Heft 88 Jahr 2020
https://doi.org/10.18171/1.088100
EAK 2002
3. korrigierte Ausgabe

Die Küste



Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

EAK 2002
Empfehlungen für Küstenschutzwerke

3. korrigierte Ausgabe 2020

EAK 2002, 3. korrigierte Ausgabe 2020

88
2020

HERAUSGEBER: KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN
EDITOR: GERMAN COASTAL ENGINEERING RESEARCH COUNCIL

Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Empfehlungen
für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den
Ausschuss für Küstenschutzwerke
der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.
und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V.

EAK 2002
3. korrigierte Ausgabe 2020

Heft 88 · Jahr 2020

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen
Editor: German Coastal Engineering Research Council

Verlag:
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 0721 9726-3380 Telefax: 0721 9726-5320
E-Mail: izw@baw.de, www.baw.de
Druck: BSH Druckerei, Rostock

3. korrigierte Ausgabe 2020

ISSN 0452-7739
ISBN 978-3-939239-54-0
DOI 10.18171/1.088100

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

Das vorliegende Heft enthält die Empfehlungen des Ausschusses für Küstenschutzwerke der DGGT und der HTG als EAK 2002 in der korrigierten Ausgabe von 2020. Der Ausschuss wird geleitet von Dr.-Ing. Karsten Peters (Vorsitz), Ramboll Deutschland GmbH, Stadtdeich 7, 20097 Hamburg und Dr.-Ing. Martin Pohl (stellv. Vorsitz), Bundesanstalt für Wasserbau, Wedeler Landstr. 157, 22559 Hamburg.

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Nachdruck aus dem Inhalt nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Geschäftsstelle, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Vorsitzender: Frank Weichbrodt, Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt Mecklenburg-Vorpommern, Paulshöher Weg 1, 19061 Schwerin
Forschungsleiter Küste: Prof. Frank Thorenz, Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, Jahnstraße 1, 26506 Norden
Geschäftsführung: Dr. rer. nat. Ingrid Holzwarth, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg

Vorwort
zur überarbeiteten und erweiterten 3. Auflage der Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken (EAK 2002)

Der Fachausschuss für Küstenschutzwerke wurde 1972 als gemeinsamer Ausschuss der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), (vormals Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau), und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) gegründet und mit der Aufgabe betraut, Empfehlungen für die funktionelle und konstruktive Planung sowie wirtschaftliche Bauausführung von Küstenschutzwerken an Nord- und Ostsee nach dem neuesten Stand der Technik zu erarbeiten.

In den 30 Jahren seiner Arbeit trat der Fachausschuss in 70 Sitzungen an verschiedenen Orten der deutschen Nord- und Ostseeküste zusammen. Neben der Beratung und Formulierung der Empfehlungen wurden dabei auch aktuelle Probleme des Küsteningenieurwesens erörtert, die internationale Zusammenarbeit kritisch beobachtet und gefördert, fachbezogene Vortragsveranstaltungen der DGGT und der HTG durchgeführt oder mitgestaltet sowie interessante Baumaßnahmen oder Baustellen des Küstenschutzes besichtigt und diskutiert. Die Sitzungen des gesamten Ausschusses wurden ergänzt durch Sitzungen von Arbeitsgruppen, in denen Textentwürfe für einzelne Empfehlungen erarbeitet wurden.

Veröffentlicht wurden bisher die „Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken“ als EAK 1981 und EAK 1993. Sie wurden durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen in „Die Küste“ H.36/1981 und H. 55/1993 abgedruckt. Beide sind konzipiert **für sandige Küsten**.

Die neuen „***Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken EAK 2002***“ enthalten

I. Empfehlungen A bis C 2002: Grundlagen für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken

Diese umfassen:

die Empfehlungen A 2002: „ Äußere Belastung als Grundlage für Planung und Bemessung“

1. Einführung	
2. Wasserstände und Sturmfluten	– völlig neu erstellt
3. Seegang und Brandung	– grundlegend überarbeitet
4. Ansätze für die Bemessung von Küstenschutzbauwerken	– völlig neu erstellt
5. Strömungen	– grundlegend überarbeitet
6. Sandbewegung im Küstenbereich	– völlig neu erstellt
7. Eisgang	– überarbeitet
8. Statistische Analyse extremer Ereignisse	– erstmals herausgegeben,

die Empfehlungen B 2002: „Geotechnische Untersuchungen von See- und Tidestromdeichen“ – weitgehend neu erstellt,

die Empfehlungen C 2002: „Baustoffe für Küstenschutzwerke“ – überarbeitet und an die europäische Normung angepasst.

II. Empfehlungen G und H 2002: Empfehlungen für Planung und Baudurchführung von Küstenschutzwerken **an Marschen- und Flachküsten.**

Diese umfassen:

die Empfehlungen G 2002 „Seedeiche und Tidestromdeiche“ – erstmals herausgegeben

die Empfehlungen H 2002 „Empfehlungen für Verlegen und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen“ – grundlegend überarbeitet

Die Empfehlungen G 2002 werden erstmals herausgegeben und behandeln die Hauptdeiche/Landesschutzdeiche, die für die Nordseeküste und Teile der Ostseeküste das entscheidende Bollwerk bilden.

Mit den Empfehlungen H 2002 werden für diese Deiche und andere Hochwasserschutzanlagen für ein unvermeidbares Verlegen und für den Betrieb von Leitungen Empfehlungen gegeben. Diese wurden 1970 vom Küstenausschuss Nord- und Ostsee herausgebracht (Die Küste, H.20/1970) und jetzt grundlegend überarbeitet und der Entwicklung angepasst.

Darüber hinaus werden in einem „Anhang 2002“ ausgeführte Beispiele aus neuerer Zeit zu den Empfehlungen E und F der EAK 1993 mit herausgebracht.

Die Empfehlungen D, E und F der EAK 1993 behalten ihre uneingeschränkte Gültigkeit und Aktualität und sind zzt. nicht für eine Neuauflage vorgesehen.

Damit ergibt sich folgende Übersicht über die aktuellen Empfehlungen für die Planung und Ausführung von Küstenschutzwerken (EAK):

Allgemein	Sandige Küsten	Marschen- und Flachküsten
Empfehlungen A 2002	Empfehlungen D 1993*	Empfehlungen B 2002
Empfehlungen B 1993*	Empfehlungen E 1993*	Empfehlungen G 2002
Empfehlungen C 1993*	Empfehlungen F 1993*	Empfehlungen H 2002
Empfehlungen C 2002	Anhang 2002	

* veröffentlicht in Die Küste H. 55, 1993

Die Mitglieder des Ausschusses für Küstenschutzwerke wurden nach dem Grundsatz berufen, Küsteningenieure der Wasserbau- und Wasserwirtschaftsbehörden, der Universitäten und von einzelnen Bauunternehmen zusammenzuführen, um sowohl Fragen der Bemessung als auch die funktionelle und konstruktive Gestaltung der Küstenschutzwerke nach heutigem Erkenntnisstand zu behandeln. Im Jahre 2001 gehörten dem Ausschuss an und erarbeiteten die Empfehlungen die Herren

Erchinger, Heie F., Dipl.-Ing., LBD i.R., Norden, seit 1987 Vorsitzender des Fachausschusses *
Bayer, Edwin, Prof. Dr.-Ing., Bauberatung Zement, Wiesbaden *
Daemrich, Karl-Friedrich, Dr.-Ing., Franzius-Institut der Universität Hannover, seit 1999
Dette, Hans Henning, Dr.-Ing., Akad. Dir., Leichtweiss-Institut der TU Braunschweig *
Eißfeldt, Fritz-Peter, Dipl.-Ing., BD, Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg, seit 1993
Flügge, Gerd, Dr.-Ing., LBD, Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg, seit 1989
Franzius, Otto, Dipl.-Ing., BD, WSD Nordwest, Aurich, von 1989 bis 2001
Heinrichs, Michael, Dipl.-Ing., RBD, Amt f. ländl. Räume, Kiel, seit 1998
Kohlhase, Sören, Prof. Dr.-Ing.(habil.), Inst. f. Wasserbau der Universität Rostock *
Kunz, Hans, Dr.-Ing.(habil.), Ltd. Dir. und Prof., NLÖ-Forschungsstelle Küste, Norderney, seit 1988
Möbius, Werner, Dipl.-Ing. Geschäftsf. in J. Möbius Bau-Gesellschaft, Hamburg, seit 1996
Oumeraci, Hocine, Prof. Dr.-Ing., Leichtweiss-Institut der TU Braunschweig, seit 1994
Petersen, Peter, Dipl.-Ing., LRBD, LANU, Flintbeck, seit 1999
Probst, Bernd, Dipl.-Ing., Min. Rat, Min. f. ländl. Räume, Kiel, seit 1990
Schlie, Siegmund, Dipl.-Ing., Fa. Hirdes, Rostock, seit 1997
Schönian, Erich, Dr.-Ing., Berat. Ing., Hamburg *

Thorenz, Frank, Dipl.-Ing., BD, NLWK Betriebsst. Norden, seit 1997 Weiss, Dietrich, Dr.-Ing., StAUN Rostock, seit 1991, sowie
Herr Kamp, Wolf-Dietrich, Dipl.-Ing., LBD, ALW Husum von 1993–1998

* Gründungsmitglieder 1972

Ferner arbeiteten in der Arbeitsgruppe Deiche und als Gäste mit die Herren

Buß, Thomas, Dipl.-Ing., BOR, Baubehörde Hamburg – Wasserwirtschaft Jäger, Bernd, Dipl.-Ing., StAUN, Rostock
Temmler, Helmut, Dr., Geol.-Dir., LANU, Flintbeck
Eckhold, Jörg-Peter, Dipl.-Ing., WSD Nordwest, Aurich
Eggert, Wolf-Dietrich, Dr.-Ing., Strom- u. Hafenbau, Hamburg
Fröhle, Peter, Dr.-Ing., Inst. f. Wasserbau der Universität Rostock
Schüttrumpf, Holger, Dr.-Ing., Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg
Schwarz, Joachim, Dr.-Ing., ehem. HSVA Hamburg
Sparboom, Uwe, Dr.-Ing., Forschungszentrum Küste, Hannover

Für die Bearbeitung der Empfehlungen H in der von 1995 bis 1997 tätigen Arbeitsgruppe „Leitungskreuzungen", die bereits auf dem Sprechtag der HTG 1999 vorgestellt worden sind, konnten als weitere erfahrene Fachingenieure gewonnen werden die Herren

Starke, Wolf-Dietmar, Dipl.-Ing., LBD, StAIK, Norden, als Obmann
Andrzejewski, Dipl.-Ing., Baurat, Strom- u. Hafenbau Hamburg
Feddersen, Dipl.-Ing., ALW Husum
Lucas, Dipl.-Ing., ALW Itzehoe
Möller, Dipl.-Ing., Baubehörde Hamburg – Wasserwirtschaft
Tjardes, Dipl.-Ing., StAWA Brake
Windhaus, Dipl.-Ing., BOR, StAWA Stade / Cloppenburg

Darüber hinaus wurden weitere Fachleute aus Wissenschaft und Praxis in Spezialfragen hinzugezogen. Die einzelnen Empfehlungen wurden von folgenden Herren bearbeitet:

Empfehlungen A:	
2. Wasserstände, Sturmfluten	Dr.-Ing. Flügge, Dipl.-Ing. Franzius, *Dr.-Ing. (habil.) Kunz**
3. Seegang und Brandung	*Dr.-Ing. Daemrich*, Dr.-Ing. Fröhle, Prof. Dr.-Ing. Kohlhase, Dr.-Ing. Weiss
4. Ansätze für die Bemessung	*Prof. Dr.-Ing. Oumeraci,* Dr.-Ing. Schüttrumpf, Dr.-Ing. Sparboom
5. Strömungen	*Dr.-Ing. Eggert*
6. Sandbewegung	*Dr.-Ing. Dette,* Prof. Dr.-Ing. Raudkivi
7. Eisgang	*Dr.-Ing. Schwarz,* Dipl.-Ing. Strübing, BSH
8. Statistische Analyse	*Dr.-Ing. Fröhle*
Empfehlungen B:	*Dipl.-Ing. Eißfeldt*, Dr. Temmler
Empfehlungen C:	*Dr.-Ing. Bayer*, Dr.-Ing. Binder, Karlsruhe, Dr.-Ing. H. A. Brodersen, Dortmund, Dipl.-Ing. Eißfeldt, Prof. Dr.-Ing. Kohlhase, Dr.-Ing. Lotter, Hamburg, Dr.-Ing. Schönian, Dr.-Ing. F. Saathoff, Lübbecke
Empfehlungen G:	Dipl.-Ing. Buß (Dr. Hähne), Dipl.-Ing. Eißfeldt, *Dipl.-Ing. Erchinger*, Dipl.-Ing. Heinrichs, Dipl.-Ing. Jäger, Dipl.-Ing. Möbius, Dipl.-Ing. Probst, Dipl.-Ing. Schlie, Dr.-Ing. Schönian, Dr. Temmler, Dr.-Ing. Weiss
Empfehlungen H:	Dipl.-Ing. Andrzejewski, Dipl.-Ing. Feddersen, Dipl.-Ing. Lucas, Dipl.-Ing. Möller, *Dipl.-Ing. Starke*, Dipl.-Ing. Tjardes, Dipl.-Ing. Windhaus
Anhang 2002:	*Dipl.-Ing. Thorenz*

**kursiv: Federführung*

Ihnen allen sei für Ihre ehrenamtliche Mitarbeit herzlich gedankt. Eingeschlossen sind auch die ungenannten Kollegen im NLWK sowie die vielen Helferinnen und Helfer in den Dienststellen, Instituten, Betrieben und Baufirmen.

Ein ehrendes Gedenken gebührt den verstorbenen, langjährig aktiven Ausschussmitgliedern

Johann Kramer, Dipl.-Ing., LBD a.D., Aurich,
Ausschussvorsitzender von der Gründung 1972 bis 1986
* Nov. 1919 † 23. März 1997

Winfried Siefert, Prof. Dr.-Ing., Strom- und Hafenbau Hamburg, Mitglied seit 1982
* März 1940 † 17. März 1999

Karl-Heinz Brößkamp, Dipl.-Ing., Oberingenieur der Fa. Philip Holzmann AG, Niederl. Hamburg, Mitglied seit 1972
* Juli 1921 † 8. Juni 2000

Johann Schwitters, Dipl.-Ing., LBD a.D., Emden, Mitglied von 1972 bis 1993
* Oktober 1921 † 9. Februar 2001

Die Empfehlungen A bis H geben den gegenwärtigen Wissens- und Erfahrungsstand im Küsteningenieurwesen wieder. Gewisse Wiederholungen im Text sind beabsichtigt, um jede der Empfehlungen für sich lesbar zu machen. Bei Einzelfragen, wie z.B. dem Unterwassereinbau von Asphaltgemischen, ist auf die Empfehlungen E über Deckwerke und andere Längswerke an sandigen Küsten in der EAK 1993 verwiesen. Querverweise erleichtern das Auffinden entsprechender Abschnitte sowohl in den vorliegenden Empfehlungen 2002 als auch in den Empfehlungen D, E und F der EAK 1993, die uneingeschränkt ihre Gültigkeit und Aktualität behalten.

Diese Empfehlungen EAK 2002 wurden auf zwei Sprechtagen des Ausschusses der DGGT und der HTG im Herbst 1999 und Anfang 2002 vorgestellt und als „Gelbdruck“ oder im Internet sechs Wochen zur Diskussion gestellt. Der Ausschuss dankt für eingegangene Anregungen und Verbesserungsvorschläge und ist auch weiterhin an Zuschriften dieser Art interessiert, um diese bei einer späteren Überarbeitung berücksichtigen zu können.

Ein besonderer Dank gebührt dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., die die Veröffentlichung ermöglichten, damit diese Empfehlungen ihren Mitgliedern sowie einem weiten Kreis von Fachleuten aus Wissenschaft und Praxis des Küsteningenieurwesens im In- und Ausland zugänglich gemacht werden.

Norden, im Juni 2002

Heie F. Erchinger
Ausschussvorsitzender

Vorwort
zur korrigierten 3. Ausgabe der Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken (EAK 2002)

Die EAK 2002, die erstmals in „Die Küste“ 65 (2002) veröffentlicht wurde, erschien als korrigierte Ausgabe 2007 sowie als unveränderte Auflage 2015 und wird mit dieser Ausgabe als korrigierter Nachdruck 2020 vorgelegt. Der Fachausschuss für Küstenschutzwerke arbeitet derzeit an der Neustrukturierung der EAK. Bis dahin stellt die vorliegende Ausgabe den aktuellen Stand der EAK dar.

Es handelt sich bei dem vorliegenden Werk lediglich um Empfehlungen für die Ausführungen von Küstenschutzwerken. Die Benutzung dieses Heftes und die Umsetzung der darin enthaltenen Informationen erfolgt daher ausdrücklich auf eigenes Risiko. Haftungsansprüche gegen die Autoren für Schäden materieller oder ideeller Art, die durch die Nutzung der Empfehlungen verursacht wurden, sind grundsätzlich ausgeschlossen. Das Werk inklusive aller Inhalte wurde unter größter Sorgfalt erarbeitet. Die Autoren übernehmen jedoch keine Gewähr für die Aktualität, Korrektheit, Vollständigkeit und Qualität der bereitgestellten Informationen. Druckfehler und Falschinformationen können nicht vollständig ausgeschlossen werden.

Hamburg, im September 2020

Dr.-Ing. Karsten Peters /
Ausschussvorsitzender

Zusammenfassung

Auf der Grundlage des heutigen Standes der wissenschaftlichen Erkenntnisse, der technischen Entwicklungen und der praktischen Erfahrungen wurden die Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken von 1993 überarbeitet und in erheblichen Teilen neu erstellt. Sie werden hiermit als EAK 2002 vorgelegt. Diese beinhalten die Empfehlungen A bis C 2002 mit den Grundlagen für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken wie Wasserstände und Sturmfluten, Seegang und Brandung, Strömungen, Sandbewegung im Küstenbereich, Eisgang sowie Ansätze für die Bemessung geböschter Bauwerke bei Wellenauflauf und Wellenüberlauf, für senkrechte Wellenbrecher und für Pfahlbauwerke. Die Darlegung der statistischen Analyse extremer Ereignisse ist für die Untersuchung extremer hydrodynamischer Größen neu aufgenommen worden. Zu den Grundlagen gehören ferner

„Geotechnische Untersuchungen von See- und Tidestromdeichen“ sowie „Baustoffe für Küstenschutzwerke“.

Weiter werden Empfehlungen für Planung und Baudurchführung von Küstenschutzwerken an Marschen- und Flachküsten vorgestellt. Erstmals herausgegeben werden die Empfehlungen G 2002: „Seedeiche und Tidestromdeiche“. Ausführlich werden darin Planung und Bauausführung von Deichen, Qualitätsanforderungen an das Deichbaumaterial für den Deichkern und die bindige Deichabdeckung behandelt. Auch die einzuhaltenden Grenzwerte bei der Verwendung von bindigem Baggergut als Deichabdeckboden sowie dessen Aufbereitung und Einbau werden eingehend dargelegt. Im Weiteren werden die Deichbegrünung und der Einbau von Asphalt-, Beton- und Steindeckschichten ausführlich beschrieben und in 22 ausgeführten Beispielen erläutert. Die Empfehlungen H 2002 über Verlegen und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen von 1970 wurden überarbeitet und ergänzt.

Als Anhang enthält dieser Band 13 neuere ausgeführte Beispiele für Deckwerke und andere Längswerke sowie Buhnen, die in der EAK 1993 behandelt wurden und unverändert als Empfehlungen E und F für sandige Küsten ihre Gültigkeit behalten (s. Die Küste, H. 55/ 1993).

Summary

The ‚Guidelines and Recommendations for the Design of Coastal Structures (EAK)' published in 1993 (Die Küste, H. 55) have been revised based on today's scientific knowledge, technical development and practical experience of the past years. Major parts of the recommendations have been re-written. Together with the unmodified recommendations, D, E and F they constitute the EAK 2002.

Guidelines A-C 2002 elaborate on the external forces on coastal structures such as water levels and storm surges, waves and surf, currents, sediment transport and ice forces as well as design principles for sloped structures with wave run-up and overtopping, vertical breakwaters and pile-supported structures. A newly discussed topic is the ‚Statistical Analysis of Extreme Events'. Moreover, the chapters on ‚Geotechnical Aspects of Sea and Estuary Dikes' and ‚Construction Materials for Coastal Structures' have been added.

While recommendations for planning, design and construction of ‚Coastal Structures on Marshes and Low-lands' are part of the compendium guidelines ‚G 2002: Sea and Estuary Dikes' are a novel contribution. This chapter elaborates on dike design, quality prerequisites for the core material and the cohesive outer layers, the threshold properties, preparation and utelization of which are being defined.

Furthermore, the principles of seeding grass for the cover layer of dikes or, alternatively, placing asphalt, concrete or natural stone revetments have been described in detail and have been elucidated by 22 examples from recent building practice. Guidelines H2002 ‚Power Lines and Pipelines – Construction and Operation in Flood Protection Structures' have been revised and complemented.

In the appendix, EAK 2002 shows 13 examples of newly constructed revetments and training walls as well as groynes which generally have been considered in the EAK 1993 (cf. Die Küste, H. 55, 1993) and remain unchanged.

Vorbemerkung zur Einführung eines Teilsicherheitskonzeptes für Küstenschutzwerke

Wie in vielen anderen Ländern, ist auch in Deutschland die Bemessung von Küstenschutzwerken nicht durch ein Regelwerk, wie z.B. die DIN, verbindlich geregelt. Es gibt lediglich allgemeine Richtlinien, die den Charakter von „Empfehlungen" haben, dabei zugleich auch den jeweiligen aktuellen Wissens- und Erfahrungsstand hinsichtlich Bemessung, Konstruktion, Unterhaltung und Überwachung der baulichen Anlagen wiedergeben. So wie die EAK stellen derartige „Empfehlungen" aber eine notwendige Ergänzung der verbindlichen Normen dar, weil es weder sinnvoll noch möglich ist, alle Aspekte für relativ junge und dynamische Fachdisziplinen, wie z.B. das Küsteningenieurwesen, formal zu regeln. Bei Empfehlungen muss möglichst jeder Konflikt mit den Grundsätzen der nationalen Normen (DIN, etc.) sowie der Europäischen Normen (EN) und Vornormen (ENV) vermieden werden. Insbesondere sollten grundsätzlich die dort für die klassischen baulichen Anlagen des konstruktiven Ingenieurbaus formulierten Sicherheitsanforderungen ebenfalls für Küstenschutzwerke gelten. Die direkte Umsetzung einer solchen Forderung für die Praxis beinhaltet jedoch erhebliche Schwierigkeiten. Dies bezieht sich sowohl auf das Vorgehen des neuen Sicherheitskonzeptes im Regelwerk als auch auf die Besonderheiten der Küstenschutzwerke und deren komplexer Einwirkungen (Oumeraci, 1999).

Das neue Sicherheitskonzept basiert auf der Festlegung von Teilsicherheitsbeiwerten für die einzelnen Einwirkungen und Widerstände für verschiedene Grenzzustände und Sicherheitsklassen. Diese Festlegung erfolgte jedoch bislang hier noch nicht auf einer nachvollziehbaren probabilistischen Grundlage, wie sie etwa in der DIN (1981) empfohlen wird, sondern beruht im Allgemeinen auf den bisherigen (deterministischen) Globalsicherheitsbeiwerten. Letztere wurden bekanntlich ausschließlich aufgrund der Erfahrungen mit den klassischen baulichen Anlagen des konstruktiven Ingenieurbaus festgelegt. Ob und inwiefern diese Erfahrungen – und somit derartige Sicherheitsbeiwerte – auf Küstenschutzwerke übertragen werden können, ist nur fallspezifisch zu beantworten.

Eine besonders große Schwierigkeit ergibt sich in diesem Zusammenhang aus der stochastischen und sehr komplexen Natur der Einwirkungen auf Küstenschutzwerke, wie etwa die Belastungen aus extremen Wasserständen und Seegang. Sie stellen oft die entscheidenden Bemessungsparameter dar, sind jedoch viel schwieriger zu erfassen und daher mit viel größeren Unsicherheiten behaftet als die üblichen Einwirkungen im konstruktiven Ingenieurbau. Das heißt, dass bei gleichem Grenzzustand und gleicher Sicherheitsklasse für Küstenschutzwerke größere Teilsicherheitsbeiwerte der Einwirkungen zu erwarten sind.

Um das Sicherheitskonzept mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und Widerstände sinnvoll und konsequent auf Küstenschutzwerke übertragen zu können, ist eine Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte auf einer nachvollziehbaren probabilistischen Basis unerlässlich. Die Ziel-Versagenswahrscheinlichkeiten, die als Eingangsparameter zur Bestimmung der Teilsicherheitsbeiwerte dienen könnten, sind in DIN (1981) für zwei Grenzzustände (Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit) sowie für drei Sicherheitsklassen angegeben. Ernsthafte Bemühungen des Küstenwasserbaus in diese Richtung haben erst vor einigen Jahren begonnen, so dass die ersten Bemessungsansätze auf dieser Grundlage bislang nur für geschüttete Wellenbrecher (PIANC, 1992) und monolithische Wellenbrecher (PIANC, 2001) vorliegen. Diese ersten Erfahrungen bei der Anwendung des Teilsicherheitskonzeptes auf der Grundlage probabilistisch abgeleiteter Teilsicherheitsbeiwerte haben in erster Linie gezeigt, dass eine allgemeine Implementierung für Küstenschutzwerke nur schrittweise und auch nur als langfristiger Iterationsprozess erfolgen kann. Außerdem wurde deutlich, dass

die Festlegung der Teilsicherheitskoeffizienten nicht allein das Ergebnis wissenschaftlich-technischer Untersuchungen sein darf. Aufgrund dieser Erfahrungen wird klar, warum die EAK bewusst darauf verzichtet hat, zu diesem Zeitpunkt auf die Betrachtung von Teilsicherheitsbeiwerten einzugehen.

Solange diese neuen Konzepte noch nicht erprobt sind, muss wie bisher im Rahmen der Sicherheitsanforderungen des gültigen Regelwerkes sowie weiterer bewährter Empfehlungen aus der Bemessungspraxis (EAU 1996, etc.) so verfahren werden, dass keine wesentliche unwirtschaftliche Bemessung der Küstenschutzwerke, aber auch keine Gefahr einer deutlichen Unterbemessung besteht. Das heißt dort, wo die Voraussetzungen für die Anwendung des neuen Teilsicherheitskonzeptes gegeben sind, müssen die zu wählenden Teilsicherheitsbeiwerte darauf ausgerichtet sein, dass das bisher in der Praxis bewährte Sicherheitsniveau eingehalten wird. Eine möglicherweise deutliche Herabsetzung des bisher bewährten Sicherheitsniveaus kann ohne stichfeste Begründungen und Untermauerungen durch praktische Erfahrungen nicht zugelassen werden.

Schriftenverzeichnis

EAU 1996: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen“. Ernst und Sohn Verlag, 9. Auflage, 1997.

DIN: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Beuth Verlag GmbH, Berlin, Köln, 1981.

Oumeraci, H.: Codes of Practice Related to Harbour and Coastal Structures in Germany. Proc. Coastal Structures ’99, Santander, Spain, 1999.

PIANC: Analysis of Rubble Mound Breakwaters. Final Report Working Group 12. Supplement to Bulletin No. 78/79. Brussels, 1992.

PIANC: Breakwater With Vertical and Inclined Concrete Walls. Final Report Working Group 28. (To be published), 2001.

Inhaltsverzeichnis

Fachausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG)

Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 2002

Vorwort III

Zusammenfassung VII

Summary VIII

Vorbemerkung zur Einführung eines Teilsicherheitskonzeptes für Küstenschutzwerke IX

Empfehlungen A 2002:
Äußere Belastung als Grundlage für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken 1–302

Empfehlungen B 2002:
Geotechnische Untersuchungen von See und Tidestromdeichen 303–338

Empfehlungen C 2002:
Baustoffe für Küstenschutzwerke 339–398

Empfehlungen G 2002:
Seedeiche und Tidestromdeiche 399–550

Empfehlungen H 2002:
Empfehlungen für Verlegen und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen 551–560

Anhang 2002:
Neuere Ausführungsbeispiele zu den Empfehlungen E: Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz und Empfehlungen F: Buhnen als Küstenschutz der EAK 1993 561–589

Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100

Empfehlungen A 2002

Äußere Belastung als Grundlage für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken

Inhalt

1. Einführung ... 5

2. Wasserstände und Sturmfluten ... 7
2.1 Bemessungswasserstand ... 7
2.1.1 Definition des Bemessungswasserstandes und Begriffe ... 7
2.1.2 Ermittlung des Bemessungswasserstandes ... 10
2.1.3 Die Bemessungsverfahren ... 12
2.2 Bemessungswasserstände in Verbindung mit Sicherheitsstandard und Risiko ... 15
2.3 Physikalische Prozesse ... 17
2.3.1 Erläuterung der maßgeblichen physikalischen Prozesse für die Entstehung von Extrem-Wasserständen für die deutsche Nordseeküste ... 17
2.3.2 Windstauanalysen ... 22
2.4 Systemanalysen mit numerischen Modellen für die Nord- und Ostsee als Grundlage für die Ermittlung von Bemessungswasserständen ... 25
2.4.1 Numerische Modelle für Nord- und Ostsee ... 25
2.4.2 Ermittlung regionaler Extremwasserstände durch Systemvariationen mit numerischen Modellen ... 27
2.5 Übersicht der höchsten eingetretenen Wasserstände und der Bemessungswasserstände ... 28
2.6 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 2 ... 31

3. Seegang und Brandung ... 34
3.1 Einführung ... 34
3.2 Anmerkungen zu Wellentheorien ... 36
3.2.1 Allgemeines ... 36
3.2.2 Deterministische Wellentheorien, Überblick ... 37
3.2.2.1 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude (AIRY-LAPLACE) ... 42
3.2.2.2 Theorien endlicher Amplitude (STOKESsche Wellentheorien) ... 43
3.2.2.3 Cnoidale Wellentheorie und Theorie der Einzelwelle ... 45
3.2.2.4 Trochoidale Wellentheorie und LAGRANGEsche Betrachtungsweise nach WOLTERING ... 46
3.2.3 Zur Anwendung der Wellengleichungen, lineare Theorie ... 46
3.2.3.1 Potentialfunktion ... 46
3.2.3.2 Orbitalbewegung ... 47
3.2.3.3 Druckverteilung unter einer fortschreitenden Schwerewelle ... 47
3.2.3.4 Kinetische und potentielle Energie ... 48
3.2.3.5 Energiefluss ... 49
3.2.3.6 Gruppengeschwindigkeit ... 49
3.2.3.7 Überlagerung von Wellen ... 50
3.3 Seegang ... 50
3.3.1 Allgemeines und Formen der Vereinfachung ... 50
3.3.2 Seegangsparameter, Definitionen und Bezeichnungen ... 54
3.3.2.1 Allgemeines ... 54
3.3.2.2 Zeitbereichsparameter ... 55
3.3.2.3 Frequenzbereichsparameter ... 58

3.3.3 Zusammenhänge zwischen Seegangsparametern im Zeit- und Frequenzbereich ... 59
3.3.4 Hinweise zur Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs bei Simulation und Bemessung ... 61
3.3.5 Formen des Spektrums ... 65
3.3.5.1 Eindimensionales Seegangsspektrum, Tiefwasser ... 65
3.3.5.2 TMA-Flachwasserspektrum ... 67
3.4 Flachwassereffekte ... 69
3.4.1 Allgemeines ... 69
3.4.2 Refraktion ... 70
3.4.3 Shoaling ... 72
3.4.4 Wellenbrechen ... 75
3.4.5 Sohlreibung und Perkolation ... 84
3.5 Bauwerksbedingte Einflüsse ... 85
3.5.1 Reflexion ... 85
3.5.2 Diffraktion ... 88
3.5.3 Wellentransmission ... 92
3.5.4 Wellenauflauf ... 99
3.5.5 Druckschlag ... 99
3.6 Ermittlung von Seegangsdaten ... 100
3.6.1 Allgemeines ... 100
3.6.2 Seegangsvorhersageverfahren ... 101
3.6.2.1 Einführende Hinweise und Ziele ... 101
3.6.2.2 Definitionen und Eingangsgrößen ... 102
3.6.2.3 JONSWAP-Seegangsvorhersage für Tiefwasser nach RICHTER ... 103
3.6.2.4 Gleichungen und Diagramme für Tiefwasser, Shore Protection Manual ... 105
3.6.2.5 Berechnungsverfahren für einfache Windfelder im Flachwasser, Shore Protection Manual ... 107
3.6.2.6 Berücksichtigung von TMA-Flachwasserspektren in der Seegangsvorhersage ... 108
3.6.3 Seegangsmessungen ... 110
3.6.3.1 Konzeptionelle Überlegungen ... 110
3.6.3.2 Hinweise auf durchgeführte Messungen, deutsches Küstengebiet ... 111
3.6.3.3 Zur Auswertung von Seegangsmessungen ... 113
3.6.4 Wind-Wellen-Korrelationen ... 118
3.6.5 Schließung von Datenlücken ... 124
3.6.6 Extrapolation von Messreihen auf längere Zeiträume ... 126
3.7 Bemessungsseegang ... 128
3.7.1 Definitionen und Vorbemerkungen ... 128
3.7.2 Bemessung bei der Ermittlung integraler Größen und Häufigkeitsangaben ... 129
3.7.3 Bemessung auf extreme Ereignisse und Risikoaspekte ... 131
3.7.4 Kurzzeitstatistik ... 134
3.8 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 3 ... 138

4. Ansätze für die Bemessung von Küstenschutzwerken ... 143
4.1 Einführung ... 143
4.2 Geböschte Bauwerke ... 143
4.2.1 Allgemeines ... 143
4.2.2 Druckschlagbelastung ... 145
4.2.3 Quasihydrostatische Wellenwirkungen ... 150
4.2.4 Wellenauflauf an relativ flach geneigten Böschungen ... 150
4.2.4.1 Referenzfall ... 151
4.2.4.2 Einfluss des naturnahen Seegangs ... 153
4.2.4.3 Einfluss einer veränderlichen Deichneigung auf die Wellenauflaufhöhe ... 153
4.2.4.4 Einfluss der Oberflächenrauheit ... 156
4.2.4.5 Einfluss der Wellenangriffsrichtung ... 157

4.2.4.6 Anwendung von Teekeinmessungen ... 158
4.2.4.7 Strömungsgrößen des Wellenauflaufs ... 159
4.2.4.8 Numerische Modelle ... 160
4.2.5 Berechnungsverfahren für Wellenüberlauf ... 161
4.2.5.1 Einleitung ... 161
4.2.5.2 Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate q ... 161
4.2.5.3 Ermittlung des individuellen Wellenüberlaufvolumens ... 162
4.2.5.4 Einflussfaktoren auf den Wellenüberlauf ... 163
4.2.5.5 Zulässige Wellenüberlaufraten ... 163
4.2.5.6 Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs ... 164
4.2.6 Böschungen mit Bruchstein- und Formkörperabdeckungen ... 166
4.2.6.1 Allgemeines ... 166
4.2.6.2 HUDSON-Formel ... 166
4.2.6.3 Ermittlung des erforderlichen Decksteingewichtes nach VAN DER MEER ... 167
4.2.7 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.2 ... 171
4.3 Senkrechte Wellenbrecher ... 174
4.3.1 Bauwerkstypen ... 174
4.3.2 Hydraulische Bemessungsgrundlagen für senkrechte Wellenbrecher ... 174
4.3.2.1 Bemessungsablauf ... 175
4.3.2.2 Hinweise zur hydraulischen Wirksamkeit ... 175
4.3.2.3 Wellenbelastung senkrechter Wellenbrecher ... 177
a) Klassifizierung der Lastfälle ... 177
b) Lastfälle ohne Druckschlag ... 179
c) Lastfälle mit Druckschlagbelastung ... 186
4.3.2.4 Wellenbelastung senkrechter Schutzwerke mit durchlässiger Front ... 188
a) Durchlässige Wände ohne Wellenkammer ... 188
b) Durchlässige Wände mit Wellenkammer(n) ... 189
c) Schutzmauer mit Dissipationskammer auf hoher Schüttsteinunterlage (HMCB-Konzept) ... 190
4.3.2.5 Allgemeine Hinweise zu anderen Belastungsarten und zugehörigen Standsicherheitsnachweisen ... 191
4.3.3 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.3 ... 192
4.4 Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke ... 194
4.4.1 Allgemeines ... 194
4.4.2 Überlagerungsverfahren nach MORISON, O'BRIEN, JOHNSON u. SCHAAF (MOJS) ... 194
4.4.3 Kraftkoeffizienten für das MOJS-Überlagerungsverfahren ... 195
4.4.3.1 Kraftkoeffizient CD ... 195
4.4.3.2 Kraftkoeffizient CM ... 196
4.4.3.3 Einfluss der Oberflächenrauheit ... 196
4.4.4 Sonderfälle bei Pfahlbauwerken ... 197
4.4.4.1 Überlagerte Strömungen ... 197
4.4.4.2 Brechende Wellen ... 197
4.4.4.3 Geneigte Pfähle ... 198
4.4.4.4 Horizontale Zylinder ... 198
4.4.4.5 Pfahlgruppen ... 198
4.4.4.6 Vom Kreiszylinder abweichende Pfahlquerschnitte ... 199
4.4.4.7 Pfahlschwingungen durch Wirbelablösungen ... 199
4.4.5 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.4 ... 199

5. Strömungen ... 200
5.1 Allgemeines ... 200
5.2 Tideströmungen ... 201
5.3 Dichteströmungen ... 205
5.4 Seegangserzeugte Strömungen ... 207
5.5 Driftströmungen (winderzeugte Strömungen) ... 209
5.6 Bemessung auf Strömungen ... 210
5.6.1 Vorbemerkung ... 210

5.6.2 Sohl- und Böschungsauskleidungen ... 211
5.6.3 Sohlsicherung in/vor Sperrwerken und Sielen ... 213
5.6.4 Böschungen kleiner Häfen ... 214
5.7 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 5 ... 214

6. Sandbewegung im Küstenbereich ... 215
6.1 Einleitung ... 215
6.2 Charakteristika von Küstensystemen ... 217
6.3 Merkmale und Eigenschaften einer sandigen Küste ... 218
6.4 Kriterien für Erosion oder Akkumulation an einer Küste ... 220
6.5 Bewegungsbeginn von Sedimenten und Sohlformen ... 221
6.6 Energiefluss in die Brandungszone einer Küste ... 223
6.7 Aktive Zone einer Erosionsküste ... 226
6.8 Küstenlängstransportpotential ... 230
6.9 Bestimmung der Gesamtfracht aus Transport an der Sohle und in Suspension ... 233
6.10 Berechnung der Bodenfracht ... 233
6.11 Berechnung der Suspensionskonzentration ... 236
6.11.1 Problemstellung ... 236
6.11.2 Suspensionskonzentration außerhalb der Brandungszone ... 238
6.11.3 Suspensionskonzentration innerhalb der Brandungszone ... 239
6.12 Berechnung des küstenparallelen Sedimenttransportes ... 240
6.12.1 Allgemeines ... 240
6.12.2 Ansatz nach CERC ... 241
6.12.3 Ansatz von KAMPHUIS ... 242
6.12.4 Berechnungsbeispiele ... 242
6.13 Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes ... 246
6.13.1 Einleitung ... 246
6.13.2 Ansätze für das Gleichgewichtsprofil ... 247
6.13.3 Numerisches Modell von KRIEBEL ... 248
6.13.4 Numerisches SBEACH-Modell ... 249
6.14 Schutzbedarf sandiger Küsten ... 250
6.15 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 6 ... 253

7. Eisgang ... 257
7.1 Vorbemerkungen ... 257
7.2 Eisbildung und Arten von Eis ... 257
7.2.1 Allgemeines ... 257
7.2.2 Bildung von Oberflächeneis ... 257
7.2.3 Bildung von Salzwassereis (Meereis) ... 258
7.2.4 Bildung von Süßwassereis ... 261
7.2.5 Bildung von Schwebeis ... 261
7.2.6 Bildung von Grundeis ... 262
7.3 Eisfestigkeiten ... 262
7.3.1 Allgemeines ... 262
7.3.2 Druckfestigkeit ... 262
7.3.3 Zugfestigkeit ... 264
7.3.4 Biegefestigkeit ... 266
7.3.5 Scherfestigkeit ... 267
7.3.6 Zwei- und dreiaxiale Festigkeit des Eises ... 267
7.3.7 Zusammenfassung der Eisfestigkeiten ... 267
7.4 Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck ... 267
7.4.1 Allgemeines ... 267
7.4.2 Arten der Eisdruckbelastung ... 269
7.4.3 Berechnung der Eisdruckkräfte auf senkrechte, schlanke Stützen ... 270
7.4.4 Flächenbezogene Eisvolumensumme und maximale Eisdicke im deutschen Küstengebiet ... 271
7.5 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 7 ... 273

8. Statistische Analyse extremer Ereignisse 275
8.1 Begriffsbestimmung, Grundlagen der Statistik 275
8.2 Datenerfassung, Prüfung und Auswahl der Stichprobe 280
8.3 Extremwertstatistische Verteilungsfunktionen 285
8.4 Anpassung von Verteilungsfunktionen 285
8.4.1 Plotting Position 285
8.4.2 Methoden der Anpassung 287
8.4.3 Vertrauensbereiche (Konfidenzintervalle) 291
8.4.4 Bewertung der Anpassung 292
8.5 Extrapolation auf geringe Wahrscheinlichkeiten 293
8.6 Erforderliche Datenbasis 295
8.7 Physikalische Grenzbedingungen 297
8.8 Ausreißer 297
8.9 Bivariate Statistik 297
8.10 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 8 301

1. Einführung

Die Küsten an Nord- und Ostsee als Grenze zwischen Festland und Meer sind keine festen Linien. Sie haben sich nicht nur in geologischen Zeiträumen verändert, sondern unterlagen auch in geschichtlicher Zeit bis in die Gegenwart dem ständigen Wandel. Die Einwirkungen der Naturkräfte auf die Küste sind nach langfristigen Vorgängen und kurzzeitigen Ereignissen zu unterscheiden. Zu den kurzzeitigen Ereignissen gehören Sturmfluten, die in wenigen Stunden in Jahrhunderten geschaffene Werke vernichten, wie es die katastrophalen Sturmfluten der Vergangenheit gezeigt haben. Sie können topographische Entwicklungen einleiten, die jedoch nur von Bestand sind, wenn ihnen das langfristige natürliche Kräftespiel folgt.

Die langfristigen Vorgänge gestalten die großräumigen Küstenformen. Dabei ist zu unterscheiden zwischen Küsten,

- die durch Abrasion alle morphologischen Formen landwärts verlagern, so dass Küstenrückgang herrscht,
- die in einem dynamischen Gleichgewicht sind und um eine mittlere Lage pendeln
- sowie solchen, die durch Sedimentation anlanden.

Bei den natürlichen Flachküsten an der Nordsee ist zu unterscheiden zwischen den Küsten, die aus Meeresablagerungen aufgebaut worden sind und den Küsten, die sich an Festlandsresten oder dem Festland selbst herausgebildet haben. Bestehen in etwa Gleichgewichtsbedingungen, dann sind Zeiten der Anlandung und des Abbruchs im Wechsel zu beobachten. Einhergehend mit dem Anstiegstrend des relativen Meeresspiegels und der Häufigkeit erhöhter Wasserstände befinden sich viele Festlandsküsten der Nordsee im Abbruch. Einzelne Küstenstrecken der Nordseeinseln, wie die Westküste von Sylt oder die Westenden einiger ostfriesischer Inseln, unterliegen ebenso einer langandauernden Abbruchtendenz.

An der stärker gegliederten Ostseeküste ist die Küstenlinienentwicklung ebenfalls häufig durch langfristigen Abbruch gekennzeichnet. So sind in Mecklenburg-Vorpommern etwa zwei Drittel der Küstenlänge durch eine negative Sedimentbilanz geprägt. Die äußeren Belastungen verursachen die morphologischen Veränderungen und bestimmen maßgebend Zufuhr und Abtrag von Material.

Der Mensch hat besonders seit der Mitte des 19. Jahrhunderts mit Schutzbauten in das natürliche Geschehen an den Küsten eingegriffen, um Siedlungen, Industrie- und Hafenan-

lagen dem Zugriff des Meeres zu entziehen. Dabei sollten die Bauwerke sowohl funktionell der Beeinflussung der Naturvorgänge dienen als auch konstruktiv den äußeren Belastungen durch die Wasserkräfte standhalten. Die Erfahrung lehrte aber, dass auch die Wechselwirkungen zwischen den errichteten Bauten und den Naturkräften wie Wellenreflexion und Leeerosion beachtet werden müssen.

Im Einzelnen beruhen diese Belastungen auf:

– Tiden und Sturmfluten,
– Seegang und Brandung,
– Strömungen infolge Tiden und/oder Wellen sowie vereinzelt auch auf
– Eisgang, Treibgut und Ähnlichem.

Bei Sturmfluten überlagern sich häufig mehrere dieser Einzelwirkungen, wodurch es in der Vergangenheit immer wieder zu Katastrophen gekommen ist.

Küstenschutzmaßnahmen können in funktioneller Hinsicht untergliedert werden in

– Hochwasserschutzwerke (Deiche, Hochwasserschutzwände),
– Schutzwerke, die die Strömungen und Sandbewegungen beeinflussen und dadurch den Abtrag verringern bzw. sogar verhindern (Buhnen, Wellenbrecher),
– Schutzwerke, die den Küstenrückgang durch passive Sicherung stoppen oder hemmen (Deckwerke, Strand- und Ufermauern) bzw.
– Schutzmaßnahmen, die den Sandabtrag ausgleichen und dadurch dem Küstenrückgang entgegenwirken (Strand- und Vorstrandauffüllungen).

In der Praxis werden die einzelnen Schutzmaßnahmen in vielfältiger Weise kombiniert.

Die Sandbewegung im Küstenbereich und die dadurch bedingten morphologischen Veränderungen bilden eine wichtige Grundlage für die Beurteilung der Notwendigkeit und der Wirkung von Küstenschutzmaßnahmen. Sie wird auch aus diesem Grunde in diesen Empfehlungen behandelt.

Die folgenden Abschnitte, in denen die Problematik und die Wirkungen der hydrodynamischen Belastungen von Küstenschutzwerken dargelegt werden, lassen erkennen, dass das Wissen über die physikalischen Grundlagen von Tiden und Sturmfluten, Strömungen, Wellen, Eisgang und die dadurch ausgelösten Beanspruchungen seit der Herausgabe der bisherigen Empfehlungen EAK 1981 und EAK 1993 zugenommen hat. So haben die Fortschritte bei der Entwicklung der numerischen Modelltechnik und die Forschungsaktivitäten in physikalischen Wasserbaulaboren, z. B. im Großen Wellenkanal der Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig sowie in den entsprechenden Anlagen im Ausland erhebliche Fortschritte in der Entwicklung von Ansätzen für die Bemessung der Küstenschutzanlagen ergeben.

Trotz dieser Fortschritte ist es nur mit Einschränkungen möglich, Schutzwerke allein nach den äußeren Belastungen zu bemessen. Zusätzlich sind die Erfahrungen wichtig, die an früher erstellten Bauwerken gewonnen wurden; sie sind noch heute eine wichtige Grundlage für die Planung und den Bau im Küstenschutz. Die folgenden Ausführungen zur Bemessung von Deichen, Hochwasserschutzwänden, Wellenbrechern und anderen Küstenschutzwerken sind als wichtige Entscheidungshilfe für den im Küstengebiet tätigen Ingenieur anzusehen.

Die Bedeutung extremer hydrodynamischer Ereignisse im Hinblick auf die konstruktive Bemessung von Küstenschutzwerken aber auch für funktionelle Gesichtspunkte wird in diesen Empfehlungen mit dargestellt. Als Grundlage für die Untersuchung extremer hydrodynamischer Größen (Wasserstände, Seegangsereignisse und Strömungen) dient die statistische Analyse extremer Ereignisse. Sie wird in einem neu eingefügten Abschnitt am Ende dieser Empfehlungen A 2002 erläutert.

2. Wasserstände und Sturmfluten

2.1 Bemessungswasserstand

2.1.1 Definition des Bemessungswasserstandes und Begriffe

Der „Bemessungswasserstand“, auch „maßgebender Sturmflutwasserstand“ oder „Bemessungshochwasserstand“ (Ostsee) genannt, dient zur Bemessung von Hochwasserschutzanlagen/Küstenschutzwerken (Landesschutzdeiche/Mecklenburg-Vorpommern und Schleswig-Holstein, Hauptdeiche/Bremen, Hamburg und Niedersachsen.). Hochwasserschutzanlagen werden mit dem Ziel errichtet, den in ihrem Schutz lebenden Menschen weitgehende Sicherheit zu gewähren. Diese Anlagen sind daher notwendigerweise für Extremsituationen auszubauen. Hieraus ergibt sich die Zielvorgabe für die Festsetzung des Bemessungswasserstandes. Er ist in Deutschland länderspezifisch verbindlich definiert und methodisch durch verschiedene Verfahren festgelegt. Daneben gibt es Deiche/Schutzanlagen mit geringerer Schutzwirkung (z. B. „Sommerdeiche“, „Überlaufdeiche“ oder „sonstige Deiche“), deren Bemessung auf niedrigere Wasserstände ausgelegt ist (Bemessungswasserstände, die nicht für extreme Ereignisse ermittelt werden).

Der Bemessungswasserstand kennzeichnet den als maßgebend festgesetzten Sturmflutwasserstand. Er wird auf die Besonderheiten der Wasserstände der Nordsee-Sturmfluten und der Ostsee-Hochwässer abgestimmt. Im Zusammenwirken mit den jeweils ortsspezifisch festzulegenden Werten für die „Wellenauflaufhöhe“, ggf. mit „zugelassener Wellenüberlaufmenge“, ist dadurch die Sollhöhe der Küsten- und Hochwasserschutzwerke bestimmt.

Der Bemessungswasserstand ist eingebunden in die jeweils von den Ländern politisch festgesetzte Küstenschutzstrategie. Die Schutzstrategien gehen von der Zielvorgabe aus, die Hochwasserschutzanlagen so auszugestalten, dass sie alle zu erwartenden Hochwasserstände (Sturmfluten) sicher abwehren (kehren). Der Bemessungswasserstand ist somit als abwehrender Wasserstand so festzulegen, dass er zusammen mit den zusätzlich zu berücksichtigenden hydrographischen Komponenten (Seegang, säkularer Meeresspiegelanstieg) sowie den bautechnischen Vorgaben (Profil, Konstruktion, zulässige Überlaufmenge) unter Berücksichtigung von Deichbaustoffen (Sackung) und Baugrundverhältnissen (Setzung) dem als „Sicherheitsstandard“ definierten Schutzziel genügt. Der „Sicherheitsstandard“ für die deutschen Küstengebiete ist sehr hoch, kann aber keine absolute Sicherheit gewährleisten. Er ist das Ergebnis einer Sicherheitsdiskussion. Da das Gefühl der Sicherheit eine Frage der Wahrnehmung, also subjektiv ist, kann der Sicherheitsstandard – somit auch der darin enthaltende Bemessungswasserstand – nicht allein als Ergebnis wissenschaftlich-technischer Untersuchungen festgelegt werden (MLR S.-H., 2001).

Ein absoluter Schutz vor Extremhochwässern (Katastrophenfluten) ist nicht möglich, weil wir diese nicht sicher vorhersagen können. Es kann somit nicht absolut ausgeschlossen werden, dass der Bemessungswasserstand überschritten wird. Ob es im Überschreitungsfall zum Versagen des Deiches (Schutzwerkes) kommt, hängt von einer Vielzahl von Faktoren ab (Art und Zustand der Konstruktion, Seegang, Überlaufmengen usw.). Der Versagensfall führt zu Überflutungen und zu Schäden. Die Frage, wie sicher die Deiche sind, d. h. wie unwahrscheinlich der Versagensfall ist, zielt auf eine Bezifferung des Risikos, dem der Küstenbewohner ausgesetzt ist (s. Abschn. 2.2). Festzuhalten ist, dass mit der Festlegung des „Bemessungswasserstandes“ als Ergebnis eines politisch-gesellschaftlichen Entscheidungsprozesses gleichzeitig indirekt auch Vorgaben festgelegt wurden für die Größe des akzeptierten „Risikos“. Dies ist zu vergegenwärtigen, wenn im Folgenden dennoch die Begriffe „sicher“

und „Sicherheit“ als Gegenstand nachvollziehbarer wissenschaftlich-technischer Ermittlungen verwendet werden.

Der „Bemessungswasserstand“ wird durch die einwirkenden Größen (z. B. Wind, Oberwasser) und das spezielle Systemverhalten (z. B. Küste, Fluss, Nordsee, Ostsee) in sehr unterschiedlicher Weise bestimmt (s. Abschn. 2.1.2). Für den Bemessungswasserstand gibt es keine verbindliche Definition; dennoch stimmen die veröffentlichten Beschreibungen im Wesentlichen mit der von Siefert (1998a, S. 228 in Anlehnung an EAK 1993, S. 19) mitgeteilten Beschreibung überein:

„Der Bemessungswasserstand ist der für einen vorgegebenen Zeitraum zu erwartende höchste Wasserstand, auf den eine Hochwasserschutzanlage unter Berücksichtigung des säkularen Anstiegs und des Oberwasserzuflusses zu bemessen ist. Möglicher Seegangseinfluss ist darin nicht enthalten“.

Lüders u. Luck (1976, S. 19) beschreiben den Bemessungswasserstand wie folgt:

„Bemessungswasserstand für Seedeiche, maßgebender Sturmflutwasserstand, Bemessungswert für die Bestimmung der Hauptdeichhöhe, die erforderlich ist, um auch die höchsten Sturmtiden abzuwehren, mit denen aufgrund der Erfahrungen früherer Orkanfluten und unter Berücksichtigung des säkularen Meeresanstieges in den kommenden 100 Jahren gerechnet werden muss. Der „Bemessungswasserstand“ setzt sich aus ungünstigsten Einzelwerten (Windstau, Springerhöhung, säkularer Meeresanstieg) an einem Pegelort zusammen; er ist also kein bisher beobachteter Tidewasserstand, sondern ein errechneter Bemessungswert“.

Der „Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz“ Mecklenburg-Vorpommern (BM/M.-V., 1994) legt fest:

„Als einheitlicher Rahmen, in dem die konkreten Entscheidungen zu treffen sind, wurde der Bemessungshochwasserstand (BHW) entlang der deutschen Ostseeküste festgelegt. – Er setzt sich aus dem Scheitelwert des größten Ereignisses und aus dem langfristig stattfindenden (säkularen) relativen Meeresspiegelanstieg zusammen“.

Das Konzept „Bemessungswasserstand“ wurde in Deutschland unter dem Eindruck der schweren Sturmfluten an der schleswig-holsteinischen Westküste im Jahre 1949 und der nachfolgenden Katastrophenflut in den Niederlanden des Jahres 1953 entwickelt (Hensen, 1964; Lüders, 1964; TWB, 1969). Es kennzeichnet den Umschwung von einer bis dahin eher empirischen zu einer vorsorgenden, quantitativ nachvollziehbaren Bemessung von See- und Ästuardeichen. Damit sollte sichergestellt werden, dass die Landesschutzdeiche der „höchstmöglichen Sturmflut“ oder dem „maßgebenden Sturmflutwasserstand“ widerstehen können (Petersen, 1955; Hundt, 1965). Dies erforderte, dass man sich sowohl mit der Größe des Wasserstandes und der Wellenauflaufhöhe, als auch mit Fragen der funktionalen Gestaltung der Küstenschutzbauwerke befasste.

