \cdot \gamma_w \cdot H_m \quad [\text{kN/m}^2] \quad (15)$$

In Gl. 15 ist  $H_m$  die signifikante Wellenhöhe und  $\gamma_w$  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 ( $m =$  Böschungsneigung). Später folgten Naturmessungen am Eiderdamm und auf Wangeroooge (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. 9 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.

Physikalisch kann die vom Wellenschlag bewirkte Schädigung der Außenböschung durch Abb. 10 erklärt werden.

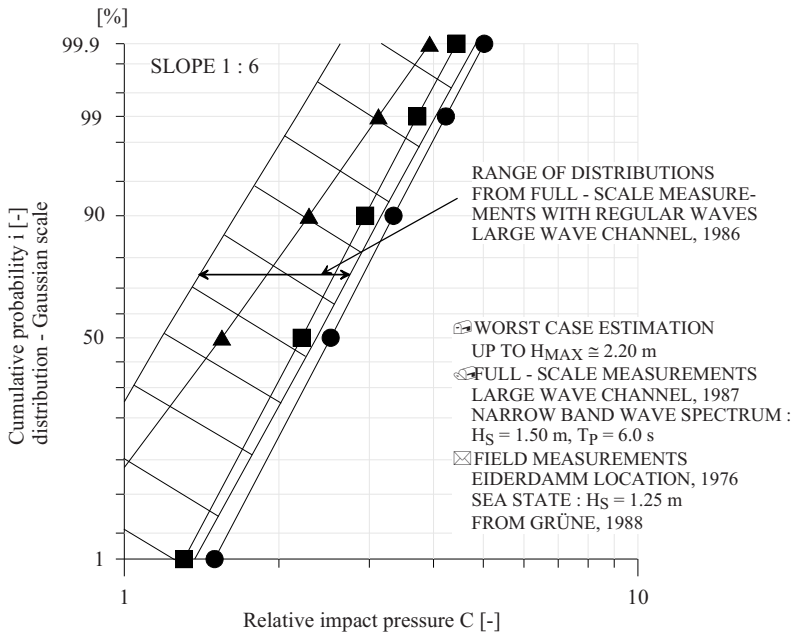


Abb. 9: Druckschlagspannungen auf 1 : 6 geneigten Böschungen (SPARBOOM, 1991)

Das Porenwasser in der Böschungsabdeckung steht mit dem Wasser auf der Böschung in Verbindung, daher wirkt der Wellenschlag im Porensystem der Abdeckung als zeitverzögerte und gedämpfte Druckänderung. Das Porenwasser in der Abdeckung ist wegen des zwar geringen, aber in diesem Zusammenhang dennoch nicht vernachlässigbaren Luftgehalts kompressibel. Druckänderungen bewirken daher stets auch Volumenänderungen des Porenwassers. Wenn die Welle auf die Böschungsoberfläche trifft entsteht daher eine Strömungsgradienten in die Böschung hinein (Zustand A in Abb. 10). Zeitgleich entspannt sich das Porenwasser vor allem unterhalb der Aufschlagzone des Brechers (Zustand B in Abb. 10). Damit ist eine aus der Böschung heraus gerichtete Strömungsgradienten verbunden.

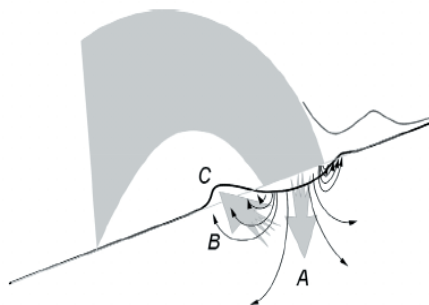


Abb. 10: Schädigungsmechanismus des Wellenschlags auf der Außenböschung (aus: TAW, 1997)

Mit jeder brechenden Welle wiederholt sich dieser Vorgang, immer im Bereich 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 und mit dem ablaufenden Wasser abtransportiert (TAW, 1997).

Dieser stochastische Schädigungsmechanismus entzieht sich allerdings einer deterministischen Modellierung, sodass in der Vergangenheit verschiedene Ansätze zur Beschreibung der schädigenden Wirkung des Druckschlags entwickelt wurden, die allerdings alle stark vereinfacht sind.

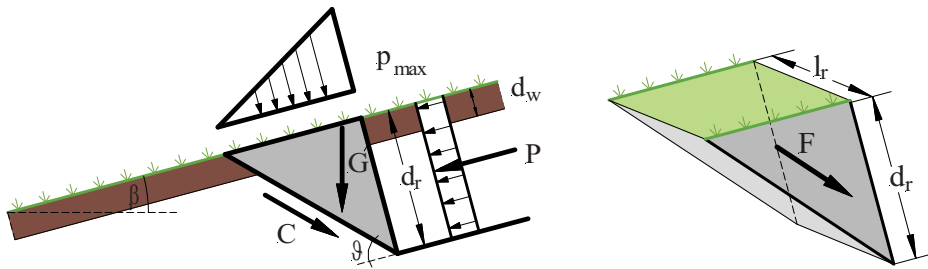


Abb. 11: Räumliches Schädigungsmodell der Böschungsabdeckung bei Beanspruchung durch Wellenschlag (in Anlehnung an: BUSS/KORTENHAUS, 2008)

Ausgehend von der Erkenntnis, dass in den Böschungsabdeckungen häufig Risse mit orthogonaler Orientierung vorhanden sind, erklärte FÜHRBÖTER (1966) die Schädigung der Böschungsabdeckung durch den Wellenschlag mit der Annahme, dass der Druck der brechenden Welle ungedämpft in einen solchen Risse hineinwirkt und gleichsam die Rissflanken hydraulisch auseinanderpresst.

In den letzten Jahren haben BUSS/KORTENHAUS (2008) den Ansatz von FÜHRBÖTER durch einen räumlichen Bruchkörper ersetzt (Abb. 11), und RICHWIEN/POHL (2004) haben in den Nachweis die dynamische Festigkeit  $c_{u,dyn}$  zur Berücksichtigung der nur kurzen Einwirkdauer des Druckschlags sowie die Festigkeit  $c_w$  der Grasnarbe eingeführt.

Mit diesen Weiterentwicklungen ergibt sich der Ausnutzungsgrad  $\alpha_D$  für die Beanspruchung aus Wellenschlag zu:

$$\alpha_D = \frac{P_{II}}{G_{II} + C + F + C_W + F_W} \tag{16}$$

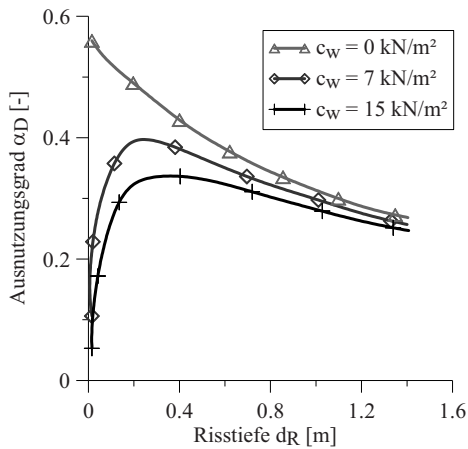
$$= \frac{p_{max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{1}{2} \gamma_r d_r \gamma_G \frac{\sin(\vartheta - \beta)}{\tan \vartheta} + \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \left( \frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_r}{l_r \tan \vartheta} \right) + \frac{c_w d_w}{\gamma_{cu}} \left( \frac{2}{l_r \tan \vartheta} + \frac{1}{d_r \sin \vartheta} + \frac{d_w}{d_r l_r} \frac{1}{\tan(\vartheta)} \right)}$$

mit:

$\alpha_D$ :	Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Druckschlagschäden	[-]
P:	druckschlaginduzierter Wasserdruck im Riss	[kN]
G:	Massenkräfte des Gleitkörpers	[kN]
C:	Scherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN]
F:	Scherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN]
$C_w$ :	Wurzelscherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN]
$F_w$ :	Wurzelscherfestigkeit an der Flanken des Gleitkörpers	[kN]
$p_{max}$ :	Druckschlagspannung im Riss	[kN/m <sup>2</sup> ]
$d_r$ :	Risstiefe	[m]
$l_r$ :	Länge des Risses	[m]
$d_w$ :	Durchwurzelungstiefe	[m]
$\gamma_r$ :	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\beta$ :	Böschungsneigung	[°]
$\vartheta$ :	Neigung der Gleitfläche = 45°	[°]
$c_{u,dyn}$ :	dynamische undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_w$ :	Durchwurzelungsfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_G$ :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
$\gamma_Q$ :	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
$\gamma_{cu}$ :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]

Da die Druckschläge auf der Böschung häufig weniger als 1/100 Sekunde andauern, setzt der Boden dieser Einwirkung einen größeren Widerstand entgegen als bei einer monotonen konservativen Beanspruchung. Diese dynamische Festigkeit ist um den Faktor 2 bis 5 größer als die Festigkeit bei monotoner Beanspruchung.