Im Hinblick auf die Zielvorgabe „Wehrhaftigkeit des Landesschutzdeiches“ gegenüber Extremereignissen ist der Bemessungswasserstand nur einer von mehreren Faktoren, von denen die Belastbarkeit (Versagenssicherheit) eines Deiches abhängt.

Bemessungswasserstand für die Küsten der Nord- und Ostsee

Zur Bestimmung des „Bemessungswasserstandes“ wurden für die Küsten der Länder Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern im Detail voneinander abweichende, prinzipiell aber von vergleichbaren Annahmen ausgehende Berechnungsmethoden festgesetzt (IK/ML, 1962; ML/LW, 1962; Lüders, 1964; Lüders u. Leis, 1964;

ML/Niedersachsen, 1973; IK/ML, 1976 u. 1979; BM/Mecklenburg-Vorpommern, 1994; Zarncke, 1999; Weiss, 2000).

Als deterministische Ansätze wurden für die Berechnung des maßgebenden Sturmflutwasserstandes/Bemessungswasserstandes vorgegeben:

– Er soll nicht niedriger sein, als der auf heute bezogene Wasserstand der bisher höchsten Sturmflut (Vergleichswertverfahren), siehe Abb. A 2.1 (rechtes Bild).
– Er soll nicht niedriger sein, als die Summe des größten beobachteten Windstaus über dem mittleren Tidehochwasser und des astronomisch möglichen höchsten Springtidehochwassers (Einzelwertverfahren), siehe Abb. A 2.1 (linkes Bild).
– Er soll für einen vorgegebenen Zeitraum (100 Jahre) den künftigen säkularen Anstieg berücksichtigen (Sicherheitszuschlag), siehe Abb. A 2.1 (linkes Bild).

Für die Küsten Schleswig-Holsteins (Nord- und Ostsee) wurde eine wahrscheinlichkeitstheoretische Vergleichsrechnung (statistischer Ansatz) als weitere Bedingung hinzugefügt:

– Er soll eine Eintrittswahrscheinlichkeit von n = 0,01 haben (Statistisches Verfahren).

Anmerkung:

In Niedersachsen ist nach dem Deichgesetz (NDG) eine Anwendung des statistischen Ansatzes ausgeschlossen (Lüders u. Leis, 1964). Mit den genannten Verfahren werden zwei bzw. drei Werte ermittelt, mit denen man im Rahmen von Plausibilitätsbetrachtungen den Bemessungswasserstand festlegt. Dies gilt grundsätzlich sowohl für die Küsten der Nordsee als auch der Ostsee. Zu beachten ist, dass sich aufgrund der verschiedenartigen Systemeigenschaften die Hochwasserereignisse der Ostsee wesentlich von den in der Nordsee auftretenden Sturmfluten unterscheiden (siehe Abschn. 2.4). Hinweis: Für die konstruktive Gestaltung des Landesschutzdeiches ist – zusätzlich zum festgesetzten Einzelwert „Bemessungswasserstand" – der Verlauf des gesamten Hochwasserereignisses zu berücksichtigen.

Für die Nordseeküsten von Schleswig-Holstein ergab bislang das statistische Verfahren die ungünstigsten Werte. Für die Gegebenheiten der niedersächsischen Küste lag der nach dem Vergleichsverfahren ermittelte Wert immer unterhalb des Ergebnisses nach dem Einzelwertverfahren. Hinweis: Das Vergleichswertverfahren kam zur Anwendung, wenn die Entwurfsaufsteller nicht über eine hinreichende Datengrundlage für das Einzelwertverfahren verfügten.

Für die Ostseeküste (Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern) ist der Sturmflutwasserstand vom 12./13. November 1872 maßgebend. Die messtechnisch sicher erfasste Sturmflut von 1872 wird im Schrifttum als die gewaltigste bezeichnet, die seit Menschengedenken die Ostsee heimgesucht hat. Ihr Scheitelwert wird daher, wie grundsätzlich in der EAK 1993 beschrieben, für die offenen deutschen Ostseeküsten als maßgebend für den Bemessungswasserstand festgesetzt. Lediglich für einige Bodden und Bereiche im Ostteil der Küste von Mecklenburg-Vorpommern war die Sturmflut von 1913 noch schwerer (Kolp, 1955; Weiss u. Biermann, 1996). Der aktuelle Stand sowie ein Ausblick auf Fortentwicklungen ist für die Nord- und Ostsee in Zuordnung zu den Ländern Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen, Schleswig-Holstein in Abschn. 2.1.3 dargestellt.

Ästuare/Tideflüsse

Für die Ästuare Elbe, Weser und Ems kann der „Bemessungswasserstand" nicht mit den für die Küste vorgestellten Verfahren berechnet werden. Dies erklärt sich aus den systemaren Unterschieden, die mit zunehmender Entfernung von der Küste infolge des Oberwas-

sereinflusses an Bedeutung gewinnen (s. Abschn. 2.3.1). Hinzu kommt, dass das Systemverhalten der Flussrinnen sich den natürlichen und künstlichen Veränderungen der Querschnitte anpasst, so dass keine hinreichend homogenen Wasserstandsdaten vorliegen (SIEFERT, 1982 u. 1998a; LAG, 1988).

2.1.2 Ermittlung des Bemessungswasserstandes

Festlegungen zum Einzelwert-, Vergleichswert- und Statistischen Verfahren für die deutsche Nord- und Ostseeküste sowie zu den Begriffen

Die genannten Verfahren werden von den deutschen Küstenländern mit Unterschieden im Detail angewendet. Zu den Unterschieden gehört der Zeitpunkt, für den man einen Wert für den „maßgebenden Sturmflutwasserstand" berechnet und diesen dann als „Bemessungswasserstand" (BHW) ausweist. Um die sich dadurch ergebenden Unterschiede systematisch kenntlich zu machen, wird hier folgende Unterscheidung eingeführt (siehe Abb. A 2.2):

$$BHW = BHW^* + \Delta; \text{ mit } \Delta = d\,(saekulum) + \Delta\,(ti)$$

$$BHW\,(ü) = BHW^* + \Delta\,(ti)$$

BHW ≡ BW	:	„Bemessungswasserstand" (Bemessungshochwasserstand) für das **Bemessungsdatum** (s.u.).
BHW*	:	Maßgebender Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) für das **Berechnungsdatum** (s.u.).
BHW (ü)	:	Maßgebender Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) für das **Überprüfungsjahr** (s.u.).
Δ	:	Sicherheitszuschlag als Summe aus d (saekulum) sowie Zuschlägen dx für örtliche Besonderheiten.
d (saekulum)	:	Sicherheitszuschlag, der dem zukünftigen Anstieg des Tidehochwassers (MThw) bzw. des Mittelwassers (Mean Sea Level) in einer bestimmten Zeitspanne (saekulum – zu 100 Jahren festgelegt) entspricht.
Δ (ti)	:	Anstieg des MThw bzw. des Mittelwassers während der Zeitspanne (ti) zwischen dem Berechnungsdatum und dem Überprüfungsjahr.
Bemessungsdatum	:	Zeitpunkt der Berechnung für das Bemessungshochwasser („Berechnungsdatum" plus 100 Jahre – zum Beispiel: Jahr 2000 + 100 Jahre).
Berechnungsdatum	:	Als Bezugsdatum für die generelle Planung von Küstenschutzwerken von dem jeweiligen Land offiziell festgelegt (z. B. das Jahr 2000 in: MLR/S.-H., 2001).
Überprüfungsjahr	:	Beliebiges Jahr im Zeitabstand ti (in Jahren) nach dem Berechnungsdatum ($o < ti < 100$).

Die Werte für BHW (ü) und BHW werden jeweils neu festgesetzt; ob dies mit BHW* plus Zuschlägen oder durch komplett neue statistische Berechnungen erfolgt, ist nicht festgelegt und hängt von der Entwicklung des Meeresspiegelanstiegs ab.

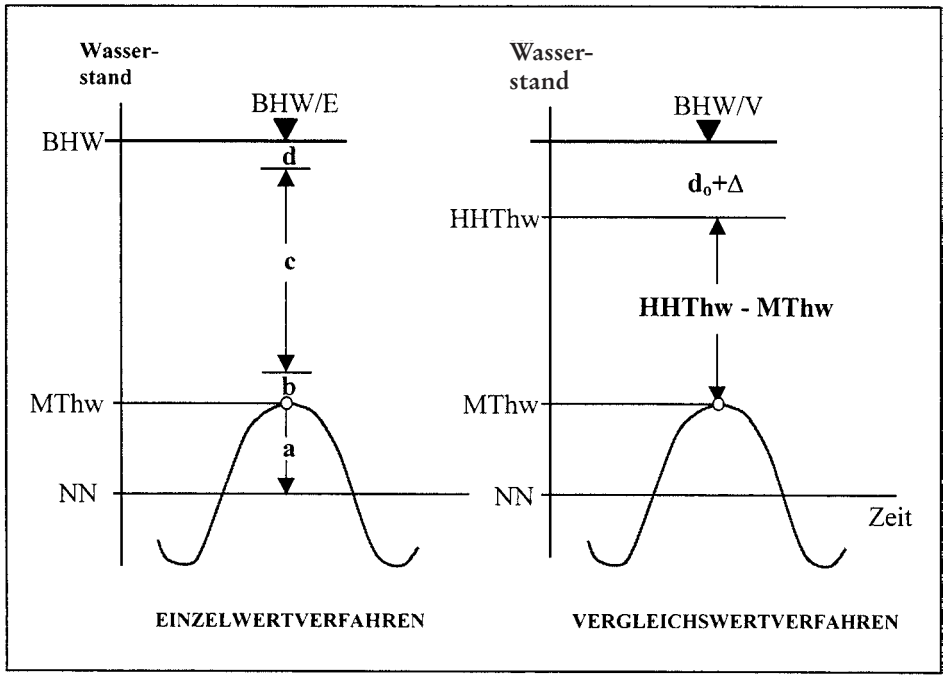


Abb. A 2.1: Skizze zur Berechnung des Bemessungswasserstandes (BHW) siehe Kap. 2.1.3

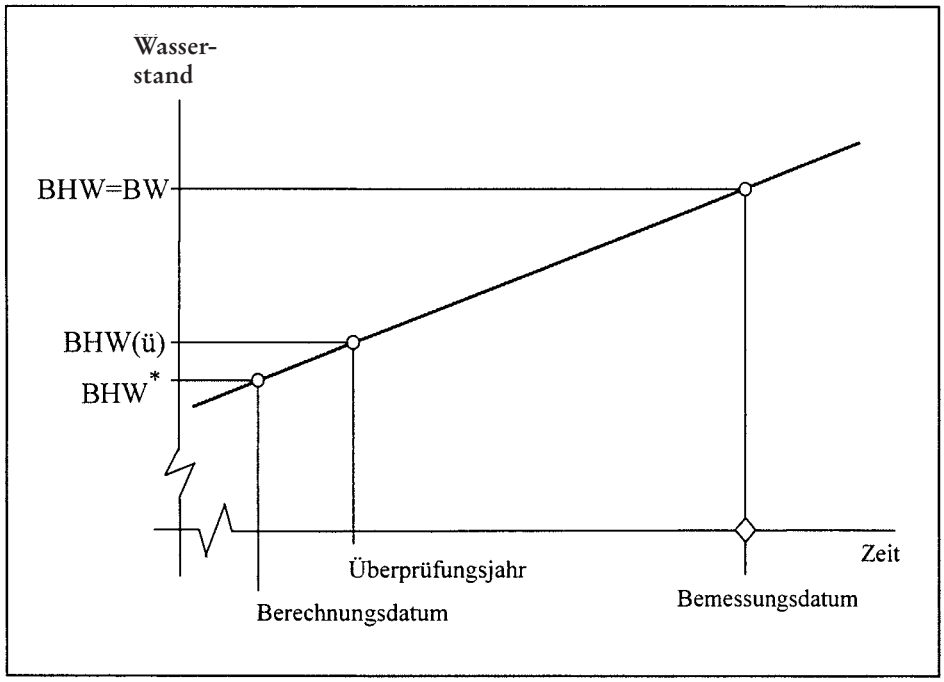


Abb. A. 2.2: Skizze zu den in Kap. 2.1.3 vorgestellten Bemessungswasserständen und zugeordneten Zeitbegriffen

Festlegungen für die Ästuare/Tideflüsse

Für die Elbe hat im Jahre 1986 eine Arbeitsgruppe mit Fachleuten aus Niedersachsen, Hamburg und Schleswig-Holstein das Verfahren **„Bemessungssturmflut"** entwickelt (EAK 1993) und nachfolgend bestätigend überprüft (SIEFERT, 1998a). Die Bemessungssturmflut weist für die Tideelbe sowohl die Bemessungswasserstände (Scheitelwerte) als auch den gesamten Tideverlauf der maßgebenden Sturmflut aus. Das Verfahren lässt sich in vier Schritten beschreiben:

a) Bestimmung einer *maßgebenden Sturmtidekurve für einen seewärtigen Flussquerschnitt,* der nicht mehr nennenswert vom Oberwasser beeinflusst ist (für die Elbe: Cuxhaven).
b) Modelluntersuchungen für den oberhalb des Querschnitts gem. Pkt. a) gelegenen Tideflussbereich (für die Elbe: bis Geesthacht) mit dieser Sturmtidekurve; Ergebnis ist der *maßgebende Sturmflutablauf im Tidefluss.*
c) Mit den Sturmflutwasserständen gem. Pkt. b) erfolgt die Festlegung der Scheitelwerte (HThw) für jeden Ort (**Bemessungswasserstand)**.
d) Bestimmung des zeitlichen und örtlichen Ablaufes der maßgebenden Sturmflut (Bemessungssturmflut) aus den Sturmtidekurven.

Die Bestimmung der „maßgebenden Sturmtidekurve" für den seewärtigen Anfangsquerschnitt des Ästuars führt grundsätzlich auf vergleichbare Schwierigkeiten, wie sie bei der Festlegung für das Bemessungshochwasser an den Küsten der Nord- und Ostsee gegeben sind (s. Abschn. 2.3). Die Ermittlungen zu den Punkten b) bis d) hingegen können heute über numerische Modelle ausreichend genau berechnet werden (s. Abschn. 2.4); die Aussagekraft hängt somit entscheidend davon ab, wie verlässlich die nach Pkt. a) vorzugebende „maßgebende Sturmtidekurve" ist.

Anmerkung: das Verfahren mit einer Bemessungssturmflut benötigt keine Sicherheitszuschläge, weil die mit den Zuschlägen abgedeckten Einflüsse mit ausreichenden Sicherheiten darin enthalten sind (SIEFERT, 1998a).

2.1.3 Die Bemessungsverfahren

Einzelwertverfahren

Das Einzelwertverfahren (LÜDERS, 1957; HUNDT, 1965) – auch „Überlagerungsverfahren" oder „a-b-c-d-Verfahren" genannt – kombiniert Einzelwerte, die nicht zum gleichen Hochwasserereignis gehören. Maßgebend für einen derartigen Ansatz war die Zielvorgabe, durch eine Kombination von ungünstigen Werten die Akzeptanz im gesellschaftlichen Prozess der Sicherheitsdiskussion zu erreichen. Der Bemessungswasserstand (BHW ≡ BHW/E) ergibt sich entsprechend Abb. A 2.1, linkes Bild (Beispiel Nordsee) als Summe aus:

Wert a: Höhe des mittleren Tidehochwassers (MThw) über NN (10-jähriges Mittel vor der Deichbemessung).
Wert b: Höhenunterschied zwischen dem höchsten Springtide-Hochwasser im Winter-Halbjahr (HSpThw) und dem MThw (das ist die max. Springtidenerhöhung).
Wert c: Größter bisher eingetretener sogenannter „Windstau" (s. Abschn. 2.3.2), der als Höhenunterschied zwischen dem bislang höchsten eingetretenen Tidehochwasser (HHThw) und dem zugehörigen vorausberechneten astronomischen Tidehochwasser (Thw) festgelegt ist.

Wert d: Sicherheitszuschlag, der das säkulare Steigen des MThw (Säkularanstieg, säkulare Hebung) berücksichtigt.

Der Wert b soll die Möglichkeit des zeitlichen Zusammentreffens einer sehr schweren Sturmflut mit dem astronomisch bedingten höchsten Springtide-Hochwasser während der Wintermonate berücksichtigen. Der Wert c enthält neben dem eigentlichen, durch Wind erzeugten Stau noch weitere Anteile wie Brandungsstau, Eigenschwingungen des Meeres, Fernwellen (s. Abschn. 2.3.1). Der Wert d wird üblicherweise auf eine Zeitspanne (saekulum) von 100 Jahren bezogen. Als Säkularanstieg wird für die Nordsee der ortsbezogene Anstiegstrend (relativ zur Landhöhe) des mittleren Tidehochwasserstandes (MThw) und für die Ostsee derjenige für den Mittelwasserstand (MW) verwendet. Seine Größe beträgt für das MThw etwa 25 bis 30 cm/100 Jahre und für das MW etwa 15 bis 20 cm/100 Jahre. Wenn es sich um Bauwerke handelt, die bei Bedarf erhöht werden können (z. B. Deiche), so werden diese Werte in die praktische Anwendung übernommen, wobei in besonderen Lagen des Deiches eine spezielle Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten erfolgt. Die erwartete Beschleunigung des natürlichen Anstiegstrends des Meeresspiegels infolge der sogenannten Globalen Klimaänderungen (IPCC/UNEP/WMO, 2001) erfordern bereits heute eine vorsorgliche Vergrößerung des Sicherheitszuschlags, wenn es sich um Küstenschutzwerke handelt, die später nicht mehr oder nur mit unverhältnismäßig großem Aufwand angepasst werden können (z. B. Sperrwerke, Deichmauern). In diesen Fällen sollten bereits heute d-Werte in der Größe von bis zu etwa einem Meter in Betracht gezogen werden.

Vergleichswertverfahren (Vergleichsverfahren)

Mit dem Vergleichswertverfahren wird der Bemessungswasserstand (BHW ≡ BHW/V) lokal festgelegt als Summe der folgenden Größen – siehe Abb. A 2.1, rechtes Bild (Beispiel Nordsee):

$$\text{BHW (Nordsee)} = (\text{HHThw} + \text{do}) + \Delta = \text{BHW}^* + \Delta$$

$$\text{BHW (Ostsee)} = (\text{HHW} + \text{do}) + \Delta = \text{BHW}^* + \Delta$$

HHThw: Höchster bisher eingetretener (sicher gemessener) Tidehochwasserstand (Nordsee).

HHW : Höchster bisher sicher gemessener Hochwasserstand (Ostsee).

do : Anstieg des Tidehochwassers (Thw) bzw. des Mittelwassers (MW) vom Eintrittsdatum des HHThw bzw. HHW bis zum Berechnungsdatum.

BHW* : Maßgebender Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) für das „Berechnungsdatum" – siehe Gl. S. 10.

Δ : Sicherheitszuschlag der zusammenfasst: zukünftiger Säkularanstieg vom „Berechnungsdatum" bis zum „Bemessungsjahr" (Berechnungsdatum plus 100 Jahre) sowie Zuschlag für örtliche Besonderheiten (tiefe Lage des Hinterlandes u.ä.), falls erforderlich.

Anmerkung: Im Schrifttum werden die Zuschlagswerte do, Δ sowohl einzeln als auch summativ zusammengefasst ausgewiesen. Es ist somit darauf zu achten, ob sich der maßgebende Sturmflutwasserstand auf das „Berechnungsjahr" oder auf das „Bemessungsjahr" (s. Abschn. 2.1.1) bezieht. Nur im letztgenannten Fall ist er identisch mit dem „Bemessungswasserstand" im Sinne der hier verwendeten Definition.

Zahlenwerte für das HHThw (Nordsee) und das HHW (Ostsee) sind für ausgewählte Pegelstandorte in Abschn. 2.5 zusammengestellt.

Statistisches Verfahren

Die Anwendung statistischer Methoden setzt voraus, dass eine hinreichend große Anzahl sicher gemessener Sturmflutwasserstände vorliegt und dass diese Daten für eine Extremwertstatistik geeignet sind (siehe Kap. A 8). Für die deutschen Nord- und Ostseeküsten wendet nur Schleswig-Holstein eine solche Methode an; sie wird als „Statistisches Verfahren" bezeichnet. Ein Vergleich mit den Niederlanden ist aus Abschn. 2.2 zu ersehen.

In Schleswig-Holstein legt das Statistische Verfahren fest (MLR S.-H., 2001): Der maßgebende Sturmflutwasserstand sollte eine Eintrittswahrscheinlichkeit von n = 0,01 (einmal in 100 Jahren) haben. Dabei wird unterschieden zwischen „Referenzwasserstand" für die 10-jährliche Sicherheitsüberprüfung und „Bemessungswasserstand" für die Bemessung. Für die statistische Berechnung sollte eine möglichst lange Zeitreihe verwendet werden. Zudem sollte man sich wegen der Vergleichbarkeit überall auf die gleichen Zeitreihen stützen. Die Aufzeichnungsdauer von Pegeln für die verschiedenen Küstenabschnitte ist unterschiedlich lang. Es ist somit zwischen den beiden genannten Aspekten abzuwägen. Für Schleswig-Holstein ergab sich beispielsweise, dass die mit einer längeren Zeitreihe (75 Jahre) berechneten Bemessungswasserstände durchschnittlich 20 Zentimeter niedriger sind, als die mit einer 50-jährigen Zeitreihe ermittelten Ergebnisse (MLR S.-H., 2001). Für die Ermittlung des „Referenzwasserstandes" wird eine 50-jährige Zeitreihe ohne weitere Zuschläge verwendet. Für den „Bemessungswasserstand" wird die 75-jährige Zeitreihe mit einem Zuschlag von 0,50 m für Säkulareffekte inklusive Klimafolgen verwandt.

Bemessungswasserstände an Elbe, Weser und Ems

Das derzeit angewendete Verfahren ist von Siefert (1998a) am Beispiel der Elbe eingehend beschrieben worden. Die „Bemessungssturmflut", im Fall der Elbe für den Elbe-Querschnitt bei Cuxhaven, wird mit Hilfe gemessener Wasserstände bestimmt. Diese enthalten unterschiedliche Komponenten, die sich bereits in der Nordsee überlagern. Dabei beeinflussen sie sich gegenseitig, so dass die in Cuxhaven gemessenen Werte nur die integrierte Wirkung darstellen. Ein Herauslösen einzelner Einflüsse für Bemessungszwecke ist mit ausreichender Sicherheit nicht möglich. Auf die Frage der Fortentwicklung dieses Ansatzes wird im Abschn. 2.4.2 eingegangen.

Die Bemessungssturmflut für Cuxhaven (2085A – siehe LAG, 1988; Siefert 1998a) wurde zusammengesetzt aus der „Mittleren Tidekurve" (Mittel der letzten 10 Jahre) und einer „maßgebenden Windstaukurve" (aus 255 Ereignissen zwischen 1901 und 1995 berechnet).

Der maßgebenden Sturmflut ist ein Oberwasserabfluss (Qo am Pegel Neu-Darschau) von 2200 m^3/s zugeordnet.

Die Berechnung der Wasserstände erfolgte mit den Vorgaben über numerische Modelle.

Der Termin für die nächste turnusmäßige Überprüfung der Bemessungswasserstände der Elbe ist 2006.

Die von der Elbe-Arbeitsgruppe ermittelten Grundlagen und empfohlenen Bemessungswasserstände (LAG, 1988) sind von den Anliegerländern Hamburg, Niedersachsen und Schleswig-Holstein offiziell eingeführt worden.

Für die Ems und die Weser wird das Verfahren analog angewendet, wobei zunächst die Ermittlung der Bemessungswasserstände über hydraulische Modellversuche erfolgte. Inzwischen werden auch hier numerische Modelle angewendet.

Ist keine „maßgebende Sturmtidekurve“ festgelegt, dann kann die Anwendung eines statistischen Ansatzes sinnvoll sein (NIEMEYER, 1997, als Beispiel für die Ems).

Festsetzung der Bemessungswasserstände

Die Bemessungswasserstände werden als eine der entscheidenden Grundlagen für die Deichbemessung von der zuständigen obersten Deichbehörde (Landes-Ministerium) offiziell festgesetzt. Dies erfolgt in „Generalplänen Küstenschutz – Hochwasserschutz“ (z. B. ML/NDS, 1973; BM/M.-V., 1994; MLR S.-H., 2001) und in gesonderten Bescheiden. Die Festsetzungen sind regelmäßig (zehnjähriger Abstand) oder aus gegebenen Anlässen zu überprüfen.

Der Generalplan Küstenschutz für Schleswig-Holstein (MLR S.-H., 2001) ordnet dem maßgebenden Sturmflutwasserstand (Hochwasserstand) unterschiedliche Zeitpunkte zu (s. a. Abschn. 2.1.2), Gl. S. 10:

- das Jahr 2000 als Berechnungsdatum für das BHW*,
- die Jahre 2010, 2020 usw. als „Referenzwasserstand“ BHW (ü) für das Überprüfungsjahr,
- der Bemessungswasserstand BHW wird bei jeder Bemessung neu bestimmt und gilt von da ab für 100 Jahre.

Mit dem Wert für den „Referenzwasserstand“ (BHW ≡ BW) wird für die zu überprüfenden Deichabschnitte der Wellenauf- bzw. überlauf berechnet und damit regelmäßig (alle 10 Jahre) der sogenannte „Sicherheitsstatus“ überprüft („Dynamisches Deichsicherheitssystem“).

Zahlenangaben zu den Bemessungswasserständen sind beispielsweise den Generalplänen der Länder für den Küstenschutz zu entnehmen. Sie werden den aktuellen Erfordernissen angepasst, ändern sich somit. Die ortsspezifische Festsetzung der Bemessungswasserstände erfolgt durch die zuständige Landesbehörde. Die hier in Abschn. 2.5 beispielhaft mitgeteilten, derzeit (Januar 2002) aktuellen Zahlenwerte für Bemessungswasserstände dürfen ohne Bestätigung ihrer Gültigkeit durch die jeweils zuständige Landesbehörde daher nicht praktisch angewendet werden.

2.2 Bemessungswasserstände in Verbindung mit Sicherheitsstandard und Risiko

Der Bemessungswasserstand beziffert den abzuwehrenden Sturmflutwasserstand. Die Beschreibung des Profils (Höhe, Neigungen) sowie die Art der Konstruktion und des Materials des Schutzwerkes sind weitere Parameter, die die Sicherheit einer Küstenschutzanlage gegen ein Versagen maßgeblich bestimmen. Die heute noch geltenden Grundsätze für die Festlegung des Bemessungswasserstandes erfolgten unter dem Eindruck der Katastrophensturmflut von 1953 in den Niederlanden, gefolgt von der Februarflut 1962, die in Deutschland zahlreiche Opfer forderte und großen Schaden anrichtete. Es bestand gesellschaftlicher Konsens darüber, dass sich derartige Katastrophen nicht wiederholen dürften und man dieses Ziel erreichen müsse, indem Deiche und sonstige Küstenschutzwerke so verstärkt werden, dass sie den höchsten (anzunehmenden, vorhersehbaren) Sturmflutwasserstand abwehren – nicht schadlos, aber ohne zu brechen. In den Niederlanden, wo 2/3 des Gesamtgebietes überflutungsgefährdet sind, stellte man Risikountersuchungen an, die die Kosten für den Deichbau den Schäden infolge Überflutungen gegenüberstellten. Das Ergebnis dieser öko-

nomischen Studie (Deltacommissie, 1960) war ein empfohlener Sicherheitsstandard von $n_s = 10^{-5}$ bis 10^{-6}/Jahr gegen Überflutungen (Versagenswahrscheinlichkeit). Der gewählte Wert ist im Zusammenhang zu sehen mit dem Schock, den die Katastrophe vom 31. Jan./1. Febr. 1953 ausgelöst hat. Der Sicherheitsstandard wurde auf den Bemessungswasserstand zurückgeführt, indem man das Gesamtgebiet nach Lage und Schadenspotential in vier Teilgebiete unterteilte.

Dem zentralen wichtigsten Gebiet ordnete man Eintrittswahrscheinlichkeit des Bemessungswasserstandes von $n = 1 \cdot 10^{-4}$/Jahr zu, und für die Küstenschutzwerke wurde vorgegeben, dass ihre Konstruktion ein so hohes Maß an Versagenssicherheit gewährleisten muss, dass der von der Deltakommission festgesetzte Sicherheitsstandard erreicht wird. Für die mit 100 Jahren anzusetzende Lebensdauer eines Küstenschutzwerks bedeutet dies eine Chance von 1 %, dass es dem Bemessungswasserstand ausgesetzt sein wird und dann zudem die Wahrscheinlichkeit etwa ein Prozent beträgt, dass es versagt. Für die weniger bedeutsamen Watteninseln wurde $n = 5 \cdot 10^{-4}$/Jahr und für die anderen Küstengebiete (Süd-West und Nord) wurde $n = 2{,}5 \cdot 10^{-4}$/Jahr festgelegt. Später setzte man dann für die von den Flüssen her überflutungsgefährdeten Gebiete ein $n = 8 \cdot 10^{-4}$/Jahr fest (De Ronde, 1996; Verhagen, 1998). Der von der Deltakommission empfohlene Sicherheitsstandard (n_s) wurde somit praktisch umgesetzt, indem man der Eintrittswahrscheinlichkeit des maßgebenden Sturmflutwasserstandes (n) eine Höhe zuordnete (BHW*) und Vorgaben für die Konstruktion der Küstenschutzwerke machte (beispielsweise durch die Technische Adviescommissie vor de Waterkeringen – TAW). Eine statistisch abgesicherte Berechnung des maßgebenden Sturmflutwasserstandes ist nicht möglich, weil die verwendbaren Zeitreihen ganz überwiegend nur Zeitspannen von bis zu 100 Jahren umfassen. Die Extrapolation auf bis zu 10 000 Jahre ist somit das Ergebnis einer Abschätzung mit einer als geeignet erscheinenden Anpassungsfunktion für die Extremwerte. Die von der Deltakommission zugrunde gelegte statistische Studie wurde nachfolgend mehrfach fortgeschrieben und durch numerische Modelle ergänzt. Hierdurch konnten die festgelegten Werte für den Bemessungswasserstand besser abgesichert und dem fortschreitenden Kenntnisstand angepasst werden (Kustnota, 1990; De Ronde et al., 1995). Dennoch bleiben es Schätzwerte, die nach den Gesetzen der Statistik als nicht abgesichert zu bewerten sind – siehe Abschn. A 8.

Lediglich als Schätzung ist ebenfalls die Bezifferung der konstruktiven Widerstandsfähigkeit eines Küstenschutzwerkes gegen die Zerstörung durch extreme Hochwasserereignisse zu bewerten. Es ist daher folgerichtig, dass sich die in der Praxis angewendeten Methoden von den früher gebräuchlichen deterministischen Ansätzen hin zu probabilistischen Verfahren entwickeln (Verhagen, 1998; Jorissen, 2000).

Für die Küstenbevölkerung ist die Frage entscheidend, welche Sicherheit die Küstenschutzwerke vor Überflutungen gewährleisten. Um diese Frage beantworten zu können, sind die vorgegebenen Parameter „Bemessungswasserstand“ und „Konstruktion des Küstenschutzwerkes“ miteinander vernetzt zu betrachten (Anmerkung: im letztgenannten Parameter sind Wellenauflaufhöhe sowie Wellenüberlaufmenge berücksichtigt). Dies führt dann einerseits zur Abschätzung der „Versagenswahrscheinlichkeit“ des Küstenschutzsystems und andererseits auf eine Bewertung der „Folgen (Schäden)“ von Überflutungen. Die Verknüpfung dieser Größen ergibt das „Risiko“. Die getroffenen Festsetzungen für den Bemessungswasserstand legen weitgehend fest, wie ungleichmäßig sich die Risiken verteilen. In den deutschen Küstenländern ist der Bemessungswasserstand jeweils für alle Küstenabschnitte mit schutzbedürftigen Siedlungsgebieten nach den gleichen Grundsätzen zu ermitteln (Abschn. 2.1), um jeweils eine einheitliche (gleich geringe) Versagenswahrscheinlichkeit zu gewährleisten. Dadurch ergeben sich stark voneinander abweichende Risiken in dem jeweils

betroffenen Gebiet, da die Schadenspotentiale große Unterschiede aufweisen (KLAUS u. SCHMIDTKE, 1992; KUNZ, 1996). In den Niederlanden ist die unterschiedliche Verteilung des Schadenspotentials berücksichtigt worden, indem man die von der Nordsee her bedrohten Gebiete in drei Kategorien unterteilt und für diese unterschiedliche Bemessungswasserstände festgelegt hat (s.o.). Den Bemessungswasserständen für die unterschiedenen Gebietstypen ordnen sich jeweils die entsprechenden Versagenswahrscheinlichkeiten zu. Innerhalb eines Gebietstypus ergeben sich dann allerdings unterschiedliche Risiken (s.o.).

In den Niederlanden prüft man derzeit, ob anstelle des Bemessungswasserstandes (Begrenzung der Überschreitungshäufigkeit von Extremwasserständen) eine „akzeptierte Überflutungshäufigkeit" eingeführt werden soll (JORISSEN, 2000). Anmerkung: Die unter dem Eindruck der Katastrophenflut von 1953 von der Deltakommission empfohlenen Sicherheitsstandards würden dann allerdings erhalten bleiben. Mit der beschriebenen Umorientierung würde die Festsetzung von Bemessungswasserständen ersetzt werden durch die Festlegung von akzeptierten Risiken. Voraussetzung dafür ist, dass man sowohl die Versagenswahrscheinlichkeit als auch die durch Überflutungen verursachten Schäden hinreichend genau ermitteln kann. Auch in Deutschland werden Ansätze zur Fortentwicklung des Bemessungswasserstandes diskutiert, die konzeptionelle und strategische Aspekte des Küstenschutzes einbeziehen (PROBST, 1994; KUNZ, 1995).

Eine vergleichende Bewertung der Versagenswahrscheinlichkeiten von Küstenschutzwerken erfolgt häufig so, dass man die jeweils durch den Bemessungswasserstand begrenzten Überschreitungshäufigkeiten (n-Werte) direkt miteinander vergleicht. Ist der Bemessungswasserstand nicht über den n-Wert festgelegt, wie dies beispielsweise beim Einzelwertverfahren sowie beim Vergleichswertverfahren (Abschn. 2.1.3) der Fall ist, dann wird für diesen die Zuordnung eines Zahlenwertes für die Überschreitungshäufigkeit (n) gewünscht, um eine vergleichende Bewertung vornehmen zu können. Gegen die beschriebenen direkten Vergleichsbetrachtungen von Zahlenwerten für Wasserstands-Überschreitungshäufigkeiten ist grundsätzlich einzuwenden, dass sie weder die konstruktiven Gegebenheiten der Küstenschutzwerke (Versagenswahrscheinlichkeit) noch die Unterschiede der miteinander verglichenen Schutzgebiete (Schadenspotentiale) angemessen berücksichtigen.

2.3 Physikalische Prozesse

2.3.1 Erläuterung der maßgeblichen physikalischen Prozesse für die Entstehung von Extrem-Wasserständen für die deutsche Nordseeküste

Das Sturmflut-Geschehen an der deutschen Nordseeküste wird durch eine nicht-lineare Überlagerung
- meteorologischer Einflüsse,
- astronomischer Gezeiten,
- Fernwellen und
- Oberwasser-Wirkungen (in den Ästuaren)

geprägt.

Die meteorologischen Prozesse sind im Detail physikalisch derart komplex, dass eine umfassende wissenschaftliche Darstellung den Rahmen dieser Empfehlung sprengen würde. Die folgenden Erläuterungen beschränken sich deshalb auf eine Beschreibung für die Ingenieur-Praxis.

Orkantiefs

Die für die Nordsee maßgeblichen Orkantiefs entstehen üblicherweise im Nordwest-Atlantik vor Neufundland und ziehen – zum Teil sich verstärkend – ostwärts. Die über der Nordsee wirksamen Starkwindfelder werden in ihrer Windstärke, Windrichtung, Winddauer und Böigkeit durch die Druckdifferenzen und die Zugbahn der Orkantiefs bestimmt. Beispielsweise hatte der die Sturmflut am 1. Februar 1953 erzeugende Orkan zunächst große Wassermassen in die nördliche Nordsee geschoben und dann seine Zugbahn derart verändert, dass durch den Sturm diese Wassermassen in die südliche Nordsee getrieben wurden mit der Folge, dass eine extreme Sturmflut an der niederländischen Küste – aber auch an der englischen Küste (insbesondere Themse) – zum Tode von mehr als 1800 Menschen in den Niederlanden und etwa 300 Menschen im Großraum London sowie horrenden Schäden geführt hat. Der Orkan vom 3. Januar 1976 hat eine Zugbahn von Schottland südlich einschwenkend über Jütland/Nord-Fünen genommen, so dass die Starkwindfelder das Wasser in der Deutschen Bucht aufgestaut haben und für das Gebiet der Elbe eine Sturmflut mit extremen Wasserständen erzeugt haben. Der Orkan *ANATOL* hatte eine Zugbahn von Edinburgh über den Limfjord (Nord-Jütland) in Richtung Gotland. Die höchsten Windgeschwindigkeiten sind über Jütland aufgetreten. An der Station List (Sylt) wurden maximale Böen über 180 km/h gemessen (Lefebvre, 1999). Der Orkan *ANATOL* ist nicht – wie der Orkan vom 3.1.1976 – nach Süden eingedreht und hat deshalb für die deutschen Ästuare keine extrem schwere Sturmflut erzeugt (Abb. A 2.3).

Aus einem Starkwindfeld erfolgt ein Impulseintrag in den Wasserkörper. Durch die Ausbildung des Seegangs erhöht sich die Rauheit der Meeresoberfläche, so dass der Impulseintrag zunimmt. Unter der Annahme eines stationären Starkwindes würde sich unter Tiefwasser-Bedingungen nach einer gewissen Zeit ein ausgereifter Seegang einstellen (Gleichgewicht zwischen Impulseintrag und Energiedissipation). In den Küstenbereichen treten Flachwasser-Effekte für den Seegang hinzu, so dass die wirksame Meeresoberfläche durch eine Wellenaufsteilung bzw. Seegangsbrandung eine veränderte Rauheit aufweist und durch Tiefen- und Strömungsrefraktion die Wellenrichtung gegenüber der Hauptwindrichtung divergieren kann. Dadurch werden entsprechende Veränderungen des Impulseintrages wirksam. Im extremen Flachwasser ist der Seegang so stark tiefenbegrenzt, dass dort der Impulseintrag durch die begrenzten Wellenhöhen reduziert ist. Dies gilt auch für die inneren Ästuarbereiche, wo die Seegangsbegrenzung durch begrenzte Fetchlängen und Flachwasser-Effekte gesteuert ist.

Der Impulseintrag aus dem Wind in den Wasserkörper lässt sich durch halb empirische Ansätze beschreiben, die jedoch nur für Windgeschwindigkeiten bis 30 m/s abgesichert sind (Garratt, 1977; Nordeng, 1991; Geernaert u. Geernaert, 1997). Nach dem heutigen Stand der Wissenschaft gibt es keine zuverlässigen Erkenntnisse über den wirksamen Impulseintrag bei Windgeschwindigkeiten > 40 m/s. Vermutlich werden bei extrem hohen Windgeschwindigkeiten zusätzliche physikalische Prozesse wirksam, so dass die Berechnungsformeln nicht extrapoliert werden dürfen. Bei Windgeschwindigkeiten über 40 m/s wird beim Brechen der Wellen so viel Wasser in die Luft mit hoch gerissen, dass sich ein Zwischen-Fluid (Luft-Wasser-Gemisch) einstellen wird, das das vertikale Windprofil und damit den wirksamen Impulseintrag beeinflussen wird. In Schilderungen sind derartige Extrem-Ereignisse als Beobachtungen beschrieben. Physikalische Gesetzmäßigkeiten für eine numerische Berechnung des Impulseintrages sind jedoch zurzeit nicht in der Fachliteratur verfügbar.

Durch den auflandigen Sturm wird über die an der Meeresoberfläche eingetragenen Schubkräfte vor der Küste ein Windstau erzeugt, dessen Höhe von der jeweils lokalen Wassertiefe abhängt. Mit zunehmender Wassertiefe wird für die Schrägstellung des Wasserspie-

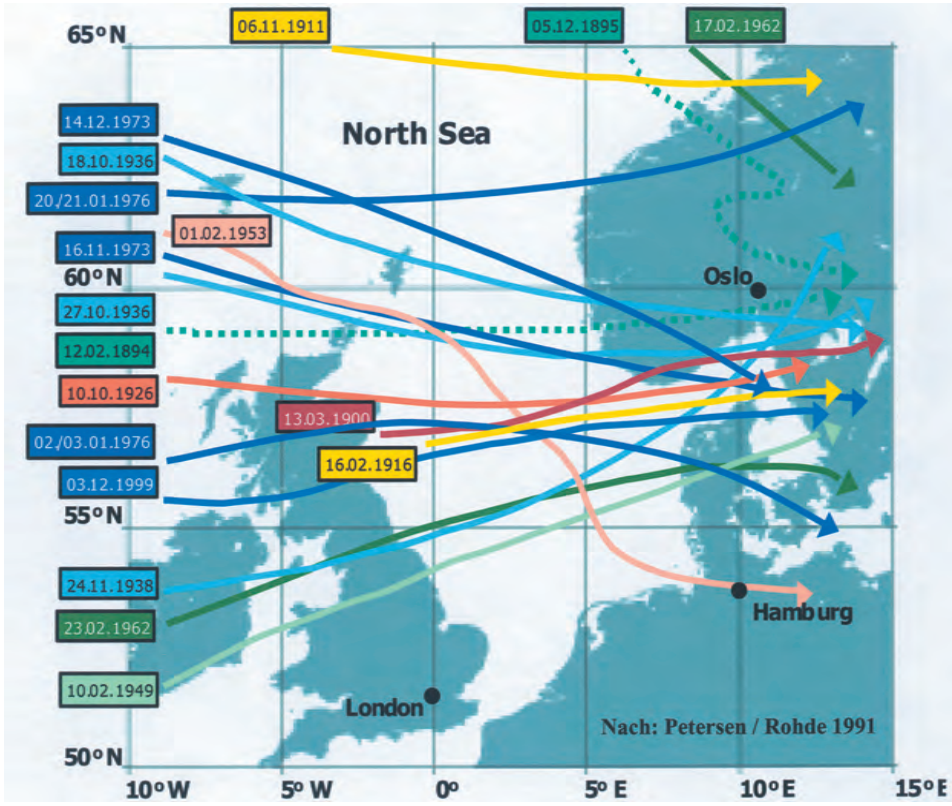


Abb. A 2.3: Zugbahn der Nordsee-Orkantiefs (nach PETERSEN u. ROHDE, 1991)

gels (Druckgradient) mehr Energie benötigt. Da die Energiezufuhr über den Impulseintrag bei einer konstanten Windgeschwindigkeit konstant ist, muss aus Gleichgewichtsgründen mit zunehmender Wassertiefe die Wasserspiegelschrägstellung – also der Windstau – abnehmen (Abb. A 2.4). Der lokale Windstau kann unter ungünstigen Bedingungen eine Größe von einigen Metern (an der Nordseeküste 2 bis rd. 4 m) erreichen und ist damit sehr bedeutsam für die Bemessungswasserstände an der Küste selbst, aber auch bedeutsam für die Bemessungssturmfluten in den angeschlossenen Tideästuaren.

Beim Durchzug eines Orkantiefs ändert sich der bodennahe Luftdruck und damit auch (durch die Massenträgheit verzögert) der Wasserstand. Eine Druckdifferenz von 1 hPa entspricht angenähert einer Wasserstands-Differenz von 1 cm. Da Orkantiefs in der Regel Durchmesser von mehreren hundert Kilometern haben, sind die druckänderungsbedingten Wasserstandsgradienten mit wenigen Zentimetern pro 100 km Entfernung anzusetzen.

Fernwellen

Als Fernwellen werden Wellen bezeichnet, die – aus dem Atlantik kommend – nördlich von Schottland in die Nordsee einlaufen und aufgrund ihrer langen Periode nahezu ungedämpft auf die deutsche Küste treffen. Entstehen können derartige Fernwellen durch meteorologische Ereignisse im tropischen Bereich oder durch Orkantiefs (auch extreme

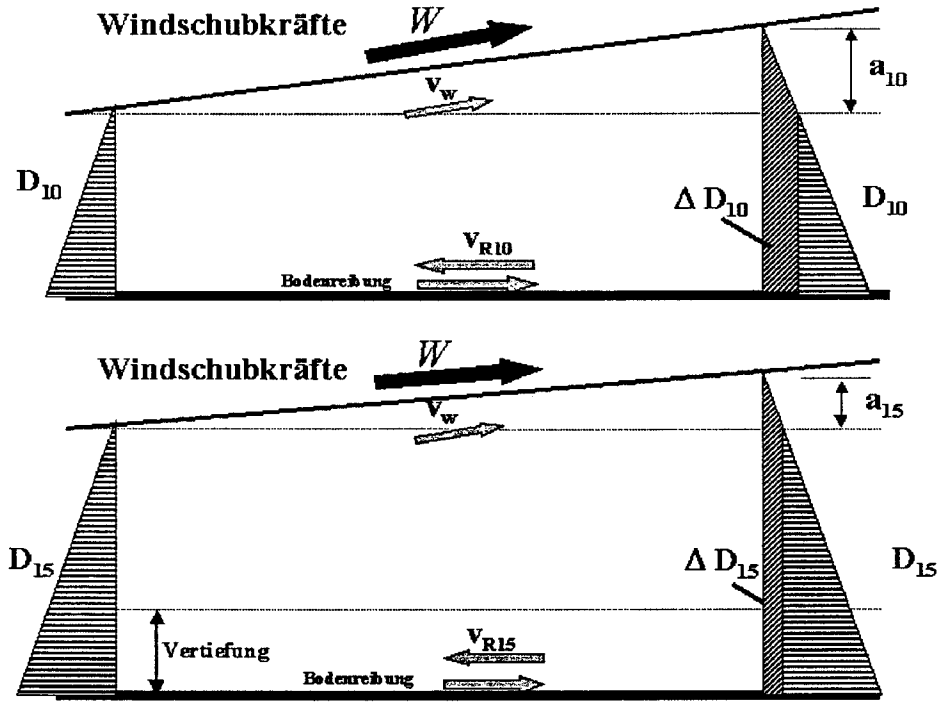


Abb. A 2.4: Gleichgewichtsbetrachtung Windschubkräfte = Druckkräfte-Differenz für unterschiedliche Wassertiefen

Luftdruck-Gradienten) im Nordatlantik. Sie sind bisher nicht vorhersagbar, können jedoch an den Eingangspegeln zur Nordsee, z. B. am Pegel Aberdeen, erkannt werden. Die bisherigen Beobachtungen haben ergeben, dass für die deutsche Nordseeküste Fernwellen eine Größenordnung von 1 dm bis 1 m haben können.

Oberwasserzufluss

In den Tideästuaren wird durch den Oberwasserzufluss die Lage der Brackwasserzone und damit die Lage des baroklinen Druckgradienten bestimmt. Aufgrund der Dichteunterschiede können Wasserstandsunterschiede in der Größenordnung von 1 dm bis 2 dm bewirkt werden. Im inneren Bereich des Ästuars wirken größere Oberwasserzuflüsse erhöhend auf die Sturmflut-Scheitelwasserstände. Beispielsweise werden im Elbeästuar die Sturmflut-Scheitelwasserstände bei H_Q im Vergleich zum häufigsten Oberwasser bei Geesthacht um mehr als 1 m, bei Bunthaus um mehr als 0,5 m, bei Schulau um rd. 0,2 m und bei Brunsbüttel um rd. 0,05 m erhöht. Physikalisch ist diese Oberwasserwirkung darauf zurückzuführen, dass bei der Sturmflut durch den Impulseintrag des Sturmes über dem Ästuar selbst – aber insbesondere auch im Küstenvorfeld – das Abfließen der Ebbewassermengen und das Abfließen der Oberwassermengen behindert wird. Bei einer Sturmflut in einem Tideästuar sind in der Regel gegenüber astronomischen Tiden nicht die Flutstrom-Geschwindigkeiten signifikant erhöht, sondern die Flutstromdauer verlängert und die Ebbestrom-Geschwindigkeiten stark vermindert (BAW, 2000).

In Abb. 2.5 und 2.6 sind für die Sturmfluten vom 3.1.1976 in der Weser und 24.1.1994 in der Elbe die Scheitelwasserstände jeweils für den während der Sturmfluten herrschenden Oberwasserzufluss und zusätzlich für den höchsten (HHQ_o) und einen häufig vorkommenden niedrigen Oberwasserzufluss dargestellt.

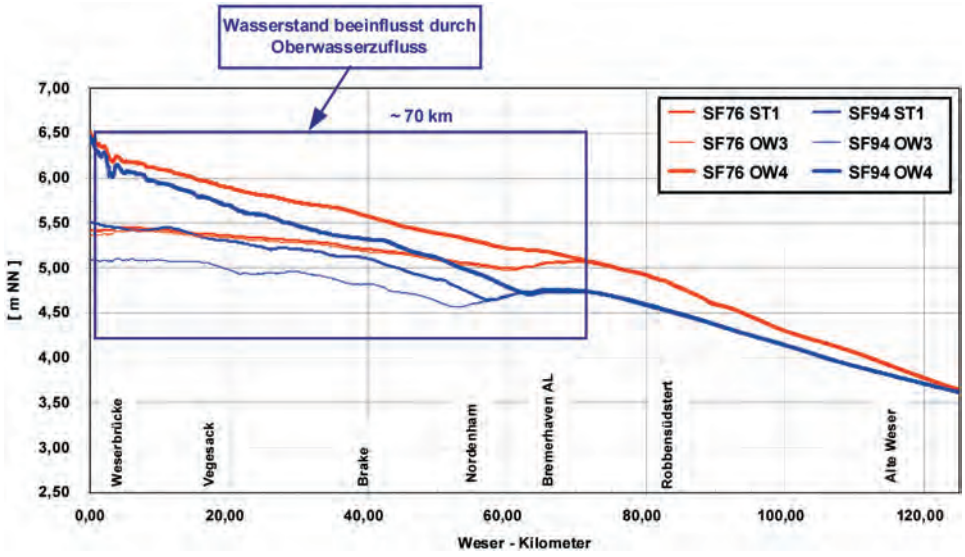


Abb. A 2.5: Sturmflutscheitelwasserstände der Weser (Sturmflut vom 3. Jan. 1976); siehe auch Tab. A 2.1

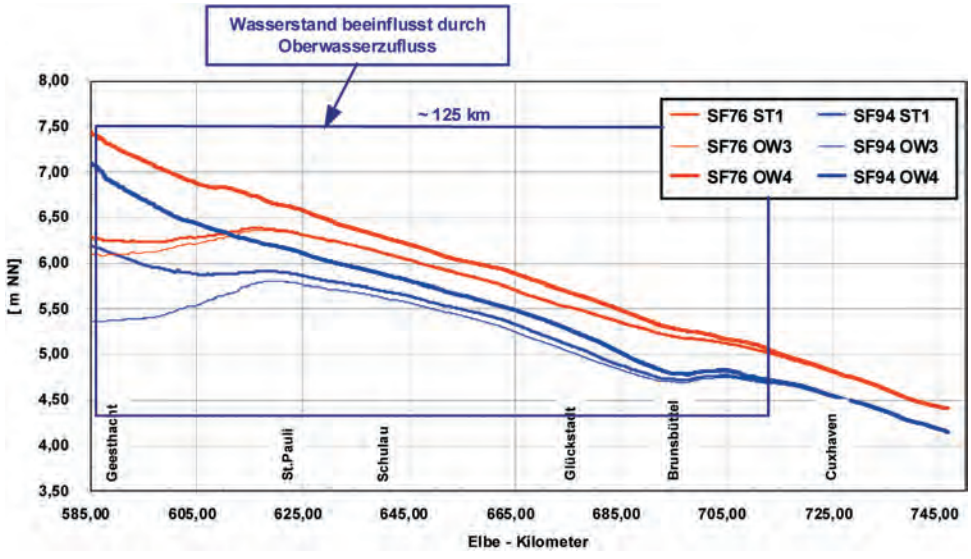


Abb. A 2.6: Sturmflutscheitelwasserstände der Elbe (Sturmflut vom 24. Jan. 1994); siehe auch Tab. A 2.1

Tabelle A 2.1: Oberwasserzuflüsse (Q_0); Sturmflut vom 3. Jan. 1976 (SF76) in der Weser und vom 24. Jan. 1994 in der Elbe (SF94)

	ST1: Referenz Messung Q_0 [m^3/s]		OW3: MN Q_0 [m^3/s]		OW4: HH Q_0 [m^3/s]	
	SF76	SF94	SF76	SF94	SF76	SF94
Ems	166	348	38	38	1200	1200
Weser	249	1140	80	80	3500	3500
Elbe	500	1356	277	277	3620	3620

MNQ_0: mittleres niedrigstes Oberwasser
HHQ_0: höchstes je gemessenes Oberwasser

Astronomische Gezeiten

Die anregenden Kräfte für die astronomischen Gezeiten sind von dem meteorologischen Ereignis unabhängig und bleiben damit auch bei dem Durchzug eines Orkantiefs unverändert. Die in Schelfmeeren und damit in den flachen Küstengewässern stattfindenden nichtlinearen Flachwasser-Effekte (Generierung von Obertiden) hängen jedoch von der jeweiligen Wassertiefe ab und sind somit bei durch Windstau erhöhten Wasserständen gegenüber den normalen astronomischen Gezeiten bei schwachen Winden verändert. Da auch die Fortschrittsgeschwindigkeit der Flachwasser-Wellen aufgrund grösserer Wassertiefe erhöht ist, tritt in der Regel bei Sturmfluten der astronomische Hochwasserscheitel früher ein. Durch die windstauerhöhten Wasserstände und damit größeren Wassertiefen wird gleichzeitig eine verminderte Energiedissipation infolge der Sohlreibung wirksam. Dadurch kann eine Erhöhung der Wasserstände infolge verminderter Dämpfung der astronomischen Gezeitenenergie an der Küste bzw. in den Ästuaren eintreten.

Aufgrund der großen Variabilität der Einflussgrößen stellt jedes Sturmflutereignis ein charakteristisches Einzelereignis dar, das sich mit allergrößter Wahrscheinlichkeit niemals wiederholen wird.

2.3.2 Windstauanalysen

Systematische Analysen des Windstaus für die bisher eingetretenen Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste wurden von SIEFERT durchgeführt (GÖNNERT u. SIEFERT, 1999). Da die Gezeiten an der Nordseeküste in starkem Maße durch Flachwassereffekte geprägt sind, erfolgt bei erhöhten Wasserständen auch eine Veränderung der Gezeitencharakteristik (Veränderung der Amplituden und Phasenverschiebung der Partialtiden). Aus diesem Grunde hat SIEFERT für seine Windstauanalysen nicht die vorausberechneten astronomischen Gezeiten zugrunde gelegt, sondern ist vereinfachend von der mittleren Tidekurve ausgegangen. Als Windstau hat er die Differenz zwischen der mittleren Tidekurve und der gemessenen Wasserstandsganglinie bei der jeweiligen Sturmflut definiert und ausgewertet.