Der Ausnutzungsgrad  $\alpha_D$  nach Gl. 16 hängt von der Risstiefe  $d_r$  und der Risslänge  $l_r$  ab. Mit zunehmender Risslänge  $l_r$  nähert sich der Ausnutzungsgrad nach Gl. 16 dem Wert für den ebenen Fall, weil der Einfluss der Scherflächen an den Flanken des Bruchkörpers auf den Gesamtwiderstand der Abdeckung kleiner wird.



Parameter	Wert
$l_r$	1 m
$d_w$	0,2 m
$c_{u,dyn.}$	36,75 kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_r$	18 kN/m <sup>3</sup>
$\vartheta$	45°
$\beta$	9,46°
$H_S$	1,5 m

Abb. 12: Beispiel für den Einfluss der Risstiefe auf den Ausnutzungsgrad  $\alpha_D$  für die Beanspruchung aus Wellenschlag

Die Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades  $\alpha_D$  von der Risstiefe  $d_r$  ist in Abb. 12 für eine Wellenhöhe  $H_S = 1,5$  m beispielhaft gezeigt.

Wird die Festigkeit der Grasnarbe vernachlässigt, ergibt sich nach Abb. 12 der höchste Ausnutzungsgrad für  $d_r = 0$ , mit der Risstiefe nimmt der Ausnutzungsgrad ab. Wird die Festigkeit der Grasnarbe berücksichtigt, nimmt der Ausnutzungsgrad zunächst zu, mit wachsender Risstiefe aber wieder ab. Für tiefe Risse verliert der Einfluss der Festigkeit der Grasnarbe an Bedeutung. Aus diesem Ergebnis folgt, dass die genaue Ermittlung der Risstiefe für den Nachweis gegen eine Beschädigung der Deichabdeckung gegen Wellenschlag unbedeutend ist.

Diese Erkenntnis erlaubt in Gl. 16 die Vereinfachung  $d_r = d_w$ . Wenn zusätzlich (auf der sicheren Seite) das Eigengewicht des nunmehr relativ kleinen Bruchkörpers vernachlässigt wird, vereinfacht sich Gl. 16 zu:

$$\alpha_D = \frac{p_{\max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{c_u + c_w}{\gamma_{cu}} \left( \frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_w}{l_r \tan \vartheta} \right)} \quad [-] \quad (17)$$

## 7. Erosion

Die Erosion der Außenböschungen unter der Einwirkung des Wellenaufbaus ist bei den heutigen Deichen mit ihren flachen Neigungen der Außenböschungen erfahrungsgemäß weder für die Deichsicherheit noch für die Deichunterhaltung kritisch. Das gilt wegen der heute üblichen Begrenzung des Wellenüberlaufs auch für die steileren Binnenböschungen (WEISSMANN, 2003; VAN DER MEER et al., 2007).

Ihre Widerstandsfähigkeit gegen Erosion verdanken die Deiche im Wesentlichen der Begrenzung des Wellenüberlaufs und der Qualität der Grasnarbe sowie der Deichabdeckung.

Bei der Akzeptanz eines gegenüber dem heutigen Zustand höheren Bemessungswasserstands und damit deutlich größeren Wellenüberlaufs ist allerdings eine Neubewertung der Erosion auf der Außen- und auf der Binnenböschung erforderlich. Insbesondere ist zu fragen, wie groß der Wellenüberlauf sein darf, ohne dass die Grasnarbe auf den Böschungen durch Erosion nachhaltig geschädigt wird und sich dann nach einer Wellen- und Überlaufbelastung nicht mehr regenerieren kann.

## 7.1 Erosion auf der Außenböschung

Erosion auf der Außenböschung wird durch das auf- und ablaufende Wasser in Verbindung mit dem Wellenschlag hervorgerufen.

Auf Grundlage von Messungen an großmaßstäblichen entnommenen Grassoden entwickelten SEIJFFERT/VERHEIJ (1998) ein Modell zur Quantifizierung der Erosion auf Außenböschungen. Der Erosionsabtrag  $d_E$  wird als linear mit der Beanspruchungsdauer  $t$  und quadratisch mit der signifikanten Wellenhöhe  $H_S$  zunehmend angenommen:

$$d_E = C_E \cdot H_S^2 \cdot t \quad [\text{m}] \quad (18)$$

Tab. 2: Beiwerte  $C_E$  (aus: SEIJFFERT/VERHEIJ, 1998)

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

Der Beiwert  $C_E$  ist ein empirischer Faktor, mit dem die verzögernde Wirkung der Grasnarbe auf die Erosion erfasst wird. Die von SEIJFFERT/VERHEIJ vorgeschlagenen Beiwerte  $C_E$  sind in Tab. 2 für verschiedene Qualitätsstufen der Grasnarbe angegeben, Kriterien für die Zuordnung von Grasnarben in diese Qualitätsstufen werden von SEIJFFERT/VERHEIJ nicht benannt.

## 7.2 Erosion auf der Binnenböschung

Allgemein kann die Erosion auf der Binnenböschung durch die Beziehung:

$$d_E = K \int (\tau - \tau_{\text{krit}}) dt; \tau \geq \tau_{\text{krit}} \quad [\text{m}] \quad (19)$$

beschrieben werden. In dieser Gleichung ist  $d_E$  der Erosionsabtrag in m,  $K$  [ $\text{m}^3/(\text{Ns})$ ] das spezifische Erosionspotential, das den Erosionsfortschritt über die Erosionsdauer  $t$  [h] bei einer Sohlschubspannung  $\tau \geq \tau_{\text{krit}}$  [ $\text{kN}/\text{m}^2$ ] beschreibt,  $\tau_{\text{krit}}$  ist der Schwellenwert der Sohlschubspannung, der überschritten sein muss, damit Erosion überhaupt stattfindet.

In unseren Untersuchungen haben wir gefunden, dass weder  $K$  noch  $\tau_{\text{krit}}$  eindeutig mit der Zusammensetzung des Bodens (Tonanteil, Verdichtung) korreliert sind. Spezielle Ver-



suche zur Ermittlung beider Parameter gelten jeweils nur für den untersuchten Boden und können nicht auf andere Böden übertragen werden (VAVRINA, 2011). Die experimentelle Ermittlung von  $K$  und  $\tau_{krit}$  ist außerdem sehr aufwendig und kann im Rahmen der ingenieurmäßigen Bemessung von Deichen nicht geleistet werden. Daher ist es sinnvoll, auf Erfahrungswerte für beide Kennwerte zurückzugreifen.

Einen für praktische Anwendungen sinnvollen Ansatz für die kritische Sohlschubspannung erlaubt DIN 19661-2 (Abb. 13). 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. 13 für alle Böden kritische Sohlschubspannungen in einer Bandbreite von  $1 \text{ N/m}^2 < \tau_{krit} < 10 \text{ N/m}^2$ . Eine schärfere Zuordnung ist mit der im konkreten Fall vorliegenden Porenzahl  $e$  möglich.

Der Bewuchs auf der Binnenböschung setzt die einwirkende Sohlschubspannung aus dem Wellenüberlauf 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 bodenbildenden Aggregate erheblich gesteigert. Die hierzu von VAVRINA (2011) durchgeführten Versuche ergaben, dass die kritische Sohlschubspannung  $\tau_{krit}$  eines durchwurzelten Bodens gegenüber dem nicht durchwurzelten Boden mindestens verdoppelt wurde, zugleich nahm das spezifische Erosionspotential  $K$  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. Der für einen bestimmten Boden geltende Wert  $K$  muss experimentell ermittelt werden. Im Rahmen der hier behandelten Untersuchungen wurde für nicht durchwurzelte Böden eine Bandbreite von  $1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{Ns} < K < 2,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{Ns}$  gemessen, bei den durchwurzelten Böden waren es  $1 \cdot 10^{-9} \text{ m}^3/\text{Ns} < K < 1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/\text{Ns}$  (VAVRINA, 2011).

Dichte und Geschlossenheit der Grasnarbe können durch den Bedeckungsgrad  $B$  angegeben werden.  $B$  ist das Verhältnis des mit Bewuchs bedeckten Anteils einer Oberfläche bezogen auf eine Referenzfläche.  $B = 1,0$  steht für eine vollständige Bedeckung. Im Falle einer nur lückenhaften Bedeckung ist  $B < 1$ .

Zur Ermittlung des Bedeckungsgrads in situ wird nach einem in der Bodenkunde üblichen Verfahren auf einer Fläche von rd.  $1 \times 1 \text{ m}$  der Bewuchs auf eine Halmlänge von rd.  $2 \text{ cm}$  gekürzt und von losem Blattwerk und anderen Fremdkörpern gereinigt. Durch ein aufgelegtes quadratisches Gitterraster wird die Fläche in  $10 \times 10$  Teilfelder von je  $10 \text{ cm}$  Kantenlänge aufgeteilt, und für jede der Teilflächen wird die Bewuchsdichte geschätzt. Aus den Einzelwerten für die Teilflächen wird der Bedeckungsgrad  $B$  ermittelt.