Durch die gewählte Analysemethode, nicht nur den Windstau im Zeitpunkt des Sturmflutscheitelwasserstandes zu bestimmen, sondern den gesamten Verlauf zu analysieren, wird eine genauere Analyse der Charakteristik der jeweiligen Sturmflut erreicht. Mit dieser Methode wird erkannt, ob und in welchem Maße eine Phasenverschiebung zwischen der maximalen Windwirkung und dem Gezeiten erzeugten Wasserstandsmaximum vorliegt. Diese

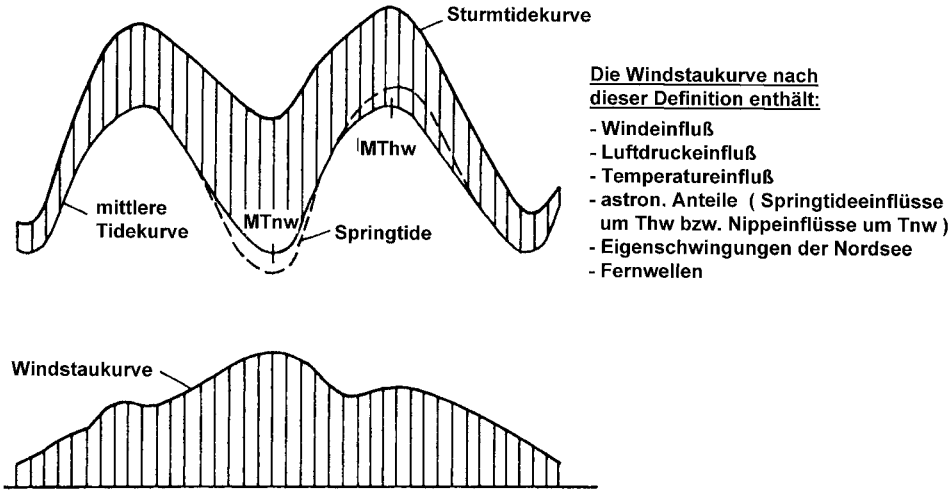


Abb. A 2.7: Windstaukurve als Differenz zwischen der eingetretenen und der vorausberechneten astronomischen oder der für diese Zeit gebildeten mittleren Tide (SIEFERT, 1998)

Auswertungen von SIEFERT zeigen, dass der höchste Windstau nicht bei Tidehochwasser, sondern zum Zeitpunkt Tideniedrigwasser an der Küste eintritt. Aufgrund physikalischer Gesetzmäßigkeiten muss dies so sein, da die durch den Windschub an der Oberfläche erzeugte Druckdifferenz mit zunehmender Wassertiefe abnimmt. Bei der Analyse der seit Beginn der Pegelaufzeichnung registrierten Sturmflutereignisse wurden auch Situationen mit unterschiedlicher Phasenverschiebung erfasst, so dass SIEFERT (1999) auf der Basis dieser Erkenntnisse zur Berechnung des maximalen Windstaus bei Tidehochwasser als Näherungsbeziehung

$$W_{Thw} = 0{,}9 \times W_{Tnw}$$

empfiehlt.

In Abb. A 2.8 sind die Windstaumaxima für Cuxhaven ab 1901 dargestellt (GÖNNERT u. SIEFERT, 1999). Die Ergebnisse veranschaulichen durch die Streuung die Variation der einzelnen Einflussgrößen. Aus diesem Grunde stellt jede Sturmflut ein Einzelereignis dar, das durch das Zusammenwirken der erzeugenden Komponenten (Stärke und Phase) sowie der wasserstandsabhängigen Systemeigenschaften geprägt wird. Aufgrund dieser Eigenschaften und der geringen Anzahl extremer Ereignisse ist eine statistische Auswertung und eine darauf aufbauende Extremwertprognose nur bedingt möglich. Als Voraussetzung für die statistische Auswertung muss die Bedingung der Homogenität der Zeitreihe erfüllt sein. Die Anforderung der Homogenität der Zeitreihe ist nur erfüllt, wenn die Systemeigenschaften über den Beobachtungszeitraum unverändert geblieben sind. Da z. B. in den Ästuaren – aber auch in vielen Küstenabschnitten - durch bauliche Maßnahmen Veränderungen der Systemeigenschaften herbeigeführt wurden, ist die Voraussetzung der Homogenität der Zeitreihe nur in Ausnahmefällen (wie z. B. für die an der offenen Küste liegenden Pegel Hoek van Holland, Helgoland, Norderney u. a.) gegeben.

In Abb. A 2.9 sind die Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Windstauhöhen für den Pegel Norderney dargestellt (GÖNNERT u. SIEFERT, 1999). Die Möglichkeit zur Extrapolation von extremen Daten auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten mit Methoden der

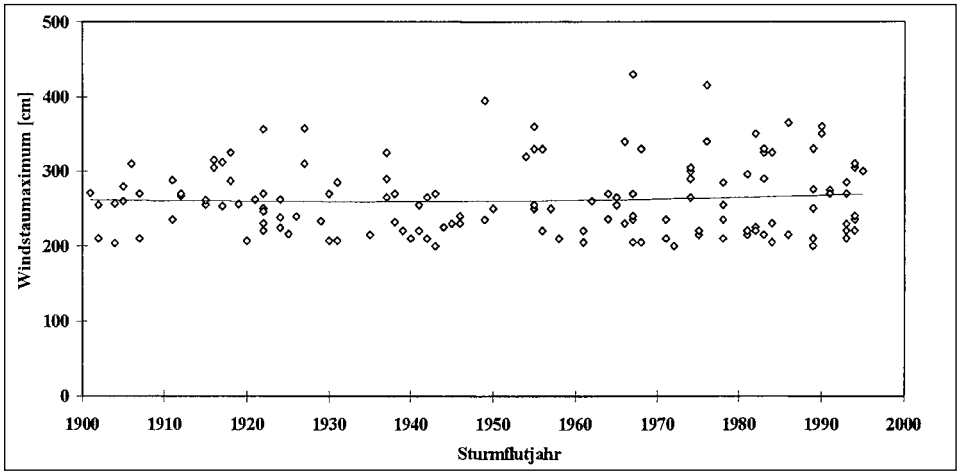


Abb. A 2.8: Windstaumaxima in Cuxhaven seit 1901 (unabhängig von der Tidephase), GÖNNERT u. SIEFERT (1999)

Extremwertstatistik sind aus verschiedenen Gründen begrenzt (vgl. auch Kap. A 8). Häufig wird ein Datensatz maximal auf das 2- bis 3-fache des Beobachtungszeitraums extrapoliert. D. h., für eine hundertjährige homogene Zeitreihe wird ein Ereignis mit einer Eintrittswahrscheinlichkeit von maximal 1/300 Jahren ermittelt. Bei darüber hinausgehender Extrapolation kann das Maß an Unsicherheit insbesondere aus den Eingangsdaten stark zunehmen, so dass die Ergebnisse als Grundlage für die Planung von Küstenschutzmaßnahmen unsicher bzw. unwirtschaftlich sein können. Zusätzlich sollte bei jeder statistischen Extremwertanalyse der Nachweis geführt werden, dass ein derartiges Ereignis unter Berücksichtigung der physikalischen Gesetzmäßigkeiten (Systemeigenschaften) überhaupt möglich ist.

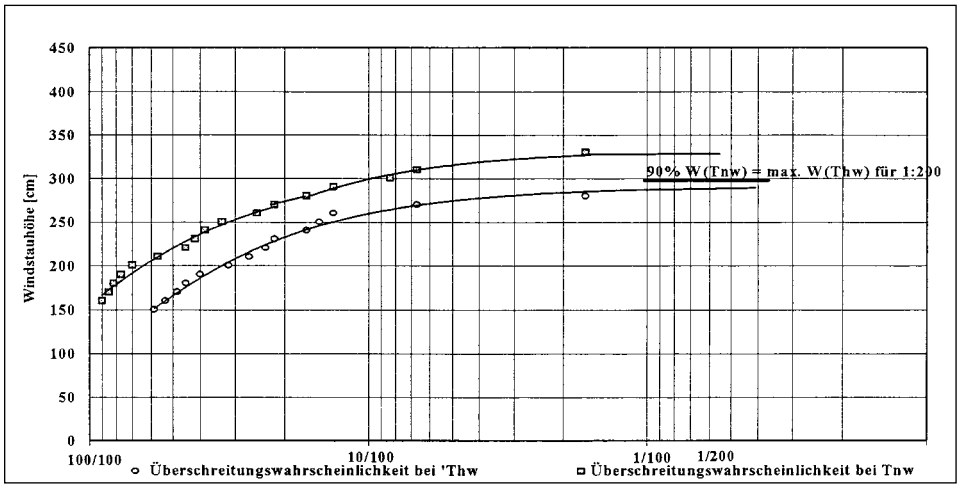


Abb. A 2.9. Überschreitungswahrscheinlichkeit der Windstauhöhen auf Norderney für die Jahre 1938–1997 (GÖNNERT u. SIEFERT, 1998)

Auf der Grundlage seiner umfangreichen Windstauanalysen empfiehlt SIEFERT, eine maßgebliche Sturmtidekurve durch Addition des maximalen Windstaus, des säkularen Anstiegs und der mittleren Tidekurve jeweils für charakteristische Standorte zu entwickeln und mit dieser Sturmtidekurve als Steuerkurve mit numerischen Modellen, unter Berücksichtigung des jeweiligen lokalen Windes, die jeweiligen Sturmflutscheitelwasserstände zu berechnen. Dieser Empfehlung folgend wurden die Bemessungswasserstände der gesamten Tideelbe mit inzwischen verschiedenen numerischen Modellen berechnet und durch eine Länderarbeitsgruppe festgelegt.

2.4 Systemanalysen mit numerischen Modellen für die Nord- und Ostsee als Grundlage für die Ermittlung von Bemessungswasserständen

2.4.1 Numerische Modelle für Nord- und Ostsee

Der hohe Entwicklungsstand der numerischen Modelle, in Verbindung mit der Verfügbarkeit sehr hoher Rechenleistungen, ermöglicht die Simulation der maßgeblichen physikalischen Prozesse (Gezeitendynamik, Fernwellen und Windwirkungen) auch für topographisch heterogen strukturierte Küstengebiete (mit Inseln und Seegatten, Watt- und Prielsystemen sowie Boddengewässer). Derartige Modelle entsprechen heute dem Stand der Technik. Für Sturmflutuntersuchungen zur Ermittlung der Wasserstände ist erfahrungsgemäß eine tiefenintegrierte Modellierung (2D-Modell) ausreichend. Für detaillierte Strömungsanalysen und morphodynamische Untersuchungen (Bodenschubspannung) sind in der Regel 3D-Modelle einzusetzen.

In 2D-Modellen sind folgende physikalische Prozesse berücksichtigt:
x – Impulsgleichung (x und y = horizontale Koordinaten)

$$\underbrace{\frac{\partial U}{\partial t}}_{L_i} + \underbrace{U\frac{\partial U}{\partial x} + V\frac{\partial U}{\partial y}}_{A_i} - \underbrace{2V\Omega\sin\varphi}_{C_i} =$$

$$\underbrace{-\frac{\rho}{\rho_0}g\frac{\partial \eta}{\partial x}}_{P_1} \underbrace{-\frac{1}{\rho_0}g\frac{H}{2}\frac{\partial \rho}{\partial x}}_{P_2} \underbrace{-\frac{1}{\rho_0}\frac{\partial p_a}{\partial x}}_{P_3} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{D_{\mu t}}{\rho_0}\frac{\partial U}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{D_{\mu t}}{\rho_0}\frac{\partial U}{\partial y}\right)}_{T_i}$$

$$\underbrace{-\frac{1}{H}C_D U\sqrt{U^2+V^2}}_{B_i} + \underbrace{\frac{1}{H}\frac{\rho_a}{\rho_0}C_W u_w\sqrt{u_w^2+v_w^2}}_{S_i}$$

Bedeutung der Gleichungs-Terme:

L_i lokale Beschleunigung
A_i advektive Beschleunigung
C_i Coriolisbeschleunigung
T_i turbulente Diffusion und Dispersion
S_i Windreibung
P_1 barotroper Druckgradient
P_2 barokliner Druckgradient
P_3 Luftdruckgradient
B_i Bodenreibung

Hierbei bedeuten die Formelzeichen:

C_D	–	Bodenreibungs-Beiwert
C_W	–	Impulsaustauschkoeffizient (Wind)
g	m/s²	Schwerebeschleunigung
H	m	Wassertiefe
ρ_a	N/m²	Luftdruck
ρ	N/m²	Druck
t	s	Zeit
U	m/s	tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit (x-Komponente)
u_w	m/s	Windgeschwindigkeit (x-Komponente)
V	m/s	tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeit (y-Komponente)
v_w	m/s	Windgeschwindigkeit (y-Komponente)
v	m/s	Strömungsgeschwindigkeit (y-Komponente)
x, y, z	–	Koordinaten
α	–	Konstante
β	–	Konstante
ϱ	kg/m³	Dichte des Wassers
ϱ_c	kg/m³	Dichte des Schwebstoffs
ϱ_l	kg/m³	Dichte der Luft
ϱ_o	kg/m³	Normdichte
Ω	l/s	Winkelgeschwindigkeit der Erdrotation

Für die Ermittlung des Impulsaustauschkoeffizienten (Winde-Wasseroberfläche) sind in der Literatur (GARRATT, 1977; NORDENG, 1991; GEERNAERT u. GEERNAERT, 1997) zahlreiche Berechnungsformeln angegeben, die im Wesentlichen einen vergleichbaren Aufbau aufweisen und sich z. T. geringfügig in der Größe der Koeffizienten unterscheiden. Als Beispiel ist im Folgenden die Berechnungsformel mit dem Koeffizienten $\alpha + \beta$ nach SMITH u. BANKE, 1975, angegeben.

$$C_W = \left[\alpha + \beta\sqrt{u_w^2 + v_w^2}\right] \cdot 10^{-3}$$

mit $\alpha = 0{,}63$ und $\beta = 0{,}066$.

Für die Modellierung eines Sturmflutereignisses müssen die raum- und zeitvariablen Windfelder für das gesamte Modellgebiet vorliegen. Die Ermittlung der Windfelder erfolgt wiederum über numerische Modelle. Die von den Wetterdiensten eingesetzten großen numerischen Vorhersagemodelle konnten in den letzten Jahren erheblich in der Vorhersagegenauigkeit verbessert werden. In den Prognosen sind jedoch unvermeidbare Unsicherheiten enthalten, so dass sich Abweichungen zu den tatsächlich eintretenden Windfeldern (hinsichtlich der zeitlichen Entwicklung, der Windrichtungen und Windstärke sowie der Zugbahn) ergeben. Die im Rahmen von Prognosen berechneten Windfelder sind daher in der Regel für Systemanalysen nur bedingt geeignet. Da die Windfelder einen maßgeblichen Einfluss auf die Sturmflutentwicklung haben, ist es erforderlich, bei der Nachrechnung von Sturmfluten auch die Windfelder über Re-Analysen zu ermitteln. Hierbei werden wiederum mit atmosphärischen Modellen – jedoch nicht auf der Basis von Prognosen – sondern auf der ergänzenden Basis von an Stationen gemessenen Druck- und Winddaten, Simulationen durchgeführt (SCHMIDT u. BEHRENS, 1998). Die so ermittelten raum- und zeitvariablen Windfelder werden entweder als Schubspannungen auf die Wasseroberfläche übertragen, oder aber der Windeinfluss wird durch direkte Kopplung (Wellenmodell) in das hydronumerische Modell eingesteuert. Bei dem bisher von der BAW angewendeten Verfahren wird der Impulseintrag

aus dem Windschub in die Wasseroberfläche über den Ansatz von SMITH u. BANKE (1975) berücksichtigt.

Die Koeffizienten in der Formel von SMITH u. BANKE (1975) wurden auf der Grundlage von Naturmessdaten (mit Windgeschwindigkeiten bis 22 m/s) ermittelt. Bei der Nachrechnung von Sturmflutereignissen mit Windgeschwindigkeiten bis zu 30 m/s haben sich mit diesem Ansatz von SMITH u. BANKE gute Verifikationen ergeben, so dass davon auszugehen ist, dass dieser Ansatz auch für derartige Windgeschwindigkeiten eine gute Approximation darstellt. Bei sehr hohen Windgeschwindigkeiten über 30 m/s werden vermutlich zusätzliche physikalische Prozesse wirksam (s. Abschn. 3.1.1), die den Impulseintrag aus dem Windfeld in die Wasseroberfläche beeinflussen, so dass die Gültigkeit des Ansatzes von SMITH u. BANKE für derartige Situationen nicht abgesichert ist.

Durch die direkt gekoppelte Modellierung des Windes und der Hydrodynamik unter Einbeziehung eines Wellenmodells erfolgt jeweils der Impulseintrag aus dem Windfeld direkt in die Wasserphase. Die wirksame Rauheit der Wasseroberfläche wird direkt durch den Seegang beschrieben. Derartige Modellsysteme sind hoch entwickelt und werden im wissenschaftlichen Bereich der Ozeanographie international eingesetzt. Für Tiefwasserbedingungen ist eine derartige Seegangssimulation bereits dem „Stand der Technik" zuzuordnen.

Im unmittelbaren Küstenbereich wird der Seegang durch extreme Flachwasserbedingungen und durch Strömungen (Shoaling, Refraktion, Diffraktion, Strömungsrefraktion und Brechen) umgestaltet. Insbesondere der Prozess des Brechens und die damit verbundene Energiedissipation ist bisher nicht direkt modellierbar. Aus diesem Grunde ist es bisher auch durch eine gekoppelte Modellierung nicht möglich, für extrem hohe Windgeschwindigkeiten (über 30 m/s) zuverlässig Sturmflutereignisse im Küstenbereich zu modellieren.

Zusammenfassend ist somit festzustellen, dass trotz des erreichten sehr hohen Entwicklungsstandes der numerischen Modelle es hinsichtlich der meteorologischen Gesetzmäßigkeiten nicht möglich ist, als *worst case* ein Extremereignis zu definieren, das nicht überschritten werden wird. Darüber hinaus besteht die Schwierigkeit, bei extrem hohen Windgeschwindigkeiten den Impulseintrag aus dem Wind in den Wasserkörper bei den Modellen verifiziert zu berücksichtigen. Daraus ergibt sich, dass es zum gegenwärtigen Zeitpunkt nur möglich ist, auf der Basis der Auswertung beobachteter Ereignisse eine Abschätzung für ein Orkanereignis vorzunehmen, das aufgrund seiner Zugbahn und seiner Gradienten Extremwasserstände erzeugt.

2.4.2 Ermittlung regionaler Extremwasserstände durch Systemvariationen mit numerischen Modellen

Da die Küsten aufgrund ihrer topographischen Strukturen, Inseln, Seegatten, Priele, Wattgebiete, Buchten, Ästuaren gravierende Unterschiede hinsichtlich der Sturmflutcharakteristik aufweisen, müssen diese Eigenschaften bei der Festlegung der Bemessungswasserstände berücksichtigt werden, wenn das Prinzip der gleichen Sicherheit eingehalten werden soll. Dies gilt im Übrigen auch für das jeweilige Seegangsklima und damit für die Bestimmung des jeweiligen Wellenauflaufes. Der große Vorteil numerischer Modelle besteht darin, dass die wirksamen regionalen Windfelder (bis 30 m/s) und der wasserstandsabhängige maximale Windstau direkt von den Modellen unter Berücksichtigung der topographischen Strukturen, z. B. Abschattungswirkung von Inseln, zuverlässig berechnet wird. Durch systematische Szenarien können extreme Sturmereignisse zeitlich und räumlich verschoben werden. Man erhält damit Eingabegrößen für Szenarien-Berechnungen, mit denen jeweils für

bestimmte Küstenabschnitte die zugehörigen maximalen Wasserstände ermittelt werden. Auf die Variation der Zugbahnen der Orkantiefs und die damit verbundene Variation der Windstärken und -richtungen wurde bereits in Abschn. 3.1 hingewiesen.

Als Beispiel für eine derartige Vorgehensweise sind die Modellierungen von Rijkswaterstaat (NL) (Ronde de et al., 1995) zur Ermittlung der niederländischen Bemessungswasserstände zu nennen. Auf der Basis des Windfeldes für den Orkan vom 1. Februar 1953 wurden die Wasserstände für die niederländische Küste jeweils mit

- Phasenverschiebungen zwischen dem Eintreten des Maximum des Sturms im Vergleich mit dem Eintritt der astronomischen Tiden von 0–9 Stunden,
- Variationen der Stärke des Sturms erhöht um 25, 50 und 75 %,
- Variation der Dauer des Sturms erhöht um 25 und 50 % sowie
- geographischen Verschiebungen der Sturmfelder in mehreren Schritten von je 80 km nach Osten und Westen sowie nach Süden und Norden

in Kombinationen simuliert. Durch derartige Variationen und Kombinationen werden wichtige quantitative Aussagen zur „Sturmflutempfindlichkeit" der einzelnen Küstenabschnitte, insbesondere unter Einbeziehung der jeweiligen Windrichtungen, gewonnen. Dadurch erhält man eine Grundlage für die entsprechend der lokalen Sturmflutempfindlichkeit angepassten Höhe der Extremwasserstände. Diese Vorgehensweise hat darüber hinaus den Vorteil, dass anthropogene Veränderungen, wie die Wirkung von Vordeichungen, Einpolderungen, Strombaumaßnahmen, Fahrrinnenvertiefungen u. a., die bei Zugrundelegung von Windstauwerten auf der Grundlage vergangener Ereignisse nicht in aktueller Form berücksichtigt werden, in ihren Wirkungen auf die Scheitelwasserstände einbezogen sind. Bei der Analyse extrem schwerer vergangener Sturmfluten besteht aber die Schwierigkeit, die Wirkung von Deichbrüchen auf die Scheitelwasserstände und den Windstau zuverlässig zu quantifizieren. Da in der Regel die Pegel an der Küste nur in größeren Abständen vorhanden und durch lokale topographische Strukturen beeinflusst sind, stellt eine lineare Interpretation nur eine Abschätzung mit teils erheblichen Unsicherheiten dar.

Empfehlung:

Als Grundlage für die Bestimmung von Bemessungswasserständen wird empfohlen, ergänzend zu den statistischen Methoden und den Windstauanalysen auch numerische Modelle, unter Berücksichtigung der Windfelder, für die Berechnung der Sturmflutscheitelwasserstände entlang der Küste einzusetzen. Damit wird die von Siefert in seinem Schrifttum für die Tideelbe eingeführte Strategie fortgesetzt und weiter entwickelt. Für die Festlegung der Bemessungswasserstände in den Tideästuaren sind die regionalen Windwirkungen und Oberwasserwirkungen mit einzubeziehen.

2.5 Übersicht der höchsten eingetretenen Wasserstände und der Bemessungswasserstände

In den folgenden Tabellen sind für den Bereich der Nordsee- und Ostseeküste die bisher höchsten aufgetretenen Sturmflutwasserstände (für die Nordsee) und Hochwasserstände (für die Ostsee) zusammen mit den geltenden Bemessungswasserständen (Stand Januar 2002) angegeben. Da derartige Daten aufgrund von zusätzlichen Ereignissen und Erkenntnissen einer Fortschreibung unterliegen, wird ausdrücklich empfohlen, vor Verwendung dieser Daten durch Rückfrage bei den zuständigen Fachbehörden die Gültigkeit abzusichern. Anmerkung: die PNP-Werte sind auf volle cm gerundet ausgewiesen; die Pegel des WSD Nordwest sind im HS140 (502 cm unter NN) angegeben (Tab. A 2.3, A 2.5, A 2.6).

Tab. A 2.2. Die drei höchsten Sturmflutwasserstände, HHThw (fett gedruckt) und Bemessungswasserstände an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste und der Elbe

Ort	Sturmflutwasserstände				Bemessungs-wasserstand 2000
	1962 cm PN	1976 cm PN	1981* cm PN	PNP cm unter NN	cm PN
List	865	894	**905**	500,8	980
Husum	1021	**1061**	1015	500,0	1150
Büsum	994	**1015**	971	500,5	1090
Brunsbüttel	1027	**1042**	981	500,9	1120
Glückstadt	1060	**1083**	1011	500,0	1150
Schulau	1087	**1125**	1055	500,0	1200
Hamburg St. Pauli	1070	**1145**	1081	500,0	1230

* Die Wasserstände für 1981 sind im November 1981 eingetreten und fallen somit in das Abflussjahr 1982!

Tab. A 2.3: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände an der niedersächsischen Nordseeküste

Ort	HHThw	PNP	Jahr	Bemessungswasser-stand 1977/1986
	cm PN	cm unter NN		cm PN
Emden, NS.	1018	500	1906	1080
Borkum, Fb.	906	503	1906	990
Norddeich	968	500	1906	1030
Norderney, Hafen	908	502	1962	1000
Wangerooge, West	915	502	1976	1010
Harlesiel	970	500	1962	1060
Wilhelmshaven, Alter Vorhafen	1022	502	1962	1110
Vareler Schleuse	1061	500	1906	1130
Bremerhaven, DS	1035	500	1962	1035
Brake	1029	500	1962	1120
Cuxhaven	1012	502	1976	1065
Otterndorf	1042	500	1976	1100

Tab. A 2.4: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Elbe

Ort/Pegel	HHThw	PNP	Jahr	Bemessungs-wasserstand
	cm PN	cm unter NN		cm PN
Cuxhaven, Sth.	1012	502	1976	1065
Brunsbüttel	1042	501	1976	1120
Brokdorf	1067	501	1976	1140
Stadersand	1107	501	1976	1180
Schulau	1125	500	1976	1200
Hamburg, St. Pauli	1145	500	1976	1230
Hamburg-Harburg	1143	500	1976	1230
Bunthaus	1143	500	1976	1250
Zollenspieker	1135	501	1976	1270
Geesthacht.UW	1143	501	1976	1290

Tab. A 2.5: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Weser

Ort/Pegel	HHThw cm PN	PNP cm unter NN	Jahr	Bemessungs-wasserstand cm PN
Bremerhaven, DS	1035	500	1962	1130
Nordenham	1019	498	1962	1100
Brake	1029	500	1962	1120
Elsfleth	1026	506	1976	1130
Farge	1030	501	1976	1130
Vegesack	1033	500	1994	1142
Bremen, Gr. Weserbrücke	1043	500	1994	1095

Tab. A 2.6: Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Ems

Ort/Pegel	HHThw cm PN	PNP cm unter NN	Jahr	Bemessungs-wasserstand **1998** cm PN
Emden, NS	1018	500	1906	1112
Pogum	1024	502	1944	1131
Terborg	1012	502	1901	1151
Leerort	1006	502	1962	1157
Weener	975	501	1994	1125
Papenburg	958	502	1994	1085
Herbrum, Hd.	920	502	1994	1085

Tab. A 2.7: Höchste Sturmhochwasserstände (Auswahl) und Bemessungshochwasser an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern (Weiss u. Biermann, 1996) sowie Bemessungshochwasser (BHW) nach Generalplan Küstenschutz 1994 (BM/M.-V., 1994)

Ort/Pegel	**Sturmhochwasserstände in Meter über NN**							BHW
	13.11. 1872	31.12. 1904	30.12. 1913	2.3. 1949	4.1. 1954	15.2. 1979	3./4.11. 1995	1994 m ü. NN
Wismar	**2,80**	2,28	2,08	1,74	2,10	1,57	1,98	3,20
Warnemünde	**2,43**	1,88	1,89	1,50	1,70	1,27	1,58	2,85
Sassnitz	**–**	**2,09**	–	1,44	1,40	0,80	1,30	2,40
Stralsund	**2,39**	2,16	2,32	1,00	1,73	0,92	1,62	2,70
Greifswald-Wieck	**2,64**	2,39	2,10	1,80	1,82	0,98	1,77	3,00

* Anmerkung zum Höhensystem:
1985 wurde in Mecklenburg-Vorpommern das Höhensystem HN eingeführt. HN ist auf das Schwerefeld bezogen und daher physikalisch für die Wasserstände maßgebend. NN ist über Nivellement auf den Pegel Amsterdam bezogen und kann somit erhebliche Abweichungen zum lokalen Schwerefeld aufweisen. Überschläglich gilt Pegelnull PN = HN – 514 cm.
Die Systemdifferenz bei den Pegelstationen zwischen NN und HN von i.a. 10 – 12 cm findet beim Bemessungshochwasserstand BHW einheitlich mit 10 cm Berücksichtigung, so dass die auf das HN-Höhensysteme bezogenen Werte um 0,10 Meter geringer sind als die NN-bezogenen Zahlenangaben in der Tabelle.

Tab. A 2.8: Höchste Sturmhochwasserstände (Auswahl) an der Ostseeküste von Schleswig-Holstein (aus Generalplan Küstenschutz 2001-MLR S.-H., 2001) sowie Angaben zu Bemessungswasserständen für Deichabschnitte (nach ALW Kiel)

Ort/Pegel	Sturmhochwasserstände in Meter über NN						
	13.11. 1872	31.12. 1904	30.12. 1913	2.3. 1949	4.1. 1954	15.2. 1979	3./4.11. 1995
Lübeck	**3,38**	2,22	1,97	2,06	2,08	1,87	1,99
Travemünde	**3,30**	2,18	1,84	2,00	2,02	1,81	1,86
Kiel	**2,97**	2,25	1,83	1,90	1,80	1,93	1,99
Eckernförde	**3,15**	2,12	1,62	-	1,75	1,84	1,98
Flensburg	**3,08**	2,23	1,57	1,67	1,72	1,81	1,85

Angaben zu Bemessungswasserständen (BHW) für das Jahr 2000 als „Berechnungsdatum“ in Meter über NN:

Deichabschnitte:	Grömitz-Kellenhusen:	3,30	(282)	Klammerwerte: 1872 zugeordnete
–“–:	Fehmarn:	3,20	(275)	Sturmhochwasserstände
–“–:	Probstei:	3,40	(297)	

2.6 Schriftenverzeichnis

BAW: Sturmfluten in den deutschen Ästuaren, KFKI-Forschungsvorhaben „Sturmfluten“, 2000.

BM/M.-V.: Ministerium f. Bau, Landesentwicklung u. Umwelt d. Landes Mecklenburg-Vorpommern [Hrsg.]: Generalplan Küsten- und Hochwasserschutz Mecklenburg-Vorpommern, Schwerin, 1994.

De Ronde, J. G.: Risk Assessment and Management of Potential Floodings in the Netherlands. Intern. Workshop on Floodplain Risk Management, Bangkok, Thailand, 1996.

De Ronde, J. G.; Dillingh, D. u. Philippart, E. W.: Design Criteria along the Dutch Coast. Hydrocoast Bangkok, 1995.

DELTACOMMISSIE: Eindverslag en interimadviezen, Deel I. Staatsdrukkerij- en uitgeverijbedrijf, s’Gravenhage, 1960.

EAK 1993: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Die Küste, H. 55, 1993.

Garratt, J. R.: Review of Drag Coefficients over Oceans and Continents. CSIRO Division of Atmospheric Physics, Aspendale, Victoria, 3195, Australia, 1977.

Geernaert, G. L. u. Geernaert, L. L. S.: Air Sea Exchange of Momentum, Heat, and Gases over the North Sea: Theory, Experiment, and Research Opportunities. Deutsche Hydrographische Zeitschrift, Vol. 49, Nummer 2/3, 1997.

Gönnert, G. u. Siefert, W.: Windstauanalysen in Nord- und Ostsee. Abschlussbericht KFKI-Forschungsvorhaben, 1999.

Hensen, W.: Bericht der Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1964.

Hundt, C.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick der schleswig-holsteinischen Westküste. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1965.

IK/ML: Ingenieurkommission Nds. Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (Kramer, Liese, Lüders): Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 im niedersächsischen Küstengebiet. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.

IK/ML: Ingenieurkommission Nds. Minister für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten (Kramer, Krause, Luck): Erfahrungen aus den Sturmfluten von November/Dezember 1973 für die niedersächsischen Küstenschutzwerke. Die Küste, H. 29, 1976.

IK/ML: Ingenieurkommission des Nds. Ministers für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten (Heinsohn, Kramer, Krause, Luck, Meyer-Toelle, Müller): Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. Die Küste, H. 33, 1979.

IPCC/UNEP/WMO: Strategies for adaptions to Sea Level Rise. Intergovernmental Panel on Climate Change, Third Assessment Report, 2001.

Jorissen, R. E.: Coastal Flood-Risk Management in the Netherlands. Mitteilg. d. Franzius-Inst., Uni Hannover, H. 85, 2000.

Klaus, J. u. Schmidtke, R. F.: Bewertungsgutachten für Deichbauvorhaben an der Festlandküste. Modellgebiet Wesermarsch. Druckschrift Bundesminister für Finanzen, Bonn, 1992.

Kolp, O.: Sturmflutgefährdung der deutschen Ostseeküste zwischen Trave und Swine. Seehydrographischer Dienst der DDR, Stralsund, 1955.

Kunz, H.: Bisheriger und zukünftiger Küstenschutz im Kontext eines integrierten Küstengebiets-Managements – Beispiele aus dem Weser-Ems-Raum. Vechtaer Studium zur Angew. Geogr. u. Regionalw., Bd. 18, 1996.

Kunz, H.: Anpassung von Küstenschutzkonzepten an neue Ansprüche der Gesellschaft. Jahrb. HTG, Bd. 50, 1995.

Kustnota: Kustverdediging na 1990, beleidskeuze voor de kustlijnzorg. SDU uitgeverij s'Gravenhage, 1990.

LAG: Landesarbeitsgruppe Bemessungswasserstände entlang der Elbe (Autoren: Krause, Kroker, Probst, Scherenberg, Siefert). Die Küste, H. 47, 1988.

Lefebvre, Ch.: Orkantief „Anatol" vom 3./4. Dezember 1999. Klimastatusbericht, DWD, 1999.

Lüders, K.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der holländischen Grenze bis zur Elbe. Wasser u. Boden. 9. Jg., H. 2, 1957.

Lüders, K.: Bericht der Arbeitsgruppe „Küstenschutzwerke" im Küstenausschuß Nord- und Ostsee. Die Küste, Jg. 14, H. 1, 1964.

Lüders, K. u. Leis, G.: Niedersächsisches Deichgesetz-Kommentar. Verl. Wasser u. Boden, Hamburg, 1964.

Lüders, K. u. Luck, G.: Kleines Küstenlexikon. Verlagsbuchhandlung August Lax, Hildesheim, 1976.

ML/LW: Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten – Landesamt für Wasserwirtschaft: Die Sturmfluten vom 16./17. Februar 1962 an der Schleswig-Holsteinischen Westküste. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.

ML/NDS: Nds. Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft u. Forsten: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen, Hannover, 1973.

MLR/S.-H.: Generalplan Küstenschutz – Integriertes Küstenschutzmanagement in Schleswig-Holstein. Kiel, 2001.

Niemeyer, H. D.: Überprüfung der Bestickhöhen von Deichstrecken an der Unterems. Dienstber. Forschungsstelle Küste 5/97 (unveröff.), 1997.

Nordeng, Th. E.: On the Wave Age Dependent Drag Coefficient and Roughness Length at Sea. Journal of Geophysical Research, Vol. 96, No. C4, 1991.

Petersen, M.: Über die Grundlagen zur Bemessung der schleswig-holsteinischen Landesschutzdeiche. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1955.

Petersen, M. u. Rohde, H.: Sturmflut. 3. Aufl., Wachholtz Verlag, 1991.

Probst, B.: Küstenschutz 2000 – Neue Küstenschutzstrategien erforderlich? Wasser- und Boden, Jg. 47, H. 11, 1994.

Schmidt, H. u. Behrens, K.: Regionale Windwirkungen in den Ästuarbereichen der inneren Deutschen Bucht. Bericht Deutscher Wetterdienst, 1998.

Siefert, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. Die Küste, H. 37, 1982.

Siefert, W.: Bemessungswasserstände 2085A entlang der Elbe – Ergebnisse einer Überprüfung durch die Länderarbeitsgruppe nach 10 Jahren (1995/96). Die Küste, H. 60, 1998a.

Siefert, W.: Tiden und Sturmfluten in der Elbe und ihren Nebenflüssen. Die Küste, Heft 60, 1998b.

Smith, S. D. u. Banke, E. G.: Variation of the Sea Surface Drag Coefficient with Windspeed. Quert. J. Roy. Met. Soc., 101, 1975.

TWB: Technisch-Wissenschaftlicher Beirat – Empfehlungen der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten" und ihre Nutzanwendung für den Seedeichbau. Die Küste, H. 17, 1969.

Verhagen, H. J.: Hydraulic Boundary Conditions, chapter 3 in „Dikes and revetments-Design, maintenance and safety assessment (Hrsg. K.W. Pilarczyk). RWS, Hydraulic Engin. Div., Delft, A.A. Balkema, 1998.

Weiss, D.: Das Küstenschutzkonzept von Mecklenburg-Vorpommern. Zeitschrift für Geologische Wissenschaften, Berlin Bd. 28, H. 6, 2000.

Weiss, D. u. Biermann, S.: Sturmfluten – Angriff und Gefahr für die Küste unter besonderer Berücksichtigung des 3. und 4. November 1995. Dokumentation der Sturmflut vom 3. und 4. November 1995 an den Küsten Mecklenburgs und Vorpommerns, Redieck & Schade, GdR, Rostock, 1996.

Zarncke, T.: Grundlagen und Planung des Küstenschutzes in Mecklenburg-Vorpommern. 44. Fortbildungslehrgang am 24./25. März 1999, in Rendsburg, BWK Landesverband Schleswig-Holstein und Hamburg e.V., H. 4 „Küstenschutz an Nordsee u. Ostsee“, 1999.

3. Seegang und Brandung

3.1 Einführung

Küstenschutzbauwerke sind in besonderem Maße dem Wellenangriff ausgesetzt. Die schwierige Aufgabe, ein Bauwerk funktionell optimal zu gestalten und wirtschaftlich zu bemessen und zu bauen, setzt daher die Kenntnis des Seegangs in seiner räumlichen und zeitlichen Verteilung in Verbindung mit wechselnden Wasserständen sowie im Planungsgebiet auftretenden Strömungen voraus. Das gilt sowohl für die Anwendung theoretischer Verfahren oder mathematisch-numerischer Modelle zur Untersuchung der Wechselwirkungen zwischen Seegang, Bauwerk und Strand als auch für die Durchführung hydraulischer Modellversuche, die als eine wichtige Entscheidungshilfe zur Lösung wasserbaulicher Aufgaben im See- und Küstenwasserbau vielfach herangezogen werden und für die der Seegang eine Eingangsgröße darstellt.

Aus der Hauptgruppe der Wasserwellen (vgl. Abb. A 3.1) im Zusammenhang mit Planungs- und Bemessungsaufgaben im Küstengebiet sind die Wind- und Dünungswellen am wichtigsten, die den Seegang als eine Überlagerung von Wellen unterschiedlicher Höhe, Periode oder Frequenz und Richtung bilden. Die Gesamtheit der Wellen kann durch das Spektrum beschrieben werden, das in seiner allgemeinsten Form den Energieinhalt im Seegang als Funktion der Frequenz und Richtung angibt, oder durch die Statistik der im Seegang enthaltenen einzelnen Wellen nach Höhe und Periode.

Windwellen sind derjenige Anteil der Wellen im Seegang, der an Ort und Stelle durch den unmittelbaren Einfluss des Windes entstanden ist. Dünungswellen sind Wellen mit vergleichsweise längerer Periode, die außerhalb des Untersuchungsgebietes entstanden sind und sich aus ihrem Entstehungsgebiet fortbewegt haben[1]. Die Richtungen der Windsee- und Dünungsanteile des Seegangs können unterschiedlich sein.

Auf dem Gebiet der Ozeanographie wurden in den letzten Jahren verstärkt Anstrengungen unternommen, um die spektralen Eigenschaften des Seegangs besser zu verstehen. Durch Naturmessprogramme mit internationaler Beteiligung sind die energetischen Wellenvorhersageverfahren, auch im Hinblick auf Flachwassereinflüsse, weiter verbessert worden.

Dennoch müssen für ingenieurwissenschaftliche Aufgaben häufig Wellenmessprogramme direkt für ein Planungsgebiet durchgeführt werden, zumal nicht immer Seegangsdaten aus benachbarten Bereichen in ausreichendem Umfang vorhanden sind, die unmittelbar für eine planerische Aufgabe verwendet werden können. Derartige Messprogramme, die erst durch die Entwicklung moderner Mess- und Auswertesysteme ermöglicht wurden, zeigen die große Bedeutung des Seegangs für Planungs- und Baumaßnahmen an der Küste.

Bei Planungs- und Bemessungsaufgaben im Küstenschutz sind grundsätzlich die spektralen oder statistischen Eigenschaften des Seegangs zu berücksichtigen.

Viele Bemessungsverfahren erfüllen mittlerweile diese Anforderungen, da auch für hydraulische Modellversuche, auf denen viele dieser Verfahren aufbauen, das Arbeiten mit unregelmäßigen Wellen heute Standard ist.

Soweit Bemessungs- oder Berechnungsverfahren nur für regelmäßige Wellen vorliegen oder formulierbar sind, müssen geeignete Simulationsverfahren im Zeit- oder Frequenzbereich angewendet werden, um realistische Ergebnisse zu erhalten.

[1] Aus ozeanographischer Sicht ist Seegang dann als Dünung anzusehen, wenn die Windgeschwindigkeit kleiner ist als die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit.

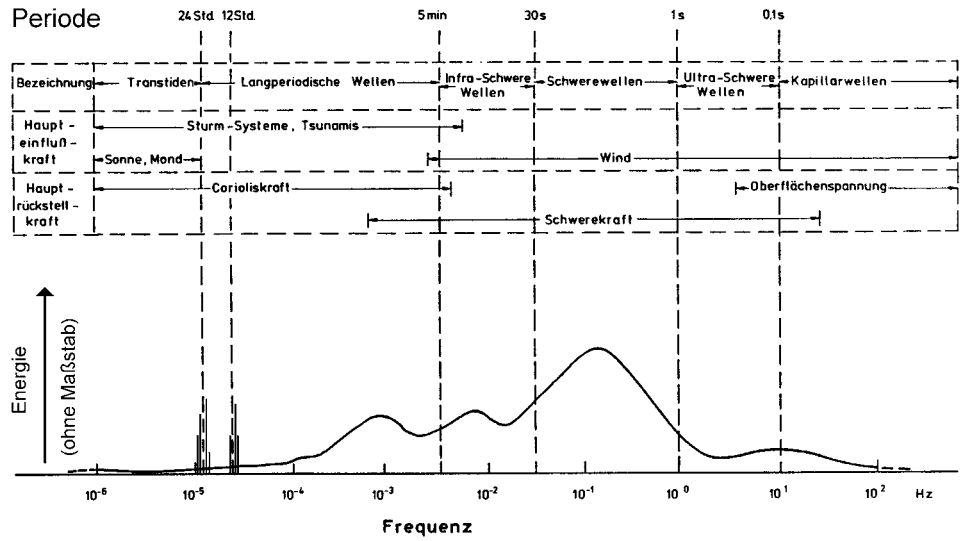


Abb. A 3.1: Einteilung ozeanischer Oberflächenwellen mit einer Einschätzung des relativen Energieinhalts (CERC, 1977)

Für praktische Ingenieuraufgaben und zur Vorbemessung können vereinfacht auch Einschätzungen mit signifikanten (oder maximalen) Wellenparametern (Höhe, Periode und Richtung) vorgenommen werden. Diese Vorgehensweise ist jedoch nicht unproblematisch und setzt grundsätzliche Kenntnisse über die Auswirkungen dieser Vereinfachung bzw. hinsichtlich der am besten geeigneten Parameter voraus.

Dies gilt auch für die Anwendung von Wellentheorien, die dann dazu dienen, Veränderungen definierter Seegangsparameter einzelner Ereignisse (oder Seegangskomponenten) und daraus abgeleiteter Größen wie Wellengeschwindigkeiten, Partikelbewegung oder Energiefluss beim Einlaufen der Wellen in flaches Wasser zu berechnen und Wechselwirkungen mit Bauwerken rechnerisch zu erfassen.

Ansätze zur Berechnung von Flachwassereffekten beruhen vielfach auf der linearen Wellentheorie, doch lassen moderne Rechenanlagen auch die Anwendung höherer Wellentheorien mit vertretbarem Aufwand zu. Für das Brechen der Wellen gibt es bis heute keine umfassende Theorie, und Brechvorgänge werden auch durch empirische Ansätze beschrieben. Für die Bemessung von Bauwerken ist die Einbeziehung empirischer Beiwerte gebräuchlich, und Theorien höherer Ordnung können fallweise wichtig sein.

Zur Ermittlung der Seegangseingangsdaten für den Entwurf und die Bemessung ist die Einbeziehung langzeitstatistischer Methoden erforderlich, wobei wechselnde Wasserstände und andere hydrologische Größen wie Strömungen und insbesondere Windbedingungen im Planungsgebiet berücksichtigt werden müssen. Sie haben Einfluss auf den Seegang und bestimmen Grenzzustände extremer Ereignisse mit.

Seegangsvorhersageverfahren in Verbindung mit häufig vorhandenen langjährigen Windstatistiken können dabei für die Abschätzung extremer Ereignisse eine gute Hilfe sein, jedoch kann die Problematik ‚Bemessungsseegang' nur bauwerksabhängig (z. B. zulässige Zerstörungen) und unter Berücksichtigung weiterer Aspekte (z. B. Baudurchführung oder funktionelle Kriterien) betrachtet werden.

Im Folgenden werden Grundlagen der Wellentheorien und der Seegangsspektren sowie deren Analyse und Bewertung als Voraussetzung für die Lösung seegangsspezifischer Fragestellungen beim Entwurf und bei der Bemessung von Küstenschutzbauwerken behandelt. Der Überblick und das angeführte Schrifttum können wegen des beschränkten Umfangs nicht vollständig sein. Die Einschaltung eines auf diesem Gebiet erfahrenen Instituts und gegebenenfalls die Durchführung von hydraulischen Modellversuchen oder numerischen Berechnungen wird daher dringend empfohlen.

Auf nationaler und auch auf internationaler Ebene laufende Forschungsvorhaben zur Belastung von Bauwerken, insbesondere bei brechenden Wellen, aber auch zu Fragen des seegangserzeugten Feststofftransportes (Kap. 6), der für die Bewertung von Küstenschutzwerken oder die Optimierung von Strandersatzmaßnahmen gleichrangig wie die Standsicherheit zu sehen ist, lassen Fortschritte erkennen, zeigen jedoch auch Grenzen der für die Planung zur Verfügung stehenden Methoden auf. Theoretische Ansätze oder numerische Berechnungen zur Standsicherheit von Bauwerken unter Seegangsbeanspruchung bzw. zur Bewertung ihrer Funktion einschließlich möglicher negativer Folgen für das Umfeld bedürfen daher einer kritischen Überprüfung der der Berechnung zugrunde gelegten Vereinfachungen.

Die folgenden Kapitel sollen dazu beitragen, dem planenden Ingenieur das hierfür notwendige Verständnis der komplexen physikalischen Zusammenhänge zu vermitteln. Hierbei wird auf die Wiedergabe von Gleichungen und deren Interpretation, soweit möglich, verzichtet. Weiterführendes Schrifttum ist an entsprechender Stelle angegeben.

3.2 Anmerkungen zu Wellentheorien

3.2.1 Allgemeines

Der Seegang ist als stochastischer Prozess aufzufassen, der durch Messungen oder Vorhersageverfahren ermittelt wird (Kap. 3.6). Der Begriff Wellenklima umfasst die räumliche und zeitliche Verteilung der Wellen eines Seegebietes. Wellentheorien dienen dazu, einzelne Ereignisse mathematisch formulierbar zu machen, wobei Vereinfachungen der natürlichen Verhältnisse erforderlich werden (vgl. Kap. 3.3).

Wellentheorien gründen auf der Annahme, dass eine einzelne Welle oder eine Folge von gleichförmigen Wellen durch die Wellenhöhe H, die Wellenperiode T (oder die Wellenlänge L) und die Richtung θ gekennzeichnet sind. Diese Parameter reichen aus, um das zu einer bestimmten Wellenform (z. B. Sinuswelle, Trochoide oder zusammengesetzte Wellenform) zugehörige Strömungsfeld unter der Welle und die Druckverteilung als Belastungsgrößen für Bauwerke in beliebigen Wassertiefen d und ggf. unter Berücksichtigung einer großräumigen konstanten Strömung zu berechnen.

Die Auswahl des für eine Planungsaufgabe zugrunde zu legenden Seegangszustandes, aus dem diese Seegangsparameter als Eingangsgrößen für den Entwurf und die Bemessung (Kap. 4) ermittelt werden, ist nach statistischen Methoden (Kap. 3.7 und Kap. 8) problemabhängig durchzuführen, wobei andere hydrologische Größen wie Wasserstände, Wind und Strömungen einzubeziehen sind.

Die eigentliche Planungsaufgabe von Bauwerken zum Schutz sandiger Küsten umfasst funktionelle Gesichtspunkte, insbesondere Fragen des seegangserzeugten Feststofftransportes (Kap. 6) einschließlich möglicher Folgen von Bauwerken auf das Umfeld (z. B. Lee-Erosion) und konstruktive Gesichtspunkte, d. h. die eigentliche Bemessung gegen Seegangsbeanspruchung.

Innerhalb des daraus für die Lösung resultierenden Optimierungsproblems stellen Wellentheorien lediglich eine, aber dennoch wichtige methodische Komponente dar. Sie können jedoch (vgl. Abb. A 3.2) nicht isoliert betrachtet werden. Die Lösung seegangstypischer Fragestellungen erfordert in der Regel die Einbeziehung aller verfügbaren Methoden (vgl. KOHLHASE, 1983; KOHLHASE, 1992). Hierbei spielen ortsabhängige Erfahrungen mit bereits ausgeführten Küstenschutzwerken eine wichtige Rolle.

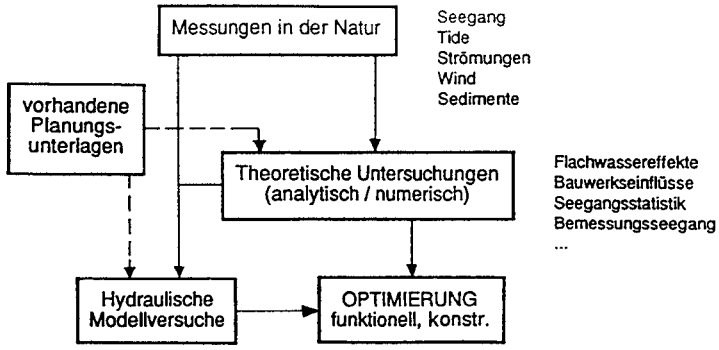


Abb. A 3.2: Untersuchung von Seegangsproblemen im Küstenwasserbau, methodische Wechselbeziehungen

Typische Aufgaben von Wellentheorien sind die Erfassung von Flachwassereffekten (Kap. 3.4) oder von bauwerksbedingten Wechselwirkungen mit den örtlichen Wellen im Planungsgebiet (Kap. 3.5), in Verbindung mit Überlagerungsverfahren auch zur Erfassung der spektralen Eigenschaften natürlichen Seegangs.

3.2.2 Deterministische Wellentheorien, Überblick

Es ist die Aufgabe deterministischer Wellentheorien, die Form der freien Oberfläche η (x, y, t) und die Bewegung der Wasserteilchen in den drei Koordinatenrichtungen x, y, z und t einer Welle für unterschiedliche Wellenhöhen H und -perioden T und bei unterschiedlichen Wassertiefen d möglichst genau mathematisch zu formulieren (Bezeichnungen s. Abb. A 3.3).

Eine Übersicht über die wichtigsten klassischen Theorien und die darin getroffenen mathematischen Voraussetzungen gibt Tab. A 3.1.

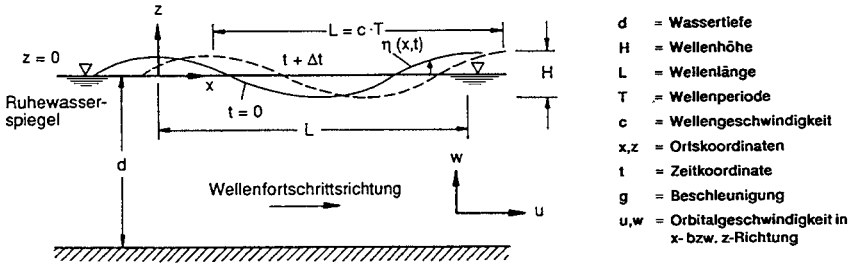
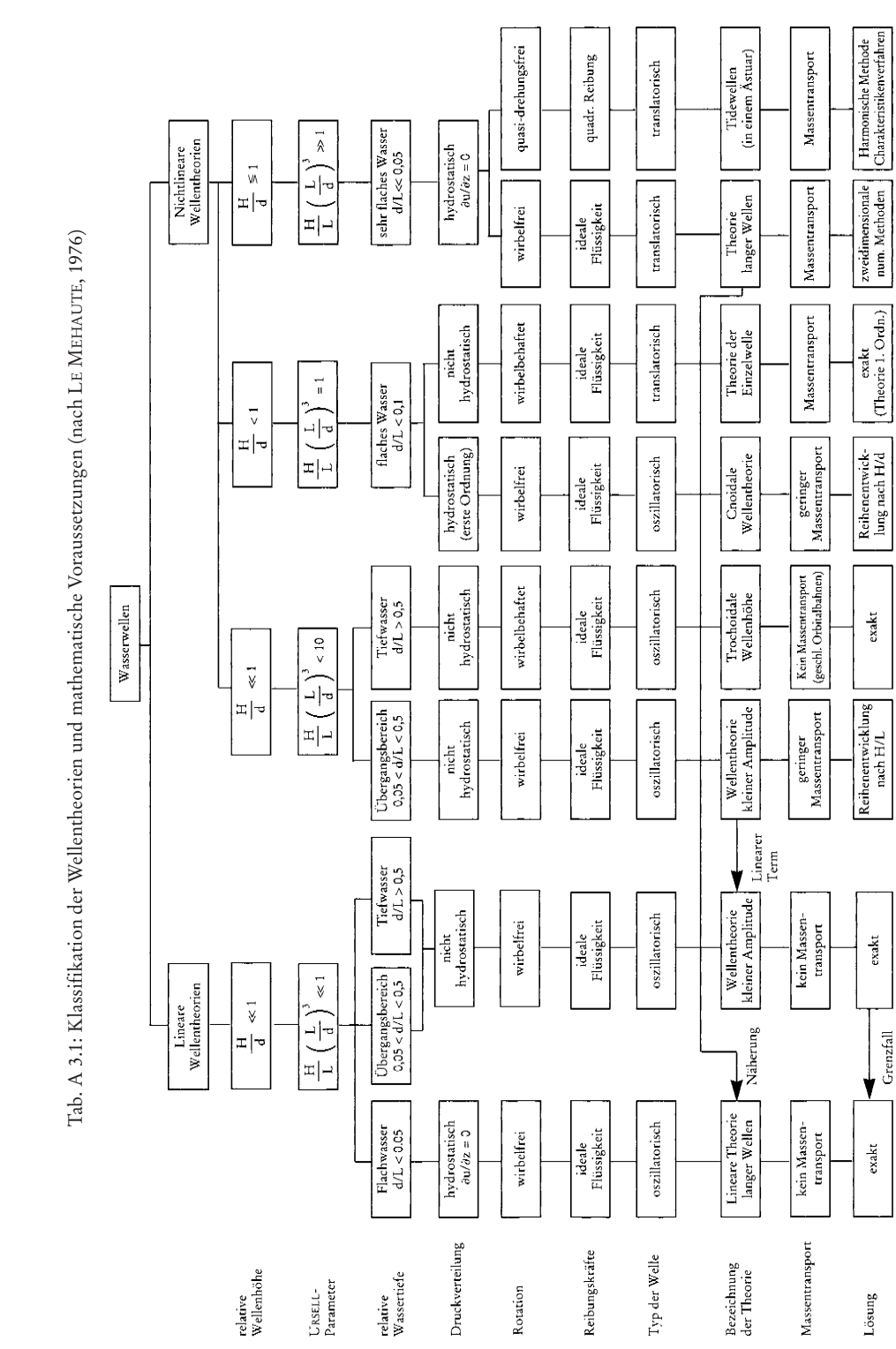


Abb. A 3.3: Fortschreitende Schwerewellen, Bezeichnungen

Tab. A 3.1: Klassifikation der Wellentheorien und mathematische Voraussetzungen (nach LE MEHAUTE, 1976)



Alle klassischen Wellentheorien (außer der Theorie von GERSTNER (1809)) sind Lösungen der LAPLACEschen Differentialgleichungen. Hinsichtlich der mathematischen Grundlagen wird auf WIEGEL (1964), LE MEHAUTE (1976), HORIKAWA (1988) und das dort angegebene Schrifttum verwiesen. Vom mathematischen Standpunkt her ist es üblich, zwischen linearen und nichtlinearen Wellentheorien zu unterscheiden. Letztere enthalten auch die Theorien langer Wellen, wie sie für die Berechnung von Tidewellen verwendet werden.