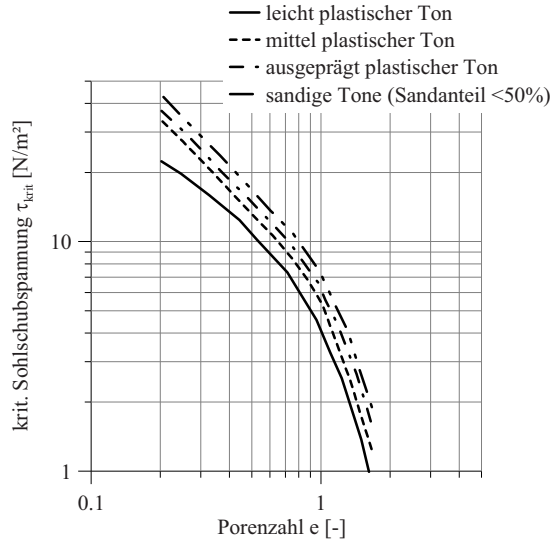


Abb. 13: Kritische Sohlschubspannung für bindiges Sohlenmaterial, DIN 19661-2

### 7.3 Bewertung der Qualität der Grasnarbe

Werte von  $B > 0,75$  kennzeichnen eine gute Bedeckung, im Falle von  $B < 0,5$  ist Pflege und Nachbesserung erforderlich.

Zu weiteren Möglichkeiten der Bewertung der Grasnarbe verweisen wir auf VAVRINA (2011).

Die Festigkeit der Grasnarbe kann im Feld mittels direkten Großrahmenscherversuchen gemessen werden (VAVRINA, 2011), Erfahrungswerte für gut unterhaltene Grasnarben liegen bei rd.  $\tau_w = \text{rd. } 10 \text{ kN/m}^2$ , über die Durchwurzelungstiefe von  $d_w = \text{rd. } 20 \text{ cm}$  kann die Festigkeit nach den Untersuchungen von VAVRINA (2011) mit einem Mittelwert von  $\tau_w = \text{rd. } 7 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden.

## 8. Deichbemessung

### 8.1 Vorbemerkung

Aus den vorstehend für die verschiedenen bodenmechanischen Prozesse bei der Belastung von Deichen abgeleiteten grundsätzlichen Zusammenhängen können nun die einzelnen Schritte der Bemessung von Deichen entwickelt werden. Die hierzu angestellten Überlegungen sind ausführlich bei WEISSMANN (2003), POHL (2010) und VAVRINA (2011) dargestellt, sodass wir uns nachfolgend auf eine knappe, aber vollständige Zusammenstellung der jeweiligen Bemessungsansätze beschränken.

Noch einmal verweisen wir außerdem darauf, dass sich die nachfolgend beschriebenen Bemessungsschritte ausschließlich auf die Beanspruchungen beziehen, die der Deich im Sturmflutfall erfährt. Von diesen Nachweisen unabhängig muss die Standsicherheit der Deiche nach DIN 1054 nachgewiesen werden, die oft großen Setzungen in der ersten Zeit nach

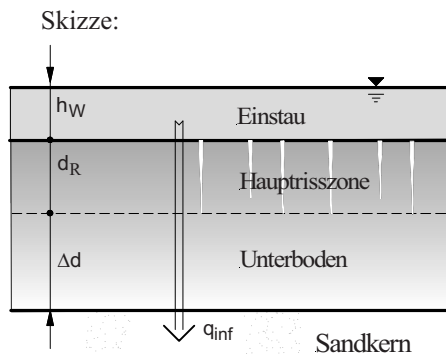
dem Bau müssen vorab ermittelt werden, damit der Deich auch nach dem Abklingen der Setzungen die erforderliche Höhe hat.

## 8.2 Nachweise der funktionalen Bemessung

Alle Nachweise der funktionalen Bemessung sind dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) nach DIN 1054 zuzuordnen und werden daher mit Teilsicherheitsbeiwerten von 1,0 geführt.

### 8.2.1 Begrenzung der Infiltration

Die Aufgaben der Deichabdeckung sind: Schutz des Sandkerns gegen Erosion, Reduzierung der Infiltration, Grundlage für die Grasnarbe. Die Bemessung ergibt die für die Einhaltung der zulässigen Infiltrationsrate erforderliche Dicke der Böschungsabdeckung.



Grenzzustandsgleichung:

$$\begin{aligned}
 d &\geq \Delta d + d_R \\
 q &= v = k_r \cdot \text{grad } \psi \\
 &= k_r \cdot \frac{h_W + d_R + \Delta d}{\Delta d} \\
 \Leftrightarrow \Delta d &= \frac{k_r}{q_{zul.} - k_r} (h_W + d_R)
 \end{aligned} \tag{20}$$

Einordnung:

DIN 1054, GZ 2

Parameter:

$q_{zul.}$ :	zulässige Infiltrationsrate	$[m^3/(sm^2)]$
$k_r$ :	Wasserdurchlässigkeit	$[m/s]$
$h_W$ :	mittlerer Wasserüberstau	$[m]$
$d_R$ :	Dicke der Haupttrisszone	$[m]$
$\Delta d$ :	Zusatzdicke	$[m]$

## 8.2.2 Begrenzung der Erosion

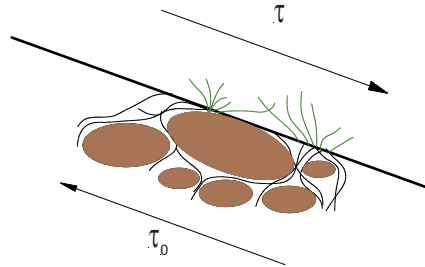
Darstellung Außenböschung:



Grenzzustandsgleichung  
Außenböschung:

$$\text{vorh. } d_E = \frac{C_E \cdot H_S^2 \cdot t}{\text{zul. } d_E} \leq \text{zul. } d_E \quad (21)$$

Skizze Binnenböschung:



Grenzzustandsgleichung  
Binnenböschung:

$$\text{vorh. } d_E = \frac{K \cdot (\tau - \tau_0) \cdot t}{\text{zul. } d_E} \leq \text{zul. } d_E \quad (22)$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 2

Parameter:

vorh. $d_E$	Erosionstiefe	[m]
zul. $d_E$	Grenztiefe der Erosion	[m]
$t$	Belastungsdauer $t = 3 \text{ h} = 10.800 \text{ s}$ (Außenböschung) $t = 1 \text{ h} = 3600 \text{ s}$ (Binnenböschung)	[s]
$K$	Erosionskoeffizient für Binnenböschung	[m <sup>3</sup> /Ns]
$\tau$	Sohlschubspannung	[N/m <sup>2</sup> ]
$\tau_0$	Kritische Sohlschubspannung	[N/m <sup>2</sup> ]
$C_E$	Erosionskoeffizient für Außenböschung	[m <sup>-1</sup> s <sup>-1</sup> ]
$H_S$	signifikante Wellenhöhe	[m]

Während einer Sturmflut darf Erosion nur so weit stattfinden, dass sich die Grasnarbe nach der Sturmflut wieder regenerieren kann. Diese Bedingung ist erfüllt, wenn der Bodenabtrag während der Sturmflut begrenzt wird. Erkenntnisse darüber, wie tief der Erosionsabtrag sein darf, ohne dass die Grasnarbe nachhaltig geschädigt wird und sich dann nicht mehr regeneriert, liegen nicht vor.

Wir nehmen daher vorerst an, 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.

Mit dem Nachweis zur Begrenzung der Erosion wird also die Erosionstiefe  $d_E$  ermittelt, wobei die Belastungsdauer  $t$  auf der Außenböschung nach erfahrungsgemäß mit  $t = 3$  Stunden und auf der Binnenböschung mit  $t = 1$  Stunde anzusetzen ist.

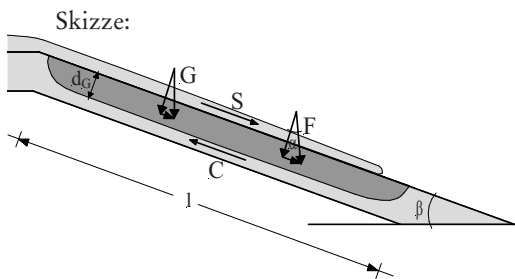
### 8.3 Nachweise der Standsicherheit (statische Bemessung)

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.

#### 8.3.1 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. Es wird der Ausnutzungsgrad  $\alpha_s$  ermittelt, der gegenüber dieser Versagensform vorliegt.