Vom physikalischen Standpunkt aus ist zu unterscheiden in oszillatorische Wellen, die eingeteilt werden in fortschreitende und stehende Wellen, und in translatorische Wellen. Oszillatorische Wellen werden auch als Transversalwellen bezeichnet. Bei translatorischen Wellen, z. B. einer Bore (bewegter hydraulischer Wechselsprung), findet ein Transport von Masse per Definition statt. Aber auch oszillatorische Wellen können in Theorien höherer Ordnung (z. B. STOKESsche Theorien oder Cnoidale Wellentheorie) einen (geringen) Massentransport enthalten[2]. Die Unterschiede oszillatorischer Wellen und translatorischer Wellen werden in Abb. A 3.4 verdeutlicht. Dargestellt sind weiterhin Wellenprofile, die sich bei Anwendung unterschiedlicher in Tab. A 3.1 aufgeführter Wellentheorien ergeben.

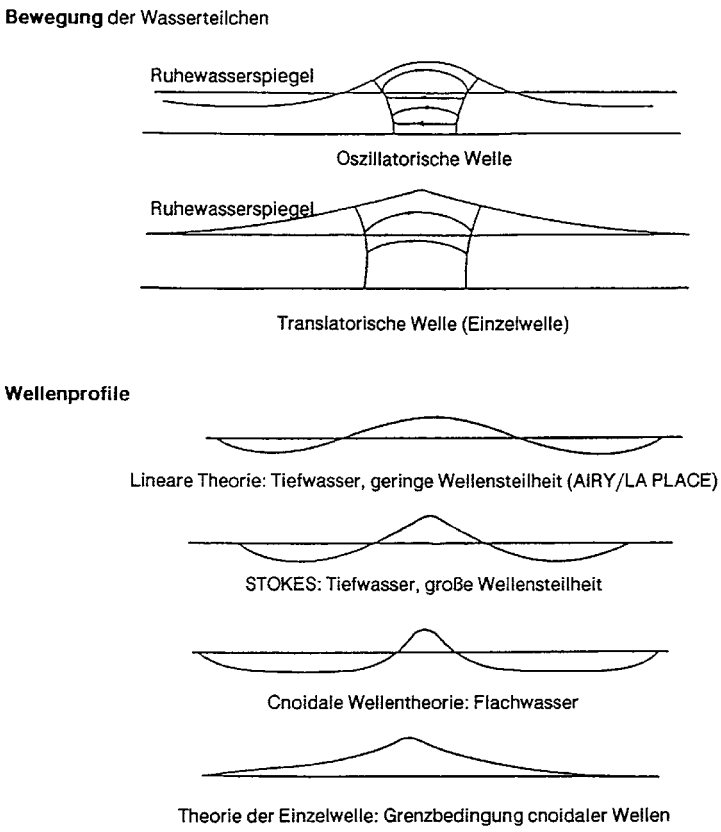


Abb. A 3.4: Zur Anwendung von Wellentheorien (aus LE MEHAUTE, 1976)
oben: Teilchenbewegung in oszillatorischen und translatorischen Wellen, schematisch
unten: Verdeutlichung unterschiedlicher Wellenprofile bei Verwendung verschiedener Theorien

[2] Auch die lineare Wellentheorie enthält einen Massentransportanteil im Strömungsfeld. Er ist lediglich nicht in den Formeln der Partikelbahnen ausgewiesen.

Neben den in Tab. A 3.1 aufgeführten Theorien ist vor allem die durch DEAN entwickelte Stream-function-theory als nichtlineare numerische Näherungslösung der hydrodynamischen Bewegungsgleichungen der Wellenbewegung zu erwähnen. Die Theorie wurde wegen des numerischen Aufwandes auch in Tabellenform dargestellt (DEAN, 1973). Diese Theorie gehört zur Gruppe der FOURIER-Approximationstheorien (FOURIER approximation theories) innerhalb der auch verbesserte Lösungen von CHAPLIN (1980), RIENECKER u. FENTON (1981), FENTON (1988) und SOBEY (1989) entwickelt wurden. Diese Verfahren sind sehr ähnlich und Unterschiede treten nur im Bereich der Grenzwellenhöhen auf. (Es gibt Programmversionen in denen DEANs Algorithmus bei extrem hohen Wellen nicht mehr gültig ist.)

Die FOURIER-Approximationstheorien haben den Vorteil, dass sie nahezu exakt sind und sowohl in Tiefwasser als auch in Flachwasser fast bis zur Grenzwellenhöhe angewendet werden können. Sofern die entsprechenden Computerprogramme vorhanden sind (in den auf dem Gebiet des Küsteningenieurwesens tätigen Hochschulinstituten verfügbar), stellen sie die sicherste Lösung dar.

Die rechnerische Genauigkeit sollte jedoch im Hinblick auf praktische Bemessungsaufgaben nicht überbewertet werden, zumal Wellen in der Natur nie exakt den idealen Formen dieser Theorien entsprechen.

Wegen der leichteren Verfügbarkeit und des geringeren Aufwandes haben aber auch die einfacheren Theorien weiterhin ihre Berechtigung. Insbesondere ist es je nach Problemstellung wichtiger die Unregelmäßigkeit des Seegangs zu berücksichtigen, was derzeit nur auf der Grundlage der linearen Wellentheorie (oder teilweise mit der Theorie 2. Ordnung nach STOKES) möglich ist. Insbesondere eignet sich dann auch die von WOLTERING (1996) entwickelte LAGRANGEsche Betrachtungsweise auf der Grundlage der linearen Wellentheorie (s. a. Abschn. 3.2.2.4).

Die nahezu exakten FOURIER-Approximationstheorien sind jedoch prinzipiell von großer Bedeutung, da tendenzielle Abweichungen und Grenzen der einfacheren Theorien aufgezeigt werden können.

Die Grenzen der Anwendung verschiedener Theorien sind nicht abschließend erforscht. Die wichtigsten Theorien sind in Abb. A 3.5 eingetragen, die auch einen Anhalt über die Gültigkeitsbereiche dieser Theorien vermittelt. Diese werden durch die dimensionslosen Parameter $H/(g \cdot T^2)$ und $d/(g \cdot T^2)$ charakterisiert (g = Erdbeschleunigung).

Es ist gebräuchlich, wie in Abb. A 3.5 angegeben, entsprechend der relativen Wassertiefe d/L wie folgt zu unterteilen:

– Tiefwasser:	$d/L \geq 0{,}5$
– Übergangsbereich:	$0{,}5 > d/L > 0{,}05$
– Flachwasser:	$d/L \leq 0{,}05$.

Die dimensionslose Größe H/L wird als Wellensteilheit bezeichnet. Die relative Wassertiefe d/L und die Wellensteilheit H/L können durch den URSELL-Parameter $U_R = (H/L) \cdot (L/d)^3$ verknüpft werden.

Im Prinzip kann gesagt werden (vgl. Tab. A 3.1), dass die lineare Wellentheorie um so eher berechtigt ist, je kleiner der URSELL-Parameter U_R ist. Mit größer werdendem U_R müssen nichtlineare Theorien verwendet werden, um die gleiche relative Genauigkeit hinsichtlich der mathematischen Erfassung des Profils der freien Oberfläche der Welle zu erreichen.

Grenzen der Anwendung der STOKESschen Theorien höherer Ordnung werden sichtbar durch unstetige Oberflächenformen infolge unrealistisch großer höherer Komponenten. Sie treten z. B. bei der Theorie 2. Ordnung dann auf, wenn die 2. Komponente der Wasserspiegelauslenkung größer als ein Viertel der 1. Komponente wird.

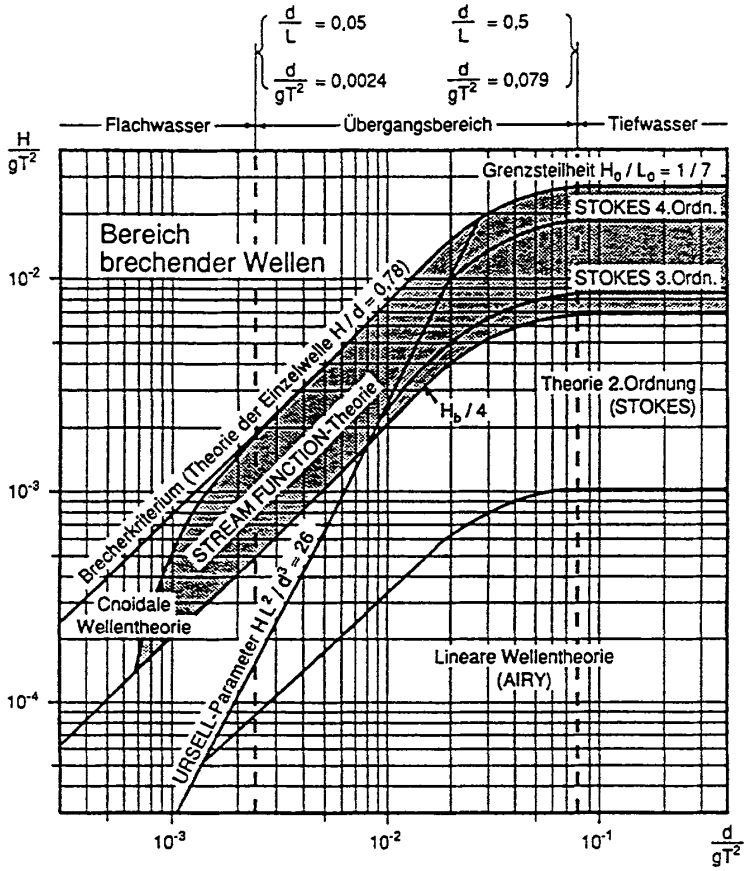


Abb. A 3.5: Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien (nach CERC, 1984)

Wichtigste Wellentheorie für ingenieurpraktische Anwendungen, vornehmlich in Verbindung mit der Veränderung der Wellenkennwerte beim Einlaufen in flaches Wasser (Kap. 3.4), aber auch für eine nährungsweise Erfassung unregelmäßiger Wellen im Seegang (Kap. 3.3) und deren Wechselwirkungen mit Bauwerken (Kap. 3.5), soweit theoretisch erfassbar, bleibt die lineare Wellentheorie, die nach AIRY und LAPLACE benannt wird. Von den Theorien höherer Ordnung sind die nach STOKES bezeichneten Theorien und cnoidale Theorien zur Erfassung der horizontalen Asymmetrie, d. h. unterschiedlicher Kammlagen und Tallagen in Bezug auf den Ruhewasserspiegel, oder zur Berechnung der Druckverteilung in der Welle und den mit der Wellenbewegung verbundenen Bewegungen der Wasserteilchen (Orbitalbewegung) von Wichtigkeit. Brechkriterien (Kap. 3.4) werden aus Einzelwellentheorien abgeleitet. Elemente der Trochoidalen Wellentheorie werden z. B. beim Bemessungsansatz für die Belastung senkrechter Wände (Lastfall Reflexion) (vgl. Kap. 4) verwendet.

Auf die sich ständig in ihrer Leistungsfähigkeit erhöhenden numerischen Berechnungsverfahren, z. B. auf der Grundlage der BOUSSINESQ-Gleichungen (z. B. PRÜSER, 1991) oder der direkten numerischen Lösung der LAPLACE-Gleichungen, sei in diesem Zusammenhang hingewiesen.

3.2.2.1 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude (AIRY / LAPLACE)

Die lineare Wellentheorie, in der alle quadratischen Glieder und die Glieder höherer Ordnung der hydrodynamischen Grundgleichungen vernachlässigt werden, geht von folgenden Voraussetzungen aus (vgl. Tab. A 3.1):

1. Sinusförmige Oberfläche, d. h. symmetrisches Wellenprofil
2. Kleine Amplituden, d. h. H << L,H <<d
3. Ebener Untergrund
4. Ideale Flüssigkeit, d. h. reibungsfrei, inkompressibel, homogen
5. Kein Einfluss der Luftbewegung auf die Wellenbewegung.

Die Bedingungen 4 und 5 sind die Voraussetzungen für eine rotationsfreie (wirbelfreie) Strömung (Potentialströmung), die die Formulierung der LAPLACEschen Differentialgleichung und entsprechende Lösungen ermöglicht.

Tab. A 3.2: Lineare Wellentheorie. Physikalische Bezeichnungen (nach WIEGEL, 1964)

	Flachwasser $\frac{d}{L} < \frac{1}{20}$	Übergangsbereich $\frac{1}{20} < \frac{d}{L} < \frac{1}{2}$	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Profil der freien Oberfläche	Allgemeine Gleichung	$\eta = \frac{H}{2} \cdot \cos\theta$	
2. Wellengeschwindigkeit	$c = \frac{L}{T} = \sqrt{g \cdot d}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega} \cdot \tanh(kd) = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \tanh(kd)}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g}{\omega}$
3. Wellenlänge	$L = c \cdot T = T \cdot \sqrt{g \cdot d}$	$L = \frac{g}{\omega} \cdot T \tanh(kd)$	$L = c \cdot T = \frac{g}{\omega} \cdot T$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = \frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \omega \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta$	$u = \frac{H}{2} \omega \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$
b) vertikal	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cdot \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$w = \frac{H}{2} \omega \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega \cdot \sqrt{\frac{g}{d}} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

In Tab. A 3.2 bedeuten: $k = \frac{2\pi}{L}$ (Wellenzahl)

$\omega = \frac{2\pi}{T}$ (Kreisfrequenz)

$\theta = kx - \omega t$ (Phasenwinkel).

Die für praktische Berechnungen wichtigsten Gleichungen sind in Tab. A 3.2 zusammengestellt (s. a. WIEGEL, 1964; SILVESTER, 1974; HORIKAWA, 1978 und 1988; WAGNER, 1989; DEAN u. DALRYMPLE, 1984; CLAUSS, LEHMANN u. ÖSTERGAARD, 1988).

3.2.2.2 Theorien endlicher Amplitude (STOKESsche Wellentheorien)

In den Theorien höherer Ordnung werden nichtlineare Einflüsse teilweise berücksichtigt, so dass für Tiefwasserbedingungen und Wellen im Übergangsbereich die Bewegungsvorgänge genauer erfasst werden.

Zur Lösung der Bewegungsgleichungen sind Reihenentwicklungen üblich. Bei einer Entwicklung in Termen von H/L werden die Theorien nach STOKES bezeichnet, der erstmals die AIRY/LAPLACEsche lineare Theorie durch eine Theorie 2. und 3. Ordnung erweitert hat. Die wichtigsten Gleichungen zur Berechnung der physikalischen Wellenvorgänge der häufig verwendeten STOKESschen Theorie 3. Ordnung (in der Formulierung von SKJELBRAIA nach WIEGEL, 1964) sind in Tab. A 3.3 zusammengestellt.

Hierin bedeuten:

$$k = \frac{2\pi}{L}; \quad \omega = \frac{2\pi}{T}; \quad \Theta = kx - \omega t$$

(wie in Tab. A 3.2, lineare Theorie).

Die Größe a (hier: Amplitude der ersten Komponente der Wasserspiegelauslenkung) ist aus den folgenden impliziten Gleichungen zu bestimmen

$$H = 2a + \frac{3}{32} \cdot k^2 \cdot a^3 \cdot \left[\frac{1 + 8\cosh^6(kd)}{\sinh^6(kd)}\right] \quad \text{(allg. Gleichung)}$$

bzw.

$$H = 2a + \frac{3}{4} \cdot k^2 \cdot a^3 \quad \text{(Tiefwasser)}.$$

Wie die Gleichungen in Tab. A 3.3 zeigen, enthalten die STOKESschen Theorien die lineare Wellentheorie als Sonderfall.

Auch Theorien noch höherer Ordnung wurden für den Ingenieurgebrauch aufgearbeitet (z. B. Theorie 5. Ordnung durch SKJELBREIA u. HENDRICKSON, 1962[3]; HORIKAWA, 1988; FENTON, 1985); Computerprogramme sind in den Universitätsinstituten verfügbar.

Generell ist darauf hinzuweisen, dass es verschiedene Lösungen der Theorien höherer Ordnung (STOKES und cnoidal) gibt, da die Faktoren von den gewählten Definitionen der

[3] In der Originalveröffentlichung ist ein leichter Fehler in der Formulierung des Terms C2 vorhanden (siehe NISHIMURA, ISOBE u. HORIKAWA, 1977).

Tab. A 3.3: STOKESsche Theorie 3. Ordnung. Physikalische Beziehungen (nach WIEGEL, 1964)

	Allgemeine Gleichung	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
1. Profil der freien Oberfläche	$\eta = a \cdot \cos\theta + \frac{k}{4} a^2 \cdot \frac{\cosh(kd)\,[2 + \cosh(2kd)]}{\sinh^3(kd)} \cdot \cos(2\theta) + \frac{3}{64} k^2 a^3 \cdot \frac{1 + 8\cosh^6(kd)}{\sinh^6(kd)} \cdot \cos(3\theta)$	$\eta = a \cdot \cos\theta + \frac{k}{2} a^2 \cdot \cos(2\theta) + \frac{3}{8} k^2 a^3 \cdot \cos(3\theta)$
2. Wellengeschwindigkeit	$c = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd) \cdot \left[1 + k^2 a^2 \frac{8 + \cosh(4kd)}{8\sinh^4(kd)}\right]} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh(kd) \cdot \left[1 + k^2 a^2 \frac{14 + 4\cosh^2(2kd)}{16\sinh^4(kd)}\right]}$	$c = \sqrt{\frac{g}{k}\,[1 + k^2 a^2]}$
3. Wellenlänge	$L = \frac{g}{\omega} T \cdot \tanh(kd) \cdot \left[1 + k^2 a^2 \cdot \frac{14 + 4\cosh^2(2kd)}{16\sinh^4(kd)}\right] = c \cdot T$	$L = \frac{g}{\omega} T \cdot [1 + k^2 a^2]$
4. Orbitalgeschwindigkeit a) horizontal	$u = c \cdot \left[k \cdot a \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta + \frac{3}{4} k^2 a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \cos(2\theta) + \frac{3}{64} k^3 a^3 \cdot \frac{11 - 2\cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \cos(3\theta)\right]$	$u = \omega \cdot a \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$
b) vertikal	$w = c \cdot \left[k \cdot a \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{4} k^2 a^2 \cdot \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{3}{64} k^3 a^3 \cdot \frac{11 - 2\cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh[3k(z+d)] \cdot \sin(3\theta)\right]$	$w = \omega \cdot a \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = c \cdot \left[k \cdot \omega \cdot a \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{2} k^2 \omega a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{9}{64} k^3 \omega a^3 \cdot \frac{11 - 2\cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \sin(3\theta)\right]$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \omega^2 a \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$

Tab. A 3.3 (Fortsetzung)

	Allgemeine Gleichung	Tiefwasser $\frac{d}{L} > \frac{1}{2}$
b) vertikal	$\frac{\partial w}{\partial t} = c \cdot \left[- k \cdot \omega \cdot a \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta \right.$ $- \frac{3}{2} k^2 \omega a^2 \cdot \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \cos(2\theta)$ $\left. - \frac{9}{64} k^3 \omega a^3 \cdot \frac{11 - 2\cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh[3k(z+d)] \cdot \cos(3\theta) \right]$	$\frac{\partial w}{\partial t} = - \omega^2 a \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

Wellenfortschrittsgeschwindigkeit und der Wahl der Pertubations- und Hilfsparameter abhängig sind (siehe z. B. ISOBE u. KRAUS, 1983 a,b).

3.2.2.3 Cnoidale Wellentheorie und Theorie der Einzelwelle

Wie Abb. A 3.5 zeigt, nimmt die Genauigkeit der STOKESschen Wellentheorien ab, je weiter man sich dem Flachwasserbereich nähert. Wenn d/L < rd. 0,1 wird, beschreiben die Cnoidalen Wellentheorien die physikalischen Verhältnisse besser.

Die Cnoidalen Wellentheorien sind zu den nichtlinearen Theorien zu rechnen. Im Gegensatz zur STOKESschen Reihenentwicklung (in Termen von H/L) wird eine Reihenentwicklung in Termen der relativen Wassertiefe H/d durchgeführt (vgl. Tab. A 3.1). Die Theorie wurde 1895 durch KORTEWEG und DE VRIES entwickelt und u. a. durch WIEGEL (1960) für die praktische Anwendung aufbereitet. Die Bezeichnung Cnoidale Wellentheorie wurde in Analogie zum englischen Begriff sinusoidal = sinusförmig gewählt. Das Wellenprofil wird durch JACOBIsche elliptische cos-Funktionen dargestellt, die üblicherweise mit cn bezeichnet werden. Der Gültigkeitsbereich der Theorie 1. Ordnung wurde durch LAITONE (1963) untersucht und liegt bei d/L < rd. 1/8 und U_R > 26. Im Shore Protection Manual (SPM, CERC, 1977 u. 1984) sind dimensionslose Diagramme veröffentlicht, die die Anwendung der Theorie erleichtern.

Die Cnoidale Wellentheorie (auch Theorien höherer Ordnung wurden entwickelt) geht im Tiefwasserbereich in die Theorie mit sinusförmiger Oberfläche über (lineare Wellentheorie) und im Flachwasserbereich in die Theorie der Einzelwelle, die durch BOUSSINESQ, 1872; RAYLEIGH, 1876 und MCCOWAN, 1891, formuliert wurde.

Letztere liefert insbesondere das theoretische Brechkriterium der Wellen infolge verringerter Wassertiefe (vgl. auch Kap. 3.4.4). Die Theorie der Einzelwelle wird aber auch verwendet, um das Einlaufen sehr langer Wellen, z. B. Erdbebenwellen, in flaches Wasser zu berechnen. Im Gegensatz zu den vorher genannten Wellentheorien (oszillatorische Wellen) ist die Einzelwelle eine translatorische Welle, die sich (mit unendlicher Wellenlänge) über dem Ruhewasserspiegel bewegt (vgl. Abb. A 3.4).

Während bei den STOKESschen Theorien die Lösungen mit steigender Ordnung stetig genauer werden solange der Gültigkeitsbereich nicht überschritten wird, konvergieren die Lösungen der Cnoidalen Theorie nur langsam und alternierend mit steigender Ordnung.

Auf die Wiedergabe der Wellengleichungen wird hier verzichtet. Formeln sind wiedergegeben z. B. in DEAN u. DALRYMPLE, 1984 (Theorie 1. Ordnung); ISOBE u. KRAUS, 1983 b (2. Ordnung); HORIKAWA, 1988 (3. Ordnung).

3.2.2.4 Trochoidale Wellentheorie und LAGRANGEsche Betrachtungsweise nach WOLTERING

Die Trochoidale Theorie (vgl. Tab. A 3.1) wird allgemein nach GERSTNER (1809) bezeichnet, obwohl sie später unabhängig auch von RANKINE entwickelt wurde. GERSTNER ermittelt die Oberfläche der Wellen und Linien gleichen Drucks als Trochoide (Trochoiden sind verkürzte Zykloiden, die geometrisch beim Abrollen eines Kreises auf einer Geraden entstehen. Ein angenommener Punkt auf einem Kreisumfang beschreibt eine Zykloide, ein Punkt im Innern des Kreises eine Trochoide). Nach der Trochoidaltheorie ergibt sich die horizontale Asymmetrie der Wellen, die in den Bemessungsansatz von SAINFLOU (1928) (vgl. Kap. 4) eingeht. Die Theorie, die von GERSTNER nur für Tiefwasser formuliert wurde, erfüllt die kinematische und dynamische Randbedingung exakt, ist aber nicht rotationsfrei. Die Orbitalbahnen und die Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser entsprechen der linearen Wellentheorie.

WOLTERING (1996) hat, ausgehend von den Gleichungen der Orbitalbahnen der linearen Wellentheorie (aber auch mit den STOKESschen Formulierungen höherer Ordnung) eine LAGRANGEsche Vorgehensweise entwickelt, die für Tiefwasser bei Nutzung der Orbitalbahnen nach Linearer Theorie zu den Ergebnissen der Trochoidalen Theorie führt. Er hat dabei nachgewiesen, dass der enthaltene Rotationsanteil auf den in der GERSTNERschen Theorie nicht enthaltenen Massentransport zurückzuführen ist. Wird der Massentransport, der sich im numerisch iterativen Verfahren nach WOLTERING (1996) schlüssig ergibt, berücksichtigt, ist auch die GERSTNERsche Lösung rotationsfrei.

Bereits die Anwendung der linearen Theorie nach der Methode von WOLTERING gibt sehr genaue Lösungen für Tiefwasser (einschließlich Massentransport und wellenhöhenabhängiger Fortschrittsgeschwindigkeit entsprechend den Ergebnissen der FOURIER-Approximationsmethoden oder STOKES-Lösungen sehr hoher Ordnung) und gute Näherungen im Übergangsbereich. Die Methode hat den Vorteil, dass sie auf der Grundlage der linearen Wellentheorie auch auf unregelmäßigen Seegang angewendet werden kann und dann erheblich bessere Lösungen für Oberflächenformen und Wellenkinematik liefert, als es mit den üblichen linearen Überlagerungsmodellen (auch unter Einbeziehung von stretching-Methoden) möglich ist. Verwendet man die Formeln der Orbitalbahnen nach den höheren Ordnungen der STOKESschen Theorien, kann der Gültigkeitsbereich der STOKESschen Theorien weiter zum Flachwasserbereich hin ausgedehnt werden. Computerprogramme sind in WOLTERING (1996) wiedergegeben.

3.2.3 Zur Anwendung der Wellengleichungen, lineare Theorie

3.2.3.1 Potentialfunktion

Wie vorher erläutert wurde, ist die lineare Wellentheorie für ingenieurpraktische Fragestellungen die wichtigste Theorie, die unter den unter Abschn. 3.2.2.1 genannten Voraussetzungen entwickelt wurde.

Die Annahme der Wirbelfreiheit bedeutet zunächst, dass eine Potentialfunktion existiert, aus der die Geschwindigkeiten u und w der Wasserteilchen (vgl. Abb. A 3.3) in der Welle durch Differentiation in die Bewegungsrichtung ermittelt werden können.

Die Potentialfunktion wird aus dem Kontinuitätsgesetz, der allgemeinen Bewegungsgleichung (BERNOULLI-Gleichung) und Randbedingungen für die freie Oberfläche und an der Seesohle erhalten. Hierbei werden Bedingungen für die freie Oberfläche vorgegeben und konvektive Trägheitskräfte vernachlässigt (Linearisierung der Differentialgleichung).

Aus der Potentialfunktion Φ werden die Form der freien Oberfläche $\eta = f(x, t)$, die Wellengeschwindigkeit $c = f(d, L)$ in Fortschrittsrichtung und die mit der Wellenbewegung verbundenen Teilchenbewegungen bzw. -beschleunigungen (Orbitalbewegung) erhalten. Ferner werden aus der Potentialfunktion der mit der Welle verbundene Energiefluss und die Gruppengeschwindigkeit bestimmt.

Zur Erfassung unregelmäßiger Wellen gestattet die Linearisierung der Differentialgleichung die Überlagerung von einzelnen periodischen Wellen und der darin jeweils enthaltenden Drücke oder Geschwindigkeiten.

Die wichtigsten Begriffe bzw. aus der Potentialfunktion abgeleitete mathematische Beziehungen in Ergänzung zu den in Tab. A 3.2 angegebenen Gleichungen werden im Folgenden erläutert, da die in Kap. 3.3 bis 3.5 gegebenen Hinweise hierauf Bezug nehmen.

3.2.3.2 Orbitalbewegung

Die sich aus der Potentialfunktion nach linearer Theorie ergebenden Gleichungen für die horizontalen und vertikalen Geschwindigkeiten der Wasserteilchen in einer fortschreitenden Welle und die daraus durch Differentiation ermittelten Teilchenbeschleunigungen sind gemeinsam mit der Gleichung für die freie Oberfläche und die Wellengeschwindigkeit in Tab. A 3.2 angegeben.

Nach den Formeln der linearen Wellentheorie ist mit der Teilchenbewegung (Orbitalbewegung) kein Massentransport verbunden (siehe jedoch Fußnote in Abschn. 3.2.2). Wie in Abb. A 3.6 dargestellt ist, ergeben sich als Bahnkurven Kreise, solange die Tiefwasserbedingung $d/L > 0{,}5$ erfüllt ist. Der Durchmesser der Kreise nimmt mit der Tiefe exponentiell ab. Bei flacherem Wasser (Übergangsbereich) bewegen sich die Teilchen auf Ellipsen. An der Sohle kann definitionsgemäß nur eine horizontale Bewegung erfolgen. Die Größe der horizontalen Achsen der Ellipsen nimmt mit der Tiefe ab. Im Flachwasser werden die Ellipsen immer gestreckter. Die Größe der horizontalen Achsen ist dann konstant über die Tiefe.

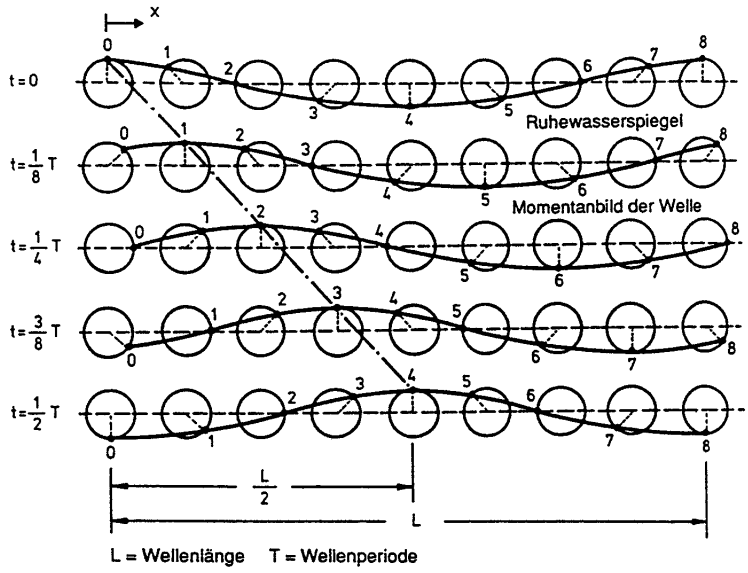
3.2.3.3 Druckverteilung unter einer fortschreitenden Schwerewelle

Die Druckverteilung p in einer Welle (wichtig z. B. im Zusammenhang mit Seegangsmessungen mit Drucksensoren) setzt sich zusammen aus einem hydrostatischen Druckanteil und einem Druckanteil aus Welleneinfluss.

Es ist

$$p = \gamma \left[\eta \cdot \frac{\cosh\left[k\,(d+z)\right]}{\cosh\,(kd)} - z \right]$$

worin $\eta = a \cdot \sin(kx - \omega t)$ (vgl. Tafel A 3.2).
$a = H/2$



Anm.: In dieser Form der Darstellung ergibt sich die Oberfläche der Welle als Zykloide

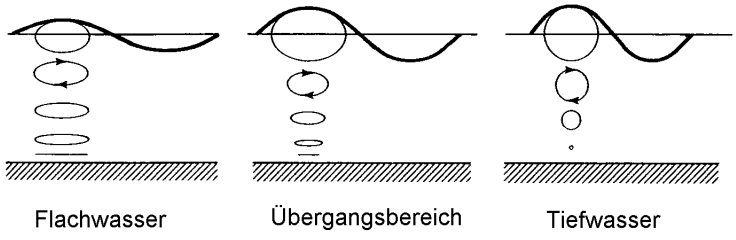


Abb. A 3.6: Erläuterung der Orbitalbewegung
oben: Teilchenbahnen an der Oberfläche einer fortschreitenden, harmonischen Welle
unten: Veränderung der Orbitalbahnen beim Einlaufen in flaches Wasser

Der Quotient

$$\frac{\cosh\,[k\,(d+z)]}{\cosh\,(kd)} = R$$

wird als Druckreaktionsfaktor bezeichnet, so dass

$$p = \underbrace{\gamma \cdot R \cdot a \cdot \sin\,(kx - \omega t)}_{\text{Welleneinfluss}} - \underbrace{\gamma \cdot z}_{\text{hydrostat. Anteil}}$$

γ = Wichte des Seewassers, abhängig von Wassertemperatur und Salzgehalt.

3.2.3.4 Kinetische und potentielle Energie

Die in einer Welle der Länge L pro Einheitsbreite enthaltene Energie setzt sich aus einem Anteil an potentieller Energie und einem Anteil an kinetischer Energie zusammen. Es ist

$$E = E_{pot} + E_{kin}.$$

Es gilt nach linearer Theorie

$$E = {}^1/_2 \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 \cdot L$$

bzw. bezogen auf die (wassertiefenabhängige) Wellenlänge und eine Einheitskammbreite

$$E_m = {}^1/_2 \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 = {}^1/_8 \cdot \rho \cdot g \cdot H^2.$$

Es ist ferner $E_{pot} = E_{kin}$, unabhängig von der Wassertiefe, so dass

$$E_{pot} = E_{kin} = {}^1/_2 \, E_m.$$

3.2.3.5 Energiefluss

Der mittlere Energiefluss bezogen auf die Einheitsbreite des Wellenkamms, d. h. die Energie, die in Fortschrittsrichtung durch einen Querschnitt (gebildet durch die Breite 1 und den Abstand der Kammlage der Welle zur Seesohle) pro Wellenperiode übertragen wird, ergibt sich für die zweidimensionale Wellenbewegung nach linearer Wellentheorie zu

$$F_m = \frac{1}{4} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 \cdot c \left[1 + \frac{2kd}{\sinh (2kd)}\right].$$

Die Gleichung vereinfacht sich für Tiefwasser ($d \rightarrow \infty$) zu:

$$F_m = \frac{1}{4} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 \, \frac{g \cdot T}{2\pi}$$

und für Flachwasser ($d \rightarrow 0$) zu

$$F_m = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 \, (g \cdot d)^{1/2}.$$

3.2.3.6 Gruppengeschwindigkeit

Werden zwei periodische Wellen gleicher Amplitude, jedoch geringfügig unterschiedlicher Frequenz linear überlagert (d. h. eine Welle durch eine andere Welle moduliert), bewegt sich dieser Wellenzug mit einer Geschwindigkeit fort, die Gruppengeschwindigkeit genannt wird. Die Gleichung für die Gruppengeschwindigkeit c_g lautet:

$$c_g = \frac{c}{2}\left[1 + \frac{2kd}{\sinh (2kd)}\right] = n \cdot c$$

(c = Wellengeschwindigkeit, Tafel A 3.2).

Die Gruppengeschwindigkeit wird auch Energiegeschwindigkeit genannt, und der Energiefluss entspricht dem Produkt aus Wellenenergie und Gruppengeschwindigkeit. Mit a = H/2 ergibt sich (lineare Theorie)

$$F_m = \frac{1}{8} \rho \cdot g \cdot H^2 \cdot c_g$$

wobei $c_g = 0{,}5 \cdot c$ (Tiefwasser, n = 0,5)
und $c_g = 1{,}0 \cdot c$ (Flachwasser, n = 1,0).

Aus der Energiegeschwindigkeit wird der Shoaling-Effekt abgeleitet (s. Kap. 3.4); die Gleichung für den Energiefluss bildet eine wichtige Grundlage für die Energiedissipation der Wellen in flachem Wasser (vgl. Kap. 3.4).

3.2.3.7 Überlagerung von Wellen

Wegen der Linearität der Gleichungen können sich überlagernde Wellen durch Addition der Einzelkomponenten berechnet werden:

Wellenprofil $\eta = \eta_1 + \eta_2 + \ldots + \eta_n$

Geschwindigkeiten $u = u_1 + u + \ldots + u_n$

$w = w_1 + w_2 + \ldots w_n$

Drücke $p = p_1 + p_2 + \ldots + p_n$.

Hierin ist n = Anzahl der überlagerten Wellenkomponenten.

Überlagerungsverfahren werden angewendet z. B. zur Erfassung natürlichen Seegangs, der interpretiert werden kann als Summe von Sinus- oder Cosinusschwingungen unterschiedlicher Amplitude, Frequenz und Richtung.

Hinweise zur Erfassung der spektralen Eigenschaften natürlichen Seegangs enthalten die folgenden Kapitel.

3.3 Seegang

3.3.1 Allgemeines und Formen der Vereinfachung

Unter Kap. 3.1 wurde bereits erwähnt, dass man für die Beschreibung einer Seegangssituation von der Vorstellung ausgehen kann, dass Wellen unterschiedlicher Höhe (oder Amplitude), Frequenz (oder Periode) und Richtung überlagert sind. Dies ist auch die Grundlage der Superpositionsmethode, mit der bei überwiegend linearen Vorgängen Simulationen der physikalischen Vorgänge in unregelmäßigem Seegang mit Übertragungsfunktionen durchgeführt werden können. Abb. A 3.7 verdeutlicht diese Vorstellung und auch die für die Bearbeitung von Wellenproblemen häufig vorgenommenen verschiedenen Formen der Vereinfachungen des Seegangs.

Durch Überlagerung der verschiedenen Komponenten entsteht in der allgemeinsten Form eine sehr unregelmäßige Meeresoberfläche (Abb. A 3.7a), in der Wellenkämme teilweise nur schwer und insbesondere langperiodische Seegangsanteile i. A. nur aus größerer Höhe erkennbar werden. Wellenrichtungen und damit auch Wellenkämme werden aber ausgeprägter in vergleichsweise flachem Wasser, da hier u. a. durch Refraktion eine Sortierung der Wellen zu einheitlicheren Richtungen stattfindet.

Langkämmiger, unregelmäßiger Seegang (Abb. A 3.7b) entsteht durch die Überlagerung von Wellenkomponenten einheitlicher Richtung und ist in der Natur vor allem bei Dünungswellen zu beobachten, d. h. bei Seegangssituationen, in denen die Wellen nicht mehr dem direkten Einfluss des Windes unterliegen und die Sortierung der Wellen durch verschiedene Wechselwirkungen zu einheitlicheren Richtungen bereits stattgefunden hat. Derartige Situationen entsprechen im natürlichen Seegang noch am ehesten den Voraussetzungen, die den Annahmen periodischer Schwerewellen (regelmäßiger Seegang, Abb. A 3.7c) in einer Wellentheorie (Kap. 3.2) zugrunde gelegt werden. Eine Vereinfachung des Seegangs in diese Form ist naturgemäß erforderlich bei hydraulischen Modellversuchen in Wellenkanälen

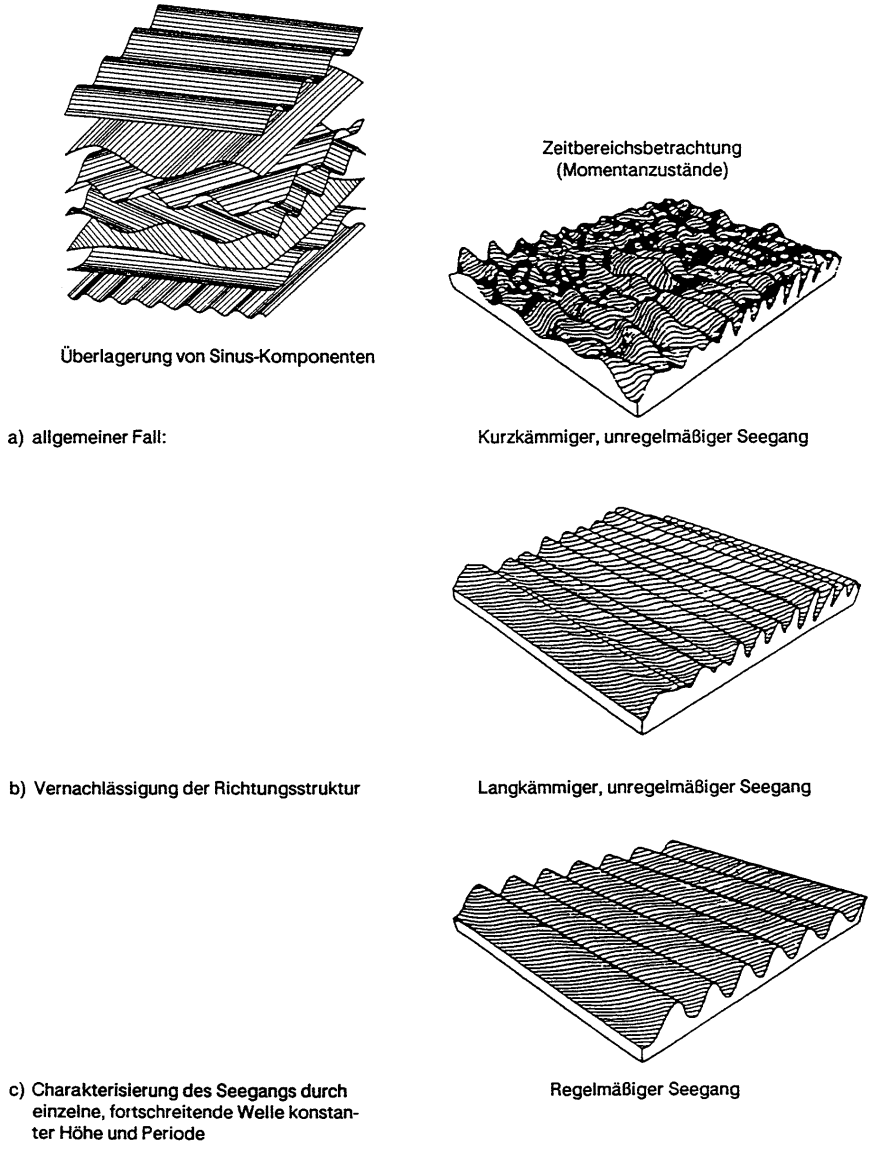


Abb. A 3.7: Natürlicher Seegang, Überlagerung von Wellenkomponenten unterschiedlicher Höhe, Frequenz, Richtung und Formen der Vereinfachung (KOKKINOWRACHOS, 1980; SCHADE, 1991; WMO, 1988)

und zweidimensionalen numerischen Modellen. Auch punktförmige Seegangsmessungen der Wasserspiegelauslenkung erfassen nur diese vereinfachte Form.

Zur weiteren Reduzierung des Seegangs auf charakteristische Parameter für die Klassifizierung von Seegangsereignissen oder auf signifikante Parameter für die Anwendung von klassischen Wellentheorien oder Berechnungsverfahren auf der Grundlage regelmäßiger Wellen kann die Unregelmäßigkeit im Zeitbereich oder im Frequenzbereich analysiert werden (Kurzzeitanalyse, Kurzzeitstatistik).

Bei der Analyse im Zeitbereich werden dazu einzelne Wellenereignisse definiert (z. B. nach der Nulldurchgangsmethode) und statistische Mittelwerte von Höhen und Perioden gebildet (s.a. Kapitel 3.3.2.2). Dabei wird derzeit im Zeitbereich üblicherweise keine Richtung der einzelnen Wellenereignisse berücksichtigt, obwohl dies grundsätzlich möglich ist.

Die Analyse im Frequenzbereich führt auf den Begriff des Seegangsspektrums[4], das die Energiedichte $S = f(f, \theta)$ ausdrückt, d. h. die Energie des Seegangszustandes, bezogen auf die Frequenzbreite df und den Richtungssektor $d\theta$, wobei jeder Seegangskomponente ein gesonderter Energieanteil zugeordnet und jede Komponente als periodische Sinus- oder Cosinuswelle aufgefasst wird. Der Übergang zwischen der Darstellung im Zeitbereich in den Frequenzbereich bzw. umgekehrt vom Frequenzbereich in den Zeitbereich erfolgt durch eine FOURIER-Transformation bzw. durch inverse FOURIER-Transformation (vgl. Kap. 3.6). Höhenparameter werden dann aus der Gesamtenergie berechnet, Periodenparameter aus der Verteilung über die Frequenz; Richtungsparameter müssen die Verteilung der Energie über die Frequenz und die Richtung berücksichtigen (s. a. Kapitel 3.3.2.3).

Die kurzzeitstatistische Analyse von Seegangssituationen zeigt, dass unter bestimmten Voraussetzungen insbesondere die verschiedenen Wellenhöhenparameter aus der Zeitbereichsanalyse in relativ strenger Abhängigkeit zueinander stehen, auch können Beziehungen zwischen Zeitreihen- und spektralen Parametern abgeleitet werden. Hinweise hierzu enthalten die folgenden Kapitel.

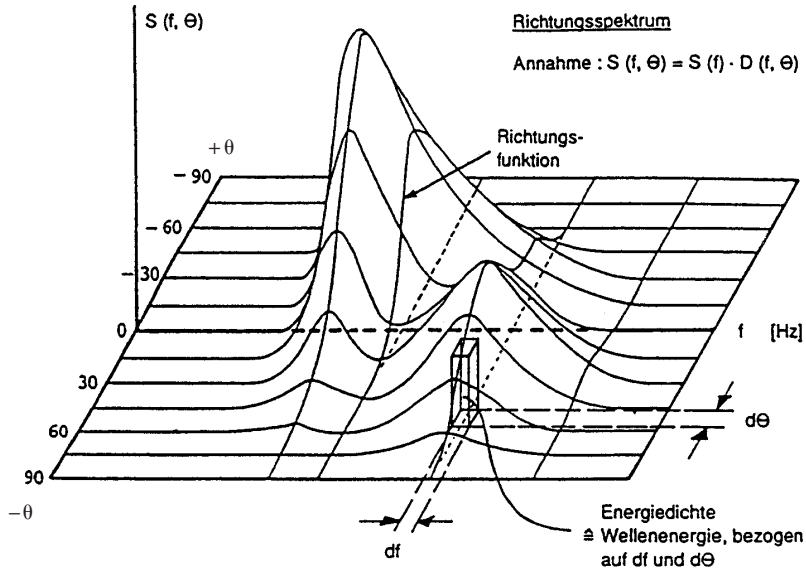
Abb. A 3.8 zeigt ein Seegangsspektrum in seiner allgemeinsten Form (Richtungsspektrum) und als eindimensionales Spektrum (unter Vernachlässigung der im Seegang enthaltenen Richtungsinformationen). Das Richtungsspektrum entspricht im Zeitbereich (vgl. Abb. A 3.7) einer Seegangssituation mit kurzkämmigen, unregelmäßigen Wellenfolgen aus unterschiedlichen Richtungen, wobei dominierende Richtungen der Windsee- und Dünungsanteile unterschiedlich sein können. Das eindimensionale Spektrum (auch vereinfachend als Spektrum bezeichnet) entspricht der Modellvorstellung langkämmiger, unregelmäßiger Wellen.

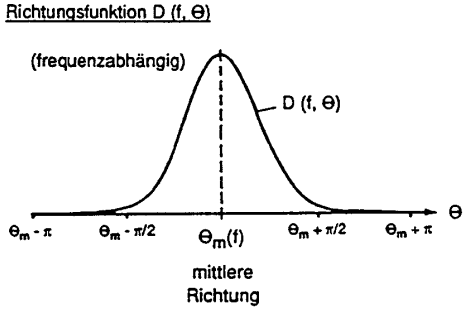
Während die Berechnung der Energiedichteverteilung des eindimensionalen Spektrums (ohne Richtungsfunktion) über die Frequenz aus der Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkung mathematisch eindeutig ist, kann die Dichteverteilung über die Richtung nur angenähert ermittelt werden. Häufig werden dabei für jede Frequenzstützstelle nur mittlere Richtungen und Parameter, die die „Breite“ eines vorgegebenen Richtungsfunktionstyps beschreiben, angegeben (s.a. Kap. 3.3.2.3).

Weitere Hinweise zur Form und Anwendung des Spektrums für ingenieurpraktische Aufgaben enthalten die Kap. 3.4, 3.5 und 3.6.

In Abb. A 3.9 sind als Beispiel für eine Auswertung im Zeitbereich die sich aus einer Zeitreihe ergebenden Einzelwerte von Wellenhöhen und Perioden in einem Punktediagramm dargestellt.

[4] Der hier und im Folgenden verwendete Begriff Seegangsspektrum steht für die Darstellung der spektralen Dichte der Varianz der Wasserspiegelauslenkung über die Frequenz und Richtung, die nicht der Seegangsenergie entspricht, lediglich proportional dazu ist. Insofern sind die in diesem Zusammenhang auch verwendeten Begriffe Energiespektrum oder Energiedichte nicht eindeutig, werden aber wegen der Bekanntheit beibehalten.





Ansatz: $\int_{-\pi}^{\pi} D(f, \Theta)d\Theta = 1$

Beispiel für D (f, Θ):

$$D(f, \Theta) = \frac{2^{2s-1}\,\Gamma^2(s+1)}{\pi\Gamma(2s+1)} \cdot \cos^{2s}[(\Theta - \Theta_m)/2]$$

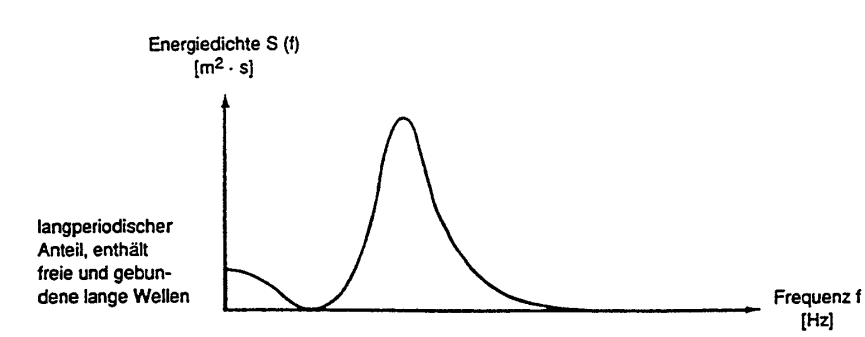


Abb. A 3.8: Darstellung natürlichen Seegangs als Spektrum
Richtungsspektrum, Richtungsfunktion und eindimensionales Spektrum
(nach IAHR/PIANC, 1986)

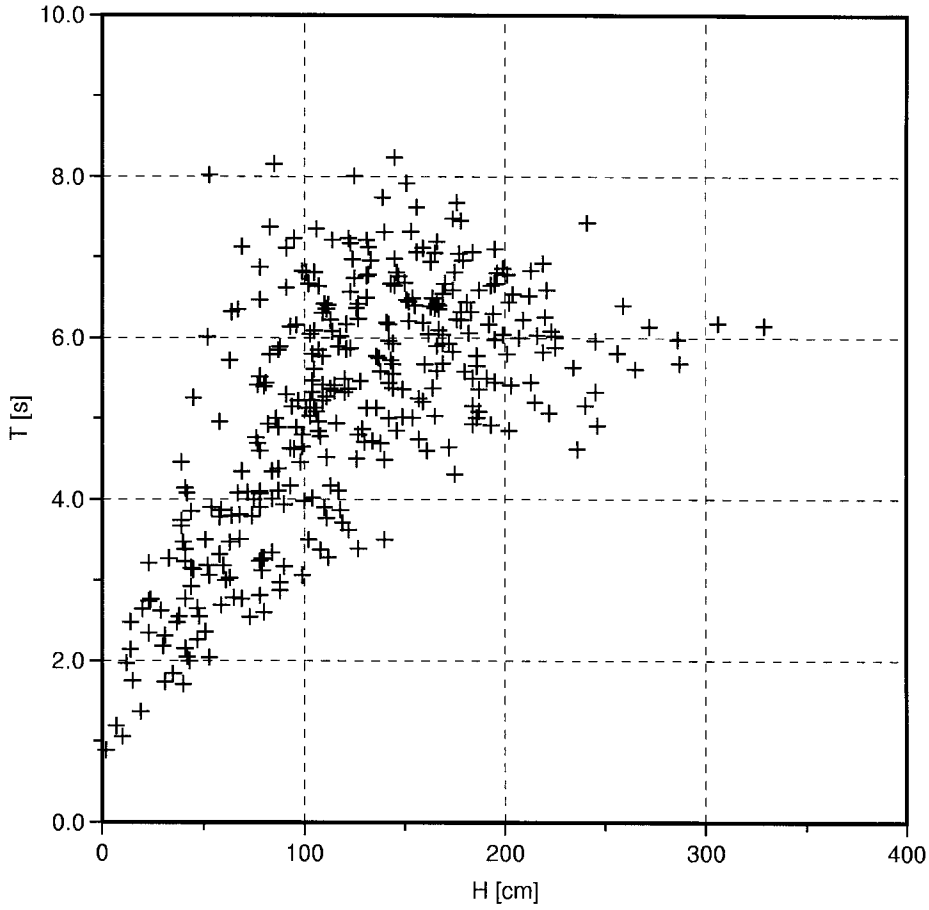


Abb. A 3.9: Punktediagramm der Wellenhöhen und Perioden einer Auswertung im Zeitbereich

3.3.2 Seegangsparameter, Definitionen und Bezeichnungen

3.3.2.1 Allgemeines

Seegangsparameter sind Kennwerte, die bestimmte Eigenschaften der Unregelmäßigkeit des Seegangs quantifizieren. Je nach Auswerteverfahren sind dies Mittelwerte (meist von Teilmengen) von einzelnen Wellenhöhen H oder Wellenperioden T (auch Kombinationen von Parametern wie z. B. H/T^2 oder $\sqrt{H} \cdot T$ können für spezielle Untersuchungen sinnvoll sein), oder markante Frequenzen oder integrale Größen aus der spektralen Dichte des Seegangsspektrums.

Durch Parametrisierung gehen naturgemäß die vollständigen Informationen über die Statistik und/oder Folge einzelner Wellenereignisse (Kurzzeitstatistik) oder die Form des Spektrums verloren.

Können Standardverhältnisse vorausgesetzt werden, sind dennoch jeweils einzelne Parameter für H und T ausreichend zur Charakterisierung des Seegangs. Insbesondere bei kom-

plexen Windsituationen und in Flachwasserbereichen (mit Wellenbrechen) kann es notwendig sein, mehrere Parameter oder bestimmte vom Standardfall abweichende Verhältnisse von Parametern zu erfassen, um zuverlässige Eingangsbedingungen für Bemessungsaufgaben zu definieren.

Sollen Seegangsparameter in einer vereinfachten Berechnung als Kennwerte einer regelmäßigen Welle genutzt werden, müssen sie signifikant sein, d. h. die Berechnung mit diesen Parametern muss ein repräsentatives Ergebnis liefern.

Definitionen und Bezeichnungen sind im Schrifttum nicht immer einheitlich, was zu Verwechslungen führen kann. Die im Folgenden verwendeten Bezeichnungen entsprechen der Ausarbeitung einer IAHR-Arbeitsgruppe „List of Sea State Parameters“, die 1986 gemeinsam mit der PIANC veröffentlicht wurde (IAHR/PIANC, 1986).

3.3.2.2 Zeitbereichsparameter

Die Bestimmung von Zeitbereichsparametern in einer Folge unregelmäßiger Wellen (Wasserspiegelauslenkung $\eta(t)$), wie sie ein Messgerät liefert, erfordert eine Definition, was als Welle anzusehen ist. Gebräuchlich ist eine Definition nach dem Nulldurchgangsverfahren (zero crossing-Wellen). Wie Abb. A 3.10 verdeutlicht, wird dabei unterschieden in

– zero upcrossing-Wellen und
– zero downcrossing-Wellen.