Stark beschädigte Deichstrecke des Grothusenkooges in Dithmarschen, Sturmflut 1976. Durch überschwapende Wellen ist die zu steile Innenböschung zerstört. (Petersen und Rohde, 1991)

Grenzzustandsgleichung:

$$\alpha_s = \frac{G_{II} + F_{II} + S}{C} \quad (23)$$

$$= \frac{d_G (\gamma_r \sin \beta \gamma_G + i \gamma_w \sin \alpha \gamma_G) + \gamma_w h_w I_E \gamma_Q}{\frac{1}{\gamma_{cu}} c_u}$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 1C, LF 2

Parameter:

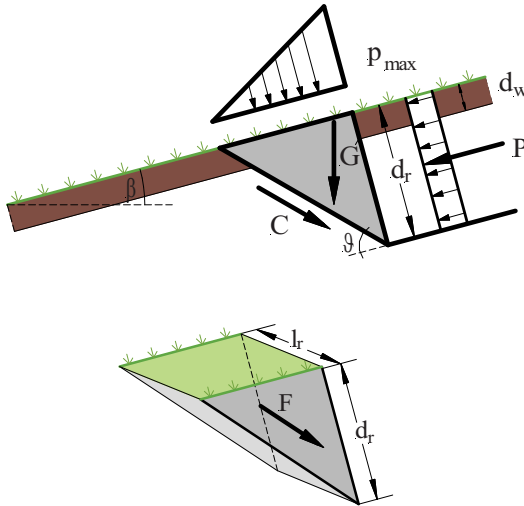
$\alpha_s$ :	Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen hangparalleles Gleiten	[-]
G:	Massenkräfte des Gleitkörpers	[kN/m]
F:	Strömungskraft im Gleitkörper	[kN/m]
S:	Strömungskraft auf der Böschungsoberfläche	[kN/m]
C:	Scherfestigkeit in der Gleitfläche	[kN/m]
$d_G$ :	Tiefe des Gleitkörpers	[m]
$\gamma_r$ :	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$ :	Wichte des Wassers	[kN/m <sup>3</sup> ]
i:	hydraulischer Gradient (= $h_w / (h_w + d_G)$ )	[-]
$h_w$ :	maximale Schichtdicke des ablaufenden Wassers	[m]
$I_E$ :	Energiegefälle des ablaufenden Wassers	[-]
$\alpha$ :	Neigung der Strömungskraft	[°]
$\beta$ :	Böschungsneigung	[°]
$c_u$ :	undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_G$ :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
$\gamma_Q$ :	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
$\gamma_{cu}$ :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]

Der Nachweis gegen hangparalleles Gleiten 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.

### 8.3.2 Nachweis gegen Wellenschlag

Mit dem Nachweis gegen Wellenschlag wird der Ausnutzungsgrad  $\alpha_D$  ermittelt, zu dem die Festigkeit der Abdeckung in Anspruch genommen wird. 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.

Skizze:



Sturmflut 1962, beschädigte Deichstrecke bei Friedrichskoog in Dithmarschen (Petersen und Rohde, 1991)

(in Anlehnung an BUSS und KORTENHAUS, 2008)

Grenzzustandsgleichung:

$$\alpha_D = \frac{P_{II}}{G_{II} + C + F + C_W + F_W}$$

$$= \frac{p_{\max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{1}{2} \gamma_r d_r \gamma_G \frac{\sin(\vartheta - \beta)}{\tan \vartheta} + \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \left( \frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_r}{l_r \tan \vartheta} \right) + \frac{c_w d_w}{\gamma_{cu}} \left( \frac{2}{l_r \tan \vartheta} + \frac{1}{d_r \sin \vartheta} + \frac{d_w}{d_r l_r \tan(\vartheta)} \right)}$$

$$\approx \frac{p_{\max} \cos \vartheta \gamma_Q}{\frac{c_u + c_w}{\gamma_{cu}} \left( \frac{1}{\sin \vartheta} + \frac{d_w}{l_r \tan \vartheta} \right)} \quad (24)$$

Einordnung: DIN 1054, GZ 1C, LF 2

Parameter:

$\alpha_D$ :	Ausnutzungsgrad der Sicherheit 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/m <sup>2</sup> ]
$d_r$ :	Risstiefe	[m]
$l_r$ :	Länge des Risses	[m]
$d_w$ :	Durchwurzelungstiefe	[m]
$\gamma_r$ :	Wichte des gesättigten Bodens	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\beta$ :	Böschungsneigung	[°]
$\vartheta$ :	Neigung der Gleitfläche	[°]
$c_u$ :	dynamische undrainierte Scherfestigkeit	[kN/m <sup>2</sup> ]
$c_w$ :	Durchwurzelungskohäsion	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\gamma_G$ :	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen	[-]
$\gamma_Q$ :	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen	[-]
$\gamma_{cu}$ :	Teilsicherheitsbeiwert für die undrainierte Scherfestigkeit	[-]

#### 8.4 Grundsätzliches zur Nachweisführung und zum 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  $\alpha$  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  $\alpha > 1,0$  tritt rechnerisches Versagen ein.

Die Angabe des Ausnutzungsgrades als Ergebnis der statischen Bemessung folgt der aktuellen DIN-Konvention. Im Sinne einer Bemessung ist es jedoch oft 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 dieser Zusammenhang durch die Konsistenzzahl  $I_c$  bzw. die Zustandsform (breiig, weich, steif, halbfest) wiedergegeben. Je höher der Wassergehalt ist, desto geringer ist die Festigkeit, das Ausmaß der Festigkeitsänderung ist jedoch bodenspezifisch.

SKEMPTON und NORTHY (1933), SCHULTZE und MUHS (1967), WROTH und 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.

Die wassergehaltsabhängige Festigkeit des Bodens kann dann als Funktion derjenigen Festigkeit geschrieben werden, die der Boden an der Ausrollgrenze besitzt:

$$c_u(w) = c_u(w_p)^{I_c} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (25)$$



mit:

$c_u(w)$  = undrainierte Scherfestigkeit bei dem Wassergehalt  $w$

$c_u(w_p)$  = undrainierte Scherfestigkeit an der Ausrollgrenze  $w_p$ .

Wird die Konsistenzzahl bei Sättigung des Bodens durch den zur Verfügung stehenden Porenraum ausgedrückt, erhält man die minimale Festigkeit dieses Bodens nach vollständiger Vernässung:

$$c_u(w_{\text{sat}}) = c_u(w_p) \frac{w_L - \rho_W \left( \frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_S} \right)}{w_L - w_p} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (26)$$

Zwischen der Trockendichte  $\rho_d$  und dem Porenanteil  $n$  besteht der Zusammenhang:

$$\rho_d = \rho_S (1 - n) \quad [\text{g/cm}^3] \quad (27)$$

Wird anstelle des Ausnutzungsgrades  $\alpha$  die zur Einhaltung des Kräftegleichgewichtes erforderliche undrainierte Scherfestigkeit  $c_{u,\text{erf.}}$  ermittelt, lässt sich der maximal zulässige Porenanteil  $n$  beim Einbau der Abdeckung angeben, um die nach DIN 1054 geforderten Sicherheiten gegen Böschungsbruch bei voller Ausnutzung der Scherwiderstände ( $\alpha = 1,0$ ) zu gewährleisten:

$$n \leq 1 - \frac{1}{\frac{\rho_S}{\rho_W} \left( w_L - (w_L - w_p) \frac{\ln(c_{u,\text{erf.}})}{\ln(c_{u,w_p})} \right) + 1} \quad [-] \quad (28)$$

mit:

$c_{u,\text{erf.}}$  = 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 Probeverdichtungen auf 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.

## 9. Sensitivitätsanalyse

Zur Bewertung der Schädigungsmechanismen hinsichtlich ihrer Relevanz für den Bemessungsfall wird nachfolgend eine Sensitivitätsanalyse vorgenommen. Dazu wird für repräsentative Deichquerschnitte an der Nordseeküste angenommen, dass der Bemessungswasserstand ansteigt und demzufolge der Wellenüberlauf und die Wellenhöhe zunehmen.

### 9.1 Untersuchte Deichquerschnitte

Die für diese Parameterstudie untersuchten Deichquerschnitte stehen stellvertretend für die verschiedenen Deichformen an der deutschen Nord- und Ostseeküste. Die Ergebnisse der Parameterstudie sind grundsätzlich auf andere als die konkret ausgewählten Standorte übertragbar, sofern dort die in dieser Untersuchung erfassten Bodenarten verwendet wurden.

Im Falle anderer Bodenarten müssen deren Kennwerte ermittelt und eingesetzt werden. Konkret untersucht wurde beispielhaft ein Schardeich, ein Deich mit Vorland und ein Ästuardeich. Die jeweiligen Abmessungen und hydrodynamischen Belastungen wurden beispielhaft von konkreten Deichen in Niedersachsen gewählt, weil wir hierzu den direkten Zugriff über den Projektpartner NLWKN hatten. So liegt der ausgewählte Schardeich in Norden-Ostermarsch, der Deich mit Vorland an der Wurster Küste und der Ästuardeich bei Dedesdorf an der Weser (Abb. 14). 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 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. 14 angegebenen Bemessungswasserstände BWSt entsprechen den derzeitigen Bemessungsregeln.

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

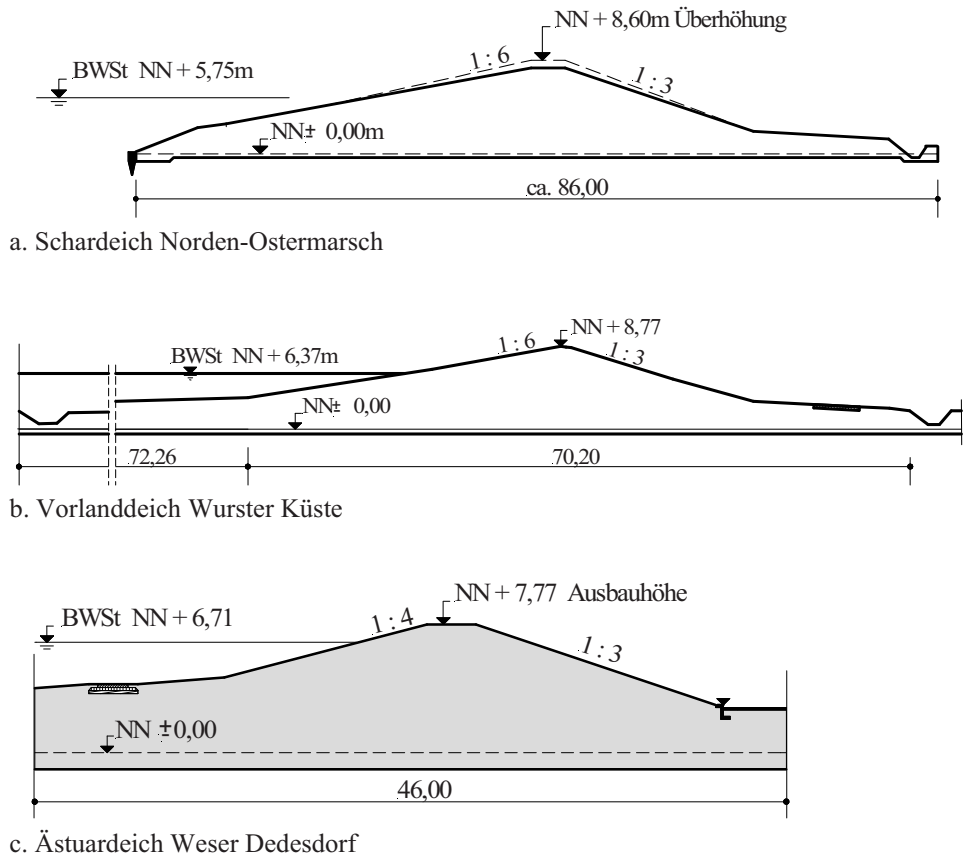


Abb. 14: Untersuchte Deichquerschnitte

## 9.2 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. Der Boden Elisabethgroden 9,0 ist ein mittelplastischer Ton (TM) und Elisabethgroden 3,5 ein leicht plastischer Ton (TL).

Die übrigen drei Böden sind die vorstehend mehrfach angesprochenen Versuchsböden Cäciliengroden II, Hohenkirchen und Wustrow der Untersuchungen zur Schrumpfrissbildung und zur Erosionsbeständigkeit.

## 9.3 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.

## 9.4 Randbedingungen der Nachweise

Die Dicke der Hauptrisszone für die Böden Cäciliengroden II (Boden C), Hohenkirchen (Boden H) und Wustrow (Boden W) wurde wie in Abschnitt 3 berechnet angesetzt.

Von den Böden Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5 lag kein Versuchsmaterial vor, daher konnte der in Abschnitt 3 vorgestellte Ansatz für die Ermittlung der Dicke der Hauptrisszone für diese Böden nicht angewendet werden. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse wurde daher die Dicke der Hauptrisszone für Abdeckungen aus diesen Böden nach WEISSMANN (2003) aus der Schrumpfgrenze abgeschätzt, und zwar mit 0,9 m für den Boden Elisabethgroden 9,0 und 0,2 m für den Boden Elisabethgroden 3,5.

Die Sensitivitätsanalyse behandelt zunächst den Einfluss des steigenden Bemessungswasserstands für den Schardeich Norden-Ostermarsch. Dabei werden für die Abdeckung die bodenmechanischen Kennwerte der 5 in die Analyse einbezogenen Bodenarten angesetzt. Außerdem wird der Einfluss des Bemessungswasserstands auf den Vorlanddeich Wurster Küste und den Ästuardeich Dedesdorf untersucht, allerdings nur für die bodenmechanischen Kennwerte einer Abdeckung aus dem Boden Cäciliengroden II.

## 9.5 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der funktionalen Bemessung

### 9.5.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die erforderliche Dicke der Böschungsabdeckung

Abb. 15 zeigt qualitativ die erforderliche Dicke  $d$  der Abdeckung aus den untersuchten Böden für den Schardeich Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit vom Bemessungswasser-

stand unter der Annahme, dass die Deichkernentwässerung eine Infiltrationsrate von  $q_D = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{sm}^2)$  zulässt. Die linke Darstellung gilt für die Außenböschung, die rechte für die Binnenböschung.

Auf der Außenböschung hat der Bemessungswasserstand nur im Falle des Bodens Elisabethgroden 3,5 einen Einfluss auf die Dicke der Abdeckung, weil dieser Boden relativ durchlässig ist. Beim heutigen Bemessungswasserstand (NN + 5,75 m) reicht für diesen Boden eine Dicke der Abdeckung der Außenböschung von rd. 1,2 m, mit steigenden Bemessungswasserstand nimmt die erforderliche Dicke auf rd. 2,0 m bei BWSt = NN + 7,5 m zu.

Bei allen anderen Böden ergibt sich die erforderliche Dicke der Abdeckung auf der Außenböschung allein aus der Forderung, dass die Abdeckung mindestens so dick sein muss, dass unter der Hauptrisszone noch ein ungerissener Bereich verbleibt. Daraus folgen erforderliche Dicken der Abdeckung der Außenböschung zwischen 0,7 m (Boden Wustrow) und 1,4 m (Boden Elisabethgroden 9,0).

Auf der Binnenböschung ist maßgebend, dass die Abdeckung dicker sein muss als die Risttiefe. Die erforderliche Dicke der Abdeckung ist vom Bemessungswasserstand bzw. von der mit dem Bemessungswasserstand zunehmenden Wellenüberlaufrate bei diesen Versuchsböden aufgrund ihrer vergleichsweise geringen Wasserdurchlässigkeit unabhängig. Die nach dem Risskriterium ermittelten erforderlichen Dicken der Abdeckung liegen zwischen rd. 0,43 m (Boden Elisabethgroden 3,5) und 1,18 m (Boden Elisabethgroden 9,0).

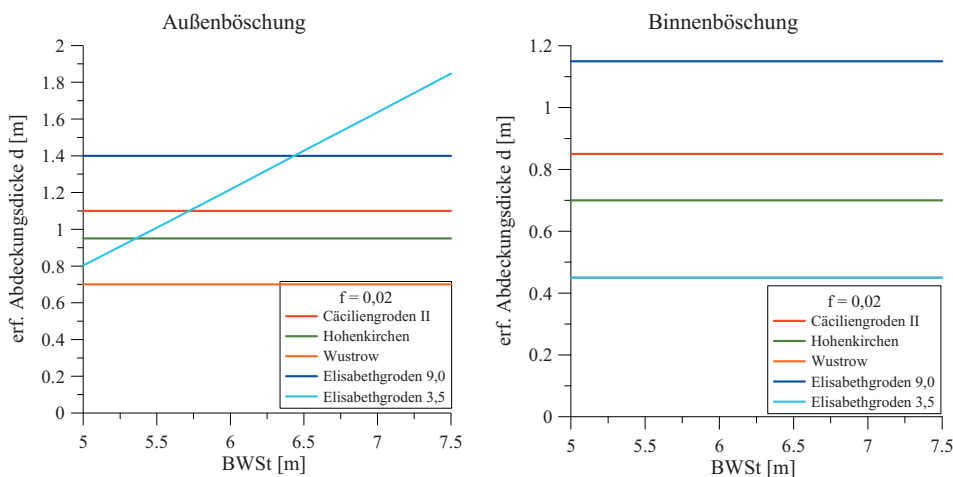


Abb. 15: Erf. Dicke der Abdeckung der Böschungen des Deichs Norden-Ostermarsch für eine angenommene Dränungsleistung des Deichkerns von  $q_D = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{sm}^2)$

Auch die Entwässerungsleistung der Dränage kann einen Einfluss auf die erforderliche Dicke der Abdeckung, insbesondere der Außenböschung (wegen des größeren Überstaus), haben. Die Entwässerungsleistung der Deichkerndränage muss immer größer sein als die Infiltrationsrate, wenn ein Aufstau im Deichkern vermieden werden soll. Bei kleiner Entwässerungsleistung muss auch die Infiltrationsrate klein sein, was z.B. durch eine dickere Abdeckung gewährleistet werden kann. Ist die Entwässerungsleistung der Deichkerndränage aber größer als die spezifische Durchlässigkeit der Abdeckung, hat sie keinen Einfluss mehr auf die Dicke der Abdeckung.