Es ist anzumerken, dass unterschiedliche Definitionen zu (geringfügig) unterschiedlichen Zeitbereichsparametern führen können. Heute wird allgemein das zero downcrossing-Verfahren entsprechend der IAHR-Definition empfohlen. Das Wellenkammverfahren oder andere Definitionen einzelner Wellen in der Zeitreihe (z. B. SCHÜTTRUMPF, 1973) sind weniger gebräuchlich.

Signifikante Wellenparameter, die aus einer Zeitbereichsauswertung (Auswertung aus einer Häufigkeitsverteilung der Wellenhöhen (Abb. A 3.11) oder -perioden einzelner Messungen, Kurzzeitstatistik) ermittelt werden, sollten durch einen Hinweis oder durch einen Index erkennen lassen, wie diese Parameter ermittelt wurden.

Aus der Gesamtheit der nach der ausgewählten Definition bestimmten Einzelereignisse mit den Werten H und T können nun durch Mittelwertbildung Höhen- und Periodenparameter ermittelt werden. Im einfachsten Fall sind das Mittel aus allen Werten:

$\overline{H}_d$ = mittlere Wellenhöhe der ausgewerteten Zeitreihe (zero downcrossing-Definition) (bzw. $\overline{H}_u$, zero upcrossing-Definition). $\overline{H}$ wird auch als H_m bezeichnet.

$\overline{T}$ = mittlere Periode der ausgewerteten Zeitreihe, auch als T_m bezeichnet. Anmerkung: Im statistischen Sinne sind $\overline{T}_u$ und $\overline{T}_d$ gleich.

Meist sind als Eingangswerte für Bemessungsverfahren jedoch Mittelwertbildungen von Teilmengen hoher Wellen gebräuchlich, z. B.:

$H_{1/3,d}$ = Mittlere Wellenhöhe der 33 % höchsten zero downcrossing-Wellen der ausgewerteten Zeitreihe

$T_{H1/3,d}$ = Mittelwert der Perioden der 33 % höchsten Wellen (zero downcrossing-Verfahren) der ausgewerteten Zeitreihe

$H_{1/10,d}$ = Mittlere Wellenhöhe der 10 % höchsten zero downcrossing-Wellen der ausgewerteten Zeitreihe

$T_{H1/10,d}$ = Mittelwert der Perioden der 10 % höchsten Wellen (zero downcrossing-Verfahren) der ausgewerteten Zeitreihe.

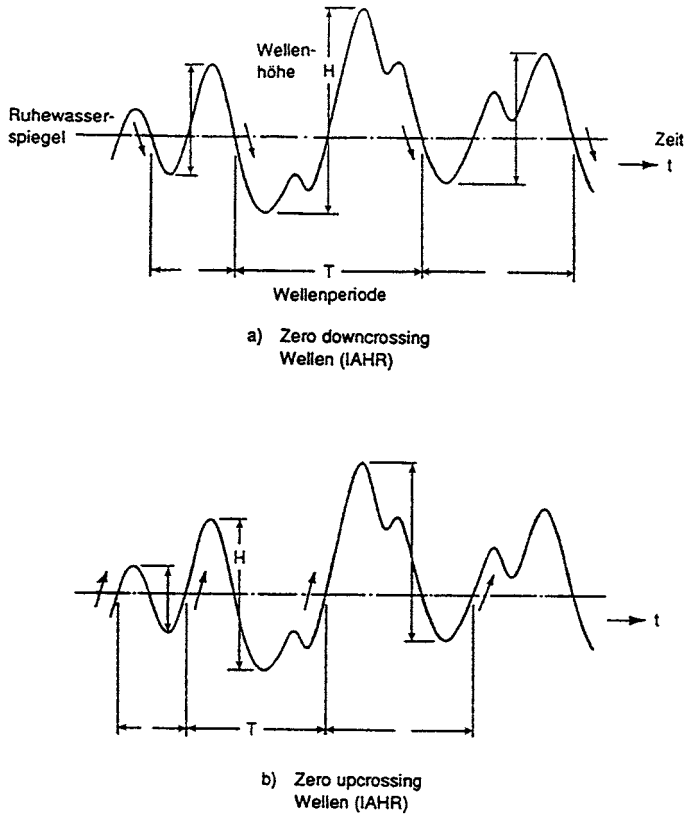


Abb. A 3.10: Zur Definition von zero crossing Wellenhöhen (nach IAHR/PIANC, 1986)

Speziell $H_{1/3}$ und $T_{H1/3}$ werden als „signifikante" Wellenhöhe und -periode bezeichnet (H_s, T_s) und sind Eingangswerte für die meisten Bemessungsverfahren.

Mittelwertbildungen von Perioden ohne Zuordnung zu der entsprechenden Menge von Wellenhöhen, wie z. B.:

$T_{1/3,d}$ = Mittelwert der 33 % größten, durch zero downcrossing ermittelten Wellenperioden ($\neq T_{H1/3,d}$) der ausgewerteten Zeitreihe

wurden zwar in Sonderfällen benutzt, werden jedoch grundsätzlich nicht mehr empfohlen.

Entsprechend können (vgl. Abb. A 3.12) auch Kammlagen und andere Größen unregelmäßiger Wellen kurzzeitstatistisch ausgewertet werden.

Ein ebenfalls häufig benutzter Wellenhöhenparameter ist

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{\sum_{1}^{n} H_i^2}{n}} \quad \text{(rms = root mean square)},$$

der gegenüber der signifikanten Wellenhöhe den Vorteil besitzt, dass unregelmäßiger Seegang mit dem Parameter H_{rms} die gleiche Energie enthält wie eine regelmäßige Welle dieser Höhe. Bei RAYLEIGH-Verteilung der Wellenhöhen ist $H_{rms} \approx 0{,}7 \cdot H_{1/3}$.

Wie bereits in Kap. 3.3.1 erwähnt, sind derzeit keine Definitionen für Richtungsparameter im Zeitbereich standardisiert.

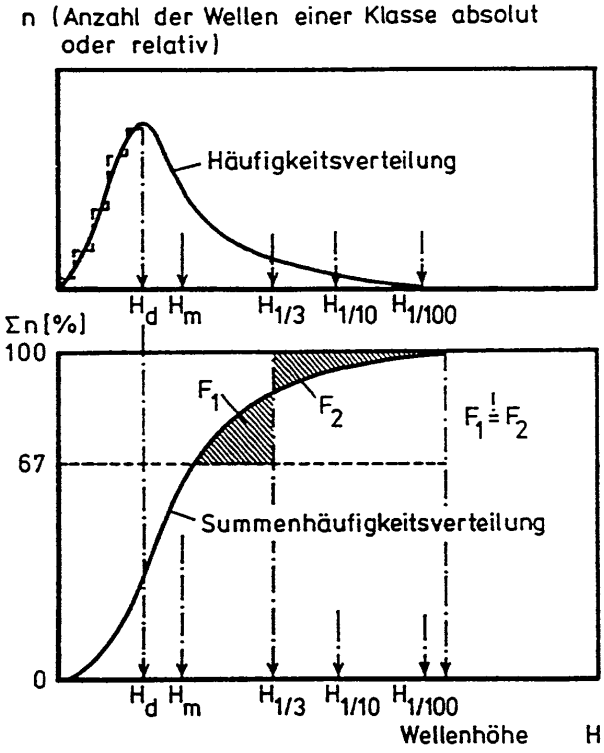
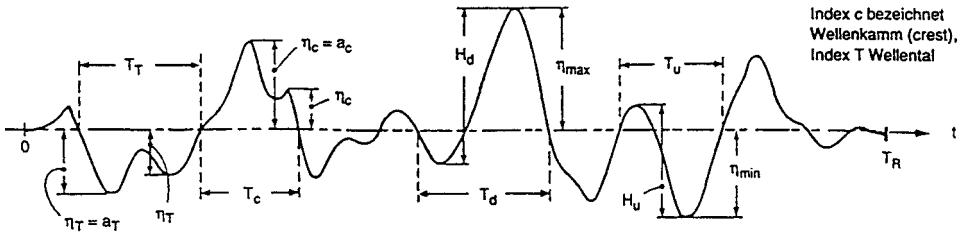


Abb. A 3.11: Prinzip der Auswertung von Zeitbereichsparametern aus einer Häufigkeitsdarstellung (Histogramm) (H_d ist hier die „dominante" Welle und nicht zu verwechseln mit dem im Folgenden verwendeten Index d für downcrossing)



$$\text{Varianz} \qquad \sigma_\eta^2 = \frac{1}{T_R} \int_0^{T_R} [\eta(t) - \bar{\eta}]^2 \, dt \qquad (= m_0 \text{ Theorie})$$

$$H_s = 4 \cdot \sigma_\eta$$

Abb. A 3.12: Definition und Bezeichnungen von Zeitbereichsparametern in einer Folge unregelmäßiger Wellen (IAHR/PIANC, 1986)

3.3.2.3 Frequenzbereichsparameter

Im Gegensatz zur Zeitbereichsdarstellung erfordert die Definition von Seegangsparametern im Frequenzbereich keine Definition einzelner Wellen im Seegang. Ausgehend von dem unter Kap. 3.3.1 erläuterten (linearen) Überlagerungsmodell geht man von der Vorstellung aus, dass sich die Seegangskomponenten durch eine FOURIER-Analyse (vgl. Kap. 3.6.3.3) aus der Zeitreihe ermitteln lassen.

Der Zusammenhang zwischen den durch die FOURIER-Analyse ermittelten Amplituden der Seegangskomponenten c(f) und dem normierten (eindimensionalen) Seegangsspektrum S(f) ist wie folgt:

$$S(f) = \frac{c^2}{2 \cdot \Delta f.}$$

Zur Ermittlung von Parametern werden Momente n-ter Ordnung des Spektrums wie folgt definiert:

$$m_n = \int S(f) \cdot f^n df \qquad \text{mit } n = 0, 1, 2 \ldots$$

Die wichtigsten Parameter sind:

H_{m0} = $4 \cdot \sqrt{m_0}$ (m_0 = 0tes Moment) Schätzung der signifikanten Wellenhöhe der gemessenen Seegangssituation.

T_{01} = Mittlere Periode des Ereignisses, ermittelt aus dem 0ten und 1. Moment. Es ist $T_{01} = m_0/m_1$.

T_{02} = Mittlere Periode des Ereignisses, ermittelt aus dem 0ten und 2. Moment. Es ist $T_{02} = \sqrt{m_0/m_2}$.

Als Periodenparameter werden weiterhin verwendet:

T_p = Peakperiode = $1/f_p$.

T_{-10} = Periodenparameter, in dem die langperiodischen Anteile stärker gewichtet werden. Es ist $T_{-10} = m_{-1}/m_0$.

T_{-20} = Periodenparameter, in dem die langperiodischen Anteile stärker gewichtet werden. Es ist $T_{-20} = \sqrt{m_{-2}/m_0}$.

Die Peakfrequenz f_p ist die Frequenz, an der die Energiedichtefunktion ihr Maximum hat (wegen unterschiedlicher Freiheitsgrade bei der Berechnung von Seegangsspektren kann der Wert unsicher sein, und es wird empfohlen, die in IAHR/PIANC (1986) angegebenen Methoden zu nutzen).

Parameter zur Beschreibung der Richtungsverteilung, sofern in der Messung enthalten, werden im Allgemeinen aus der Energiedichteverteilung und einer Richtungsverteilungsfunktion für die einzelnen Frequenzen errechnet, wobei man davon ausgeht, dass das Richtungsspektrum $S(f,\theta)$ dargestellt werden kann als

$S(f,\theta) = S(f) \cdot D(f,\theta)$ (mit $D(f,\theta)$ = Richtungsfunktion) (vgl. Abb. A 3.8, s. auch Kap. 3.6).

Die Form der Richtungsfunktion $D(f,\theta)$ an jeder Frequenzstelle wird meist durch die ersten fünf FOURIER-Koeffizienten beschrieben (bedingt durch das Messsystem), aus denen dann eine frequenzabhängige mittlere Richtung $\theta_m(f)$ und die Charakterisierung der Breite („spreading“) der Richtungsfunktion durch die Angabe der Varianz der Richtungsfunktion $\sigma_\theta(f)$ zugeordnet werden kann. Die gewichteten Mittelwerte $\overline{\theta}$ und $\overline{\sigma}_\theta$ können dann als Richtungsparameter verwendet werden.

Weitere Hinweise zu spektralen Parametern s. KOHLHASE (1983), List of Sea State Parameters (IAHR/PIANC, 1986) und Ergänzungen zum Richtungsseegang (FRIGAARD et al., 1997).

3.3.3 Zusammenhänge zwischen Seegangsparametern im Zeit- und Frequenzbereich

Zwischen den gemäß Kap. 3.3.2 definierten Seegangsparametern gibt es Zusammenhänge (vgl. Kap. 3.7).

Wegen ihrer besonderen Bedeutung für Bemessungsaufgaben werden die sich aus kurzzeitstatistischen Auswertungen ergebenden Verhältnisse von Zeitbereichsparametern in Kap. 3.7.4 gesondert und ausführlicher behandelt. Unter bestimmten, dort näher erläuterten Bedingungen (RAYLEIGH-Verteilung) ergeben sich für verschiedene Wellenhöhenparameter die folgenden Zusammenhänge:

$$H_m/H_{1/3} = 0{,}63$$
$$H_{1/10}/H_{1/3} = 1{,}27$$
$$H_{1/100}/H_{1/3} = 1{,}67.$$

Die maximale, in einer Messung enthaltene Wellenhöhe H'_{max} ist abhängig von der Anzahl der in der Messung enthaltenen einzelnen Wellen. Die dann im Mittel zu erwartende Wellenhöhe kann nach der auf LONGUET-HIGGINS (1952) zurückgehenden Beziehung

$$H'_{max} = 1{,}13 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_m \text{ bzw. } H'_{max} = 0{,}707 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_{1/3}$$

berechnet werden. Vielfach wird für das Verhältnis von einer Anzahl N der Wellen von 1000 ausgegangen, womit sich ein Verhältnis

$$H'_{max}/H_{1/3} = 1{,}86$$

ergibt. Die grundsätzliche Abhängigkeit der o. a. theoretischen Beziehung von der Wellenanzahl N ist nicht nur hinsichtlich der in der Natur zu beachtenden Grenzbedingungen, z. B. infolge einer zeitlichen Begrenzung extremer Windsituationen, Einflüssen aus wechselnden Wasserständen oder Brechkriterien wichtig, sondern auch bei der vergleichenden Analyse von Seegangsmessungen zu beachten, die in der Regel intermittierend und häufig nur mit sehr kurzen Messdauern durchgeführt werden. Auswertungen von Seegangsmessungen zeigen ferner, dass die sich nach der RAYLEIGH-Verteilung theoretisch ergebenden festen Verhältniswerte zwischen Zeitbereichsparametern H_m, $H_{1/3}$, $H_{1/10}$, $H_{1/100}$ Schwankungen unterworfen sein können, da die Voraussetzungen der Verteilungsfunktion nicht immer erfüllt sind (vgl. SILVESTER, 1974).

Ähnlich sichere Verhältnisse existieren für die Periodenparameter im Zeitbereich nicht. Im Gegensatz zur Verteilung der Wellenhöhen sind die Periodenverteilungen sehr stark durch die Dichteverteilung im Spektrum geprägt. In GODA (1985 und 2000) werden die folgenden Abhängigkeiten aus der Analyse von Messungen in der Natur angegeben:

$$T_{Hmax} = (0{,}6 \text{ bis } 1{,}3)\, T_{H1/3}$$
$$T_{H1/10} = (0{,}9 \text{ bis } 1{,}1)\, T_{H1/3}$$
$$T_{H1/3} = (0{,}9 \text{ bis } 1{,}4)\, \overline{T}.$$

Als mittlerer Wert für viele Messreihen wird in GODA (2000) angegeben:

$$T_{Hmax} \cong T_{H1/10} \cong T_{H1/3} \cong 1{,}2\, \overline{T}.$$

Für die in der Ingenieurpraxis wichtigen Zeitbereichsparameter $H_{1/3}$ und Frequenzbereichsparameter H_{m0} wird vielfach angenommen (und so ist H_{m0} auch theoretisch hergeleitet), dass diese Parameter gleich sind, also

$$H_{m0} = H_{1/3} = H_s.$$

Anm.: H_s wird hier entsprechend der IAHR-Empfehlung (IAHR/PIANC, 1986) als signifikante Wellenhöhe definiert, ohne dass eine Festlegung auf ein Auswerteverfahren erfolgt.

Dieses gilt ebenfalls nur unter der Voraussetzung einer RAYLEIGHschen Verteilungsfunktion (vgl. Kap. 3.7) der im Seegang enthaltenen Wellen. Häufig wird auch ein Wert von

$$H_{1/3} = 0{,}95 \cdot H_{m0} = 3{,}8 \sqrt{m_0}$$

genannt, der den natürlichen Seegangsbedingungen (im Mittel) besser entsprechen soll. Nach Untersuchungen von FRÖHLE (2000) ist dies jedoch meist auf eine nicht ausreichend hohe Digitalisierfrequenz der Messdaten zurückzuführen. Mit abnehmender Wassertiefe besteht die Tendenz, dass $H_{1/3}$ größer als H_{m0} wird (vgl. Kap. 3.4.3).

Ebenso müsste nach theoretischen Beziehungen sein: T_m (Zeitbereich) = T_{02} (Frequenzbereich). Auch hier zeigen Auswertungen von gemessenen Seegangsereignissen Abweichungen in ähnlicher Größenordnung.

Die Periode T_{02} steht in einem recht engen Zusammenhang zu T_{01}, ist jedoch grundsätzlich auch von der Spektrumsform und den Auswertegrenzen abhängig. In Messungen vor Sylt (SCHADE, 1991) war

$$T_{02}/T_{01} = 0{,}93.$$

Während die Zusammenhänge zwischen den „mittleren" Perioden T_m und T_{02} oder T_{01} noch relativ stabil sind, kann für den Zusammenhang zwischen T_p und mittleren Perioden (sowohl im Zeit- als auch im Frequenzbereich) nur ein sehr weiter Bereich angegeben werden, da dieses Verhältnis sehr stark von der Dichteverteilung im Spektrum sowie der bereits erwähnten Berechnungsunsicherheit von T_p beeinflusst wird. Für theoretische JONSWAP-Spektren mit $\gamma = 3{,}3$ (und einem berücksichtigten Frequenzbereich bis $3 \cdot f_p$) ist

$$T_p = 1{,}21 \cdot T_{02}.$$

Verhältniswerte für andere charakteristische Kennwerte von JONSWAP-Spektren könne aus RYE (1977) entnommen werden. Im Schrifttum finden sich Angaben, teilweise auf der Grundlage von Messungen, von

$$T_p = (1{,}05 \text{ bis } 1{,}72) \cdot \overline{T},$$

so dass ggf. gesonderte Untersuchungen (Messungen oder numerische Simulation) anzustellen sind, um einen für den Einzelfall realistischen Wert einzuschätzen.

Weiterführende Hinweise enthält insbesondere GODA (1985 u. 2000).

3.3.4 Hinweise zur Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs bei Simulation und Bemessung

Seegang in der Natur ist im zeitlichen und örtlichen Verlauf unregelmäßig. Dies gilt für die sichtbaren Wasserspiegelauslenkungen (aus denen durch Auswerteverfahren im Zeit- und Frequenzbereich die eigentlichen Wellenparameter ermittelt werden) und für die zugehörigen Strömungen und Drücke unterhalb der Wasseroberfläche. Damit sind auch die Belastungen und sonstigen physikalischen Auswirkungen unregelmäßige Vorgänge. Bei der Ermittlung des funktionellen Verhaltens und der Belastung der Bauwerke im Küstenbereich ist diese Unregelmäßigkeit (Struktur) des Seegangs zu berücksichtigen.

Da Bemessungs- und Untersuchungsverfahren auf der Grundlage von klassischen Wellentheorien nur Ergebnisse für regelmäßige Wellen liefern und auch häufig auf Versuchsergebnisse mit regelmäßigen Wellen zurückgegriffen werden muss, werden, um die Formenvielfalt des unregelmäßigen Seegangs der Vorstellung, Analyse und Berechnung zugänglich zu machen, verschiedene Modellvorstellungen auf der Grundlage regelmäßiger langkämmiger Wellen angewendet.

Entsprechend den Auswerteverfahren im Zeitbereich (Betrachtung als Folge einzelner unterschiedlicher Wellen) und im Frequenzbereich (Betrachtung als Überlagerung cosinusförmiger Wellenkomponenten) existieren auch Simulationsverfahren (Bemessungsverfahren) im Zeitbereich und im Frequenzbereich. Es können aber auch Berechnungen und Untersuchungen mit sehr starken Vereinfachungen vorgenommen werden, bei denen der unregelmäßige Seegang durch charakteristische Mittelwerte von Wellenhöhen, Wellenperioden und Richtungen repräsentiert wird. Dies kommt zwar einer einfachen Berechnung und Vorstellung entgegen und ist für einige Problemstellungen durchaus ausreichend, es kann aber auch zu grundsätzlichen Fehleinschätzungen führen, z. B. bei stark nichtlinearen Vorgängen wie Wellenbrechen oder bei der Ermittlung von Überlaufmengen an Deichen und senkrechten Wänden.

Zur Zeit gibt es vier Vorgehensweisen auf der Grundlage regelmäßiger Wellen, um die Unregelmäßigkeit des Seegangs bei der Bemessung und bei Untersuchungen zu berücksichtigen (s. a. GODA, 1985 u. 2000):

- Repräsentation durch signifikante Wellen
- Bemessung auf maximale Welle
- Überlagerungsverfahren
- Summierung der Wirkung einzelner Wellen entsprechend der Häufigkeit.

Dagegen liefern die folgenden Methoden direkt Informationen zu unregelmäßigem Seegang, ohne auf solche Modellvorstellungen zurückgreifen zu müssen:

- Modellversuche mit unregelmäßigen Wellen
- numerische Modelle mit unregelmäßigen Wellen
- Messungen in der Natur.

Die Vorgehensweisen zur Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs auf der Grundlage von Informationen aus regelmäßigen, teilweise linearen Wellen werden im Folgenden kurz beschrieben und die weiteren Verfahren kurz kommentiert.

Repräsentation durch signifikante Wellen

Hierbei wird der unregelmäßige Seegang durch eine Folge regelmäßiger Wellen mit der Höhe und Periode (und auch Richtung) der signifikanten Welle ersetzt.

Diese Vorgehensweise wurde und wird seit Einführung des Begriffs der signifikanten Welle häufig angewendet, obwohl die Parameter sicherlich zunächst nur zur vereinheitlichten Klassifizierung von Seegangsereignissen gedacht sein mochten. Die Wahl von $H_{1/3}$ als signifikante Wellenhöhe wird auch darauf zurückgeführt, dass eine visuelle Schätzung der Wellenhöhen in etwa zu einem solchen Wert führen würde. $H_{1/3}$ ist mit Sicherheit keine prinzipiell schlechte Wahl, es ist aber kein physikalisch schlüssiger Wert, zumal ein regelmäßiger Wellenzug mit den Parametern der signifikanten Welle die doppelte Energie enthält wie ein Wellenzug unregelmäßiger Wellen, der durch diese Parameter charakterisiert ist. Dies kann u. a. bei der vergleichenden Bewertung von hydraulischen Modellversuchen mit regelmäßigen und unregelmäßigen Wellen bei morphologischen Vorgängen zur Verwirrung führen. Daher wäre der Parameter $H_{rms} \approx 0{,}7 \cdot H_{1/3}$ sicherlich manchmal der geeignetere Parameter (wird in Forschungsarbeiten auch häufiger benutzt und ist üblicherweise bei Berechnungen mit numerischen Modellen auf der Basis regelmäßiger Wellen vorgeschrieben). Auch sollte in Erinnerung bleiben, dass rd. 16 % der Wellen höher sind als die signifikante Welle und zwar bis zu einem Faktor von rd. 2 (vgl. Abschn. 3.7).

Im Rahmen von Berechnungen ist eine Repräsentation durch die signifikanten Wellenparameter (oder andere mittlere Wellenparameter) nur sinnvoll, wenn es sich um überwiegend lineare physikalische Vorgänge handelt und mittlere Veränderungen oder Wirkungen beschrieben werden sollen. Dann ist das Verfahren im Grunde eine vereinfachte Form des → Überlagerungsverfahrens.

Zu weitreichenden Fehleinschätzungen kann es bei stark nichtlinearen Vorgängen wie z. B. Wellenbrechen und Wellenüberlauf kommen aber auch dann, wenn, wie z. B. bei Diffraktion, eine starke Richtungsabhängigkeit besteht, da eine Richtungsstruktur nicht durch eine mittlere Richtung charakterisiert werden kann.

Bemessung auf maximale Welle

Bei der Belastung von monolithischen Bauwerken und Pfahlstrukturen tritt üblicherweise mit der höchsten Welle auch die höchste Belastung auf. Entsprechend kann die Bemessung mit der maximalen Welle des Bemessungssturms vorgenommen werden. Da H_{max} eine statistische Größe ist, muss eine Einschätzung vorgenommen werden, die den Verhältniswert zur signifikanten Wellenhöhe des Bemessungssturms angibt. Ohne genauere Nachweise wird für Tiefwasserbedingungen meist die RAYLEIGH-Verteilung zugrunde gelegt. Häufig wird dann der für 1000 Wellen zu erwartende mittlere Verhältniswert $H_{max} / H_{1/3} = 1{,}87$ gewählt. GODA empfiehlt für die Belastungsermittlung von senkrechten Wellenbrechern den Wert $H_{1/250}$.

Befindet sich die Lokation in oder hinter der Brecherzone, müssen gesonderte Verfahren angewendet werden, um maximale Wellen festzulegen. Zur Bemessung ist auch die Zuordnung einer Wellenperiode erforderlich. Auch ist nicht grundsätzlich die höchste Welle das entscheidende Kriterium. Zur Berechnung des höchsten Wellenauflaufs an Böschungen z. B. ist wegen der stärkeren Abhängigkeit des Wellenauflaufs von der Wellenperiode die Welle mit dem maximalen Wert $\sqrt{H} \cdot T$ maßgebend.

Überlagerungsverfahren

Zur Simulation überwiegend linearer Vorgänge (insbesondere ohne brechende Wellen) können der Seegang und die durch den Seegang hervorgerufenen Wirkungen durch Überlagerungsverfahren nachgebildet werden. Die durch Methoden der FOURIER-Analyse aus

Messungen oder nach theoretisch/empirischen Vorgaben ermittelten Komponenten, die in der Gesamtheit auch als Seegangspektrum (Energiedichtespektrum, auch Richtungsspektrum) dargestellt werden können, werden als unabhängige langkämmige, regelmäßige (sinusförmige) Wellen angesehen. Für jede Wellenkomponente werden die physikalische Auswirkungen nach Betrag und Phase ermittelt und die physikalische Gesamtwirkung durch lineare Überlagerung nachgebildet (und ggf. wieder in spektraler Form dargestellt und durch entsprechende signifikante Parameter charakterisiert).

Typische Anwendungen sind Berechnungen zu Shoaling, Refraktion und Diffraktion, aber auch Transmission (wenn kein signifikantes Wellenbrechen auftritt) und insbesondere zu Bewegungsvorgängen (z. B. Schiffsbewegungen).

Für die Anwendung des Verfahrens müssen die Abhängigkeiten für regelmäßige Wellen als Funktion der Periode (Übertragungsfunktion) und ggf. Richtung vorliegen. Dann können die Berechnungen für beliebige Seegangsspektren vorgenommen werden. Die Ergebnisse werden in Abhängigkeit von den üblichen signifikanten Seegangsparametern, ggf. unter Angabe weiterer Parameter zur genaueren Beschreibung der Energiedichteverteilung über Frequenz und Richtung, dargestellt.

Für einige Problemstellungen können auch gebundene lange Wellen und harmonische Komponenten höherer Ordnung und damit auch Nichtlinearitäten im Sinne der Wellentheorien höherer Ordnung in die Berechnungen einbezogen werden.

Summierung der Wirkung einzelner Wellen entsprechend der Häufigkeit (Häufigkeitsverfahren)

Bei nichtlinearen Vorgängen, bei denen die physikalischen Wirkungsgrößen nicht proportional zu den Wellenhöhen sind und/oder Wellenbrechen stattfindet, müssen die Berechnungen für alle einzelnen Wellenereignisse durchgeführt werden. Entsprechend der statistischen Verteilung der einzelnen Wellenparameter können auch die Ergebnisse wieder als statistische Verteilung dargestellt und Mittelwerte, Summen u. a. gebildet werden.

Typische Anwendungen sind z. B. die Ermittlung von signifikanten Wellenauflaufhöhen an Seedeichen und mittlere Überlaufraten an Deichen und senkrechten Wänden, aber auch die Ermittlung der Wellenhöhenverteilung in der Brecherzone. Das Verfahren erfordert die Kenntnis der physikalischen Abhängigkeiten in regelmäßigen Wellen für unterschiedliche Wellenhöhen, Perioden und ggf. Richtungen. Als Eingangswerte müssen Verteilungen von Wellenhöhen und Perioden (und ggf. Richtungen) vorgegeben werden. Dabei wird üblicherweise zunächst vorausgesetzt, dass die Interaktionen der Wellen untereinander keine große Bedeutung hat. Für Wellenauflauf an Seedeichen hat Tautenhain *(1981) einen deutlichen Vorwelleneinfluss nachgewiesen, der im Rahmen von theoretischen Simulationen in dieser Form unbedingt berücksichtigt werden muss. Weiterhin gibt es Hinweise auf den Einfluss von Gruppierungen besonders hoher Wellen (vgl. auch* Johnson *et al., 1978).*

Modellversuche mit unregelmäßigen Wellen

In hydraulischen Modellversuchen kann heute standardmäßig unregelmäßiger Seegang nachgebildet werden. Die Festlegung der Eingangsparameter erfolgt als signifikante Parameter ggf. unter Angabe weiterer Parameter zur genaueren Beschreibung der Energiedichteverteilung über Frequenz und Richtung. Ebenso wird bei der Darstellung der Ergebnisse ver-

fahren, wobei zusätzlich Parameter und Verteilungen aus der Auswertung im Zeitbereich einbezogen werden können.

Einschränkungen bestehen bei Kanaluntersuchungen darin, dass naturgemäß die Richtungsstruktur des Seegangs nicht nachgebildet werden kann. Das Gleiche gilt für Versuche in Wellenbecken, wenn mit langkämmigem Seegang gearbeitet wird. Es gibt jedoch zunehmend auch Wellenbecken, in denen von der maschinellen Ausrüstung her die Richtungsstruktur von natürlichem Seegang nachgebildet werden kann.

Numerische Modelle mit unregelmäßigen Wellen

Insbesondere BOUSSINESQ-Modelle sind heute in der Lage Berechnungen mit unregelmäßigem Seegang durchzuführen. Für die Festlegung von Eingangsparametern und Darstellung der Ergebnisse gilt sinngemäß das unter Modellversuchen angeführte.

Messungen in der Natur

Messungen in der Natur enthalten hinsichtlich der Berücksichtigung der Unregelmäßigkeit des Seegangs keinerlei Einschränkungen. Nachteile sind lediglich der große Aufwand und dass Eingangsrandbedingungen (insbesondere extreme Bedingungen) sowie auch die sonstigen Randbedingungen (Geländeform, Wind- und Strömungsbedingungen, etc.) nicht beliebig vorgegeben werden können.

Die weiter vorn gemachten Ausführungen zur Methode der Repräsentation durch signifikante Wellen sind nicht zu verwechseln mit der Verwendung von signifikanten Wellenparametern in Bemessungsverfahren. Hier dienen diese Parameter lediglich zur Benennung des Seegangs. Die Formeln oder graphischen Darstellungen der Abhängigkeiten enthalten bereits die statistischen Aus- oder Bewertungen. Wichtig ist dabei, dass ausschließlich die im Verfahren vorgegebenen Parameter benutzt werden.

Allerdings ist zu berücksichtigen, dass die Verfahren u. U. bestimmte statistische Verteilungen oder spektrale Formen voraussetzen. Ist für die Planung von einem Bemessungsseegang mit abweichender statistischer Verteilung oder spektraler Form auszugehen, müssen die Eingangsparameter der Bemessungsverfahren ggf. modifiziert werden, oder es sind gesonderte Untersuchungen notwendig.

So wird z. B. die Formel im Verfahren zur Bemessung der Steingewichte von geschütteten Wellenbrechern nach VAN DER MEER (1988) zwar auch mit der signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$ formuliert, sie gilt aber dann nur für ein Verhältnis $H_{2\%}/H_{1/3} = 1{,}4$. Liegt in der Natur eine Wellenhöhenverteilung mit einem anderen Verhältnis $H_{2\%}/H_{1/3}$ vor, müssen die Beiwerte entsprechend geändert werden oder es muss mit der auf $H_{2\%}$ aufbauenden Formel gearbeitet werden.

Auch wurde z. B. die auf Untersuchungen von HUNT (1959) zurückgehende Formel für den Wellenauflauf regelmäßiger Wellen zunächst von BATTJES (1971) für unregelmäßigen Seegang formuliert und dabei die Auflaufhöhe R_2 (heute meist z_{98}), die nur von 2 % der Auflaufhöhen überschritten wird, als Kennwert eingeführt. Die Beiwerte in der Auflaufformel sind dann abhängig von den Verteilungen der Wellenhöhen und Perioden und bezogen auf die Wellenparameter $H_{1/3}$ und die mittlere Periode T_m. Im neueren Schrifttum wird diese Formel mit einem bestimmten Verhältnis T_p/T_m (unter Berücksichtigung von Ergebnissen verschiedener Untersuchungen in hydraulischen Modellen) in eine Form gebracht, die als Eingangsparameter T_p enthält. Ist dieses Verhältnis T_p/T_m, z. B. bei ausgeprägten Doppelpeak-

spektren, nicht mehr eingehalten, dann ist mit einem passenden Beiwert für die vorliegende Verteilung oder ggf. näherungsweise mit einer aus der mittleren Wellenperiode nach dem zugrundeliegenden Verhältnis rückgerechneten Periode T_p zu arbeiten.

3.3.5 Formen des Spektrums

3.3.5.1 Eindimensionales Seegangsspektrum, Tiefwasser

Bereits in den 50er-Jahren wurden erste Vorschläge zur Beschreibung der spektralen Form des Seegangs unterbreitet. Nach Untersuchungen von PHILLIPS (1958) existiert ein Bereich des Tiefwasserspektrums, in dem die Energiedichte S(f) nach oben hin durch den folgenden Ausdruck begrenzt wird:

$$S_p(f) = \frac{\alpha \cdot g^2}{(2\pi)^4 \cdot f^5}$$

mit

$S_p(f)$ = PHILLIPS-Beschreibung des abfallenden Astes des Spektrums (m^2/Hz)
α = $8{,}1 \cdot 10^{-3}$ (PHILLIPS-Konstante)
g = Erdbeschleunigung (m/s^2)
f = Frequenz (Hz).

Die durch die obige Formel beschriebene Grenze besagt also, dass jeder zusätzliche Energieeintrag in das Spektrum bei einer bestimmten Frequenz zum Brechen der Wellen und zu einer Energieverlagerung infolge Wechselwirkungen zwischen den Wellen bzw. infolge Dissipation führen würde. Die Form des Spektrums bleibt dabei unverändert.

Das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum (PIERSON-MOSKOWITZ, 1964) beinhaltet die von PHILLIPS in Abhängigkeit von f^5 entwickelte Formel für den absteigenden Ast, beschreibt durch eine Erweiterung jedoch zusätzlich den ansteigenden Ast sowie einen breiten Bereich um das Maximum (Abb. A 3.13).

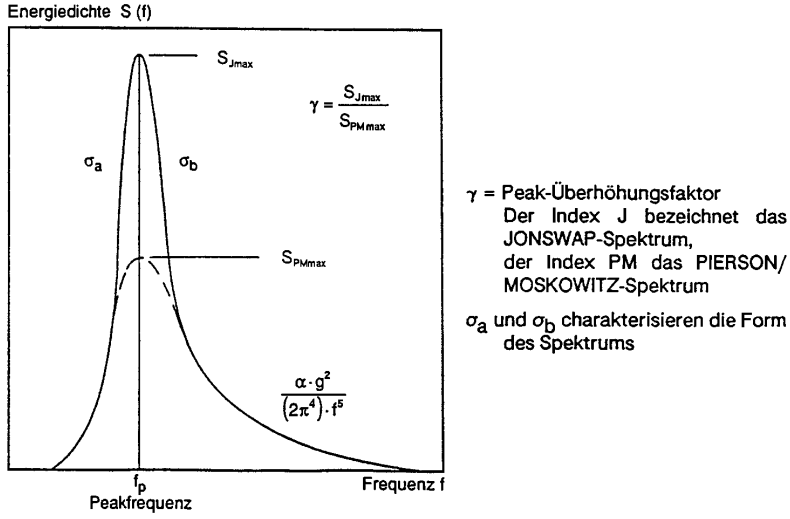


Abb. A 3.13: Formen von Tiefwasserseegangsspektren und Bezeichnungen (RICHTER, 1981)

Die von PIERSON-MOSKOWITZ vorgestellte Weiterentwicklung stellt für $\alpha = 8{,}1 \cdot 10^{-3}$ das Spektrum des voll ausgereiften Seegangs dar (vgl. auch Kap. 3.6.2):

$$S_{PM}(f) = S_p(f) \cdot \phi_{PM}\left(\frac{f}{f_p}\right)$$

mit:

$S_{PM}(f)$ = Energiedichtespektrum nach PIERSON-MOSKOWITZ (m^2/Hz)
$S_p(f)$ = PHILLIPS Beschreibung des abfallenden Astes des Spektrums (m^2/Hz)
ϕ_{PM} = PIERSON-MOSKOWITZ-Anteil zur Beschreibung des Spektrums (–)

$$= \exp\left(-\frac{5}{4} \cdot \left(\frac{f}{f_p}\right)^{-4}\right)$$

f_p = Peakfrequenz (Hz).

Die heute für Tiefwasserspektren zumeist verwendete Beschreibung ist (vgl. Abb. A 3.13 und Hinweise unter Kap. 3.6.2) die aufgrund der JONSWAP-Experimente vor Sylt (HASSELMANN et al., 1973) entwickelte Form. JONSWAP steht für „Joint North Sea Wave Project", ein Projekt, an dem sich mehrere Forschergruppen aus verschiedenen Ländern beteiligten, um mehr über die grundlegenden physikalischen Prozesse zu erfahren, die die Entwicklung der Wellen kontrollieren. Es zeigte sich zum einen, dass die Maxima der Spektren mit zunehmender Fetchlänge höher werden und sich gleichzeitig zu niedrigeren Frequenzen verschieben, zum anderen, dass alle Spektren unabhängig von der Fetchlänge dieselbe charakteristische Form besitzen:

$$S_J(f) = S_{PM}(f) \cdot \Phi_J\,(f, f_p, \gamma, \sigma_a, \sigma_b)$$

mit:

$S_J(f)$ = JONSWAP-Energiedichtespektrum (m^2/Hz)
$S_{PM}(f)$ = Energiedichtespektrum nach PIERSON-MOSKOWITZ (m^2/Hz)
Φ_J = JONSWAP-Anteil zur Beschreibung des Spektrums im Bereich des Energiedichtemaximums (Peaküberhöhungsfunktion) (–)

$$= \gamma^{\exp\left(\frac{-(f-f_p)^2}{2 \cdot \sigma^2 \cdot f_p^2}\right)}$$

γ = Peaküberhöhungsfaktor (-)
σ_a = Formparameter zur Beschreibung der vorderen Peakbreite ($f < f_p$) (–)
σ_b = Formparameter zur Beschreibung der hinteren Peakbreite ($f > f_p$) (–).

Es ist erkennbar, dass das JONSWAP-Spektrum für $\gamma = 1$ und mit demselben f_p und α das PIERSON-MOSKOWITZ-Spektrum beinhaltet. Die Formparameter γ, σ_a, σ_b streuen relativ stark, zeigen aber keine signifikante Fetchabhängigkeit (vgl. auch Kap. 3.6), so dass sie für ein mittleres JONSWAP-Spektrum festgelegt wurden zu:

$$\gamma = 3{,}3 \qquad \sigma_a = 0{,}07 \qquad \sigma_b = 0{,}09.$$

Abb. A 3.13 zeigt, dass sich das JONSWAP-Spektrum vom Spektrum nach PIERSON-MOSKOWITZ durch den deutlich höheren Energieanteil im Peakbereich unterscheidet.

Die vorangegangenen Formeln des JONSWAP-Spektrums gelten für den Fall des stationären, homogenen, fetchbegrenzten Windfeldes und Tiefwasser. Die durch sie beschrie-

bene spektrale Grundform basiert auf dem Gleichgewicht zwischen atmosphärischem Input, durch nichtlineare Effekte verursachte Verschiebungen innerhalb des Spektrums und Energiedissipation (RICHTER, 1981).

3.3.5.2 TMA-Flachwasserspektrum

Aufbauend auf der PHILLIPS-Definition des Gleichgewichtes innerhalb eines Tiefwasserspektrums ($S_p(f) = \alpha \cdot g^2/(2\pi) \cdot f^5$) entwickelten KITAIGORODSKII et al. (1975) eine allgemeine Beschreibung, die auch für Bereiche, in denen die Wellenerzeugung durch die Wassertiefe beeinflusst wird, gilt. Zu diesem Zweck muss die PHILLIPS-Formel mit einem die Wassertiefe berücksichtigenden Term $\Phi_K(\omega_d)$ multipliziert werden. $\Phi_K(\omega_d)$ ist definiert als:

$$\Phi_K(\omega_d) = K^{-2}(\omega_d)\left[1 + \frac{2\,\omega_d{}^2 \cdot K(\omega_d)}{\sinh\left(2 \cdot \omega_d{}^2 \cdot K(\omega_d)\right)}\right]$$

mit:

$\Phi_K(\omega_d)$ = Faktor zur Anwendung der PHILLIPS-Formel in beliebiger Wassertiefe (–)
ω_d = $2\,\pi f \cdot \sqrt{d/g}$ (–)
$K(\omega_d)$ = Funktion, für die gilt $K(\omega_d) \cdot \tanh\left[(\omega_d)^2 \cdot K(\omega_d)\right] = 1$ (–)
d = Wassertiefe (m).

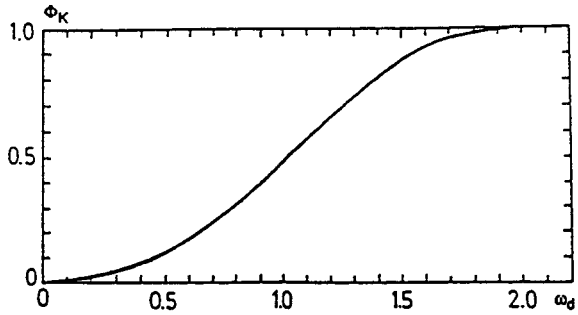


Abb. A 3.14: Verlauf von Φ_K in Abhängigkeit von ω_d (nach KITAIGORODSKII et al., 1975)

Wie Abb. A 3.14, in der Φ_K über ω_d aufgetragen ist, zeigt, nähert sich die Funktion Φ_K im Tiefwasser dem Wert 1 und geht mit abnehmender Wassertiefe gegen Null.

Für diese nur iterativ zu lösenden Gleichungen entwickelten THOMPSON u. VINCENT (1983) eine Näherung wie folgt:

$$\Phi K\,(\omega_d) = \begin{cases} 0{,}5 \cdot \omega_d{}^2 & \text{für } \omega_d \le 1 \\ 1 - 0{,}5 \cdot (2 - \omega_d)^2 & \text{für } 1 < \omega_d < 2 \\ 1 & \text{für } \omega_d \ge 2. \end{cases}$$

Die grundlegende Annahme bei der Herleitung einer auch für den Flachwasserbereich gültigen Beschreibung der Spektrumsform ist, dass die Anwendung von $\Phi_K(\omega_d)$ nicht begrenzt ist auf den von PHILLIPS beschriebenen Gleichgewichtsbereich, sondern vielmehr innerhalb des gesamten Spektrums Gültigkeit besitzt (BOUWS et al., 1985a u. 1985b).

Unter dieser Voraussetzung entsteht ein theoretisches Flachwasserspektrum durch Verknüpfung des JONSWAP-Spektrums mit dem Verformungsfaktor $\Phi_K(\omega_d)$, so dass dieses Spektrum außer den JONSWAP-Parametern f_p, α, γ, σ_a und σ_b zusätzlich eine Abhängigkeit von der Wassertiefe beeinhaltet (Abb. A 3.15). HUGHES (1984) nannte diese Beschreibung das TMA-Spektrum:

$$S_{TMA}(f, d) = S_J(f) \cdot \Phi_K(\omega_d)$$

mit

$S_{TMA}(f, d)$ = TMA-Energiedichtespektrum (m^2/Hz)
$S_J(f)$ = JONSWAP-Energiedichtespektrum (m^2/Hz)
$\Phi_K(\omega_d)$ = KITAIGORODSKII et al. – Faktor zur Berücksichtigung der Wassertiefe (–).

Die Gültigkeit dieses von der Wassertiefe beeinflussten Energiespektrums wurde anhand von Naturmessungen (Texel, Marsen, Arsloe) nachgewiesen, wobei Wassertiefen zwischen 6 und 24 m, Windgeschwindigkeiten bis zu 30 m/s und Sohlbeschaffenheiten von Grob- bis Feinsand berücksichtigt werden konnten (BOUWS et al., 1985a).

Die grundlegende Voraussetzung bei der Anwendung des TMA-Spektrums (vgl. Kap. 3.6.2) sind konstante Windgeschwindigkeiten über einen ausreichend langen Zeitraum, so dass sich die Windsee voll entwickeln kann. Dabei gilt das durch $S_{TMA}(f,d)$ beschriebene Energiedichtespektrum streng genommen nur für eine zwar begrenzte, aber konstante Wassertiefe. In Anlehnung an die Daten, die zur Verifikation zur Verfügung standen, sollte daher die Sohle nur schwach geneigt sein und keine Unregelmäßigkeiten aufweisen. Als obere

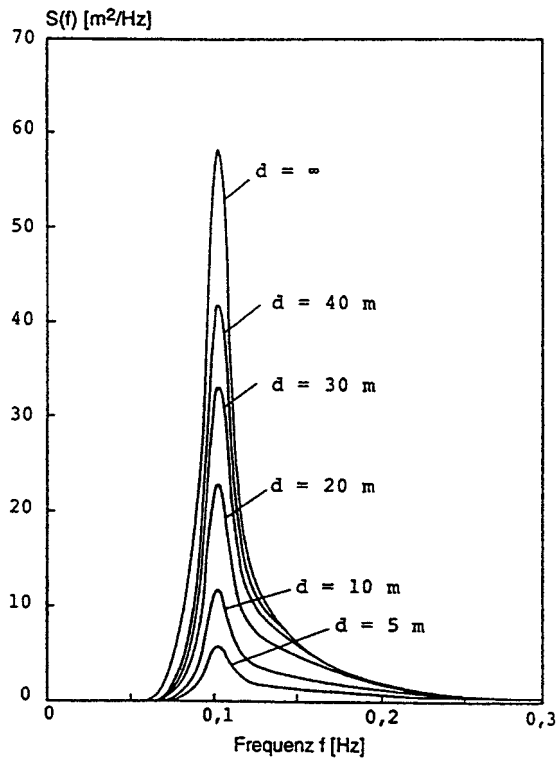


Abb. A 3.15: TMA-Flachwasserspektrum für unterschiedliche Wassertiefen, bei sonst gleichen Parametern f_p, α, γ; σ_a und σ_b (SCHADE, 1991)

Grenze wird ein Richtwert von 1:100 genannt, jedoch konnten Modellversuche mit einer Sohlneigung von 1:30 mit Hilfe des TMA-Spektrums ebenfalls hinreichend gut beschrieben werden. Auch neuere Messungen vor Sylt mit Richtungswellenmessbojen (SCHADE, 1991) wurden unter Verwendung des TMA-Ansatzes ausgewertet.

3.4 Flachwassereffekte

3.4.1 Allgemeines

Unter dem Begriff Flachwassereffekte werden i. A. die physikalischen Vorgänge Refraktion, Shoaling und Brechen sowie Einflüsse aus Sohlreibung und Perkolation der Wellen zusammengefasst, die zu einer Veränderung des Seegangs beim Fortschritt der aus dem tiefen Wasser in flaches Wasser einlaufenden Wellen führen.

Obwohl Refraktion und Shoaling gemeinsam wirksam sind, werden diese Flachwassereinflüsse meist auf der Grundlage der linearen Wellentheorie getrennt behandelt (vgl. Gleichungen unter Kap. 3.2). Maßgebend für die Refraktion ist die Abhängigkeit der Wellengeschwindigkeit von der Wassertiefe. Der Shoaling-Effekt wird aus der Gruppengeschwindigkeit ermittelt, wobei durch das Brechen der Wellen im Flachwasser eine Grenze physikalisch dadurch gegeben ist, dass die Partikelgeschwindigkeit im Wellenkamm nicht größer werden kann als die Fortschrittsgeschwindigkeit der Welle. Hierfür liefert die Theorie der Einzelwelle Anhalte. Für Planungsaufgaben im Küstenwasserbau sind graphische Verfahren (z. B. Shoaling-Diagramm oder graphische Ermittlung von Refraktionsplänen nach der Wellenkamm-Methode oder nach der Orthogonalen-Methode) nach wie vor üblich. Zunehmend gewinnen jedoch (auch in Verbindung mit nichtlinearen Theorien) numerische Berechnungen an Bedeutung, zumal meist eine Vielzahl veränderlicher Seegangsbedingungen in Verbindung mit wechselnden Wasserständen untersucht werden muss. Von verschiedenen Institutionen werden PC-lauffähige numerische Modelle angeboten, insbesondere auch zur kombinierten Berechnung von Refraktion und Shoaling oder zur Berücksichtigung von den Wellen überlagerten (quasistationären) Strömungen. Teilweise werden in numerischen Modellen auch Energieverluste infolge Bodenreibung berücksichtigt, ferner Eigenschaften natürlicher Seegangsbedingungen (Richtungsspektren) und auch Energieeintrag durch Wind.

Zur numerischen Berechnung von Flachwassereffekten stehen prinzipiell phasenaufgelöste und phasengemittelte Modelle zur Verfügung.

Phasenaufgelöste Modelle existieren für langkämmige regelmäßige Wellen auf der Grundlage der mild-slope-equation (teilweise dann mit einer vereinfachten parabolischen Form, bei der Diffraktionseffekte nur eingeschränkt berücksichtigt werden), sowie auf der Grundlage der BOUSSINESQ-Wellengleichungen. Letztere erlauben auch die direkte Berechnung von kurzkämmigem Seegang, der bei den anderen Modellen nur im Rahmen von Überlagerungsverfahren behandelt werden kann.

Phasengemittelte Modelle gibt es als Strahlenmodelle oder Gittermodelle. Unregelmäßiger Seegang erfordert, soweit nicht mit charakteristischen Seegangsparametern gearbeitet wird, wiederum den Einsatz von Überlagerungsverfahren. Das derzeit wohl am weitesten entwickelte Gittermodell ist das Seegangsmodell SWAN (Simulation of WAves in the Nearshore zone) der TU Delft (RIS, 1997; BOOIJ et al., 1999; RIS et al., 1999), das auch im deutschen Küstenbereich intensiv eingesetzt wird (z. B. MAI et al., 1999, 2000; NIEMEYER et al., 1999, 2000).

Für weitere grundsätzliche Hinweise zu numerischen Modellen im Küstenbereich wird auf DVWK Schriften 127 (1999) verwiesen.

3.4.2 Refraktion

In Analogie zum SNELLschen Lichtbrechungsgesetz, das die Richtungsänderung an der Grenzfläche zweier Medien unterschiedlicher Dichte beschreibt, werden bei der Refraktionsberechnung nach SNELL die Wellenorthogonalen an Stelle der Lichtstrahlen betrachtet (Abb. A 3.16). Das Brechungsgesetz ist gegeben durch folgende Gleichung:

$$\frac{c_2}{c_1} = \frac{\sin \alpha_2}{\sin \alpha_1}$$

wobei c_2 und c_1 die wassertiefenabhängigen Wellengeschwindigkeiten an der betrachteten Grenzfläche und α_1 und α_2 die zugehörigen Winkel darstellen.
Nach linearer Wellentheorie gilt (vgl. Kap. 3.2):

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot L}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}} = \frac{gT}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L}$$

so dass

$$c_2 / c_1 = \tanh \frac{2\pi d_2}{L_2} \Big/ \tanh \frac{2\pi d_1}{L_1} .$$

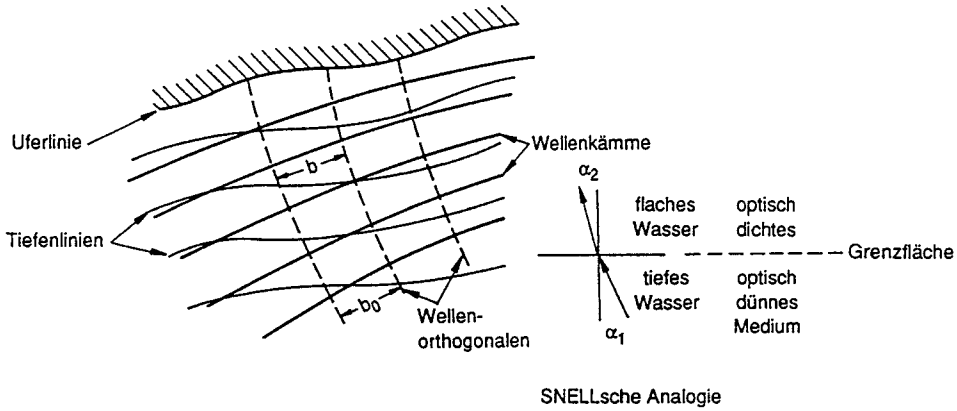


Abb. A 3.16: Erläuterung der Refraktion

Mit der Refraktion ist neben der Richtungsänderung eine Veränderung der Wellenhöhe verbunden, die durch den Refraktionskoeffizienten K_r beschrieben wird. Unter der Annahme, dass keine Energie in Kammrichtung verlagert wird, d. h. die Energie zwischen zwei Wellenorthogonalen erhalten bleibt (der Shoaling-Einfluss wird gesondert berechnet), gilt für die örtliche Wellenhöhe H:

$$H^2 \cdot b = H_0^2 \cdot b_0 \text{ und damit } H/H_0 = (b_0/b)^{1/2} = K_r$$

(Der Index 0 gibt Tiefwasserbedingungen an).

Aus der Gleichung wird deutlich, dass mit der Refraktion entsprechend dem Orthogonalenabstand eine Vergrößerung der örtlichen Wellenhöhe ($K_r > 1$) oder eine Verringerung ($K_r < 1$) gegenüber der Tiefwasserwellenhöhe H_0 verbunden sein kann.

Für die praktische Anwendung kann in Analogie zur geometrischen Optik entweder der Verlauf der Orthogonalen oder der der Wellenkämme schrittweise ermittelt werden.

Die Vorgehensweise bei einer graphischen Lösung nach dem Wellenkammverfahren ist bei SCHÜTTRUMPF (1973) eingehend beschrieben. Das Verfahren zur zeichnerischen Konstruktion von Wellenorthogonalen ergibt sich schlüssig aus den SNELLschen Formeln, ist aber auch in CERC (1977), SILVESTER (1974) u. a. beschrieben. Phasengemittelte numerische Verfahren beruhen häufig auf dem Orthogonalenverfahren. Dabei kann die Berechnung der örtlichen Wellengeschwindigkeiten je nach Aufwand mit der linearen Wellentheorie oder mit Wellentheorien höherer Ordnung erfolgen.

Die Änderung der Wassertiefe im Untersuchungsgebiet wird ausgehend von einem Peilplan durch Einführung von Stufen bzw. ein in das Lösungsgebiet gelegtes diskretes Gitternetz berücksichtigt, welches eine gewisse Glättung der Tiefeninformationen impliziert.

Wenn keine ausreichende Glättung erfolgt, können – insbesondere in Gebieten mit relativ geringen Geländeneigungen – durch leichte Unstetigkeiten in der Bathymetrie chaotische Orthogonalenformen entstehen, deren Interpretation nicht mehr über die Orthogonalenabstände möglich ist. Für solche Fälle haben BOUWS u. BATTJES (1982) eine Methode vorgeschlagen, die mit der Aufenthaltszeit von Wellen in Bereichen arbeitet, deren Ausdehnung ein mehrfaches der Wellenlänge sein muss. Testrechnungen zu dieser Problematik wurden auch von HOLTHUIJSEN u. BOOIJ (1994) durchgeführt.

Bei annähernd parallelen Tiefenlinien können die Richtungsänderungen und die Refraktionskoeffizienten K_r mit den folgenden Formeln berechnet werden:

Ausgangseegangsparameter im Tiefwasser:

$$\sin\alpha = \sin\alpha_0 \cdot \tanh\frac{2\pi \cdot d}{L} \qquad Kr = \sqrt{\frac{\cos\alpha_0}{\cos\alpha}}\,.$$

Ausgangseegangsparameter in flacherem Wasser (der Wert K_r gibt dann die relative Veränderung zwischen dem Ausgangspunkt 1 mit der Wassertiefe d_1 und dem zu untersuchenden Punkt 2 mit der Wassertiefe d_2 an):

$$\sin\alpha_2 = \sin\alpha_1 \cdot \frac{c_2}{c_1} = \sin\alpha_1 \cdot \frac{\tanh\frac{2\pi \cdot d_2}{L}}{\tanh\frac{2\pi \cdot d_1}{L}} \qquad Kr = \sqrt{\frac{\cos\alpha_1}{\cos\alpha_2}}\,.$$

Weiterhin liegen für diesen Fall Diagramme vor (CERC, 1977; DEAN u. DALRYMPLE, 1984).

Problematisch in der Aussage werden Refraktionsuntersuchungen in solchen Fällen, wo sich infolge der morphologisch/topographischen Gegebenheiten Energiekonzentration bis hin zu kreuzenden Orthogonalen ergeben, oder bei Inseln und Landvorsprüngen, wo Diffraktionseffekte (vgl. Kap. 3.5) einbezogen werden müssen. Auch Strömungen können das Wellenfeld verändern. Die Voraussetzungen des Berechnungsansatzes oder eines numerischen Modells, insbesondere die Annahme, dass ein Energietransport in Kammrichtung nicht stattfindet, müssen in Verbindung mit den Voraussetzungen, die einer Wellentheorie

zugrunde liegen (lineare Wellentheorie, z. B. infinitesimal kleine Wellenhöhe, ebener Untergrund!), in solchen Fällen besonders beachtet werden. Weiterhin ist zu beachten, dass Refraktion nach diesen Verfahren nur bis zum Brecherbereich behandelt werden kann.

Die grundsätzliche Frage bleibt, wie gut ein Wellenspektrum mit unterschiedlichen Höhen, Frequenzen und Richtungen durch einzelne Seegangsparameter charakterisiert werden kann. Bei einfachen Geländeformen und einfachen Seegangsspektren kann durchaus mit mittleren Perioden und mittleren Richtungen eine gute Einschätzung des Refraktionseinflusses durch graphische Lösungen oder durch Verfahren für parallele Tiefenlinien erfolgen. Grundsätzlich ist das Überlagerungsverfahren sehr gut geeignet, die Einflüsse aus der Gesamtheit der Frequenzanteile eines Richtungsspektrums zu erfassen. Daher erlauben Refraktionsberechnungen, wie sie auch durch GODA vorgeschlagen werden, die rechnerische Berücksichtigung einer natürlichen Windsee auch z. B. mit aufgeprägten Dünungskomponenten aus anderen Richtungen.

Die grundsätzliche Gleichung für die Bestimmung des Refraktionskoeffizienten für unregelmäßigen Seegang lautet (GODA, 1985 u. 2000):

$$(K_r)_{eff} = \left[\frac{1}{m_{s0}} \int_0^{\infty} \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f,\theta) K_s^2(f) K_r^2(f,\theta) \, d\theta \, df \right]^{1/2}$$

mit

$$m_{s0} = \int_0^{\infty} \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(f,\theta) K_s^2(f) \, d\theta \, df.$$

Der Zusatz „eff“ wird hier verwendet, um Größen zu kennzeichnen, die zu unregelmäßigem Seegang gehören. $S(f,\theta)$ bezeichnet das Richtungsspektrum, $K_s(f)$ ist der Shoaling-Koeffizient. $K_r(f,\theta)$ steht für den Refraktionskoeffizienten einer einzelnen Wellenkomponente mit der Frequenz f und der Richtung θ.

Für die praktische Berechnung wird die obige Integration durch eine Summation ersetzt, und der Shoaling-Effekt wird vernachlässigt. Diagramme zur Refraktion von Richtungsspektren an Küsten mit geraden parallelen Tiefenlinien sind in GODA (1985 u. 2000) gegeben. Grundsätzlich besteht bei schräganlaufendem Seegang jedoch die Problematik, inwieweit das Eingangsspektrum noch eine symmetrische Richtungsverteilung haben kann und wie dann repräsentative Richtungen definiert werden sollten. Durch Refraktion wird bei Richtungsspektren auch die Richtungsbandbreite und damit die Kurzkämmigkeit des Seegangs verringert.

Weiterhin stellt GODA eine Methode zur Berechnung der Refraktion unregelmäßiger Wellen nach dem Energieflussansatz (vgl. Abschn. 3.2) vor. Die Gleichung für den Wellenenergiefluss wird hierbei numerisch gelöst. Entsprechende Methoden können auch den Berechnungen in phasengemittelten numerischen Gittermodellen (z. B. SWAN) zugrunde liegen.

3.4.3 Shoaling

Auch beim strandnormalen Einlaufen der Wellen in flaches Wasser wird die Wellenhöhe verändert, ein physikalischer Vorgang, der als Shoaling bezeichnet wird. Die Wellenhöhenveränderung wird durch den Shoaling-Faktor K_s beschrieben, der das Verhältnis aus der örtlichen Wellenhöhe H und der Tiefwasserwellenhöhe H_0 angibt. Er wird aus der Gruppengeschwindigkeit (= Energiegeschwindigkeit) berechnet unter der Voraussetzung, dass der Energiefluss ($F \approx H^2 \cdot c_g$) in unterschiedlichen Wassertiefen gleich bleiben muss.

Der Verlauf des Shoaling-Koeffizienten periodischer Wellen (nach linearer Wellentheorie) ist in Abb. A 3.17 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Wellenhöhe zunächst geringfügig abnimmt, dann jedoch stetig zunimmt. Der theoretische Wert gilt nur bis die Welle instabil wird und beim Erreichen einer kritischen Wassertiefe bricht.

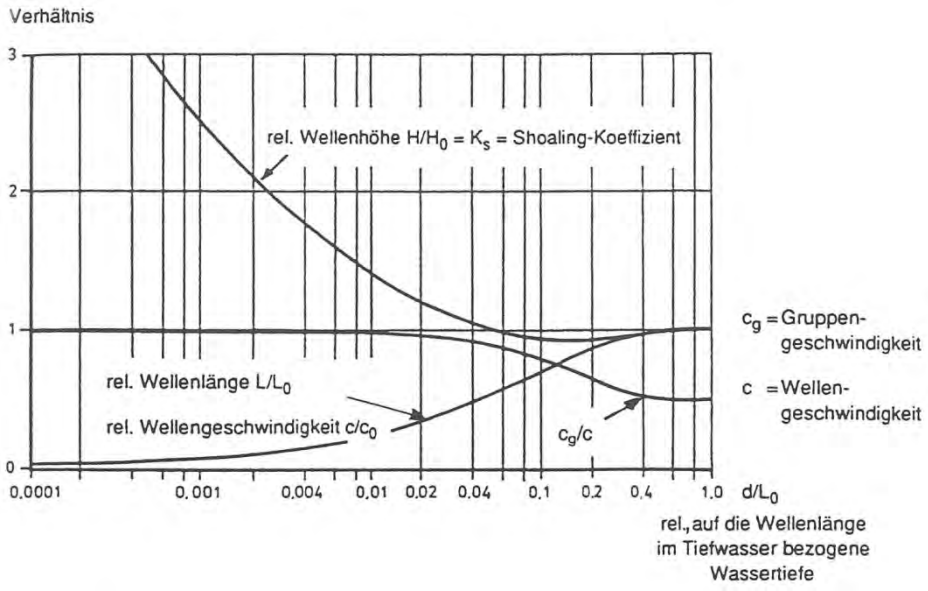


Abb. A 3.17: Wellenverformung bei abnehmender Wassertiefe (Shoaling), lineare Theorie

Nach der linearen Wellentheorie ist

$$H/H_0 = K_s = \sqrt{\frac{1}{2n} \cdot \frac{c_0}{c}}.$$

Hierin stellt $n = c_g/c$ das Verhältnis aus Gruppengeschwindigkeit und Wellengeschwindigkeit dar (Gleichungen s. Kap. 3.2).

Shoaling-Berechnungen können grundsätzlich auch mit nichtlinearen Wellentheorien erfolgen. Beispiele sind die Theorie von SHUTO (in GODA, 1985 u. 2000) und die mit der Theorie von COKELET berechneten Abhängigkeiten, die in SAKAI u. BATTJES (1980) ausführlich diskutiert und den Ergebnissen weiterer nichtlinearer Theorien gegenübergestellt werden. Die Erhöhungen des Shoaling-Koeffizienten gegenüber der linearen Theorie treten im Wesentlichen im Bereich sehr geringer Tiefwasserwellensteilheiten ab einer relativen Wassertiefe d/L_0 < rd. 0,1 auf. Bei den üblichen Seegangsbedingungen (H_{s0}/L_0 = 0,02 bis 0,04) setzt dann aber bereits das Brechen einzelner hoher Wellen ein, die Seegangsparameter sind dann nach anderen Verfahren (s. Abschn. 3.4.4) zu ermitteln. Dies wird auch aus den Ergebnissen von hydraulischen Modellversuchen deutlich (Abb. A 3.18).

Grundsätzlich ist auch anzumerken, dass das Verhältnis der aus der Zeitreihe berechneten signifikanten Wellenhöhe $H_{1/3}$ zu der aus dem Spektrum berechneten Wellenhöhe H_{m0} tendenziell mit abnehmender Wassertiefe zunimmt (Abb. A 3.19). Klare Abhängigkeiten sind

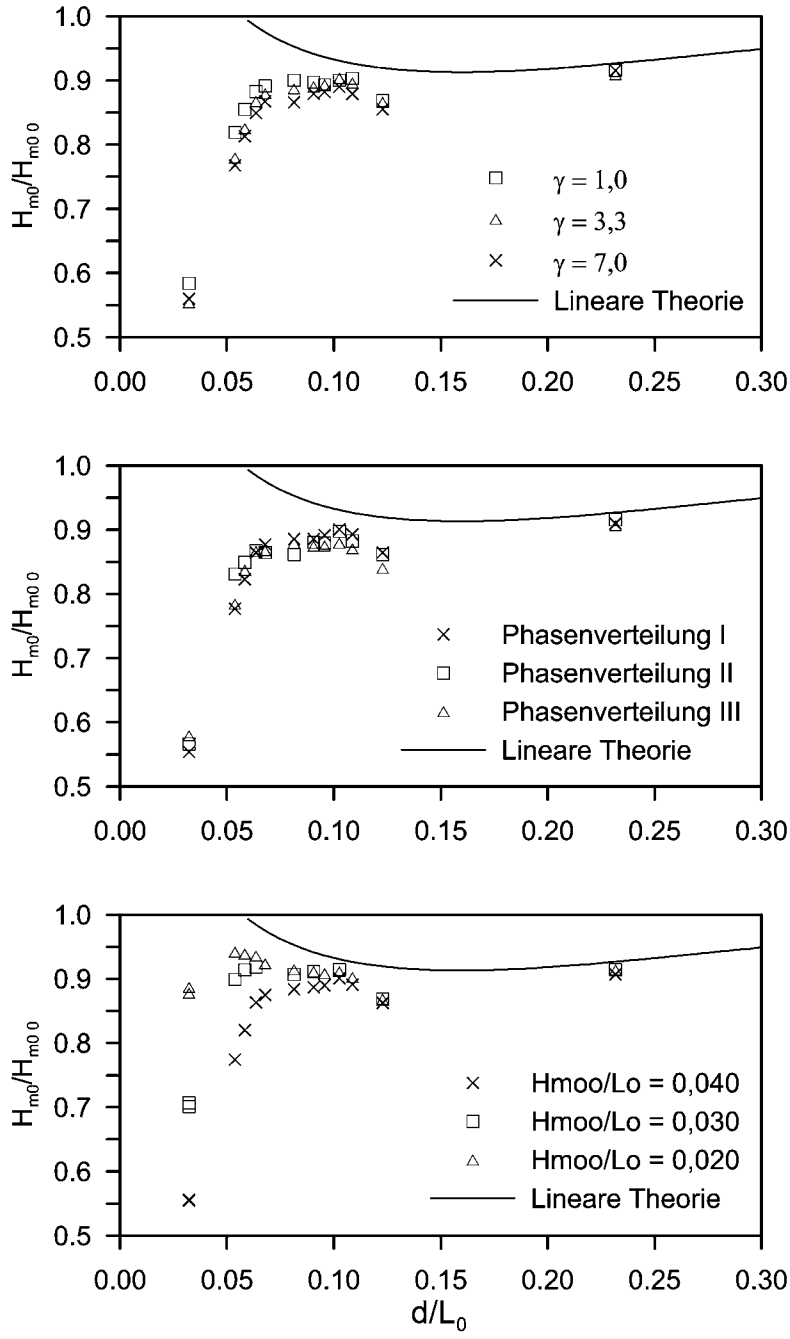


Abb. A 3.18: Einflüsse des Spektrums auf den Shoaling-Koeffizienten (GÖTSCHENBERG et al., 1987) a) Einfluss des Peak-Überhöhungsfaktors γ. b) Einfluss der zeitlichen Verteilung der Wellen (Phasenspektrum). c) Einfluss der Wellensteilheit

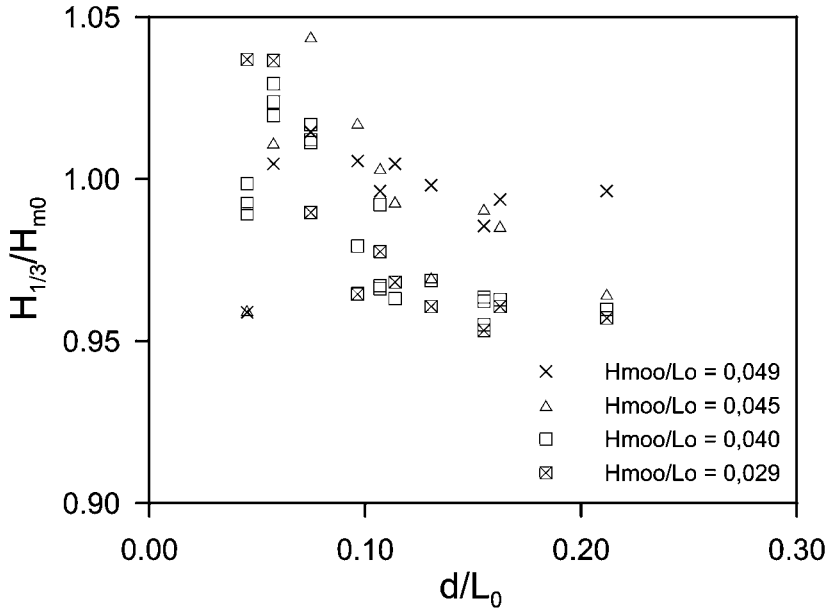


Abb. A 3.19: Beziehungen zwischen Zeitbereichsparameter $H_{1/3}$ und Frequenzbereichsparameter H_{mo} als Funktion der veränderlichen Wassertiefe für unterschiedliche Tiefwasser-Wellensteilheiten (GÖTSCHENBERG et al., 1987)

aus den dargestellten Ergebnissen nicht erkennbar. Der Sachverhalt sollte aber bei der Auswertung und Interpretation entsprechender Messungen berücksichtigt werden.

Die Veränderung des natürlichen unregelmäßigen Seegangs durch Shoaling kann meist gut durch Berechnungen mit mittleren Periodenparametern erfasst werden. Bei sehr komplexen Spektrumsformen kann das Überlagerungsverfahren angewendet werden.

Auch bei Shoaling-Berechnungen ist darauf zu achten, ob die Ausgangswellen im Tiefwasser oder in flacherem Wasser gemessen oder berechnet wurden. Flachwasserseegang oder daraus berechnete Höhenparameter enthalten bereits die Veränderungen durch Shoaling, so dass dann nur noch die weiteren relativen Änderungen anzusetzen sind.

3.4.4 Wellenbrechen

Die vorgenannten Flachwassereinflüsse führen schließlich zur Instabilität der Wellen und zum Wellenbrechen. Während sich Refraktion und Shoaling für regelmäßige Wellen unter vorgenannten Einschränkungen nach der linearen Wellentheorie beschreiben lassen und auf der Grundlage (linearer) Überlagerungsmodelle auch die Berücksichtigung der Eigenschaften unregelmäßiger Wellen ansatzmäßig möglich ist, so muss man sich beim Wellenbrechen mit Einzelwellentheorien und empirischen Kenntnissen zum Verhalten einzelner Wellenereignisse und verschiedenen Brechkriterien begnügen. Das Brechen der Wellen findet dabei nicht an einer stationären Brecherlinie statt, sondern erstreckt sich, bedingt durch die Unregelmäßigkeit des Seegangs und sich mit der Tide ändernden Wasserständen, über die so genannte Brecherzone (oder Brandungszone) (vgl. Abb. A 3.20).

Die Beschreibung der dabei auftretenden Brecherformen ist subjektiv. An Brandungs-

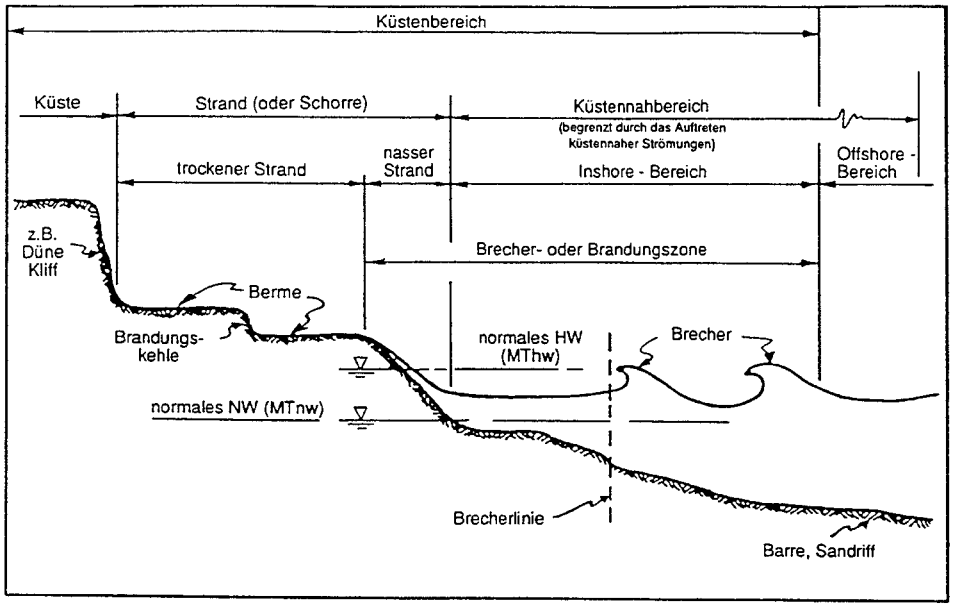


Abb. A 3.20: Einteilung der Brandungszone, schematisch

küsten wird begrifflich zwischen Schwall-, Sturz- und Reflexionsbrechern unterschieden (Abb. A 3.21). Neben diesen Brecherformen ist der sog. collapsing breaker als Übergangsform zwischen dem Reflexionsbrecher und dem Sturzbrecher zu nennen.

Generell können Wellen brechen, wenn entweder die Grenzsteilheit überschritten wird (Parameter H/L) oder aber die Wellenhöhe ein bestimmtes Maß der Wassertiefe erreicht hat (Parameter H/d).

Grenzwerte werden aus der Bedingung erhalten, dass die Orbitalgeschwindigkeit der Welle an der Oberfläche nicht größer werden kann als die Wellengeschwindigkeit.

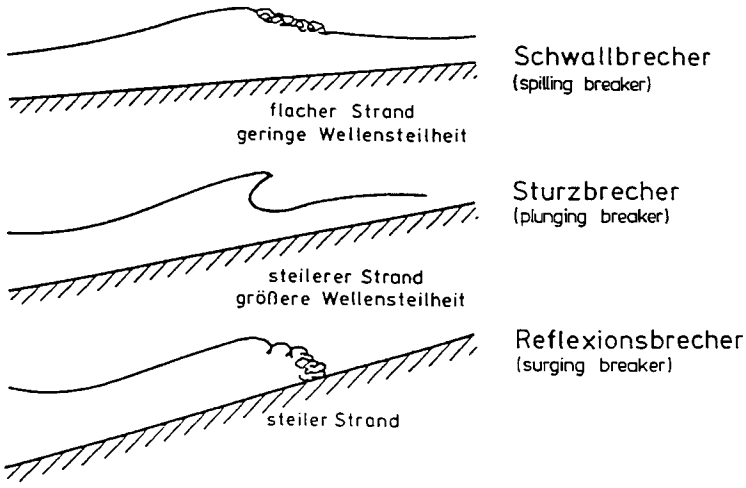


Abb. A 3.21: Klassifizierung der Brecherformen, schematisch

Als Grenzwert für den Winkel des Wellenkamms hat STOKES den Wert $\alpha = 120°$ gefunden. Der Wert wurde in Modellversuchen mit regelmäßigen Wellen bestätigt und gilt sowohl für Tiefwasser als auch für Flachwasser.

In Tiefwasser ergibt sich theoretisch für die Grenzsteilheit die Gleichung

$$\frac{H_0}{L_0} = 0{,}142 = \text{rd.}1/7,$$

eine Beziehung, die bereits MICHELL, 1893, angegeben hat. Damit kann auch im Tiefwasser Brechen von Wellen auftreten, bzw. begrenzt dieses Brecherkriterium die Wellenhöhen in tiefem Wasser. Der theoretische Grenzwert der Wellensteilheit von H/L = 1/7 im Tiefwasser wird aber im Allgemeinen nicht erreicht. Wellen in natürlichem Seegang neigen dazu, schon früher (bei etwa H/L = 1/10) zu brechen.

Dabei tritt auf dem offenen Meer (Tiefwasserbedingung, Wassertiefe d > L/2) Brechen vornehmlich infolge Überschreitens der Grenzsteilheit als Schaumkronenbrechen (white capping) auf, wobei jedoch auch der Wind einen Beitrag leisten kann. Dies kann bei steilen Ausgangswellen auch im Übergangsbereich beobachtet werden, wo zugleich mit zunehmender Wellenhöhe die Wellenlängen abnehmen (SCHÜTTRUMPF, 1973).

Einen wichtigen Einfluss auf das Brechen der Wellen im Tiefwasser hat die sich durch unterschiedliche Fortschrittsgeschwindigkeit der beteiligten Frequenzkomponenten ergebende zeitliche Abfolge der Wellen und deren Überlagerung zu extremen Wellenhöhen, die als eine der Ursachen für das Auftreten sog. *freak-waves* angesehen werden kann.

Für das Brechen der Wellen durch die verringerte Wassertiefe sind vom technischen Standpunkt aus die Wassertiefe d_b (gemessen vom Ruhewasserspiegel aus), die Brecherhöhe H_b und die Lage des Brecherkammes η_b (Kammlage der Welle, Asymmetrie bezogen auf den Ruhewasserspiegel) von Bedeutung (Abb. A 3.22).

Schrifttumsauswertungen (SCHÜTTRUMPF, 1973), die Ergebnisse von Modellversuchen und Naturbeobachtungen umfassen, zeigen, dass das Verhältnis H_b/d_b in weiten Grenzen schwanken kann. Nach theoretischen Untersuchungen liegt H_b/d_b zwischen rd. 1,03 und 0,73 je nach dem verwendeten Ansatz.

Das Brechverhalten der Wellen wird vornehmlich von der Strandneigung α und der Steilheit der Tiefwasserwelle H_0/L_0 bestimmt. Beide Einflüsse bestimmen im Wesentlichen die Form des Brechers als Sturzbrecher, Schwallbrecher oder Reflexionsbrecher. An flachen Stränden und bei geringen Tiefwassersteilheiten der Wellen tritt der Schwallbrecher (spilling

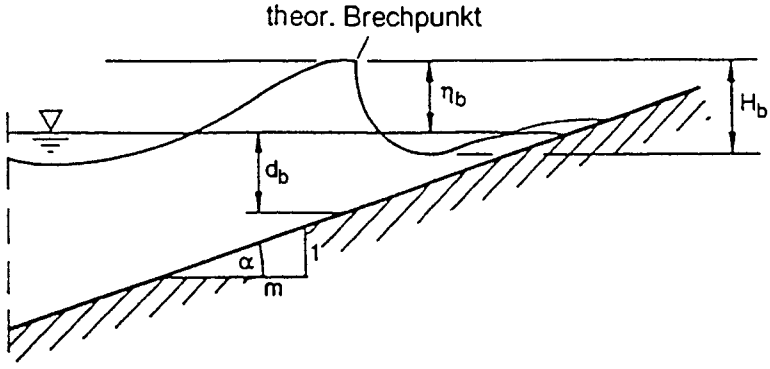


Abb. A 3.22: Bezeichnungen für eine Welle am Brechpunkt

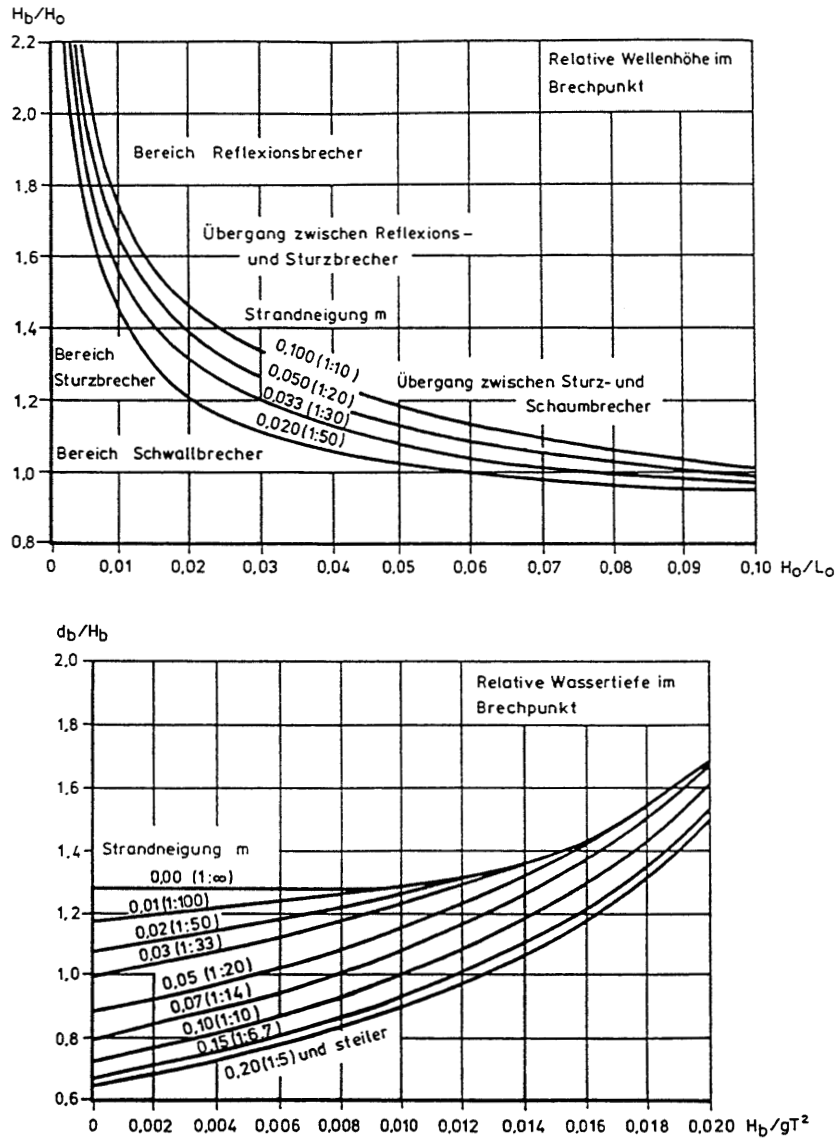


Abb. A 3.23: Brechereigenschaften der Wellen (CERC, 1977)

breaker) auf, bei steileren Stränden und größeren Wellensteilheiten der Sturzbrecher (plunging breaker) und bei sehr steilen Strandneigungen der Reflexionsbrecher (surging breaker).

Zur Erläuterung des Einflusses der Strandneigung und der Tiefwasser-Wellensteilheit sind einige Untersuchungsergebnisse für regelmäßige Wellen in Abb. A 3.23 dargestellt.

Zur Vorhersage des Wellenbrechens im Flachwasser wurden zahlreiche Arbeiten veröffentlicht. Brechkriterien auf der Grundlage regelmäßiger Wellen berücksichtigen dabei Parameter, die sich auf den Ort des Wellenbrechens beziehen oder die die lokalen Bedingungen mit Tiefwasserverhältnissen verknüpfen.

MICHE, 1944, und HAMADA, 1951 (s. HORIKAWA, 1988), entwickelten unabhängig voneinander ein Brecherkriterium, das ausschließlich lokal bezogene Kennwerte periodischer Wellen (Index b) am Ort des Brechens enthält. Es ist:

$$H_b/L_b = 0{,}142 \tanh (2\pi d_b/L_b)$$

mit H_b = Wellenhöhe
L_b = Wellenlänge
d_b = Wassertiefe.

Im Tiefwasser wird der Grenzwert $H_0/L_0 = 1/7 = 0{,}142$ erreicht, in extremem Flachwasser ($\tanh 2\pi d/L \rightarrow 2\pi d/L$) geht die Formel über in $H/d = 0{,}89$. Der häufig im Schrifttum nach MCCOWAN (1891) angegebene Wert $H_b/d_b = 0{,}78$ beruht auf der Theorie der Einzelwelle.

Im unregelmäßigen Seegang ist für den Beginn des Brechens im flachen Wasser die größte Wellenhöhe maßgebend, so dass dann die entsprechenden Werte auf das Verhältnis H_{maxb}/d_b zu beziehen sind.

Bezogen auf die signifikante Wellenhöhe gilt dann, dass der Verhältniswert $H_{1/3}/d_b$ im Brechpunkt entsprechend dem Verhältnis $H_{max}/H_{1/3}$ zahlenmäßig niedriger ist. So gilt z. B. für $H_{max}/d_b = 0{,}78$ unter der Voraussetzung, dass $H_{max}/H_{1/3} = 1{,}86$ ist,

$$H_{1/3}/d_b = 0{,}42.$$

Die Voraussetzung $H_{max}/H_{1/3} = 1{,}86$ kann jedoch näherungsweise nur seewärts bis zum Beginn der Brecherzone angenommen werden.

Im Bereich zwischen dem Beginn der Brecherzone und dem Strand verändert sich das Verhältnis $H_{max}/H_{1/3}$ (weil die hohen Wellen stärker durch Brechen reduziert werden als die niedrigen Wellen, wird das Verhältnis kleiner; vgl. Kapitel 3.7.4).

Weiterhin ist die Abnahme der Wellenhöhen durch den Brechvorgang mit dem Weiterlaufen der Welle zur Küstenlinie nicht proportional zur Abnahme der Wassertiefe. Insbesondere gilt unmittelbar für den Bereich, wo der Ruhewasserspiegel (ggf. auch unter Berücksichtigung von Wellenstau und Brandungsschwebungen) die Strandlinie schneidet (Wasserlinie), dass dort noch maximale Wellenhöhen in der Größenordnung von 20 % der maximalen Wellenhöhen des Seegangs im Brechpunkt vorhanden sind.

Eine ingenieurmäßige Ermittlung der maximalen Wellenhöhe H_{max} hinter der Brecherzone (im Folgenden nach WEISS, 2001 mit H_{max}^{sek} bezeichnet; sek für Sekundärseegang nach der Brecherzone) in einer Wassertiefe $d < d_b$, aus der dann nach Tab. A 3.10 (siehe auch Kapitel 3.7.4) auch entsprechende Wellenhöhen $H_{1/3}^{sek}$ oder H_m^{sek} für Bemessungsaufgaben abgeschätzt werden können, sollte dieses Verhalten berücksichtigen.

Geht man vereinfachend von einer linearen Abnahme der maximalen Wellenhöhe von H_b in der Brecherzone bis auf $0{,}2 \cdot H_b$ an der Wasserlinie aus, ergibt sich die maximale Wellenhöhe im Bereich hinter der Brandungszone zu

$$H_{max}^{sek} = H_b \cdot \frac{d}{d_b} + \left(1 - \frac{d}{d_b}\right) \cdot 0{,}2 \cdot H_b.$$

Die hier mit $0{,}2 \cdot H_b$ angenommene Resthöhe in der Wasserlinie ist ein Näherungswert und prinzipiell von der Wellensteilheit und der Strandneigung abhängig. Er wird sinngemäß auch bei der Bemessung von senkrechten Bauwerken hinter der Brecherzone (vgl. Kapitel 4.3.2.3, Tafel A 4.3.4) in dieser Größe angesetzt. Nach den Diagrammen von GODA (Beispiel Abb. A 3.26) liegt er eher auf der sicheren Seite für Strandneigungen 1 : 20 (und flacher) bei Wellensteilheiten $\geq 0{,}01$ (bezogen auf signifikante Wellenhöhen außerhalb der Brecherzone).

Bei steileren Böschungen (1 : 10) und Wellensteilheiten ≤ 0,01 sollte besser ein Wert um $0{,}3 \cdot H_b$ gewählt werden.

FÜHRBÖTER (1974) charakterisiert das Brechverhalten durch eine Brecherkennzahl β. Sie ist definiert als Verhältnis

$$\beta = \frac{L_H}{L_b},$$

wobei L_b die Wellenlänge beim Erreichen des Brechpunktes angibt und L_H die Entfernung zwischen dem Brechpunkt und dem Punkt ist, in dem die brandende Welle die Hälfte ihrer Energie abgegeben hat. Flächenbrandungen mit Schwallbrechern weisen große Brecherkennzahlen ($\beta > 1$ bis 100), Linienbrandungen mit Sturzbrechern kleine Brecherkennzahlen ($\beta < 1$) auf.

Der Brechertyp regelmäßiger Wellen wird vielfach durch einen Brecherbeiwert ξ charakterisiert, der die Strandneigung α und die Wellensteilheit verknüpft (BATTJES, 1974 u. 1988). Der sog. BATTJES-Parameter wird auch als IRIBARREN-Zahl bezeichnet.

Es ist

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H/L_0}}.$$

Bezogen auf die Wellenhöhe im Tiefwasser H_0 bzw. im Brechpunkt ergibt sich:

$$\xi_0 = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_0/L_0}}$$

$$\xi_b = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_b/L_0}}.$$

Eine Zuordnung der Brecherzahlen zu den in Abb. A 3.20 schematisch dargestellten Brecherformen ist in Tab. A 3.4 angegeben; eine Zuordnung der Brecherkennzahl zur Wellenhöhe im Brechpunkt gibt Tab. A 3.5.

Tabelle A 3.4: Brecherkennzahl ξ und Brechertyp (die Werte beruhen auf Untersuchungen mit Böschungsneigungen von 1:5 bis 1:20)

Brechertyp	ξ_0	ξ_b
Reflexionsbrecher	> 3,3	> 2,0
Sturzbrecher	0,5 bis 3,3	0,4 bis 2,0
Schwallbrecher	< 0,5	< 0,4

Tabelle A 3.5: Brecherkennzahl und Wellenhöhe im Brechpunkt

ξ_0	H_b/d_b
< 0,3	0,8 ± 0,1
0,3 bis 0,5	0,9 ± 0,1
0,5 bis 0,7	1,0 ± 0,1
0,7 bis 2,2	1,1 ± 0,2

Die physikalischen Phänomene des Brechens sind keineswegs abschließend erforscht. Schwierigkeiten sowohl in theoretischer als auch in experimenteller Hinsicht (Maßstabseffekte) bereiten z. B. die Berücksichtigung der Luftaufnahme beim Brechvorgang (FÜHRBÖTER, 1974), vor allem aber mit dem Einlaufen natürlichen Seegangs in flaches Wasser (Wellentransformation) verbundene nichtlineare Prozesse im Seegang, die bislang formelmäßig nur näherungsweise erfassbar sind.

Die hier gegebenen Hinweise über das Brechverhalten gelten für einheitliche Strandneigungen und sind daher nur als Anhalt zu verstehen. Bei veränderlicher Strandneigung, z. B. durch ein vorgelagertes Sandriff, sind die Brecherbedingungen nicht nur eine Funktion der Wellensteilheit H/L und der Wassertiefe, vielmehr wird das Brechverhalten der Wellen durch die Morphologie des Seegrundes mitbestimmt. Transmissionseffekte an ggf. vorgelagerten Küstenschutzwerken und Absorptions- und Reflexionseinflüsse an Deckschichten beeinflussen das Brechverhalten ebenfalls in starkem Maße.

Mangels geschlossener Lösungen für die komplexen physikalischen Vorgänge in der Brandungszone wurden vereinfachte Modelle entwickelt. Diese beschreiben den Vorgang der Wellenhöhenveränderung vom Tiefwasser bis zum Wellenauflauf. Für die Wellentransformation an geneigten, unprofilierten Stränden existiert eine Vielzahl von Modellen. Jedoch berücksichtigen wenige Arbeiten den Einfluss der Morphologie, z. B. von Unterwasserriffen, bezüglich der Wellenreformation direkt. Die Grundzüge existierender Modelle zur Transformation brechender Wellen in Brandungszonen sind bei HORIKAWA (1988) dargestellt.

Danach kann in den Rechenmodellen zur Wellentransformation im einfachsten Fall angenommen werden, dass die maximale Wellenhöhe durch das Wellenbrechen infolge abnehmender Wassertiefe und seltener durch die Wellensteilheit begrenzt ist.

Andere Modelle gehen von der Verknüpfung der Kontinuitätsgleichung mit den Bewegungsgleichungen aus, wobei über numerische Lösungsansätze dann die Veränderung der Wellenhöhen berechnet werden kann.

Üblich ist auch die Anwendung der Energiegleichung, einer zeitinvarianten Differentialgleichung, zur Berechnung der Wellenhöhen aus der örtlichen Änderung des Energieflusses $d(E \cdot c_g)/dx$. Die über die Wellenperiode gemittelte Dissipationsrate ϵ_b der Wellenenergie pro Flächeneinheit, die sich aus dem Wellenbrechen ergibt, kann in Analogie zur Energiedissipation aus dem Brechen einer Bore gleicher Wellenhöhe (vgl. Abb. A 3.24) beschrieben werden. Gleichzeitig ist es möglich, die zusätzlichen Energieverluste aus Sohlreibung zu berücksichtigen (vgl. Kap. 3.4.5).

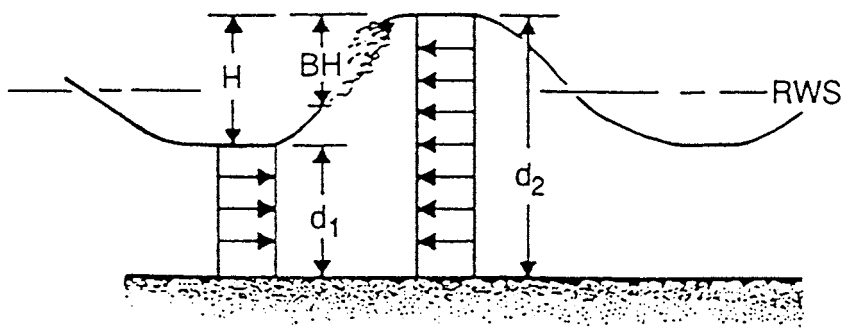


Abb. A 3.24: Periodische Bore zur Beschreibung eines Schwallbrechers (THORNTON u. GUZA, 1983)

Mit der Berücksichtigung von Wellenhöhenverteilungen kann dann die Wellenhöhenabnahme aus dem Anteil gebrochener Wellen ebenfalls in Analogie zur Energieumwandlung in einer Bore berechnet werden.

Grundsätzlich ähneln sich die Turbulenzerscheinungen und die damit verbundene Energiedissipation in einer Bore vor allem denen des Schwallbrechers, da in beiden Fällen die Turbulenz im Wesentlichen auf den Bereich zwischen Ruhewasserspiegel und Wellenkamm begrenzt ist. LE MEHAUTE (1962) (in THORNTON u. GUZA, 1983) schlug daher einen Ansatz vor, nach dem die Energiedissipation von im Flachwasser brechenden Wellen mit einer Bore beschrieben werden kann, ohne auf die Einzelheiten der Turbulenz eingehen zu müssen. Stattdessen wandte er den Erhalt von Masse und Impuls für gleichmäßige Strömungen innerhalb der Bore an.

Die in der Wellenenergie E und der Energiedissipation enthaltenen Wellenhöhen werden schließlich mit den zugehörigen Häufigkeitsverteilungen der Wellen in der Brandungszone ausgedrückt.

Kann im Tiefwasser von einer RAYLEIGH-Verteilung der Wellenhöhen (s. Kap. 3.7.4) ausgegangen werden, so existieren verschiedene Ansätze, um die Verteilung p(H) der Wellen in der Brandungszone und den darin enthaltenen Anteil brechender Wellen $p_b(H)$ zu beschreiben. Anwendung (vgl. OELERICH, 1990 und Abb. A 3.25) finden häufig durch unterschiedliche Brecherkriterien gekappte RAYLEIGH-Verteilungen (COLLINS, 1972; BATTJES u. JANSSEN, 1978) oder aus durch Multiplikation mit einer Wichtungsfunktion erhaltene, veränderte RAYLEIGH-Verteilungen (THORNTON u. GUZA, 1983). DALLY (1990) führte einen halbempirischen, „intuitiven" Ansatz für beliebige, z. B. gemessene Verteilungen ein. Die daraus erhaltene Differentialgleichung des Energieflusses wird dann, je nach Berücksichtigung der verwendeten Ansätze, analytisch oder numerisch gelöst.

Letztendlich erreicht die Welle den Auflaufbereich des Strandes. Ein Teil der Wellenenergie wird reflektiert, überwiegend aber wird ein Auflaufen der Wassermassen auf den Strand

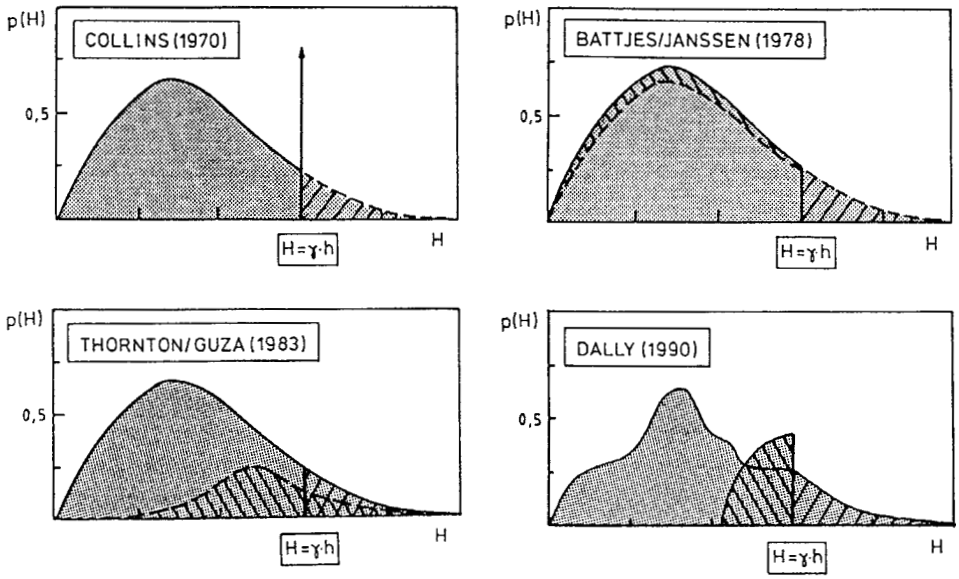


Abb. A 3.25: Zur Ermittlung des Anteils brechender Wellen (OELERICH, 1990)

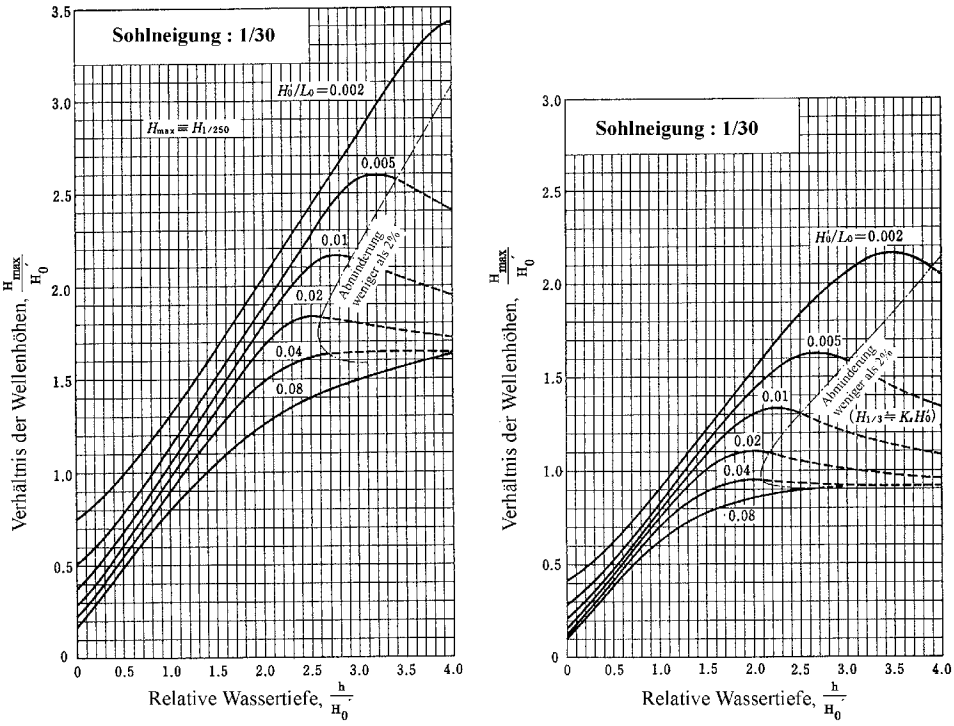
bewirkt. Gravitation ruft ein Zurückfließen des Wassers hervor, was wiederum das Brechverhalten der nachfolgenden Welle beeinflusst (vgl. auch Kap. 3.5.4).

Die durch nichtlineare Umformungsprozesse horizontal und vertikal asymmetrisch verformte Flachwasserwelle und das Wellenbrechen bewirken einen auf die Küste gerichteten Massentransport und eine Impulsänderung, die im Strandbereich zu einem Anstieg des Wasserspiegels führen. Ausgeglichen wird dieser Brandungsstau durch sohlnahe Rückströmungen und gebündelte Rippströmungen. Die Berechnung des Brandungsstaus und daraus resultierender seegangserzeugter Strömungen ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung der resultierenden Kräfte („radiation stress"). In diese Gleichgewichtsbeziehungen gehen sowohl die veränderte Impulsflusskomponente als auch Druckkräfte ein. Vielfach wird die Berechnung des Brandungsstaus mit der Wellentransformation verknüpft, da die Wellenhöhen unmittelbar mit der Veränderung des Wasserspiegels verbunden sind.

Horikawa (1988) weist darauf hin, dass die Transformation gebrochener Wellen in erster Linie von der Unterwasserstrandmorphologie abhängt. An nicht profilierten Stränden nimmt die Wellenhöhe beim Wellenbrechen schnell in einem konstanten Verhältnis von (maximaler) Wellenhöhe zu Wassertiefe ab. Dieses Verhältnis bewegt sich typischerweise im Bereich von 0,8 und 1,0. Das Profil der andauernd brechenden Wellen geht in das einer Bore über. Hinter einem natürlichen Riff verringert sich die Wellenhöhe rasch. Allerdings reformieren sich die Wellen nach einer individuellen Entfernung von der Brecherlinie. Diese reformierten Wellen weisen endliche Amplituden auf, und das Verhältnis von Wellenhöhe zu Wassertiefe liegt zwischen 0,4 und 0,5 (vgl. auch Kap. 3.5.3). Daneben können aus dem Wellenbrechen sekundäre Wellen hervorgehen. Byrne (1969) und Suhavada u. Roberts (1977) beobachteten das Entstehen sekundärer Wellen auch bei nicht brechenden Wellen, die ein Riff passierten.

Spektralanalysen von McNair u. Sorensen (1970) deuten darauf hin, dass sich die zu den Energiemaxima gehörenden Perioden der Spektren von ursprünglichen und reformierten Wellen nicht verändern. Allerdings wird Energie auf höhere Frequenzkomponenten verlagert. Suhayada u. Roberts (1977) bestätigten dies in ihrer Arbeit über Riffe, wiesen jedoch gleichzeitig auf Verlagerungen auf niedrigere Komponenten hin. Zudem ermittelten sie Energieverluste in Höhe von 75 %. Carter u. Balsillie (1983) kamen auf Grundlage umfangreicher Naturmessungen zu ähnlichen Ergebnissen. Sie zeigten für am Riff brechende Wellen Dissipationsraten von 78 % bis 99 % auf. Die Energie reformierter Wellen wuchs auf 20 % der ursprünglichen Energie an. Gerritsen (1980, 1981) weist die niedrigen Frequenzen im Energiespektrum der Brandungszone den langperiodischen Brandungsschwebungen („surf beats") zu, die durch die Wellentransformationen und den veränderten Massentransport induziert werden. Die höherfrequenten Wellen entstehen nach Gerritsen aus dem Wellenbrechen selbst und sind den Wellenkämmen aufgeprägt.

Für die Ermittlung von signifikanten und maximalen Wellenhöhen im Brandungsbereich bei ebenen geneigten Stränden eignen sich von Goda (1985 u. 2000) veröffentlichte Diagramme. Es liegen Diagramme für Strandneigungen 1/10, 1/20, 1/30 und 1/100 vor. Ein Beispiel für die Strandneigung 1/30 ist in Abb. A 3.26 wiedergegeben. Für numerische Modelle (sofern es sich nicht um phasenaufgelöste Modelle mit Lösung im Zeitbereich handelt) ist der Ansatz nach Battjes u. Janssen (1978) weitverbreitet.



A 3.26: Diagramme zur Abschätzung der Wellenhöhen in der Brecherzone Strandneigung 1:30 (GODA, 1985 u. 2000)

3.4.5 Sohlreibung und Perkolation

Die vorher angesprochene Veränderung der Wellenhöhe infolge Refraktion und Shoaling im Flachwasser der Brandungszone geht bei genauerer Betrachtung mit einem Energieverlust infolge Sohlreibung und Perkolation (Sickerströmung) einher.

Während die Perkolation von untergeordneter Bedeutung ist, weisen SVENDSEN u. JONSSON (1980) nach, dass der zunächst gering erscheinende Energieverlust aus Sohlreibung ϵ_f dann an Bedeutung gewinnt, wenn eine Welle über viele Wellenlängen fortschreitet (vgl. auch Kap. 3.6.2). In der Brandungszone ist die Energiedissipation aus der Sohlreibung im Vergleich zur Dissipationsrate aus dem Wellenbrechen gering. THORNTON u. GUZA, 1983 errechneten einen 3 %igen Anteil an der Energiedissipation aus dem Wellenbrechen an sandigen Brandungsküsten. So wird der Einfluss der Sohlreibung lediglich in der Wellenauflaufzone bedeutend, weil dort die Grenzschichtdicke in Bezug auf die Wassertiefe groß wird. Trotzdem wird der Anteil häufig in Gleichungen zur Wellentransformation erwähnt.

Hierfür wird (vgl. DALLY et al., 1985; HORIKAWA, 1988) üblicherweise die geschwindigkeitsabhängige Schubspannungskomponente $\overline{\tau_{xy}}$ mit dem Reibungsbeiwert f verknüpft. Die Geschwindigkeit wird als horizontale Komponente der Orbitalbewegung an der Seesohle u_b definiert und nach der linearen Wellentheorie berechnet.

Die Abnahme der Wellenhöhe mit dem Wellenfortschritt lässt sich dann mit dem mittleren Energiefluss $E \cdot c_g$ bestimmen. Doch im Gegensatz zum Shoaling-Effekt, wo der mitt-

lere Energiefluss je Welle als konstant für einen beliebigen Kontrollquerschnitt gehalten wurde, wird der Dissipationsterm ϵ_f aus Sohlreibung berücksichtigt.

Hierfür ist (z. B. in einem numerischen Modell) die Kenntnis des Reibungsbeiwertes f erforderlich, der abhängig ist von der REYNOLDS-Zahl Re und von der Rauheit des Meeresbodens. Auf Untersuchungen von KAMPHUIS, 1975, (in GERRITSEN, 1981) sei in diesem Zusammenhang hingewiesen.

3.5 Bauwerksbedingte Einflüsse

3.5.1 Reflexion

Das Reflexionsverhalten von Wellen an Bauwerken wird meistens durch den Reflexionskoeffizienten κ_r oder C_r beschrieben, der als Verhältnis zwischen reflektierter Wellenhöhe H_r und anlaufender Wellenhöhe H_i gebildet wird. Diese Definition wird auch im Zusammenhang mit der Reflexion von Spektren benutzt (Abb. A 3.27).