### 9.5.2 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Erosion

Die Erosion auf der Außenböschung wird durch die Kombination aus Wellenschlag mit dem auf- und ablaufendem Wasserschwall ausgelöst. Auf der Binnenböschung resultiert Erosion aus dem Wellenüberlauf.

Abb. 16 zeigt qualitativ links die Erosionstiefe  $d_A$  auf der Außenböschung für den Deich Norden-Ostermarsch bei einer Verweildauer des höchsten Hochwasserstandes von 3 Stunden. Für den derzeitigen Bemessungswasserstand ist sie bei guter Qualität der Grasnarbe  $d_A = \text{rd. } 2 \text{ bis } 5 \text{ cm}$ , mit zunehmendem Bemessungswasserstand würde sie auf rd. 4 bis 8 cm bei  $\text{BWSt} = \text{NN} + 7,5 \text{ m}$  zunehmen. Die Erosionstiefen für die andern Deiche liegen darunter (rechts). Im Falle einer schlechten Qualität der Grasnarbe ergibt sich für den Deich Norden-Ostermarsch bereits beim derzeitigen Bemessungswasserstand eine Erosionstiefe von rd. 10 bis 15 cm, die Erosionstiefe würde für  $\text{BWSt} = \text{NN} + 7,5 \text{ m}$  auf rd. 15 bis 25 cm zunehmen. Die Grasnarbe würde in diesem Fall also vollständig zerstört werden.

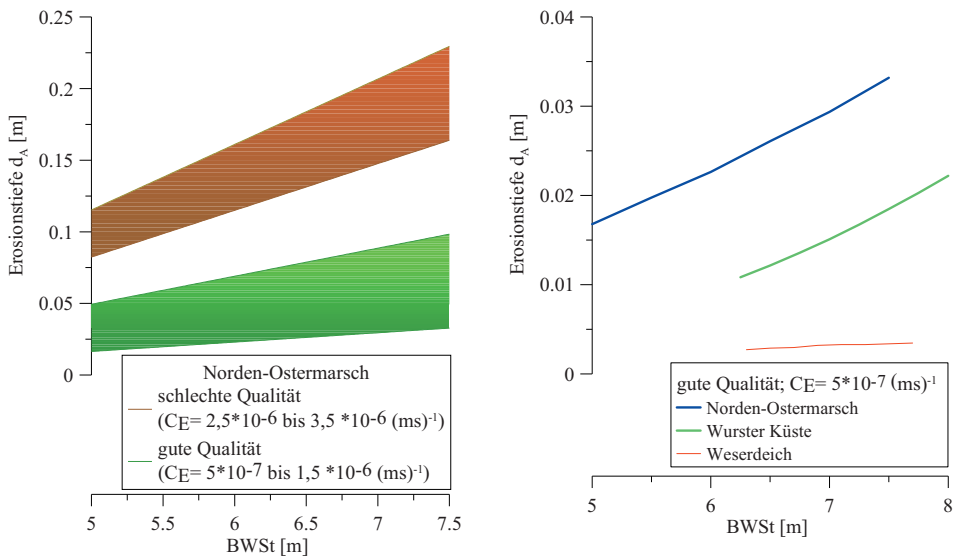


Abb. 16: Erosionstiefe  $d_A$  auf der Außenböschung des Deichs Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand (links) und Erosionstiefe für die untersuchten Deichquerschnitte in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand für eine Grasnarbe mit guter Qualität (rechts), Dauer der Beanspruchung 3 Stunden, Einstufung der Qualität der Grasnarbe nach SEIFFERT und VERHEIJ (1998)

Bei einem höheren Bemessungswasserstand können häufiger Wellen die Deichkrone überlaufen. Mit dem Bemessungswasserstand nimmt somit die Wellenüberlauftrate zu. Die Erosionstiefe am Fuß der Binnenböschung ist in Abb. 17 in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand dargestellt.

Der weitere Verlauf der Erosion wird dann durch den Erosionskoeffizienten  $K$  und den Bedeckungsgrad  $B$  der Grasnarbe bestimmt (Definition und messtechnische Ermittlung siehe VAVRINA, 2011). Der Fall  $B = 0$  bezeichnet eine Abdeckung ohne Grasnarbe,  $B = 0,75$  bezeichnet eine Bedeckung der Abdeckung zu 75 %.

Die in Abb. 17 angesetzten Erosionskoeffizienten wurden für die hier behandelten Böden versuchstechnisch ermittelt (VAVRINA, 2011).

Für die drei untersuchten Deichquerschnitte findet auf der Binnenböschung beim heutigen Bemessungswasserstand selbst bei einer Böschung ohne Grasnarbe ( $B = 0$ ) keine Erosion statt. Mit  $BWSt = NN + 7,5$  m ist die Erosionstiefe für den Deich Norden-Ostermarsch mit nackter Böschung  $d_E = rd. 40$  cm, mit Grasnarbe und  $B = 0,75$  reduziert sich die Erosionstiefe auf  $d_E < rd. 10$  cm. Die rechnerischen Erosionstiefen für die anderen Deiche sind geringer.

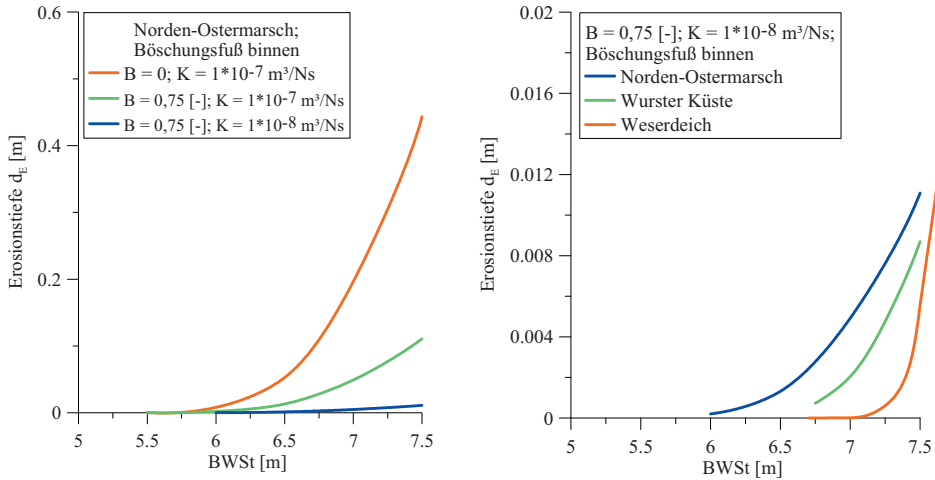


Abb. 17: Erosionstiefe am Fuß der Binnenböschung des Deichs Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand (links), rechts Erosionstiefen für die untersuchten Deichquerschnitte; Dauer des Wellenüberlaufs 1 Stunde

Die Binnenböschungen der untersuchten Deiche haben also im Falle steigender Bemessungswasserstände bei guter Qualität der Grasnarbe und erosionsstabilen Böden Reserven bezüglich ihres Erosionswiderstands. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Beobachtungen aus großmaßstäblichen Versuchen in den Niederlanden, bei denen regelmäßig festgestellt wurde, dass die Erosion auf der Binnenböschung selbst bei großen Überlauftaten keine kritischen Größenordnungen annahm.

### 9.6 Einfluss des Bemessungswasserstands auf die Nachweise der statischen Bemessung

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 wegen dessen besserer Verzichtbarkeit  $D_{pr} = 0,97$ . Für die Böden Elisabethgroden 9,0 und Elisabethgroden 3,5 wurden die Proctordichte  $D_{pr}$  aus den Versuchen im GWK ( $D_{pr} = 0,97$  und  $D_{pr} = 0,92$ ) angesetzt.

Die Angaben zum Wellenüberlauf für die untersuchten Deichquerschnitte wurden uns von INTBEM B übergeben. Aus diesen Angaben wurden auch die Strömungsgeschwindigkeiten und Schichtdicken des Überlaufs entnommen und daraus die auf die Böschung einwirkenden Strömungskräfte berechnet.

### 9.6.1 Einfluss des Bemessungswasserstands auf den Nachweis gegen hangparalleles Gleiten

Mit steigendem Bemessungswasserstand nimmt bei gleich bleibender Deichhöhe auch die mittlere Wellenüberlauf rate und somit die Belastung der Binnenböschung zu. Die Folge ist eine Zunahme des Ausnutzungsgrades  $\alpha_s$  für alle Böden im Nachweis gegen hangparalleles Gleiten (Abb. 18, links). Der Ausnutzungsgrad bleibt allerdings mit Ausnahme des Bodens Elisabethgroden 3,5 für alle anderen Böden bis hin zu einem Bemessungswasserstand von NN + 7,5 m kleiner als  $\alpha_s = 1,0$ , das heißt, ein Versagen der Binnenböschung durch hangparalleles Gleiten ist für diese Böden auch dann nicht zu befürchten, wenn der Bemessungswasserstand zunimmt.