Hinweise zur Reflexion sind bei KOHLHASE (1983) gegeben, insbesondere zur Bedeutung der Reflexion hinsichtlich der Problematik ‚Wellenunruhe in Häfen' und möglicher Resonanzeffekte. Die im Schrifttum dargestellten Ergebnisse gelten meist unter der Voraus-

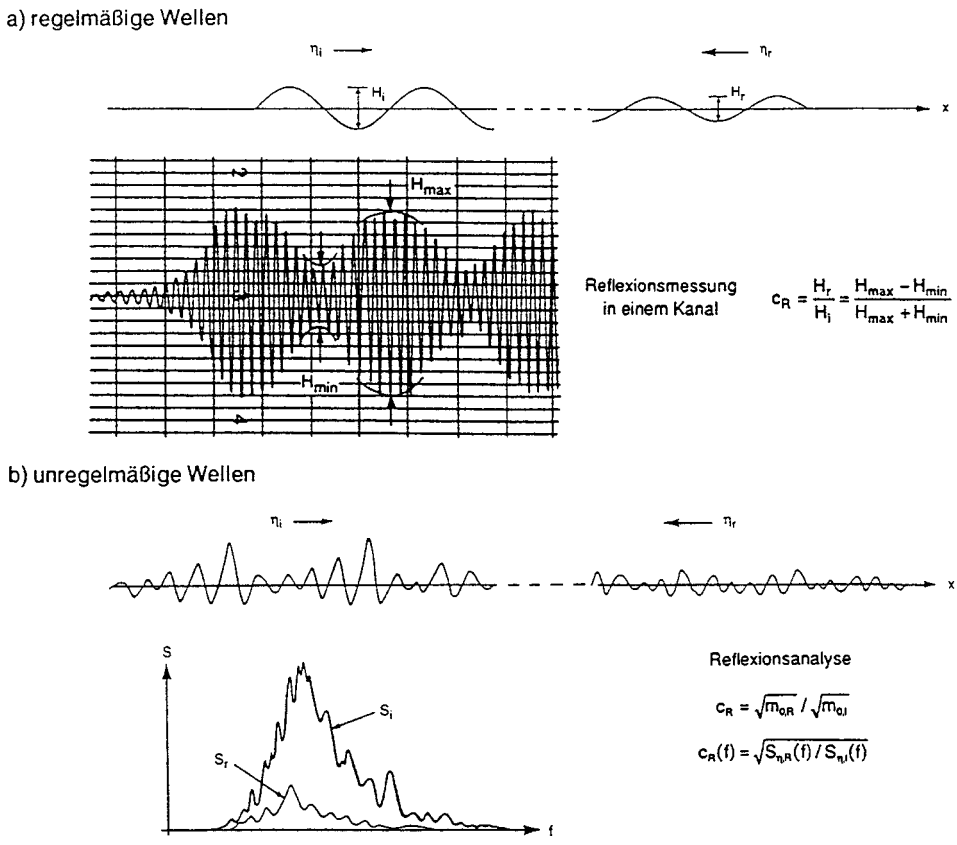


Abb. A 3.27: Zur Definition des Reflexionskoeffizienten (KOHLHASE, 1983; IAHR/PIANC, 1986)

setzung regelmäßiger Wellen und für senkrechten Wellenangriff, d. h. Voraussetzungen, die in der Praxis in der Regel nicht gegeben sind. Infolge der im Seegang enthaltenen Richtungskomponenten der Wellen, die zudem noch unterschiedliche Höhen und Perioden enthalten, werden sich an Bauwerken stehende Wellen (Clapotis, vgl. Abb. A 3.28) normalerweise nicht so deutlich ausbilden; entsprechend werden Schwingungsknoten (Clapotis: bei x = 1/4 L, 3/4 L...) mit maximalen Horizontalgeschwindigkeiten (Orbitalbewegung) durch die Überlagerung der einzelnen Seegangskomponenten (Kreuzseebildung) verwischt. Direkt am Bauwerk (bzw. an der Reflexionsstelle) ist wegen der Phasenkopplung mit einer Gesamtwellenhöhe $H_s = H_{si} + H_{sr}$ zu rechnen, während in größerem Abstand von der Reflexionsstelle die signifikante Wellenhöhe gegen $H_s = \sqrt{H_{si}^2 + H_{sr}^2}$ geht.

Bei schräg anlaufendem Seegang tritt in einer gewissen Entfernung vom Bauwerksanfang eine Erhöhung über den aus Überlagerung von einfallenden und reflektierten Wellen zu erwartenden Wert auf. Diese sog. MACH-Reflexion ist durch die bei Diffraktion (und Reflexion) an Bauwerken auftretenden Streuungswellen bedingt und in den Lösungen für die Diffraktion an Bauwerken enthalten (BERGER, 1976; s. a. 3.5.2).

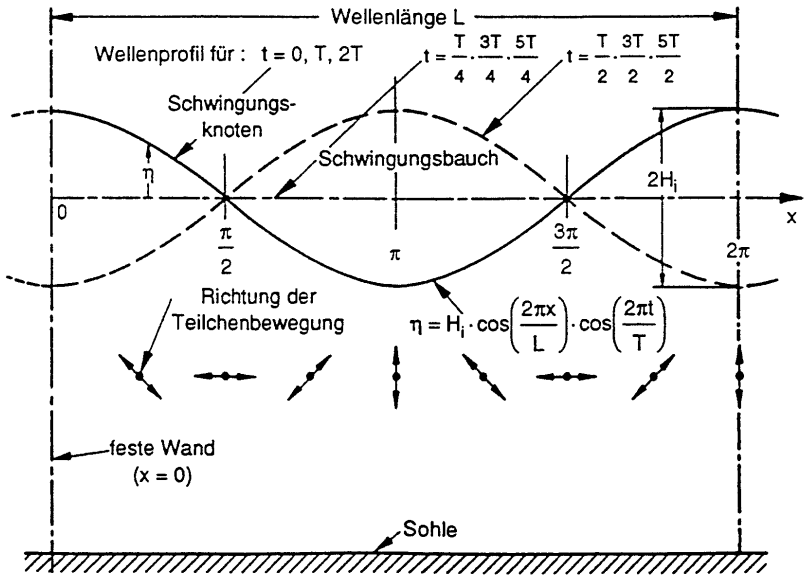


Abb. A 3.28: Stehende Welle an einer senkrechten Wand (Clapotis), nach CERC (1977)

Da das Reflexionsverhalten in starkem Maße von der Wellensteilheit abhängt, wie die Darstellung des Reflexionskoeffizienten an glatten Böschungen als Funktion der Tiefwasser-Wellensteilheit bzw. des BATTJES-Parameters (Abb. A 3.29) zeigt, ist selbst bei Betrachtung eindimensionaler Spektren mit einer Frequenzverschiebung zu längeren Peakperioden des reflektierten Spektrums zu rechnen (Wellen geringerer Steilheit werden stärker reflektiert als steile Wellen), womit die Definition von Reflexions„koeffizienten" problematisch wird (vgl. SCHEFFER, 1985). Betrachtet man die Richtungsstruktur der Wellen und den Einfluss der Kontaktfläche, z. B. Energie absorbierender Schüttsteindeckschichten oder besonderer Reflexions mindernder Ausführungstechniken (z. B. Perforationen oder Strukturrauigkeiten

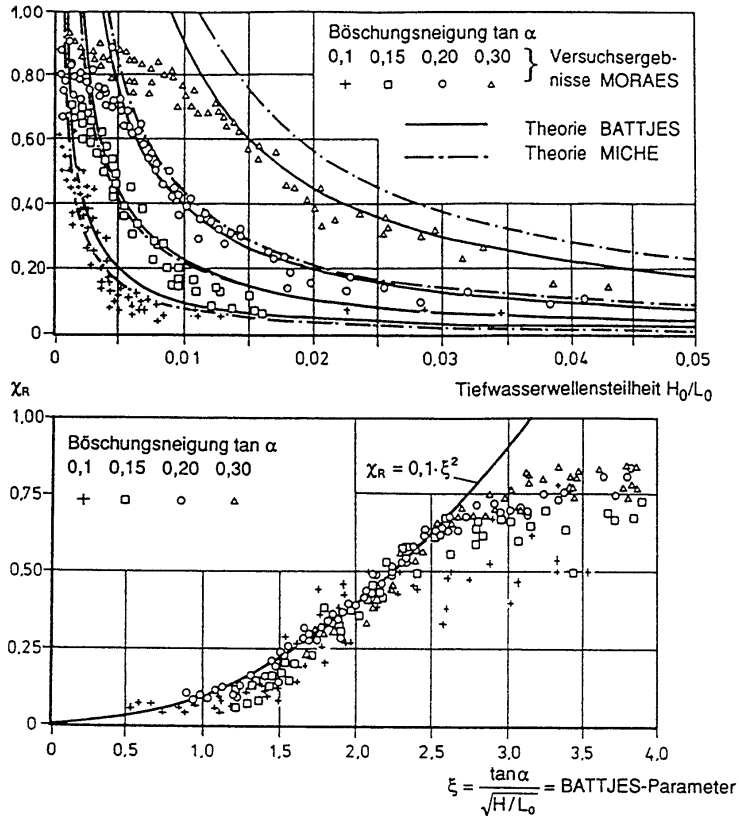


Abb. A 3.29: Reflexion an glatten Böschungen (BATTJES, 1974)

der reflektierenden Wand), so wird verständlich, dass allgemeingültige Angaben zum Reflexionsverhalten an Bauwerken im Schrifttum kaum auffindbar sind. Es muss ferner darauf hingewiesen werden, dass an flachen Böschungen bei schräg anlaufenden Wellen Refraktion das örtliche Wellenfeld verändern kann, welches eine Interpretation erschwert.

Die Bestimmung des Reflexionsverhaltens ist nur auf experimentellem Wege möglich (im einfachsten Fall regelmäßiger Wellen in einem Kanal aus der Schwebung mit einem verfahrbaren Wellenpegel, bei unregelmäßigen Wellen mit Mehrpegelsystemen). Dieses ist bei der Bewertung von numerischen Modellen zur Untersuchung der Wellenverhältnisse an Bauwerken, die in der Praxis zunehmend angewandt werden und in denen Reflexionsbedingungen der Modellberandungen vorgegeben werden müssen, zu beachten.

Eine frequenzabhängige Betrachtung des Reflexionsphänomens, wie in Abb. A 3.27 angegeben, ist aus vorgenannten Gründen gegenüber einer frequenzunabhängigen Definition zu bevorzugen, zumal auf der Grundlage von Übertragungsfunktionen zwischen einlaufendem und reflektiertem Spektrum die Beurteilung des Reflexionsverhaltens unter physikalischen Gesichtspunkten erleichtert und auch der experimentelle Aufwand erheblich verringert werden.

Vom Grundsatz her sind unter Kap. 3.4 genannte Ansätze (GODA-Ansatz zur Refraktion bzw. Diffraktion von Richtungsspektren) auch für die Untersuchung komplexer Reflexionsbedingungen brauchbar, einer praktischen Anwendung sind jedoch häufig wegen feh-

lender experimenteller Daten Grenzen gesetzt, hydraulische Modellversuche sind gegenüber theoretisch/mathematischen Untersuchungen zu bevorzugen.

Ergebnisse von Modelluntersuchungen zur Reflexion von Schüttsteinböschungen wurden u. a. von VAN DER MEER (1993) und ALLSOP u. MCCONNEL (in HERBICH, 2000) veröffentlicht (Abb. A 3.30). Aus dem relativ großen Streubereich der Daten wird deutlich, dass weitere Größen wie Schichtdicke und Durchlässigkeit von Unterschichten von Bedeutung sind, aber auch die relative Wassertiefe, wie MUTTRAY (2001) am Beispiel von Messungen an einem geschütteten Wellenbrecher gezeigt hat. Hinweise zur Reflexion an Wellenbrechern unterschiedlicher Bauarten finden sich auch bei TAKAHASHI (in TSINKER, 1997).

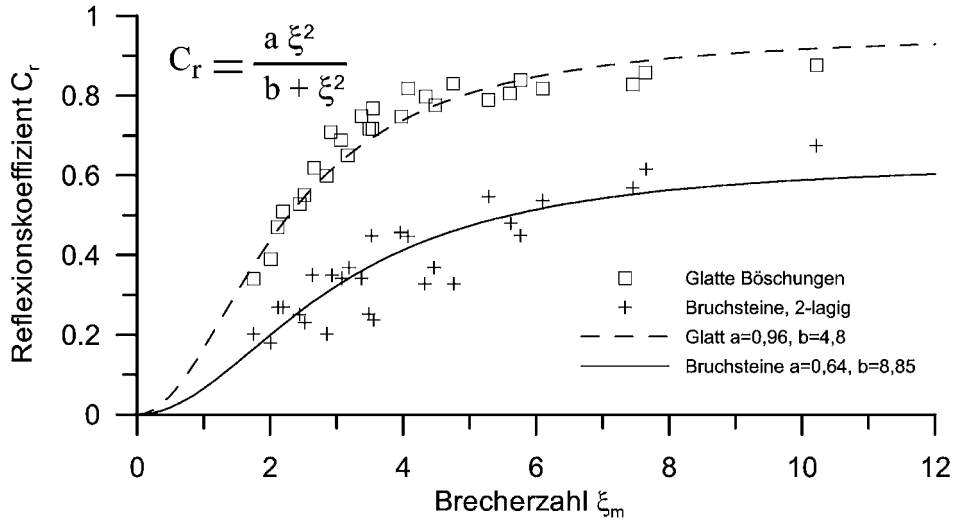


Abb. A 3.30: Reflexionskoeffizienten an glatten und rauen Schüttsteinböschungen (nach ALLSOP u. MCCONNEL, in HERBICH, 2000)

3.5.2 Diffraktion

Mit Diffraktion (Streuung) bezeichnet man die Ausbreitung von Wellen hinter Bauwerken und Landvorsprüngen in Bereiche, die nicht direkt dem Seegang ausgesetzt sind.

Als Diffraktion wird auch der „Energietransport in Kammrichtung" bezeichnet, der bei starken Gradienten im Wellenhöhenverlauf auftritt (z. B. bei Refraktion in entsprechend strukturiertem Gelände, angezeigt durch Konzentrationen von Wellenorthogonalen). Diese Art der Diffraktion wird hier nicht behandelt. Sie wird nur in hydraulischen Modellversuchen oder in geeigneten numerischen Modellen berücksichtigt.

Als Lösungsmethoden für Diffraktionsprobleme stehen grundsätzlich hydraulische Modellversuche, geschlossene theoretische Lösungen und numerische Verfahren zur Verfügung. Mit hydraulischen Modellversuchen können beliebige Seegangsarten, Bauwerksarten und Linienführungen untersucht werden.

Geschlossene theoretische Lösungen auf der Grundlage der linearen Wellentheorie sind für linienförmige, totalreflektierende Bauwerke und einfache Formen der Anordnung formuliert :

– halbunendlicher Wellenbrecher (Lösung nach SOMMERFELD, z. B. in DAEMRICH, 1978)

– einfache Wellenbrecheröffnung, bei der beide Wellenbrecher auf einer Linie liegen und
– freistehender Wellenbrecher (Lösung für kleine Öffnungen oder Bauwerkslänge B/L < 2 nach SOBEY u. JOHNSON, 1986).

Für einfache Wellenbrecheröffnungen können auch Näherungslösungen durch Überlagerung der Lösungen für halbunendliche Wellenbrecher angegeben werden. Insbesondere für Öffnungen B/L ≥ 2 erhält man damit gute Ergebnisse. Für kleine Öffnungen und insbesondere im Nahbereich der Öffnung sollten die exakten Lösungen bevorzugt werden. Überlagerungslösungen haben den Vorteil, dass sie auch auf andere, für Hafenanlagen typische Anordnungen von Wellenbrechern (Öffnungen mit übergreifenden oder versetzten Wellenbrechern, s. a. DAEMRICH, 1978) angewendet werden können.

Für halbunendliche, totalreflektierende Wellenbrecher liegen Diagramme für verschiedene Anlaufrichtungen vor (DAEMRICH u. KOHLHASE, 1978). Beispiele für die Anlaufrichtungen 90° und 135° sind in Abb. A 3.31 wiedergegeben. Weiterhin ist ein Beispiel für die Diffraktion an Öffnungen in Abb. A 3.32 dargestellt. Weitere Diagramme zur Diffraktion regelmäßiger Wellen hinter Öffnungen finden sich in CERC (1984) und in SOBEY u. JOHNSON (1986).

Diffraktion in natürlichem Seegang kann durch das Überlagerungsverfahren berechnet werden (DAEMRICH, 1996). Da die Richtungsstruktur einen sehr großen Einfluss auf die Wellenhöhenverteilung im Diffraktionsbereich (und auch im Reflexionsbereich vor dem Bauwerk) hat, wird die Anwendung der auch für diese Bedingungen berechneten Diagramme (CERC, 1984; GODA, 1985 u. 2000; DAEMRICH, 1996) dringend empfohlen. Diagramme für regelmäßige Wellen kommen jedoch zur Anwendung bei der Behandlung von Problemen mit sekundärer Diffraktion (Anordnung eines Wellenbrechers in einem bereits durch Diffraktion beeinflussten Wellenfeld), sowie bei langkämmigen Dünungswellen und Schiffswellen.

Beispiele für die Diffraktion von Seegang mit Richtungsstruktur an einem halbunendlichen Wellenbrecher nach GODA sind in Abb. A 3.33 wiedergegeben, entsprechende Beispiele für Wellenbrecheröffnungen in Abb. A 3.34.

Schließlich sind in Abb. A 3.35 einige Ergebnisse zum Problem der MACH-Reflexion, die, wie in 3.5.1 erläutert, als Diffraktionsproblem im Reflexionsbereich anzusehen ist, bei regelmäßigem und unregelmäßigem Seegang (SCHEFFER, 1985; DAEMRICH u. GÖTSCHENBERG, 1991) dargestellt.

Bei den o.g. Berechnungen mit Richtungsspektren wurde die von MITSUYASU, 1975 empfohlene theoretische Form der Richtungsverteilungsfunktion verwendet:

$$D(f,\theta) = D_0 \cdot \cos^{2s}(\theta/2).$$

Mit: D_0 = Vorfaktor, damit das Integral von $D(f,\theta)$ über die Richtung zu 1 wird
θ = Richtung bezogen auf die mittlere Richtung des Seegangs
s = frequenzabhängiger Parameter der Energieverteilung um die mittlere Richtung.

Entsprechend den meist vorliegenden Verhältnissen, dass die Energie im Peak des Spektrums am stärksten um die mittlere Richtung konzentriert ist (s_{max}), wird von GODA (1985 u. 2000) die folgende Variation von s über die Frequenz vorgeschlagen:

$$s = \begin{cases} s_{max} \cdot (f/f_p)^5 & \text{für } f \le f_p \\ s_{max} \cdot (f/f_p)^{-2,5} & \text{für } f \ge f_p. \end{cases}$$

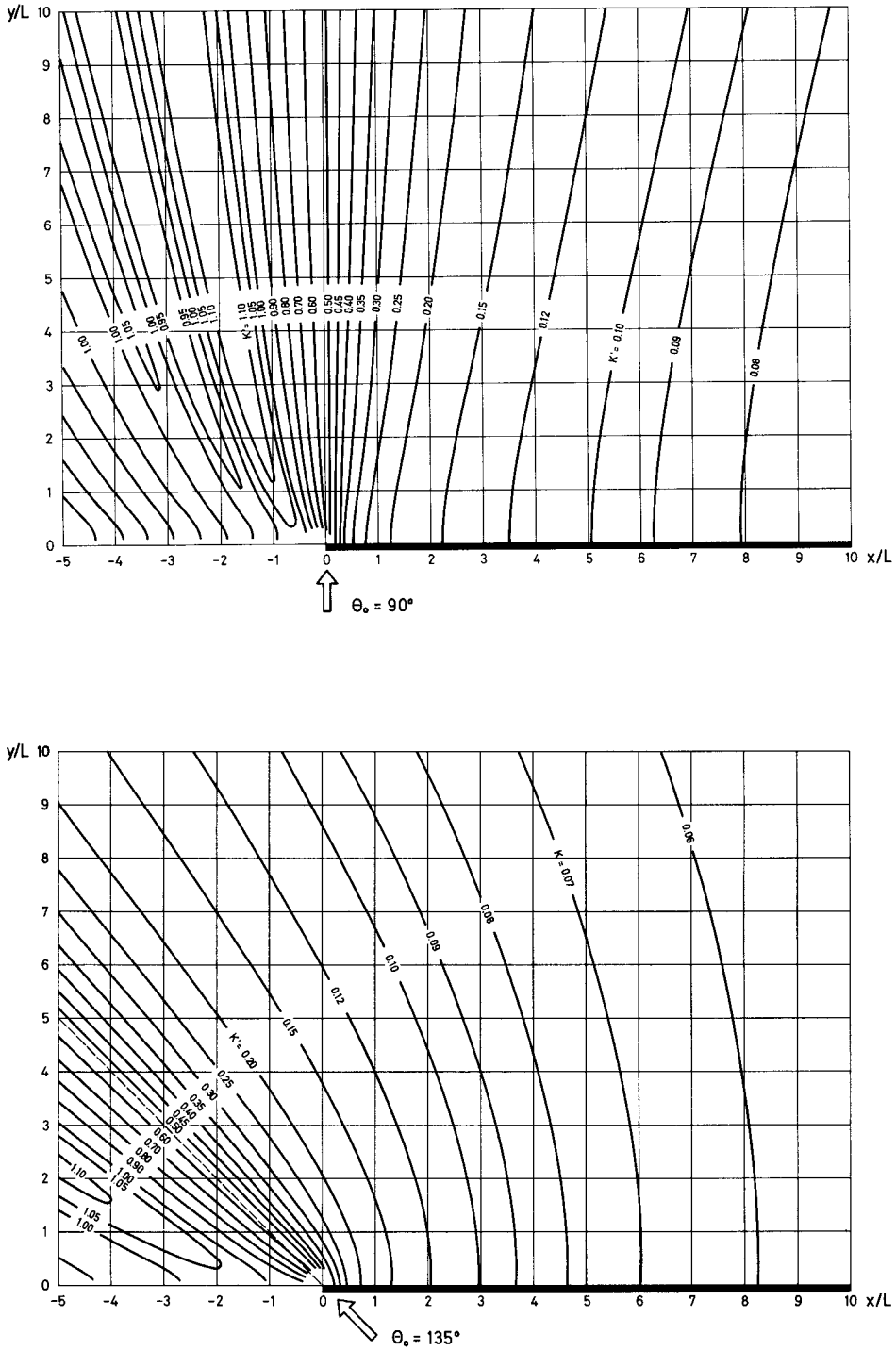


Abb. A 3.31: Diffraktion regelmäßiger Wellen an halbunendlichen, totalreflektierenden senkrechten Wänden, SOMMERFELDsche Theorie, Beispiel aus DAEMRICH u. KOHLHASE (1978)

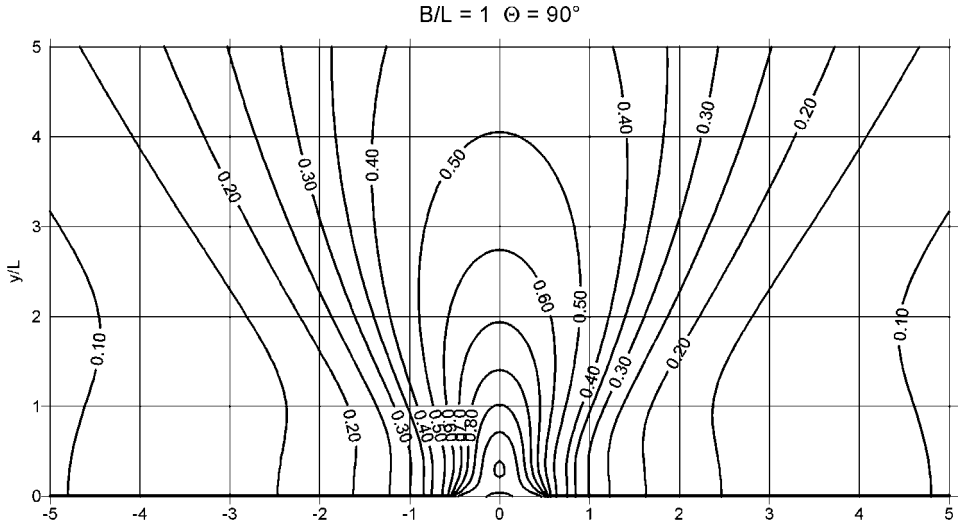


Abb. A 3.32: Beispiel für ein Diffraktionsdiagramm für eine einfache Wellenbrecheröffnung (regelmäßige Wellen, B/L = 1, θ = 90°) nach SOBEY u. JOHNSON (1986)

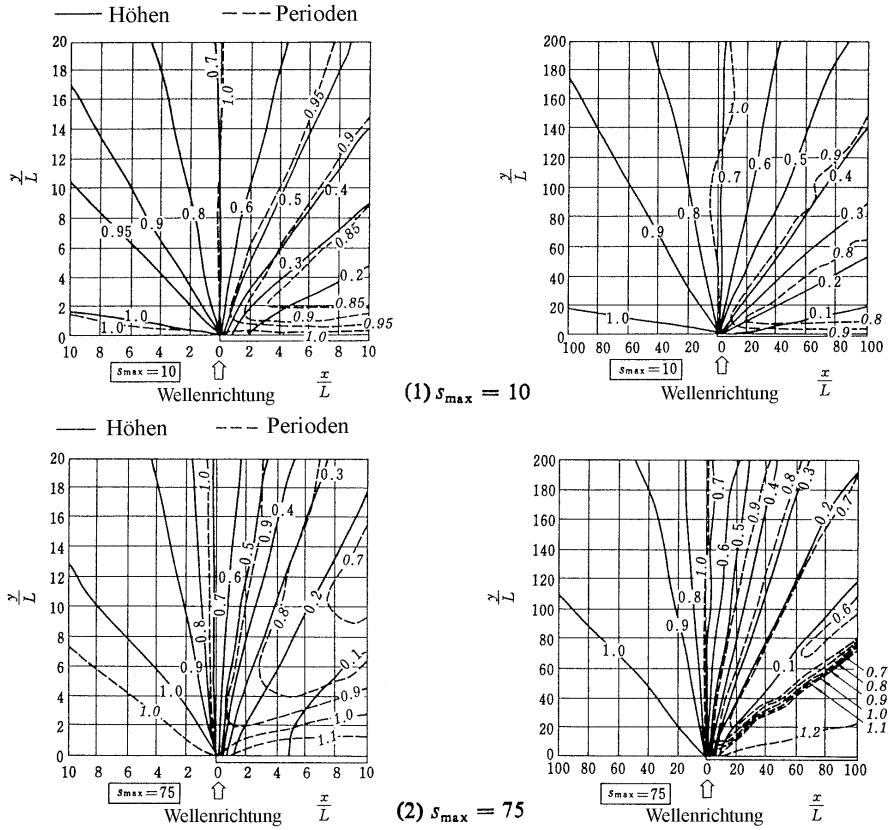


Abb. A 3.33: Diffraktion von Seegangsspektren, halbunendlicher Wellenbrecher (CERC, 1984)

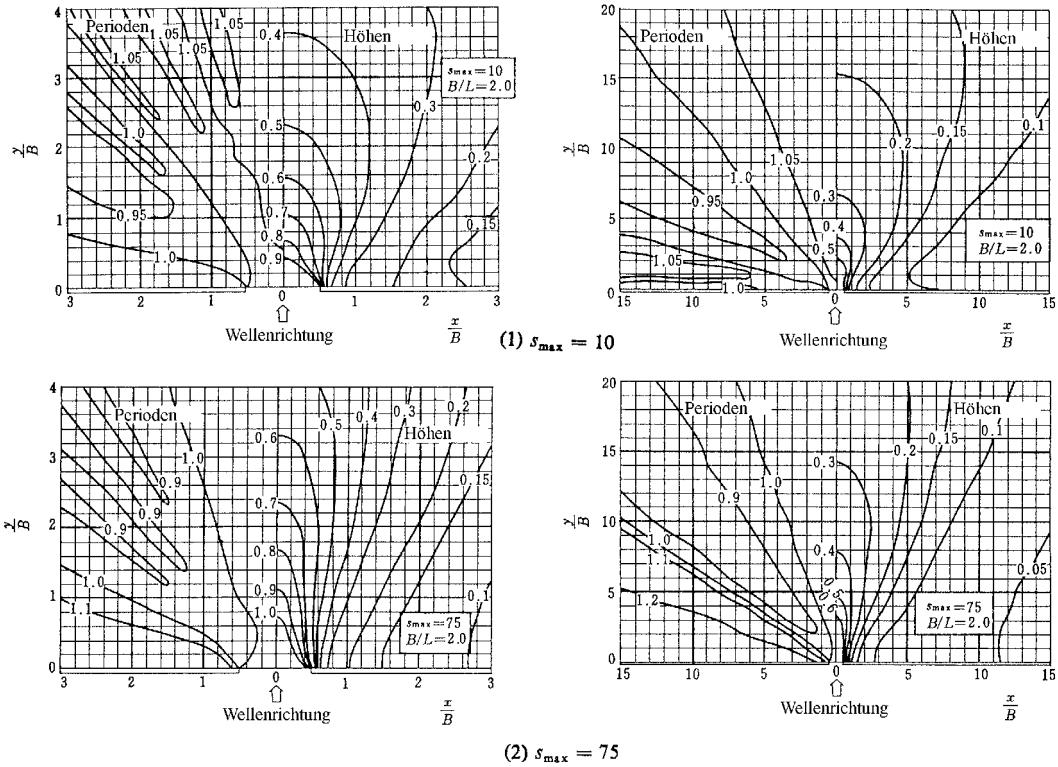


Abb. A 3.34: Diffraktion von Spektren an Öffnungen (CERC, 1984)

Der Größtwert der Verteilungsfunktion s_{max} ist abhängig vom Windfeld und von der Entstehungsgeschichte des Seegangs. Nach GODA (1985 u. 2000) kann angenommen werden:

s_{max} = 10 für Windwellen,

s_{max} = 25 für Dünung geringen „Alters“ (short decay distance), Wellen mit vergleichsweise großer Steilheit, und

s_{max} = 75 für alte Dünung mit langen Laufstrecken (long decay distance), Wellen mit vergleichsweise geringer Steilheit.

Numerische Berechnungsverfahren auf der Grundlage der linearen Wellentheorie und BOUSSINESQ-Modelle haben keine Einschränkungen hinsichtlich der Linienführung der Bauwerke. Es gibt jedoch gegenüber Modellversuchen Einschränkungen hinsichtlich der Nachbildung der Bauwerksquerschnitte. Die nummerischen Modelle auf der Grundlage der linearen Wellentheorie müssen ebenfalls ggf. nach dem Überlagerungsverfahren zu Lösungen für unregelmäßigen Seegang überlagert werden.

3.5.3 Wellentransmission

An teildurchlässigen Bauwerken (z. B. schwimmenden Wellenbrechern, Tauchwandkonstruktionen oder Schlitzwänden) wird ein Teil der Wellenenergie transmittiert. Hinweise hierzu sind bei KOHLHASE (1983) gegeben. Neuere Untersuchungen zu horizontalen

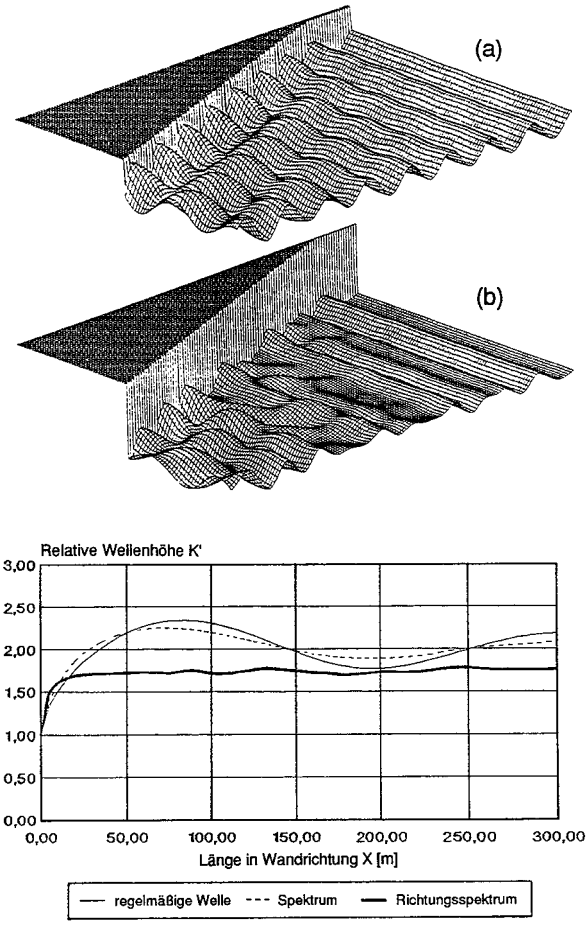


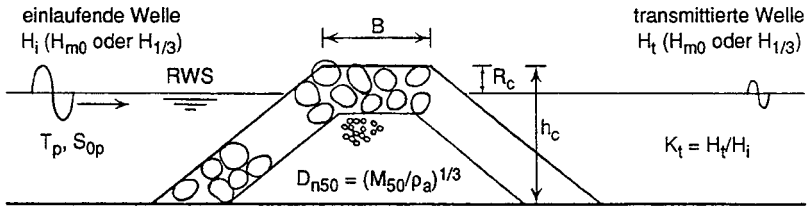
Abb. A 3.35: MACH-Reflexion von regelmäßigen Wellen und Spektren; oben: Wellenfeld vor einer senkrechten Wand bei regelmäßigem (a) und unregelmäßigem (b) Seegang (SCHEFFER, 1985); unten: Wellenhöhenverlauf in Wandrichtung für regelmäßige Wellen, eindimensionales Spektrum und Richtungsspektrum, Beispiel (DAEMRICH u. GÖTSCHENBERG, 1991)

Schlitzwänden wurden von BERGMANN (2001) durchgeführt. Wegen der vergleichsweise geringen Bedeutung für Aufgaben im Küstenschutz wird auf detaillierte Darstellung, insbesondere Untersuchungen zum Einfluss von Seegangsspektren auf die Wellentransmission, oder zur Überlagerung von Transmission und Diffraktion an durchlässigen Bauwerken (z. B. EGGERT u. KOHLHASE, 1980 und EGGERT, 1983) nicht näher eingegangen.

Hinweise zur Wellentransmission an Unterwasserwellenbrechern enthalten insbesondere die Arbeiten von VAN DER MEER u. D'ANGREMOND (1991) und D'ANGREMOND et al. (1996).

Die Autoren haben aus dem Schrifttum ableitbare Ergebnisse zur Transmission an Schüttsteinwellenbrechern mit niedriger Kronenhöhe, ergänzt durch eigene Modellversuche, analysiert.

Der folgende vereinfachende Ansatz zur Ermittlung der Wellentransmission wird angegeben (Abb. A 3.36):



a) Definitionsskizze

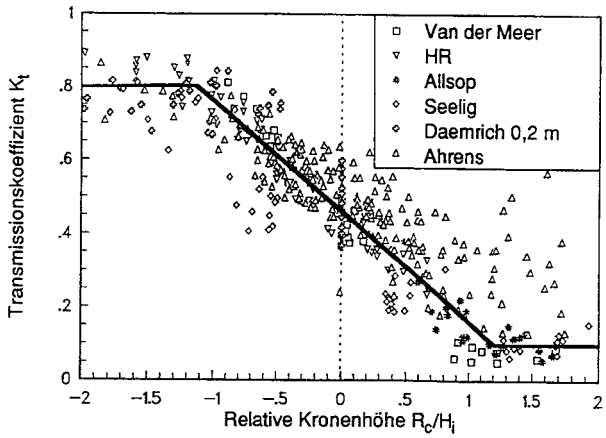


Abb. A 3.36: Wellentransmission an Schüttsteinwellenbrechern mit niedriger Kronenhöhe (VAN DER MEER u. D'ANGREMOND, 1991)

Für $-2{,}0 < R_c/H_i < -1{,}13$: $K_t = 0{,}80$
für $-1{,}13 < R_c/H_i < 1{,}2$: $K_t = 0{,}46 - 0{,}3 R_c H_i$
für $1{,}2 < R_c/H_i < 2{,}0$: $K_t = 0{,}10$.

Hierin bedeutet:
R_c = Höhenlage des Wellenbrechers über dem Ruhewasserspiegel
H_i = signifikante Wellenhöhe der anlaufenden Welle (H_{m0} oder $H_{1/3}$)
K_t = Transmissionskoeffizient = H_t/H_i
H_t = signifikante Wellenhöhe der transmittierten Wellen (H_{m0} oder $H_{1/3}$).

Zur Erklärung der nicht unerheblichen Streuungen der Ergebnisse verschiedener Autoren wurden die Versuchsbedingungen näher betrachtet. Es wird ein erweiterter Ansatz der folgenden Form vorgeschlagen:

$$K_t = a \cdot R_c/D_{n50} + b$$

mit:
$D_{n50} = (M_{50}/\rho_a)^{1/3}$ = nominaler Durchmesser der Schüttsteine des Wellenbrechers
M_{50} = mittlere Masse
ρ_a = Dichte des Steinmaterials.

Für die Koeffizienten a und b werden die folgenden empirischen Gleichungen angegeben:

$$a = 0{,}031 \cdot H_i/D_{n50} - 0{,}24$$
$$b = -5{,}42\ s_{0p} + 0{,}0323\ H_i/D_{n50} - 0{,}0017\ (B/D_{n50})^{1{,}84} + 0{,}51$$

mit

B = Kronenbreite des Wellenbrechers

s_{0p} = Wellensteilheit = $2\pi \cdot H_s/(g \cdot T_p^2)$

(H_s am Fußpunkt des Wellenbrechers, T_p = Peakperiode).

Als Gültigkeitsbereich der erweiterten Gleichung geben die Autoren an:

$$1 < H_i/D_{n50} < 6 \qquad 0{,}01 < s_{0p} < 0{,}05 \qquad K_t\text{min} = 0{,}075 \qquad K_t\text{max} = 0{,}75.$$

Ein ähnlicher Ansatz wird auch für die Wellentransmission an aus einheitlichem Material (ohne Filterschichten) aufgebauten Wellenbrechern und niedriger Kronenhöhe (sog. reef-type breakwater) angegeben, bei denen eine Verformung unter Seegangsbelastung zugelassen wird. Auf eine Wiedergabe der Gleichungen wird hier verzichtet.

In der Veröffentlichung von D'Angremond et al. (1996) haben die Autoren, im Wesentlichen aufbauend auf den gleichen Daten, verbesserte Formeln angegeben, die ohne Bezug zu D_{n50} auskommen. Damit kann die Transmission an Bauwerken mit glatter undurchlässiger Oberfläche (impermeable) und geschütteten Bauwerken (permeable) berechnet werden. Statt der Wellensteilheit s_{0p} wird in den Formeln der Brecherbeiwert

$$\xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi \cdot H_{si}}{g \cdot T_p^2}}}$$

verwendet, der auch die Böschungsneigung tan α enthält. Es werden die folgenden Formeln gegeben:

Geschüttete Wellenbrecher (permeable)

$$K_t = -0{,}4\ \frac{R_c}{H_{si}} + \left(\frac{B}{H_{si}}\right)^{-0{,}31} \cdot \left(1 - e^{-0{,}5\xi}\right) \cdot 0{,}64$$

Undurchlässige Wellenbrecher (impermeable)

$$K_t = -0{,}4\ \frac{R_c}{H_{si}} + \left(\frac{B}{H_{si}}\right)^{-0{,}31} \cdot \left(1 - e^{-0{,}5\xi}\right) \cdot 0{,}80$$

Gültigkeitsbereich der Formeln:

$$0{,}075 < K_t < 0{,}80.$$

Weitere Ergebnisse aus hydraulischen Modelluntersuchungen und numerischen Modellrechnungen sind auch in Daemrich et al. (2001) gegeben. Spezielle Untersuchungen für Sommerdeiche (sehr flach geneigte Böschungen auf einem Vorland) von Mai et al. (1998) ergaben bei gleichem Aufbau der Formeln den folgenden Zusammenhang:

$$K_t = -0{,}41 \frac{R_c}{H_{si}} + \left(\frac{B}{H_{si}}\right)^{-0{,}48} \cdot \left(1 - e^{-2{,}59\xi}\right) \cdot 0{,}58.$$

Die Bedeutung natürlicher Riffe auf die Energiedissipation an Brandungsküsten ist allgemein bekannt. Verschiedene Ansätze wurden entwickelt (vgl. auch Kap. 3.4.4), die die Umformung des Seegangs an sandigen Küsten beschreiben. Von den Ansätzen zur Berechnung der Wellentransmission an einem einer sandigen Küste vorgelagerten Brandungsriff wird hier nur der Ansatz von PARTENSCKY et al. (1988) erwähnt, der auf TUCKER, CARR u. PITT (1983) zurückgeht und an umfangreichen Messungen mit Richtungswellenbojen für die Verhältnisse vor Sylt verifiziert wurde (STROTMANN u. KOHLHASE, 1991).

Ausgehend von der Annahme RAYLEIGH-verteilter Wellen wird die Wirkung eines Riffs auf das Brechen einzelner hoher Wellen und die damit verbundene Energieabnahme beschrieben. In der theoretischen Beziehung

$$H_{s,i}^2 = K_{s,i}^2 \cdot K_{r,i}^2 \cdot H_{s,0}^2 \left\{1 - \left[1 + \frac{2H_{k,R}^2}{H_{s,0}^2} \left(\frac{1}{K_{s,R}^2 K_{r,R}^2} - 1\right)\right] \exp\left(\frac{-2H_{k,R}^2}{K_{s,R}^2 K_{r,R}^2 H_{s,0}^2}\right)\right\}$$

mit:
- $H_{s,i}$ = signifikante Inshore Wellenhöhe
- $H_{s,0}$ = signifikante Offshore Wellenhöhe
- $H_{k,R}$ = kritische Wellenhöhe auf dem Riff
- $K_{s,R}$ = Shoalingkoeffizient bis zum Riff
- $K_{r,R}$ = Refraktionskoeffizient bis zum Riff
- $K_{s,i}$ = Shoalingkoeffizient bis zur Inshore Messstation
- $K_{r,i}$ = Refraktionskoeffizient bis zur Inshore Messstation

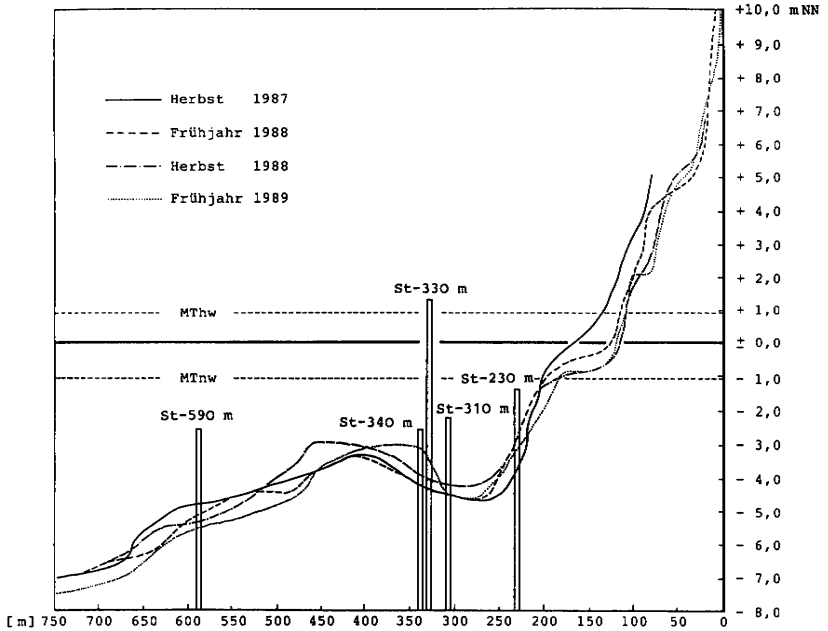
ist die kritische Wellenhöhe auf dem Riff in erster Linie eine Funktion der tideabhängigen Wassertiefe d_R auf dem Riff. Nach verschiedenen Autoren gilt:

$$H_{k,R}/d_R = \text{konst.}$$

Wie Abb. A 3.37 verdeutlicht, kann aufgrund von Variationsrechnungen die Konstante für die Verhältnisse vor Sylt im Bereich der durch Messungen erfassten Seegangs- und Wasserstandsparameter zu 0,4 angenommen werden.

Abb. A 3.38 zeigt eine vergleichende Darstellung (vgl. Kap. 3.2.3) der wasserstandsabhängigen Offshore- und Inshore-Wellenenergien getrennt für das Sommer- und Winterhalbjahr.

Aufgrund der Tatsache, dass die Riffbrandung bei geringer Wassertiefe auch schon bei kleinen Wellenhöhen einsetzt, wäre zunächst eine größere Energieabnahme für niedrige Wasserstände zu vermuten. Da höhere Wasserstände in der Regel aber auch mit größeren Wellenhöhen (insbesondere bei Sturmfluten) auftreten, wird dieser Effekt zum Teil kompensiert. Aus den Ergebnissen wird deutlich, dass bereits geringfügige Veränderungen der Höhenlage eines Riffs die Wellenenergie im Riff-Rinne-System beachtlich verändern können.



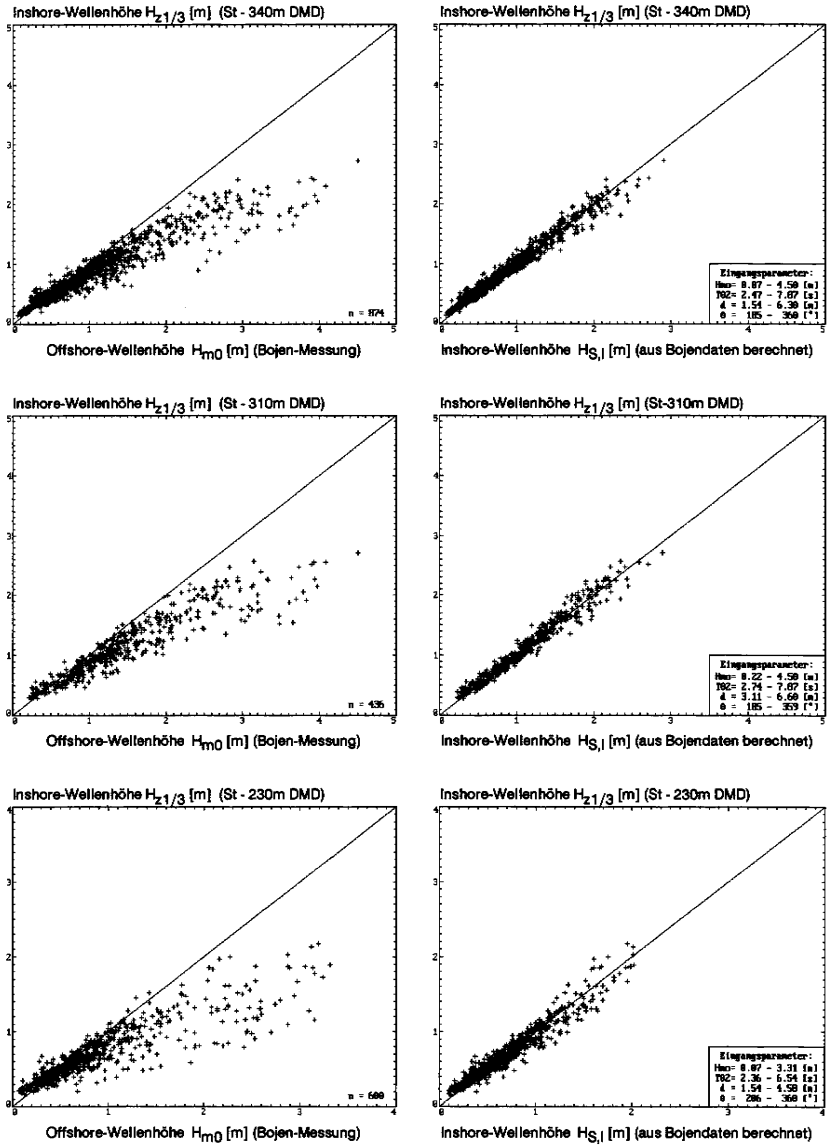


Abb. A 3.37: Wellentransmission an einem Brandungsriff, Beispiel Sylt (STROTMANN u. KOHLHASE, 1991); links: Sohllagen im Profil Rantum und Lage der ausgewerteten Messstationen; rechts: Vergleich der an den Druckmessdosen (DMD) gemessenen Offshore-Wellenhöhen (a) und Verifikation des theoretischen Ansatzes (b) durch Variation der kritischen Wellenhöhe auf dem Riff

Die Küste, 88 (2020) 1-589
https://doi.org/10.18171/1.088100

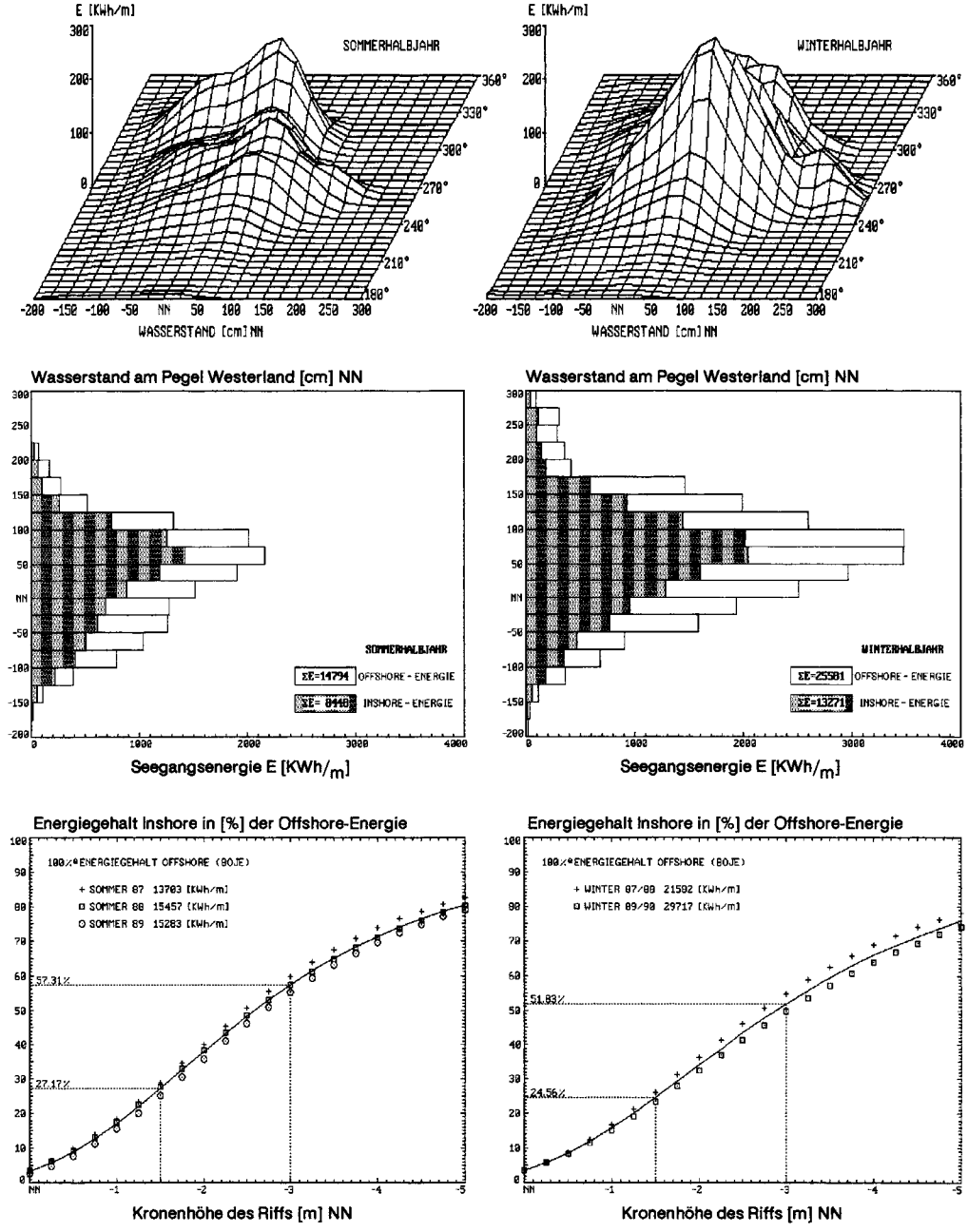


Abb. A 3.38: Vergleichende Darstellung der Offshore- und Inshore Wellenenergien und Einfluss der Kronenlage des Riffs, Beispiel Sylt (STROTMANN u. KOHLHASE, 1991)

3.5.4 Wellenauflauf

Einfluss auf die örtlichen Wellenbedingungen hat neben den vorher genannten bauwerksbedingten Einflüssen in Verbindung mit der Wellenreflexion und unter bestimmten Bedingungen auftretender Druckschlagbeanspruchung (vgl. Kap. 3.5.5) der Wellenauflauf an Böschungen. Der Wellenauflauf (hierzu insbesondere FÜHRBÖTER et al. (1989) sowie im Kapitel 4 angegebenes Schrifttum) entsteht, indem nach dem Brechen der Wellen der in die Brandungszone transmittierte Anteil der potentiellen Energie größtenteils in kinetische Energie umgesetzt wird. Es entsteht eine landwärts auf die Böschung hochschießende Wassermasse, bei der die kinetische Energie – außer durch Verlusten infolge Sohl- und Durchmischungsreibung – wieder in potentielle Energie umgesetzt wird. Beim Erreichen des höchsten Anlaufpunktes an der Böschung ist dann die kinetische Energie vollständig in potentielle Energie umgesetzt, es tritt Bewegungsumkehr (Wellenrücklauf oder Wellenablauf) ein. Der Rücklaufschwall stürzt in den Leehang der nachfolgenden Welle und kann die Lage des Brechpunktes dieser Welle erheblich beeinflussen (vgl. auch Kap. 3.4.4). Ein Teil der Energie des Rücklaufschwalles wird beim Brechen der nachfolgenden Welle aufgezehrt, ein Teil wird seewärts reflektiert, was um so mehr der Fall ist, je steiler die Böschungen und je länger die Wellen werden.

Einen großen Einfluss auf den Wellenauflauf hat die zeitliche Abfolge der Wellen (TAUTENHAIN, 1981), welche eine unmittelbare Zuordnung der Auflaufhöhen zu Wellenhöhen bzw. -perioden ausschließt. Wegen der Bedeutung des Wellenauflaufs und ggf. damit verbundenen Wellenüberlaufs für den Entwurf und die Bemessung werden Ansätze zur Ermittlung des Wellenauflaufs, der außer von der Wellenhöhe und Wellenrichtung, der Periode und deren zeitlichen Abfolge im Wesentlichen durch die Böschungsneigung und deren Rauheit bzw. das Wellenabsorptionsvermögen der Deckschicht bestimmt wird, im Kap. 4 detaillierter behandelt.

3.5.5 Druckschlag

Druckschläge entstehen überall dort, wo eine Flüssigkeitsoberfläche nahezu planparallel mit der Geschwindigkeit v mit einer festen Berandung zusammentrifft. Außer im Wasserbau sind Druckschläge auch aus dem Schiffbau (Seeschlag oder slamming) bekannt. Im Moment des Aufschlages der Flüssigkeit (hier: Brecherzunge) auf den Festkörper werden infolge der Trägheit der beteiligten Massen Druckspannungen erzeugt, die ein Vielfaches des stationären Staudruckes ($p = \rho \cdot v^2/2$) betragen können. Nach kurzer Dauer, die um Zehnerpotenzen kleiner als die der Wellenperiode T ist, werden diese Spannungsspitzen durch eine seitliche Entlastung (Ausschleudern von Spritzwasser) wieder abgebaut.

Der theoretische Größtwert druckschlagerzeugter Druckspannungen tritt auf, wenn vorausgesetzt wird, dass der Impuls der aufschlagenden Wassermasse allein durch die Elastizität des Wassers aufgenommen werden muss. In einer theoretischen Ableitung zeigte FÜHRBÖTER (1966), dass die Elastizität der während des Aufschlages in der Aufschlagfläche eingeschlossenen bzw. im Wasser in Form von Blasen gelösten Luft den theoretischen Größtwert maßgeblich dämpft. Ausgehend von der Voraussetzung, dass die Menge der an dem Aufschlag beteiligten Luft als natürlicher Prozess der Wahrscheinlichkeitsverteilung nach dem GAUSSschen Wahrscheinlichkeitsgesetz folgt, zeigte FÜHRBÖTER, dass auch bei regelmäßigen Wellen die Druckschlagmaxima stochastisch sind. Sie können durch eine Extremalverteilung in Form der logarithmischen Normalverteilung beschrieben werden. Die Gültigkeit dieses Wahrscheinlichkeitsgesetzes wurde sowohl in Prallstrahlversuchen als

auch an Deichböschungen in der Natur und im hydraulischen Modell nachgewiesen (Witte, 1988).