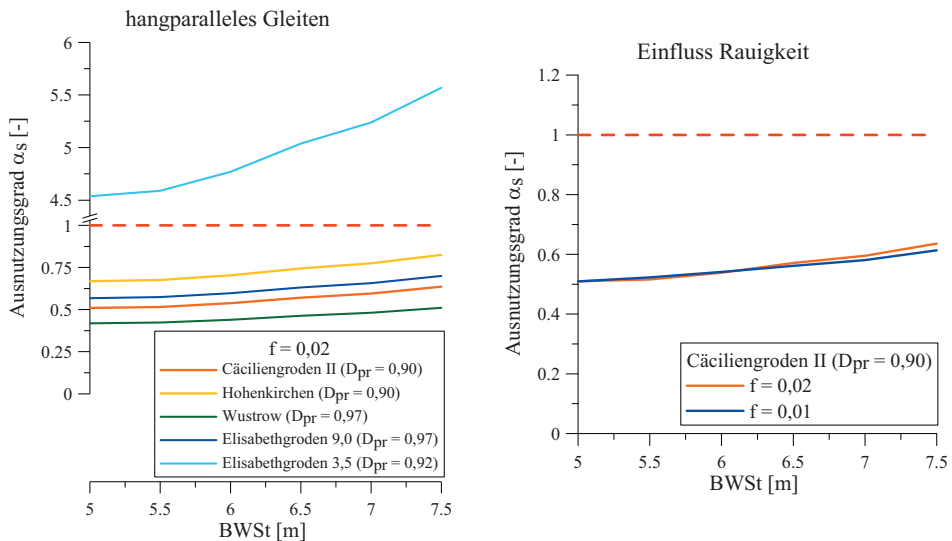


Abb. 18: Ausnutzungsgrad für den Versagensfall hangparalleles Gleiten bei zunehmendem Bemessungswasserstand (links) und Einfluss der Rauigkeit (rechts)

Der Boden Elisabethgroden 3,5 verliert bei Vernässung seine Festigkeit dramatisch, so dass eine Abdeckung aus diesem Boden bereits im vernässten Zustand und ganz ohne die Beanspruchung aus dem Wellenüberlauf instabil ist.

Die Rauigkeit der Böschungsoberfläche hat auch auf den Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss (Abb. 18, rechts).

Erwartungsgemäß bewirkt eine hohe Proctordichte  $D_{pr}$  beim Einbau der Abdeckung einen geringeren Ausnutzungsgrad (Abb. 19). Eine gute Verdichtung der Abdeckung ist also für deren Standsicherheit ausschlaggebend.

Allerdings muss verhindert werden, dass sich dabei in der Abdeckung Stauhorizonte bilden, auf denen das in die Abdeckung infiltrierende Wasser umgelenkt wird. In diesem Fall wirken nämlich die Strömungskräfte zusätzlich böschungsabwärts. Das führt dann zu einer deutlichen Zunahme des Ausnutzungsgrades. Besonders kritisch sind oberflächennahe Verdichtungshorizonte (Abb. 20).

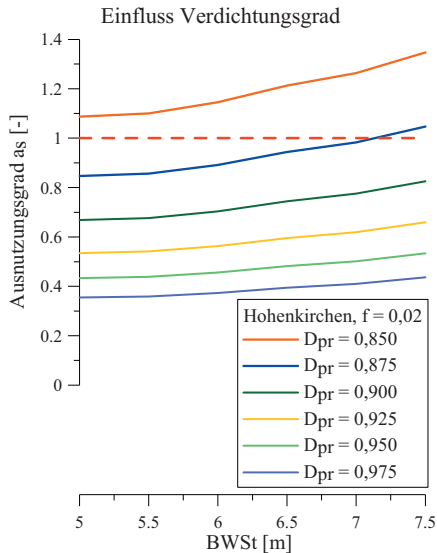


Abb. 19: Einfluss des Verdichtungsgrades auf den Ausnutzungsgrad  $\alpha_s$  gegen hangparalleles Gleiten beim Querschnitt Norden-Ostermarsch

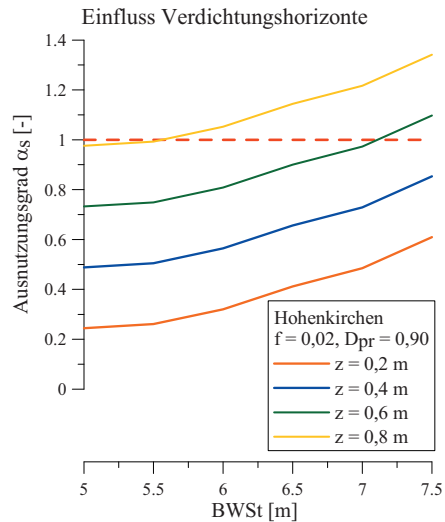


Abb. 20: Einfluss von Verdichtungshorizonten in unterschiedlichen Tiefen  $z$  auf den Ausnutzungsgrad gegen hangparalleles Gleiten beim Deich Norden-Ostermarsch

### 9.6.2 Einfluss der Wellenhöhe auf den Nachweis gegen Schädigung durch Wellenschlag

Mit dem Bemessungswasserstand nimmt auch die Höhe der auf die Außenböschungen der Deiche auftreffenden Wellen zu.

Tab. 3 gibt beispielsweise für den Querschnitt Norden-Ostermarsch die spektrale signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$  am Deichfuß in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand BWSt an. Die signifikante Wellenhöhe nimmt von  $H_{m0} = 1,76$  m bei BWSt = 5,0 m auf  $H_{m0} = 2,48$  m bei BWSt = 7,5 m zu. Die nachfolgend ermittelten Ausnutzungsgrade  $\alpha_D$  wurden für die jeweiligen signifikanten Wellenhöhen  $H_{m0}$  ermittelt. Grundsätzlich können sich mit dem Anstieg des Bemessungswasserstands für die anderen Deichquerschnitte abweichende signifikante Wellenhöhen einstellen.

Nach Abb. 21 nimmt der Ausnutzungsgrad  $\alpha_D$  mit der Wellenhöhe zu, für einige der untersuchten Böden wird  $\alpha_D = 1,0$  bereits bei Wellenhöhen von  $H_{m0} = \text{rd. } 1,8$  m erreicht, der Boden Wustrow bleibt bis zu  $H_{m0} = \text{rd. } 2,4$  m schadensfrei. Erneut erweist sich der Boden Elisabethgroden 3,5 als der schlechteste der untersuchten Böden.

Abb. 21 belegt, dass der Wellenschlag für die Außenböschungen wieder kritisch werden könnte, wenn an den Deichen höhere Wellen auflaufen und brechen.



Tab. 3: Spektrale signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$  am Deichfuß in Abhängigkeit vom Bemessungswasserstand BWSt für den Deichquerschnitt Norden-Ostermarsch (Berechnung durch Teilvorhaben INTBEM B)

BWSt [m NN]	Wellenhöhe $H_{m0}$ [m]
5,0	1,76
5,5	1,91
6,0	2,05
6,5	2,20
7,0	2,33
7,5	2,48

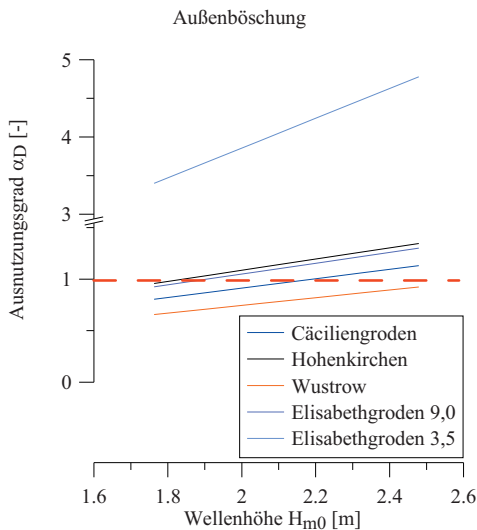


Abb. 21: Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Wellenschlag für den Deich Norden-Ostermarsch in Abhängigkeit von der Wellenhöhe

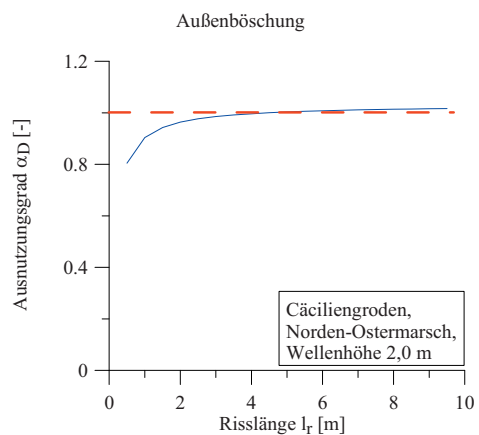


Abb. 22: Einfluss der Risslänge auf den Ausnutzungsgrad der Sicherheit gegen Druckschlag, Boden Cäciliengroden, Deichquerschnitt Norden-Ostermarsch

In den Nachweisen zu Abb. 21 wurde entsprechend Gl. 24 die dynamische Festigkeit angesetzt, und zwar konservativ abgeschätzt als doppelter Wert der statischen Festigkeit. Die Risslänge wurde mit 1 m angenommen, die Durchwurzelungskohäsion mit  $c_w = 7 \text{ kN/m}^2$  und die Durchwurzelungstiefe mit  $d = 0,2 \text{ m}$ .

Der Einfluss der Risslänge auf den Ausnutzungsgrad  $\alpha_D$  ist aus Abb. 22 für den Boden Cäciliengroden ersichtlich. Erwartungsgemäß nimmt der Ausnutzungsgrad mit der Risslänge zu, weil der Anteil des Bodenwiderstands an den Enden des Bruchkörpers mit der Risslänge abnimmt. Deutlich wird allerdings auch, dass sich der Ausnutzungsgrad bei Risslängen von mehr als rd. 2 m kaum noch ändert.

## 9.7 Zusammenfassende Bewertungen der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Die vorstehende Sensitivitätsanalyse zeigt zunächst, dass es mit den entwickelten Ansätzen möglich ist, die Deichsicherheit bei ansteigendem Bemessungswasserstand zuverlässig zu bewerten.

Voraussetzung ist, dass die aus dem Anstieg des Bemessungswasserstands zu erwartende hydrodynamischen Belastungen (Wellenschlag, Wellenüberlauf) für den jeweiligen Deich bekannt sind. Außerdem müssen die maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Deichabdeckung und des Deichkerns sowie die Qualität des Bewuchses auf den Böschungen ermittelt werden. Beides macht keine grundsätzlichen Schwierigkeiten, die erforderlichen Instrumentarien für die Ermittlung der hydrodynamischen Belastung wurden in INTBEM B entwickelt, die in INTBEM A und den Vorläuferprojekten entwickelten Bemessungsansätze sowie Feld- Labortroutinen zur Bestimmung der Bodenkennwerte können WEISSMANN (2003), POHL (2010) und VAVRINA (2011) entnommen werden.

In der Mehrzahl werden für die Ermittlung der maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte der Böschungsabdeckungen und des Deichkerns genormte bodenmechanische Versuche herangezogen. Lediglich zur Ermittlung der Risstiefe und für die Bewertung der Erosion sind spezielle Untersuchungen erforderlich. Die dargelegten Ansätze sind noch an Beobachtungen an bestehenden Deichen zu validieren.

Die vorstehende Sensitivitätsanalyse zeigt, dass die untersuchten Deichquerschnitte unter den getroffenen Ansätzen und Annahmen durchaus in der Lage sind, einen Anstieg des Bemessungswasserstands um ein nennenswertes Maß 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.

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 zeigt 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.

Zukünftig könnte die Schädigung der Außenböschung durch Wellenschlag kritisch werden, dieser Gefahr kann im konkreten Fall aber durch eine Nachverdichtung der Außenböschung oder durch einen teilweisen Bodenaustausch der Abdeckung auf der Außenböschung begegnet werden. Des Weiteren ließe sich das Deckwerk wie in der derzeitigen Praxis bis 1,5 m über MThw an den höheren Wasserstand gemäß EAK 2002 anpassen.

## 10. D a n k s a g u n g

Die vorgestellten Untersuchungen wurden vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) unter der Fördernummer 03KIS061 als KFKI-Forschungsvorhaben gefördert. Die Autoren bedanken sich beim Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die Unterstützung und bei der projektbegleitenden Gruppe für die intensive Beratung und kritische Anregungen.

## 11. S c h r i f t e n v e r z e i c h n i s

- BRÖSSKAMP, K. H.: Seedeichbau, Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmen e. V., Hamburg, 1976.
- BUSCH, K. F.; LUCKNER, L. und TIEMER, K.: Geohydraulik – Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 3, 3. Auflage, Berlin, 1993.
- BUSS, J. und KORTENHAUS, A.: Druckschlagbemessung eines Seedeiches bei Elisabethgroden. Wasser + Abfall, 3, 39–43, 2008.
- DIN 1054: Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, 2005.
- DIN 18122, Teil 1: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen), Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenzen, 1997–07.
- DIN 19661-2: Richtlinien für Wasserbauwerke, Sohlenbauwerke, Teil 2: Abstürze, Absturztreppe, Sohlenrampen, Sohlengleiten, Grundschnellen, Sohlenschwellen, Berlin, 2000.
- DIN 19682-5: Bodenbeschaffenheit – Felduntersuchungen – Bestimmung des Feuchtezustands des Bodens, 2007–11.
- EAK: Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Fachausschuss für Küstenschutzwerke der DGGT und der HTG. In: Die Küste, 65, 2002.
- EUROTOP: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. In: Die Küste, 73, 2007.
- FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, 27, 1966.
- FÜHRBÖTER, A. and SPARBOOM, U.: Full scale investigation on the stability of concrete block slope revetments. In: Modelling Soil-Water-Structure Interactions, Kolkman et al. (eds.), Balkema, Rotterdam, 209–217, 1988.
- GRÜNE, J.: Wave-induced shock pressures under real sea state conditions. Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Malaga, Spanien, Nr. 21, Volume 3, 2340–2354, 1988.
- HAHN, H. G.: Bruchmechanik, Einführung in die theoretischen Grundlagen. Stuttgart, 1976.
- MALLWITZ, K. und SAVIDIS, S. A.: Selbstheilungsvermögen bindiger Erdstoffe hinsichtlich Durchlässigkeit in Dichtungssystemen von Deponien. Bautechnik, 73 (9), 614–623, 1996.
- PETERSEN, M. und ROHDE, H.: Sturmflut – Die großen Fluten an den Küsten Schleswig-Holsteins und in der Elbe. Neumünster, 1991.
- PLACZEK, D.: Untersuchungen über das Schwindverhalten bindiger Böden bei der Trocknung unter natürlichen Randbedingungen. Universität Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, 3, Essen, 1982.
- POHL, C.: Witterungsbedingte Gefügebildung bei See- und Ästuardeichen und ihr Einfluss auf die Deichsicherheit. Dissertation, Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen, 38, 2010.
- RICHWIEN, W.: Ansätze zum Formänderungs- und Festigkeitsverhalten nicht wassergesättigter aggregierter Böden. Vortrag auf der Fachsitzung über Festigkeits- und Verformungsverhalten von nicht wassergesättigten und aggregierbaren Böden, 2./3. März 1993, Hannover, 1993.
- RICHWIEN, W. und POHL, C.: 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), 2004.

- SCHEFFER, F. und SCHACHTSCHABEL, P.: Lehrbuch der Bodenkunde. 15. Aufl. Spektrum, Heidelberg, 2002.
- SCHERBECK, R.: Zur Bewertung der Verformbarkeit mineralischer Abdichtungsschichten. Bau-technik-Verlag, 1992.
- SCHULTZE, B. und MUHS, H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. 2. Auflage, Berlin, 1967.
- SEIJFFERT, J. W. and VERHEIJ, H.: Grass covers and reinforcement measures. In: Pilarczyk, K. W., Dikes an revetments. Design, Maintenance and Safety Assessment, Balkema, Rotterdam/Brookfield, 289–302, 1998.
- SKEMPTON, A. and NORTHEY, R. D.: Sensitivity of Clays. Geotechnique, 3, no. 1, 40–51, 1952.
- TAW: Technical Report Clay for Dikes. Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands (TAW), Delft, 1996.
- TAW: Technical report erosion resistance of grassland as dike covering, ed.: Technische Advies-commissie vor de Waterkeringen, Delft, 1997.
- TEMMLER, H.: Neue Untersuchungen zur Schrumpfung, Durchsickerung und Aufweichung von Deichabdeckböden bei Extremsturmfluten in Schleswig-Holstein. Die Küste, 72, 2007.
- TERZAGHI, K.: Theoretical Soil Mechanics, 4<sup>th</sup> printing, Wiley, New York, 1947.
- VAN DER MEER, J. W.; STEENDAM, G. J.; DE RAAT, G. and BERNARDINI, P.: Further Developments on the Wave Overtopping Simulator. Abstract – 31<sup>th</sup> International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Hamburg, 2008.
- VAVRINA, L.: Ansatz zur Bewertung der Schutzfunktion bewachsener Deichbinnenböschungen. Dissertation Universität Duisburg-Essen, Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen, 39, 2011.
- WEISSMANN, R.: Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Universität Duisburg-Essen, Mitteilungen aus dem Fachgebiet für Grundbau und Bodenmechanik, 30, Essen, 2003.
- WIEDEMANN, T.: Das Schrumpfungs- und Rißbildungsverhalten von Filterkuchen, Reihe 3: Verfahrenstechnik, Fortschritt-Berichte VDI, Düsseldorf, 1969.
- WROTH, P. and WOOD, D. M.: The correlation of index properties with some basic engineering properties of soil. Canadian Geotechnical Journal 15, Toronto, 137–145, 1978.
- ZITVE-StB 94: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, 1994.