Im Gegensatz zu den beim Brechen der Wellen entstehenden Druckschlagwirkungen auf marine Bauwerke, wie Molen und Wellenbrecher mit senkrechten Wänden, sind bei der Druckschlagbelastung von Böschungen nicht so sehr die durch den Druckschlag erzeugten Kräfte und Momente, sondern im Wesentlichen die bei dem Druckschlag entstehenden maximalen Druckspannungen entscheidend.

Das Druckschlagproblem und damit verbundene Fragen des Entwurfs und der Bemessung sind Gegenstand intensiver Forschung im Großen Wellenkanal (GWK) der Universität Hannover und Braunschweig. Weiterführende Hinweise enthält Kap. 4.

3.6 Ermittlung von Seegangsdaten

3.6.1 Allgemeines

In den vorherigen Kapiteln wurden Ansätze erläutert, wie Momentanzustände der Wellenbewegung durch flaches Wasser bzw. durch Wechselwirkungen mit Bauwerken entstehende Veränderungen des Seegangs beschrieben werden können.

Die Anwendung von Wellentheorien oder theoretisch/empirischen Ansätzen für den Entwurf und die Bemessung von Küstenschutzwerken (vgl. Kap. 4) erfordert die Parametrisierung zeitlich veränderlicher Seegangssituationen in der Weise, dass Wellenhöhen-, Wellenperioden- und Wellenrichtungsparameter ermittelt werden, die in ihrer Wirkung dem jeweils betrachteten Seegangszustand entsprechen. Die Planung und Durchführung eines ggf. erforderlichen Modellversuches, z. B. zur Untersuchung der Standsicherheit eines Bauwerkes, aber auch die Anwendung von entsprechenden numerischen Modellen, des Überlagerungsverfahrens oder des Häufigkeitsverfahrens verlangt die Definition eines Bemessungsspektrums, der zugehörigen Zeitreihe, der Seegangssituation oder einer Statistik von Wellenhöhen und zugehörigen Wellenperioden. Hierfür muss der Seegang in seiner räumlichen und zeitlichen Verteilung bekannt sein, um in Verbindung mit langzeitstatistischen Methoden (s. Kap. 3.7.3 und Kap. 8) ein Bemessungsspektrum oder eine Bemessungswelle festlegen zu können. Sofern diese Seegangsinformationen nicht aus örtlich vorhandenen Seegangsstatistiken abgeleitet werden können, müssen diese auf theoretischem Wege oder durch Messungen bestimmt werden.

Im Folgenden werden einführende Hinweise zur Berechnung von Seegangszuständen auf der Grundlage von Windinformationen im Planungsgebiet und Ansätze zur Seegangsberechnung für einfache Windfelder gegeben. Die Hinweise zur Durchführung von Seegangsmessungen werden auf einige konzeptionelle Überlegungen und Methoden der Auswertung beschränkt. Bei Seegangsberechnungsverfahren wird (Richter, 1979) unterschieden in Seegangsvorhersageverfahren (Forecasting) und in die Berechnung zurückliegender Seegangszustände aus bekannten Winddaten (Hindcasting). Hinsichtlich der formelmäßigen Zusammenhänge sind jedoch keine Unterschiede vorhanden, so dass hier der bekanntere Begriff Seegangsvorhersageverfahren als Oberbegriff verwendet wird.

Zu den Seegangsvorhersageverfahren ist anzumerken, dass für viele Seegebiete von den meteorologischen Diensten routinemäßig numerische Seegangsmodelle betrieben werden, deren Ergebnisse auf der Grundlage von ebenfalls vorhergesagten Windverhältnissen gewonnen werden. Die berechneten Seegangsparameter sind prinzipiell bei diesen Stellen erhältlich. Wegen der groben Rasterung sind die Daten nicht für alle Küstenbereiche als direkte

Eingangswerte geeignet, sie können aber u.U. zur Definition von Randbedingungen für küstennahe Modelle von Nutzen sein.

Neben Seegangsmessung und Seegangsberechnung können zur Vorabinformation und für Vorplanungen auch die folgenden Datenquellen von Bedeutung sein:

- Befragungen vor Ort
- Messdaten aus benachbarten vergleichbaren Gebieten
- Seegangsdaten aus Schiffsbeobachtungen
- Zusammenstellungen in Tafelwerken (HOGBEN, N. u. LUMB, F.E.: Ocean Wave Statistics. London, Her Majesty's Stationery Office, 1967; HOGBEN, N.; ACUNHA, N.M.C. u. OLLIVER, G.F. (1985): Global Wave Statistics. Published for British Maritime Technology by Unwin Brothers Limited, 1985
- Spezielle Aufbereitung von Seegangsdaten aus Schiffsbeobachtungen durch den Deutschen Wetterdienst, Niederlassung Hamburg, Geschäftsfeld Seeschifffahrt (beliebig vorzugebende Gebiete)
- Seehandbücher.

3.6.2 Seegangsvorhersageverfahren

3.6.2.1 Einführende Hinweise und Ziele

Neben anderen bei RICHTER (1979) genannten Aufgaben verfolgen Seegangsvorhersageverfahren für Problemstellungen des Küstenschutzes primär das Ziel, über Beziehungen zwischen Windbedingungen und Seegangsbedingungen im Planungsgebiet die häufig langzeitstatistisch verfügbaren Windinformationen mit einer Seegangsstatistik zu verknüpfen. Windinformationen können dabei sowohl von direkten Messungen an einer repräsentativen Messstation als auch durch Wettervorhersagen (mit entsprechenden Unsicherheiten) erhalten werden. Letzteres bietet sich vor allem für eine Vorhersage von Extremsituationen, z. B. unter Sturmflutbedingungen, an.

Die Notwendigkeit der Verknüpfung einer Windstatistik mit einer Seegangsstatistik (vgl. Kap. 3.7) ergibt sich vor allem für eine statistisch gesicherte Abschätzung der Eintrittswahrscheinlichkeiten besonders hoher Wellen in langen Zeiträumen (z. B. für Standsicherheitsnachweise von Küstenschutzwerken), zumal – wenn überhaupt – Seegangsmessungen nur über vergleichsweise kurze Zeiträume durchgeführt werden können. Sie kann sich aber auch auf normale Seegangssituationen beziehen, um beispielsweise durch Geräteausfälle bedingte Datenlücken zumindest näherungsweise zu schließen. Letzteres ist vornehmlich wichtig für funktionelle Fragestellungen, z. B. die Berechnung der zeitlich veränderlichen, durch Seegang an Brandungsküsten im Küstenlängs- und -quertransport bewegten Sedimente.

Bis zum Beginn des zweiten Weltkrieges standen zur Seegangsvorhersage lediglich Faustformeln zur Verfügung. Mit Beginn der 40er-Jahre wurden dann empirische Beziehungen zwischen Windgeschwindigkeit, Windwirklänge (Fetch) und Winddauer aufgestellt, z. B. von SVERDRUP, MUNK u. BRETSCHNEIDER (SMB-Methode) und PIERSON, NEUMANN u. JAMES (PNJ-Methode). Doch erst die Ergebnisse der unter internationaler Beteiligung 1968 vor der Insel Sylt begonnenen Großexperimente des „Joint North Sea Wave Project" (JONSWAP), in Verbindung mit theoretischen Methoden (HASSELMANN et al., 1973) brachten den Durchbruch im Verständnis der Seegangsentwicklung und lieferten die Grundlagen für die Entwicklung moderner numerischer Seegangsberechnungsmodelle. Danach sind

nichtlineare Wechselwirkungen der Haupteinflussfaktor, der die Entwicklung des Seegangs steuert und die JONSWAP-Form der Spektren begünstigt (HASSELMANN et al., 1973; RICHTER, 1979 und 1981; s. auch Kap. 3.3.5).

Für die Nachbildung komplexer Windsituationen müssen numerische Berechnungen durchgeführt werden. Für einfache Windfelder können signifikante Seegangsparameter über Gleichungen und aus Diagrammen ermittelt werden.

Die Seegangsberechnungsmodelle liefern gute Ergebnisse für Tiefwasserverhältnisse. Die Bodeneinflüsse im Übergangs- und Flachwasserbereich sind weniger gut erforscht und können nicht mit gleicher Sicherheit in Berechnungsverfahren berücksichtigt werden. Dennoch sind theoretisch/empirische Ansätze für die bei der Seegangsberechnung im Flachwasser beteiligten Einflüsse mittlerweile sehr weitgehend formuliert, so dass auch in numerischen phasengemittelten Flachwassermodellen (wie z. B. SWAN) der Windeinfluss in Verbindung mit den üblichen Flachwassereffekten für beliebig berandete Gebiete berücksichtigt werden kann. Die Vielfalt der vorzugebenden Parameter und der zu wählenden Formulierungen für bestimmte physikalische Prozesse setzt Erfahrung und sorgfältige Prüfung voraus, um zu zutreffenden Ergebnissen zu gelangen. Insbesondere in der Nähe von Küstenlinien die annähernd in Windrichtung verlaufen, sind die Ergebnisse auch deutlich abhängig von den Vorgaben der Richtungseigenschaften des Seegangs.

3.6.2.2 Definitionen und Eingangsgrößen

Seegangsberechnungsverfahren liefern im einfachsten Fall die signifikanten spektralen Seegangsparameter $H_s = H_{m0}$ und T_p (vgl. Kap. 3.3). Eingangsgrößen in die Formeln oder Diagramme der Seegangsberechnungsverfahren für einfache Windfelder sind:

- Windgeschwindigkeit U [m/s]
- Winddauer t [s]
- Einwirklänge des Windes (Fetch) x [m].

Wegen der zeitlichen und örtlichen Veränderlichkeit des Windes können diese Eingangswerte nicht immer zweifelsfrei festgelegt werden. Meist sind jedoch sinnvolle Eingrenzungen möglich.

Bei der Anwendung von Formeln und Diagrammen wird vorausgesetzt, dass die Windgeschwindigkeit U in 10 m Höhe gegeben ist.

Für Umrechnungen der Windwerte aus anderen Messhöhen, die Abschätzung von Einflüssen durch den Messort, Ermittlung charakteristischer Mittelwerte etc. wird neben den in Kap. 3.4 gegebenen Hinweisen auf das Schrifttum (z. B. Shore Protection Manual, CERC, 1984) verwiesen.

In den Diagrammen und Formeln des SPM wird statt der Windgeschwindigkeit U_{10} der „wind stress factor" U_A zugrunde gelegt. Es ist:

$$U_A = 0{,}71 \cdot U_{10}^{1{,}23}.$$

Von der Anwendung dieser Modifikation, die zu stark überhöhten Wellenparametern führen kann, wird jedoch abgeraten (pers. comm. RICHTER/ROSENTHAL, s. auch BISHOP et al., 1992). Wird der Seegangsvorhersage U_{10} zugrunde gelegt, entsprechen die Formeln denen in der Veröffentlichung von HASSELMANN et al. (1973).

Die Einwirklänge des Windes (Fetch) kann entweder geometrisch durch die Größe der Wasserfläche oder durch die Größe des Windfeldes begrenzt sein.

In einfachen Fällen ist der Fetch die Entfernung zwischen dem Ort, für den die Berechnung durchgeführt wird, und der Grenze der Wasserfläche in Windrichtung (straight-line fetch). Bei sehr unregelmäßiger Begrenzung wird empfohlen, das arithmetische Mittel der Entfernungen in einem Sektor von etwa ± 15° um die Windrichtung zu bilden. Die früher empfohlene Berechnung eines effektiven Fetches mit Cosinuswichtung darf nicht in Verbindung mit den hier gegebenen Formeln und Diagrammen angewendet werden, da sie auf einer zu hohen Einschätzung der Wellenenergie im Bereich kurzer Windwirklängen durch die SMB-Methode beruht.

DONELAN (1980) und SMITH (1991) haben die Methode des „straight-line fetch" insofern verbessert, dass sie zunächst die Richtung des maximalen Windeintrages (die dann auch die mittlere Wellenrichtung ist) ermitteln, die je nach Form der Wasserfläche von der Windrichtung abweicht. Diese Richtung wird (unter Annahme einer Abminderung der wirksamen Windgeschwindigkeit mit dem Cosinus des Winkels zwischen Windrichtung und Wellenrichtung) durch Maximierung der Peakperiode bestimmt. SMITH geht dabei von über Sektoren von 15° gemittelten Fetchlängen aus. In dem in diesem Zusammenhang ebenfalls aufzuführenden Verfahren nach WAGNER (1989, 1996) werden sektorweise die Seegangsparameter anteilig entsprechend der Richtungsverteilung der Seegangsenergie und dem mittleren Fetch in jedem Sektor berechnet und summiert.

Die Begrenzung der Einwirklänge durch die wirksame Größe des Windfeldes kann nur aus meteorologischen Informationen bestimmt werden.

Bei Berechnungen über die W i n d d a u e r ist zu berücksichtigen, dass zu Beginn eines Sturmes durch die vorhergehende Windsituation ggf. bereits Wellenenergie vorhanden ist. Weiterhin ist darauf hinzuweisen, dass die Abhängigkeit der Seegangsparameter von der Winddauer nicht mit gleicher Zuverlässigkeit abgesichert ist wie die Fetchabhängigkeit und daher nur die Größenordnungen vermittelt.

In Formeln und Diagrammen sind fetchbegrenzter und dauerbegrenzter Seegang zu unterscheiden und Grenzwerte zu berücksichtigen, die ausgereifter Seegang annehmen kann.

F e t c h b e g r e n z t e r S e e g a n g ist vorhanden, wenn die Windeinwirkung mindestens so lange andauert, dass alle Wellenkomponenten den zur Verfügung stehenden Fetch mit der zugehörigen Gruppengeschwindigkeit durchlaufen konnten. Ist die Einwirkzeit geringer, liegt d a u e r b e g r e n z t e r Seegang vor.

Im a u s g e r e i f t e n Seegang sind die Wellenperioden soweit angewachsen, dass die Fortschrittsgeschwindigkeit der Wellen etwa der Windgeschwindigkeit entspricht. Aus diesem Grund ist kein weiterer Energieeintrag möglich, auch wenn der Wind zeitlich wie örtlich weiter einwirkt.

Die im Folgenden wiedergegebenen Diagramme und Formeln gelten für einfache Windfelder (homogenes Windfeld und stationäre Windbedingungen) sowie konstante Wassertiefen.

3.6.2.3 J O N S W A P - S e e g a n g s v o r h e r s a g e f ü r T i e f w a s s e r n a c h RICHTER

Da die dimensionslose Darstellung des JONSWAP-Spektrums (vgl. Kap. 3.3.5) lediglich die Form des Spektrums charakterisiert, müssen für die praktische Seegangsvorhersage Beziehungen zu geeigneten Wind- und Fetchparametern hergestellt werden.

Diese Zusammenhänge zwischen den Parametern des JONSWAP-Spektrums und den Windkenngrößen werden ebenfalls während des JONSWAP-Messprogramms gemessen. Die im Folgenden wiedergegebenen Formeln nach RICHTER (1979) weichen geringfügig von

denen der ersten JONSWAP-Veröffentlichung (HASSELMANN et al., 1973) ab, entsprechen aber den Ergebnissen, die sich aus der Integration der Energiebilanzgleichungen ergeben.

Die folgenden Gleichungen werden verwendet:

Fetchbegrenzter Seegang:	Dauerbegrenzter Seegang:
$\tilde{f}_p = 2{,}84 \cdot \tilde{x}^{-0{,}3}$	$\tilde{f}_p = 16{,}8 \cdot \tilde{t}^{-3/7}$
$\alpha = 0{,}029 \cdot \tilde{f}_p^{\,2/3}$	$\alpha = 0{,}028 \cdot \tilde{f}_p^{\,2/3}$
$\tilde{H} = 1{,}65 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{x}^{1/2}$	$\tilde{H} = 8{,}46 \cdot 10^{-5} \cdot \tilde{t}^{5/7}$

$\gamma = 3{,}2$; $\sigma_a = 0{,}07$; $\sigma_b = 0{,}09$ (vgl. Abb. A 3.14).

Die Grenzbedingung zwischen beiden Systemen, die angibt, wie lange ein Wind mit konstanter Geschwindigkeit geweht haben muss, damit bei einem vorgegebenen Fetch x die volle Wellenhöhe H erreicht wird, wird angegeben durch die Beziehung

$$\tilde{t}_{min} = 63{,}8 \cdot \tilde{x}^{0{,}7}.$$

Für die ausgereifte Windsee wird die PIERSON-MOSKOWITZ-Frequenz angenommen:

$$\tilde{f}_p^{\,PM} = 0{,}14.$$

Daraus folgen folgende Grenzwerte:

$$\tilde{x}^{PM} = 2{,}28 \cdot 10^4 \text{ und } \tilde{t}^{PM} = 7{,}1 \cdot 10^4.$$

In den Gleichungen sind

$$\tilde{f}_p = \frac{U \cdot f_p}{g}; \quad \tilde{H} = \frac{g \cdot H}{U^2}; \quad \tilde{x} = \frac{g \cdot x}{U^2}; \quad \tilde{t} = \frac{g \cdot t}{U}$$

dimensionslose Parameter, worin die Windgeschwindigkeit U in m/s, die Peakfrequenz in Hz und g die Erdbeschleunigung = 9,81 m/s^2 bedeuten. Die Streichlänge x ist in m einzusetzen.

Die Wellenhöhe H ist die aus dem Spektrum berechnete signifikante Wellenhöhe H_{m0}. ($H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$; Kap. 3.3.2), die in Näherung der $H_{1/3}$-Welle entspricht, obwohl diese grundsätzlich anders ermittelt wird.

In dem in Abb. A 3.39 wiedergegebenen Vorhersagediagramm für Einfach-Windfelder, das den fetch- und den dauerbegrenzten Fall zusammenfasst, wurde im Hinblick auf die praktische Anwendung die Peakfrequenz f_p durch die zugehörige Wellenperiode T (= T_p) ersetzt.

In das Diagramm ist folgendes Beispiel eingetragen:

$$\frac{g \cdot x}{U^2} = 5 \cdot 10^3; \quad \frac{g \cdot H}{U^2} = 0{,}117; \quad \frac{g \cdot T}{U} = 4{,}53; \quad \frac{g \cdot t}{U} = 2{,}84 \cdot 10^4.$$

Wird eine Windgeschwindigkeit U von 20 m/s zugrunde gelegt, so entspricht das einem Fetch von 204 km, und die signifikante Wellenhöhe H_s erreicht einen Wert von 4,77 m bei einer Peakperiode T = 9,24 s, vorausgesetzt, dass der Wind stetig über 14 Stunden geweht hat.

Der Vorteil des Diagramms ist, dass man sofort erkennt, ob man sich bei vorgegebenem x und t im dauerbegrenzten Fall, das heißt unterhalb der Grenzkurve, oder im fetchbegrenzten Fall oberhalb der Kurve befindet, auf die man dann zurückgehen muss.

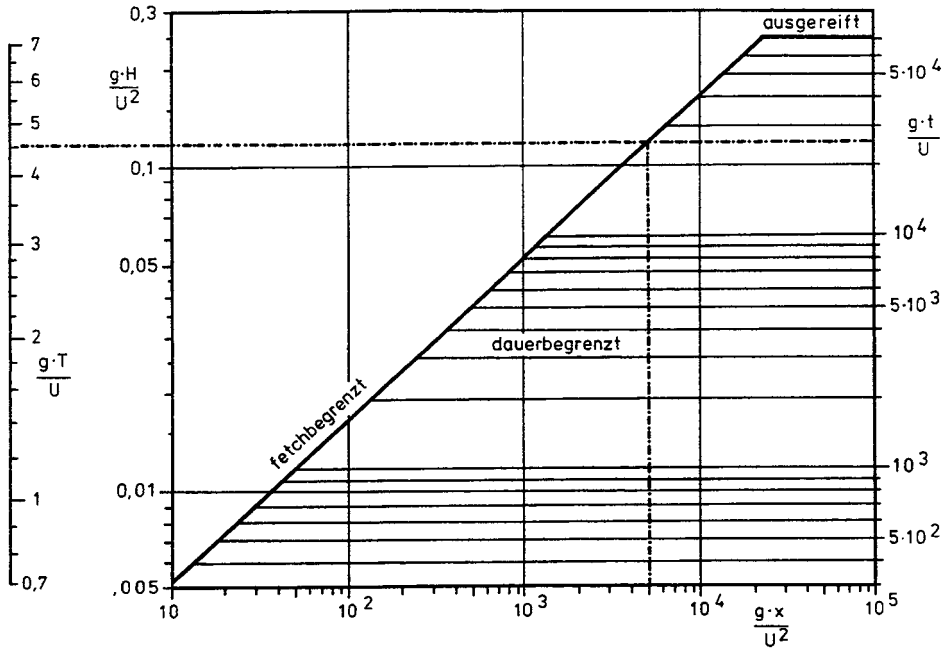


Abb. A 3.39: Dimensionslose Darstellung von fetch- und dauerbegrenztem Windseegang (RICHTER, 1979)

3.6.2.4 Gleichungen und Diagramme für Tiefwasser, Shore Protection Manual

Wegen der internationalen Bedeutung und Bekanntheit des Shore Protection Manuals (SPM) werden die dort gewählten Formeln und Diagramme hier auszugsweise wiedergegeben.

Dabei werden die im vorigen Abschnitt gewählten Bezeichnungen beibehalten. Der Aufbau der Diagramme entspricht denen der SMB-Methode, es liegen jedoch Formeln der ersten JONSWAP-Veröffentlichung zugrunde (HASSELMANN et al., 1973). Wie in Kap. 3.6.2.2 erwähnt, wird im SPM mit einer modifizierten Windgeschwindigkeit U_A gerechnet. Diese Beziehung wird hier aus Gründen der Eindeutigkeit beibehalten. Die folgenden Gleichungen werden verwendet (fetchbegrenzter Seegang):

$$\tilde{H} = \frac{g \cdot H_s}{U_A^2} = 1{,}6 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{x}^{1/2}$$

$$\tilde{T}_p = \frac{g \cdot T_p}{U_A} = 0{,}2857 \cdot \tilde{x}^{1/3}$$

$$\tilde{t} = \frac{g \cdot t}{U_A} = 6{,}88 \cdot 10^{1} \cdot \tilde{x}^{2/3}.$$

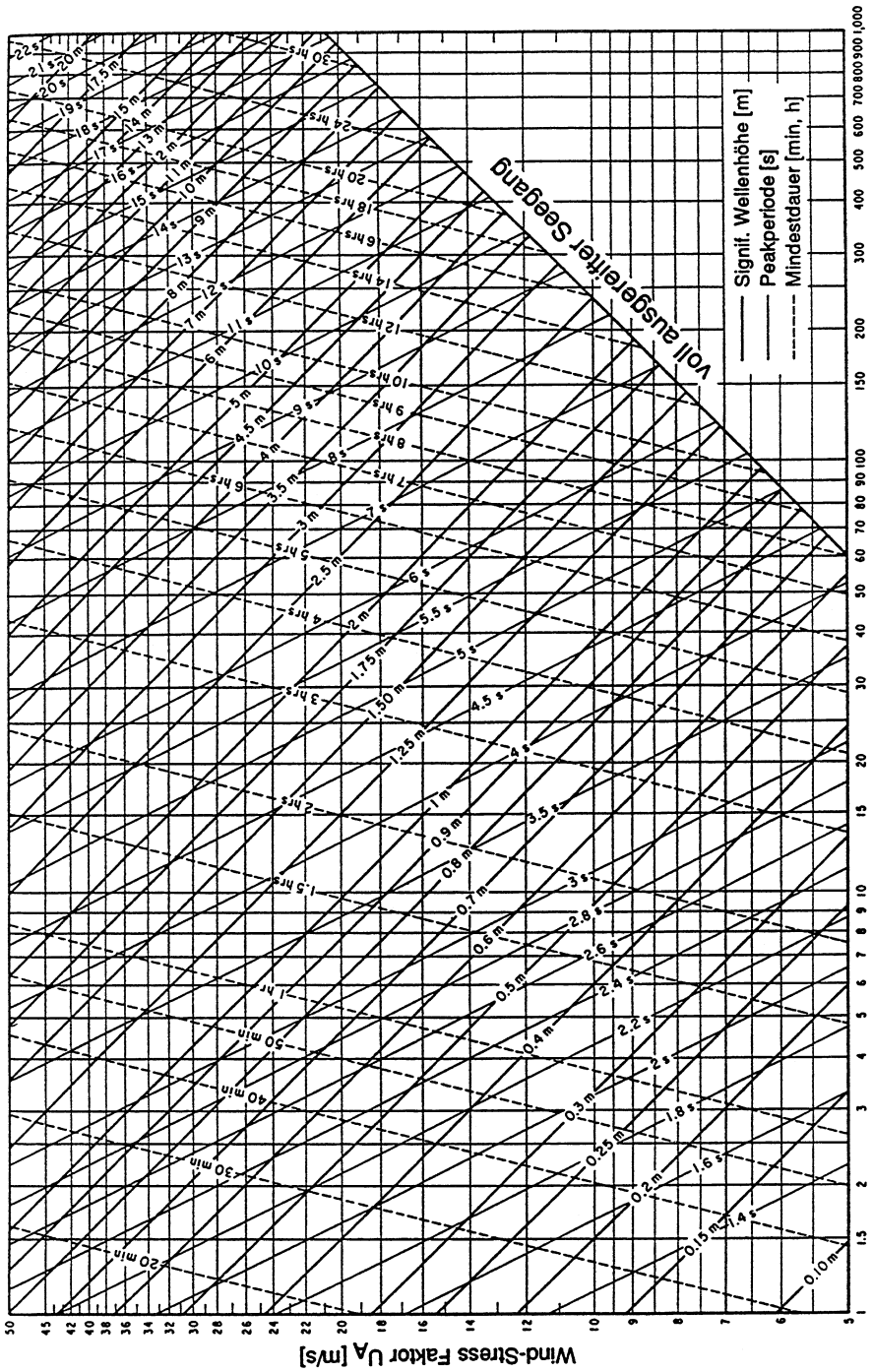


Abb. A 3.40: Seegangsvorhersage nach SPM für Tiefwasserbedingungen (CERC, 1984)

Da keine Formel für die Berechnung der signifikanten Wellenparameter bei dauerbegrenztem Seegang angegeben wird, muss die zu einem Fetch zugehörige Ausreifzeit überprüft werden. Ggf. müssen die Wellenparameter mit einem Fetch entsprechend

$$\tilde{x} = 1{,}752 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{t}^{3/2}$$

neu berechnet werden.

Auch für die vorgenannten Formeln sind Grenzwerte für den Fall vollausgereiften Seegangs zu beachten:

$$\tilde{H} = 0{,}2433$$
$$\tilde{T}_p = 8{,}134$$
$$\tilde{t} = 71500.$$

Zur graphischen Ermittlung der signifikanten Wellenparameter sind die Ergebnisse der Formeln in einem Diagramm dargestellt, das in Abb. A 3.40 wiedergegeben ist.

3.6.2.5 Berechnungsverfahren für einfache Windfelder im Flachwasser, Shore Protection Manual

Bodeneinflüsse im Übergangs- und Flachwasserbereich bewirken, dass bei gleichen Windverhältnissen Wellenhöhen geringer und Wellenperioden kürzer sind als unter Tiefwasserbedingungen.

Die Flachwassereinflüsse Refraktion und Shoaling infolge örtlich veränderlicher Wassertiefen verändern die Wellenenergie nicht und sind wie Diffraktionseffekte unabhängig von den eigentlichen Seegangsberechnungsverfahren zu behandeln.

Ursachen für die Dissipation von Seegangsenergie können jedoch sein und müssen daher ggf. berücksichtigt werden (vgl. auch Kap. 3.4):

- Bodenreibung
- Perkolation
- wellenerzeugte viskoelastische Schwingungen
- verstärkte nichtlineare Wechselwirkungen
- Energieumwandlung durch Brechvorgänge (im Wesentlichen: Grenzsteilheit, Wassertiefenbegrenzung).

Das im SPM veröffentlichte Flachwasserberechnungsverfahren, das mit größer werdender Wassertiefe näherungsweise (s. auch HURDLE u. STIVE, 1989) in das Berechnungsverfahren nach CERC für Tiefwasser übergeht, ordnet die Energieabnahme vom Ansatz her der Bodenreibung und der Perkolation zu. Da die Festlegung des Bodenreibungsfaktors nach Messungen in der Natur festgelegt wurde, ist davon auszugehen, dass auch nichtlineare Wechselwirkungen und Energieumwandlungsprozesse durch Brechvorgänge empirisch enthalten sind.

Die im Folgenden wiedergegebenen Formeln und Diagramme gelten für die Seegangserzeugung in Gebieten mit ebenem horizontalen Meeresboden. Die Diagramme werden hier nur auszugsweise für Wassertiefen d von 6 und 12 m wiedergegeben (Abb. A 3.41). Folgende Gleichungen werden verwendet:

$$\frac{g \cdot H}{U_A^2} = 0{,}283 \tanh\left[0{,}530\left(\frac{g \cdot d}{U_A^2}\right)^{3/4}\right] \tanh\left\{\frac{0{,}00565\left(\frac{g \cdot x}{U_A^2}\right)^{1/2}}{\tanh\left[0{,}530\left(\frac{g \cdot d}{U_A^2}\right)^{3/4}\right]}\right\}$$

$$\frac{g \cdot T}{U_A} = 7{,}54 \tanh\left[0{,}833\left(\frac{g \cdot d}{U_A^2}\right)^{3/8}\right] \tanh\left\{\frac{0{,}0379\left(\frac{g \cdot x}{U_A^2}\right)^{1/3}}{\tanh\left[0{,}833\left(\frac{g \cdot d}{U_A^2}\right)^{3/8}\right]}\right\}$$

$$\frac{g \cdot t}{U_A} = 5{,}37 \times 10^2 \left(\frac{g \cdot T}{U_A}\right)^{7/3}.$$

Wie im Tiefwasserberechnungsverfahren (Kap. 3.6.2.4) ist bei Anwendung der Formeln die Ausreifzeit auf Dauerbegrenzung zu überprüfen und ggf. mit einem entsprechend reduzierten Fetch zu rechnen.

3.6.2.6 Berücksichtigung von TMA-Flachwasserspektren in der Seegangsvorhersage

In Anlehnung an die theoretischen Arbeiten von KITAIGORODSKII et al. (1975) über wassertiefenabhängige spektrale Ähnlichkeiten formulierten BOUWS et al. (1985a) ein Verfahren zur Beschreibung der Form von Flachwasserspektren (vgl. Kap. 3.3.5, Abb. A 3.13 und A 3.14). Danach können Flachwasserspektren aus JONSWAP-Spektren berechnet werden, indem die Energieverteilung im Tiefwasser nach einer gegebenen wassertiefen- und frequenzabhängigen Funktion abgemindert wird.

Die Gültigkeit des Verfahrens wurde zunächst an Messdaten der Projekte MARSEN und ARSLOE und während des Texel-Sturms geprüft und die Bezeichnung „TMA-Spektrum" nach den Anfangsbuchstaben der Datensätze gewählt. Vor Sylt mit Richtungswellenmessbojen gemessene Richtungsspektren wurden mit gutem Erfolg auf der Grundlage des TMA-Ansatzes ausgewertet (SCHADE, 1991).

Vergleiche mit anderen Modellen (BOUWS et al., 1985b) und Ergebnissen der CERC-Methode weisen aber darauf hin, dass die nach der TMA-Methode in der vorliegenden Form berechneten Seegangsparameter eher als Obergrenze anzusehen sind.

Rechnungen nach diesem Verfahren müssen derzeit durch Integration der berechneten Spektrenformen durchgeführt werden. Es liegen keine Formeln für die Parameterberechnung oder Diagramme vor.

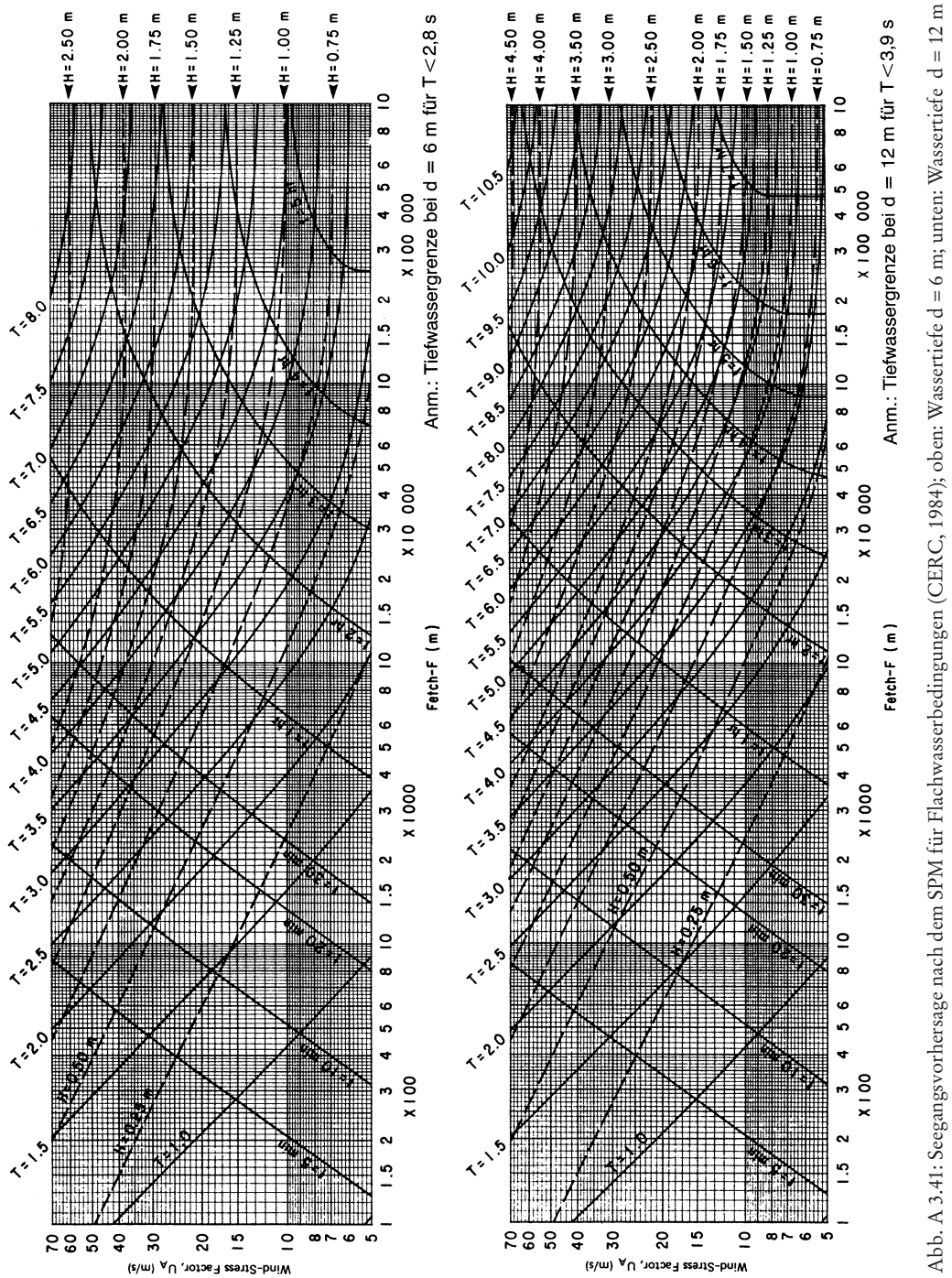


Abb. A 3.41: Seegangsvorhersage nach dem SPM für Flachwasserbedingungen (CERC, 1984); oben: Wassertiefe d = 6 m; unten: Wassertiefe d = 12 m

3.6.3 Seegangsmessungen

3.6.3.1 Konzeptionelle Überlegungen

Vom Standpunkt der Gerätetechnik stehen heute ausgereifte Seegangs-Messsysteme zur Verfügung, die sich an alle für das Küsteningenieurwesen relevanten Fragestellungen anpassen lassen.

Wesentliche Gesichtspunkte für die Auswahl eines Messsystems sind:

- Kosten in Relation zur Einsatzzeit und zum Projekt, für das Seegangsinformationen benötigt werden,
- Möglichkeiten für den Einbau, die Überwachung, die Wartung und ggf. Reparaturen,
- Technische Erfordernisse der Seegangsmessung hinsichtlich Genauigkeit, Erfassung der im Seegang enthaltenen Informationen und Möglichkeiten der Datenübertragung und Weiterverarbeitung und
- Benutzerfreundlichkeit, ggf. auch für ungeschultes Personal.

So gesehen kann ein Seegangs-Messgerät im einfachsten Fall ein mechanisch arbeitendes Gerät mit optischer Anzeige sein, das lediglich einen mehr oder weniger zuverlässigen Momentan- oder Mittelwert der Wasserspiegelauslenkung liefert, oder aber ein Messsystem, das alle im Seegang enthaltenen Höhen- und Richtungsinformationen kontinuierlich erfasst, überträgt und speichert und somit alle Möglichkeiten für kurzzeit- und langzeitstatistische Auswertungen für eine aktuelle Messaufgabe offen läßt.

Grundsätzlich kann ein Seegangs-Messprogramm nur problemabhängig konzipiert werden.

Fragen, die hiermit verbunden sind, sind z. B.:

- Welche Seegangsparameter werden benötigt? Welche Informationen werden aus dem Spektrum erwartet? Sollen Messungen direkt für eine theoretische Berechnung verwendet werden? Werden Daten für ein hydraulisches oder ein numerisches Modell benötigt?
- Wie sind die vorgesehenen Messungen in bereits vorhandene Seegangsinformationen einzuordnen?
- Welche Zusatzinformationen liefern ggf. Seegangsvorhersageverfahren?
- In welchen Wassertiefen, wie oft, wie lange, in welcher Jahreszeit, wann überhaupt sind Messungen durchzuführen?
- Welche Formen der Datenreduktion sind zweckmäßig und notwendig?

Hinsichtlich einer ingenieurmäßigen Anwendung von Seegangsdaten muss zzt. davon ausgegangen werden, dass eine direkte Anwendung des Seegangsspektrums für Bemessungsaufgaben nur in Sonderfällen möglich ist und die Berücksichtigung des Spektrums in theoretisch/numerischen Verfahren (auf der Grundlage von Wellentheorien bzw. Bewegungsgleichungen) vor allem durch lineare Überlagerungsverfahren erfolgt. Primär hydraulische Modelle erlauben zzt. eine Simulation natürlicher Seegangsbedingungen, wobei jedoch auch hier Grenzen (z. B. durch Maßstabs- oder Modelleinflüsse) beachtet werden müssen.

Jede Aussage, die aus den Messungen abgeleitet werden soll, erfordert demnach unterschiedliche Formen der Vereinfachung hinsichtlich der Anwendung für Bemessungsaufgaben oder für den funktionellen Entwurf.

Anwendungen können dabei Informationen fordern über:

- Wellenhöhen, -perioden und -richtungen oder
- abgeleitete Größen, wie Wellengeschwindigkeiten, Partikelgeschwindigkeiten, Drücke, Kräfte und

– die zeitliche Abfolge dieser Größen sowie deren statistische Verteilung innerhalb einer Einzelmessung und über längere Zeiträume.

Die Festlegung eines „Bemessungsseegangs" oder vereinfachend einer „Bemessungswelle" für den Entwurf durch eine Extrapolation von aus intermittierend durchgeführten, durch Einzelmessungen gewonnenen signifikanten oder extremen Wellenhöhen-, -perioden- oder -richtungsparametern auf längere Zeiträume ist eine typisch langzeitstatistische Aufgabe. Hierbei gehen die in den gemessenen Zeitreihen enthaltenen Informationen über die spektralen Eigenschaften des Seegangs durch Reduktion auf Einzelparameter weitgehend verloren.

Die Parametrisierung des Seegangs kann zu Fehlinterpretationen führen, indem z. B. in der Seegangsmessung enthaltene Gruppierungen von besonders hohen Wellen (wichtig beispielsweise bei der Bemessung von Schüttsteinbauweisen), an Wellengruppen gebundene lange Wellen oder im Richtungsspektrum enthaltene Dünungseinflüsse nicht berücksichtigt werden oder durch die Messung oder Art der Auswertung nicht erkannt werden (vgl. auch Hinweise hierzu in Kap. 3.7).

Bereits bei der Konzeption eines Messprogramms sollte daher klar herausgearbeitet werden, in welcher Weise die Messgrößen für die theoretisch/experimentelle Weiterverwendung zur Behandlung einer ingenieurwissenschaftlichen Aufgabe genutzt werden sollen oder können, da hiervon der technische und finanzielle Aufwand für ein Messprogramm und die Anforderungen an die Datenauswertung bestimmt werden.

Unabhängig hiervon ist die Einbeziehung von theoretischen Verfahren trotz der Grenzen, die die Verfahren haben, schon bei der Konzeption eines Messprogramms, insbesondere aber bei der Auswertung der Messungen ein wichtiger Gesichtspunkt.

Da Messungen in der Natur nie unter gleichen Bedingungen durchgeführt werden können (z. B. wegen veränderlicher Wind- und Tidebedingungen), können Verallgemeinerungen oftmals schwierig werden. Theoretische, z. B. auf Wellentheorien aufbauende Verfahren können dazu beitragen, funktionale Zusammenhänge abzuleiten (Beispiel Rückrechnung von Flachwassereinflüssen bei Messungen in beschränkter Wassertiefe) oder unter Verwendung von theoretischen Verteilungsfunktionen statistische Abhängigkeiten von charakteristischen Seegangsparametern untereinander innerhalb einer Kurzzeitmessung (oft ist die Messzeit zu kurz!) oder bei einer Wellenklimastudie abzusichern.

Eine vertiefte Darstellung zu konzeptionellen Fragestellungen einschließlich des Einflusses von Messlokation, Messdauer sowie gerätetechnischer Randbedingungen gibt FRÖHLE (2000).

3.6.3.2 Hinweise auf durchgeführte Messungen, deutsches Küstengebiet

Unter den vorgenannten Gesichtspunkten ist es nicht überraschend, dass verallgemeinernde Zahlenangaben zu den Seegangsbedingungen für das deutsche Küstengebiet schwierig sind und die Festlegung von Seegangseingangsdaten für den Entwurf und die Bemessung detaillierte Voruntersuchungen verlangt. Für eine konkrete Küstenschutzmaßnahme ist die Einbeziehung vorhandener Seegangsmessungen, soweit verfügbar, erforderlich (KOHLHASE, 1983 und 1992).

Durch Dienststellen des Bundes und der Küstenländer, insbesondere an der Nordseeküste, sind, häufig unter Einschaltung von Hochschulinstituten, eine Vielzahl von Messprogrammen durchgeführt worden; für das Küstengebiet der Nordsee wurden verfügbare

Seegangsdaten im Rahmen eines von BMFT geförderten Forschungsvorhabens zusammenfassend dokumentiert (GRÜNE, 1992).

Der „Atlas von Seegangsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste" gibt Hinweise zu folgenden Teilgebieten (TG):

TG 1 Helgoland und Offshore
TG 2 Nordfriesische Küste mit Inseln
TG 3 Eiderästuar und Dithmarscher Küste
TG 4 Elbeästuar
TG 5 Neuwerker Watt und Wurster Küste
TG 6 Weserästuar
TG 7 Jadeästuar
TG 8 Ostfriesische Küste und Inseln
TG 9 Emsästuar.

Für jedes Teilgebiet werden einzelne Messprogramme nach Ort, Messzeitraum, Zielsetzung und Betreiber sowie verwendeter Messtechnik, Datenerfassung und Auswertung in einer Loseblattsammlung erläutert. Die Ergebnisse werden beispielhaft dargestellt; soweit Berichte über die Messprogramme vorliegen, sind diese ebenfalls aufgeführt.

Zu seiner umfangreichen Dokumentation gibt GRÜNE (1992) u. a. folgende kritische Hinweise:

„Bei den Recherchen zum Seegangsatlas und der Aufbereitung der von den verschiedenen Institutionen bzw. Dienststellen zur Verfügung gestellten oder abgefragten Informationen wurden gravierende Unterschiede in der Art und dem Umfang der dokumentierten und damit verfügbaren Daten für die verschiedenen Messorte bzw. Messprogramme festgestellt. Die Informationen reichen von lückenlos aufgestellten Datenlisten bis zu Veröffentlichungen, deren konkreter Informationsgehalt in Bezug auf gemessene Daten vernachlässigt werden kann.

Dies kann zum Teil auf die Datenerfassungssysteme früherer Messungen zurückgeführt werden, die in der Regel Direktschriebe der Messsignale lieferten, die nur mit erheblichem personellem Aufwand ausgewertet werden konnten. Die ersten elektrischen Datenaufzeichnungsgeräte speicherten die Messsignale statt auf Papierschrieben auf analogen oder digitalen Magnetbändern.

Aber auch hierbei müssen für eine spätere Auswertung diese Geräte wieder verwendet werden; oft ist dies inzwischen wegen der mit der Zeit eingetretenen Funktionsunfähigkeit dieser Geräte nicht mehr möglich. Damit sind diese Daten in der Regel nicht mehr verfügbar.

Somit beschränkt sich die Sicherung zwangsläufig auf das Sammeln und Kopieren von bereits vorhandenen Berichten und Veröffentlichungen. Messprogramme, deren Ergebnisse insbesondere bei Dauermessungen ständig in reduzierter bzw. ausgewerteter Form auf rechnerkompatiblen Datenträgern gespeichert und damit auch anderen Institutionen zur Verfügung gestellt werden können, werden erst seit Ende der 80er-Jahre durchgeführt bzw. waren während der Arbeitsphase des BMFT-Forschungsvorhabens noch nicht abgeschlossen. Das systematische Sammeln und Aufbereiten dieser Datensätze muss daher künftigen Arbeiten am Seegangsatlas vorbehalten bleiben."

Auf eine Wiedergabe von Daten, bei deren Interpretation auch unterschiedliche Messzyklen und Auswerteverfahren berücksichtigt werden müssen, wird hier verzichtet und auf GRÜNE (1992) verwiesen.

Beispiele für neuere Seegangsmessprogramme sind:
- Fortführung der Messungen vor Sylt und Durchführung von Messkampagnen durch das ALR Husum im Bereich Rütergaat, Eiderstedt und Süderpiep (ALR Husum, 2002)
- Messprogramme des Instituts für Wasserbau der Universität Rostock (IWR) im Bereich der Ostseeküste Schleswig-Holsteins (Schönhagen, Heiligenhafen und Brodten, vgl. FRÖHLE et al., 1999) und Mecklenburg-Vorpommern (Warnemünde und Kühlungsborn)
- Messprogramme der GKSS in der Ostsee und in der Nordsee (http://w3k.gkss.de/data/)
- Seegangsmessungen vor Helgoland (http://www.oceanwaves.de)
- Seegangsmessungen der Forschungsstelle Küste, Norderney (z. B. NIEMEYER et al., 1995; KAISER u. NIEMEYER, 2001)
- Messungen des BSH (http://www.bsh.de/Meereskunde/Seegang/633.htm)
- Seegangsmessungen Bremerhaven (MAI et al., 2000).

3.6.3.3 Zur Auswertung von Seegangsmessungen

Seegangsmessungen liefern direkt oder, z. B. bei der Verwendung von Drucksensoren, indirekt Informationen über die Auslenkung der Wasseroberfläche. Diese Auslenkungen können räumlich erfasst werden, z. B. durch Stereophotographie oder Radar oder aber an einem Ort über die Zeit. Neben der Möglichkeit der Berechnung von Wellenhöhen- und Periodenparametern lassen sich bei räumlicher Erfassung unmittelbar auch Richtungsinformationen gewinnen (vgl. SCHADE, 1991). Bei Messungen an einem Ort über die Zeit müssen dazu neben der Wasserspiegelauslenkung an einem Punkt weitere Größen gemessen werden, z. B. Neigungen der Oberfläche (Beispiel: WAVEC Richtungswellenboje), Orbitalgeschwindigkeiten in zwei orthogonalen Richtungen (Beispiel: Kombination von Drucksensoren und Geschwindigkeitssensoren), oder es müssen mehrere eng benachbarte Wellenpegel synchron ausgewertet werden. Die folgenden Hinweise beschränken sich auf die zweite Methode, die Auswertungen von Zeitreihen zunächst ohne Richtungsinformationen.

Die Messsensoren liefern die Messwerte meist in Form von analogen elektrischen Größen. Die Aufzeichnungen können im einfachsten Fall oder zur Kontrolle graphisch auf Linienschreibern erfolgen. Üblich ist heute die unmittelbare Umsetzung in digitale Werte und die Auswertung auf EDV-Anlagen. Druckmessungen müssen gemäß Kap. 3.2 umgerechnet werden. Für überschlägige Auswertungen bietet sich bei durch direkte Messungen gewonnenen Messschrieben eine manuelle Auswertung nach dem Ansatz von TUCKER (Erläuterungen in KOHLHASE, 1983 u. SILVESTER, 1974) an.

Während die früher übliche manuelle Auswertung automatisch eine umfassende visuelle Kontrolle auf Fehlinformationen (Störsignale, Nullpunktdrift etc.) enthielt, ist dies bei der automatisierten Auswertung von digitalisierten Daten durch entsprechende Rechenprozeduren vor der eigentlichen Auswertung sicherzustellen. Zusätzlich werden Plausibilitätskontrollen, z. B. über Korrelationen statistisch abhängiger Parameter, Wind-Wellenkorrelationen (vgl. Kap. 3.6.2) oder Trendbeobachtungen, dringend empfohlen.

Zur Auswertung im Zeitbereich können die diskreten, digitalisierten Zeitreihenwerte der Wasserspiegelauslenkung direkt nach den in Kap. 3.3.2.2 beschriebenen Kriterien auf Nulldurchgänge und zugehörige Maxima und Minima untersucht werden.

Aus den im Rechner abgelegten Ergebnisfeldern können Höhen und Perioden berechnet und nach statistischen Kriterien zu den entsprechenden Wellenparametern ausgewertet werden.

Für Auswertungen im Frequenzbereich wird der Seegang als Überlagerung von sinusförmigen Schwingungen unterschiedlicher Frequenzen angesehen (Kap.

3.3.2.1). Unter bestimmten Voraussetzungen können die Amplituden (und die phasenmäßige Zuordnung) der in der Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkung $\eta(t)$ enthaltenen Schwingungen durch eine FOURIER-Analyse bestimmt werden.

Zur Verdeutlichung des Verfahrens soll zunächst die grundlegende Formel für eine Komponente der Wasserspiegelauslenkung angegeben werden. Die Beschreibung einer periodischen, sinusförmigen Welle, die sich in x-Richtung vorwärts bewegt, lautet

$$\eta(x,t) = c \cdot \cos(k \cdot x - \omega \cdot t + \epsilon)$$

mit
- c = Amplitude
- k = $2\pi/L$ Wellenzahl
- L = Wellenlänge
- ω = $2\pi/T$ Kreisfrequenz
- T = Wellenperiode
- ϵ = Phasenverschiebung bei $t = 0$ und $x = 0$.

Wird die Gleichung reduziert auf den Fall der Wasserspiegelauslenkung als Funktion der Zeit, ergibt sich:

$$\eta(t) = c \cdot \cos(\omega \cdot t + \epsilon).$$

Eine cosinusförmige Schwingung der Amplitude c mit einer Phasenverschiebung ϵ kann auch als Überlagerung einer Cosinus-Schwingung der Amplitude a und einer Sinus-Schwingung der Amplitude b dargestellt werden.

Mit
- $a = c \cdot \cos\epsilon$
- $b = c \cdot \sin\epsilon$
- $c = \sqrt{a^2 + b^2}$
- $\epsilon = \arctan\dfrac{b}{a}$

kann die Gleichung auch wie folgt beschrieben werden:

$$\eta(t) = a \cdot \cos(\omega \cdot t) + b \cdot \sin(\omega \cdot t).$$

Entsprechend der unter Kap. 3.3 erläuterten Modellvorstellung, dass der Seegang als Überlagerung verschiedener sinusförmiger Wellen unterschiedlicher Perioden, Amplituden und Phasenverschiebungen angesehen werden kann, und mit den aus mathematischen Gründen notwendigen Voraussetzungen, dass keine Schwingungen mit Perioden größer als T_0 auftreten (T_0 = Dauer der zu analysierenden Seegangsaufzeichnung) und nur ganzzahlige Vielfache der Grundfrequenz $f_0 = 1/T_0$ enthalten sind, kann die Wasserspiegelauslenkung für den eindimensionalen Fall (ohne Berücksichtigung der Wellenrichtung) als FOURIER-Reihe beschrieben werden:

$$\eta(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{N} \left(a_n \cdot \cos(n \cdot \omega_0 \cdot t) + b_n \cdot \sin(n \cdot \omega_0 \cdot t)\right)$$

mit
- a_0 = Grundauslenkung
- a_n = Amplitude des n-ten cos-Anteils
- b_n = Amplitude des n-ten sin-Anteils
- N = Anzahl der beobachteten Schwingungen
- ω_0 = Kreisfrequenz der Grundschwingung.

Unter Berücksichtigung der vorgenannten Voraussetzungen lassen sich entsprechend die in einer gemessenen Wasserspiegelauslenkung enthaltenen Schwingungsamplituden (d. h. die FOURIER-Komponenten der Funktion Seegang) wie folgt ermitteln:

$$a_0 = \frac{1}{T_0} \int_0^{T_0} \eta(t)dt$$

$$a_n = \frac{2}{T_0} \int_0^{T_0} \eta(t) \cdot \cos(n \cdot \omega_0 t)dt$$

$$b_n = \frac{2}{T_0} \int_0^{T_0} \eta(t) \cdot \sin(n \cdot \omega_0 t)dt.$$

Zur Ermittlung des n-ten cos-Anteils mit der Frequenz $n \cdot \omega$ wird also die Gesamtschwingung $\eta(t)$, die nach Voraussetzung eine lineare Überlagerung aller n enthaltenen cos- und sin-Anteile ist, im Zeitbereich Wert für Wert mit einer cos-Schwingung der Frequenz $n \cdot \omega$ und der Amplitude „1" multipliziert. Die entstandene neue Funktion wird über die Periode der Grundschwingung T_0 integriert und das Ergebnis durch T_0 dividiert. Man erhält als Endergebnis die halbe Amplitude des gesuchten cos-Anteils (bzw. die Amplitude, wenn mit 2 multipliziert wird).

Nach den Voraussetzungen gelten diese Berechnungen für einen Wellenzug, der im betrachteten Zeitraum T_0 periodisch ist.

Für Wellenzüge in der Natur ist eine solche Periodizität für einen endlichen Zeitraum T_0 üblicherweise nicht vorhanden. Eine Berechnung über einen Zeitraum $T_0 = \infty$ ist jedoch aus naheliegenden Gründen nicht durchführbar. Wegen der zu fordernden Stationärität des Seegangs ist die Wahl eines zu langen Zeitraumes auch nicht sinnvoll.

Die Berechnung kann prinzipiell über die Gesamtdauer der Messung durchgeführt werden. Häufig werden jedoch kleinere Intervalle (üblich z. B. $T_0 = 200$ s) analysiert und deren Ergebnisse (nach der Berechnung der Energiedichtespektren) gemittelt. Hierbei wird die geforderte Periodizität durch mathematische Verfahren, wie z. B. eine Multiplikation des Messsignals mit einer „tapering"-Funktion, erreicht. Als „tapering"-Funktion wird eine Funktion bezeichnet, die mit dem Absolutwert und der Tangentensteigung 0 beginnt, mit stetigem Verlauf den Wert 1 annimmt und in gleicher Weise wieder abfällt (Abb. A 3.42). Nach der FOURIER-Transformation müssen die resultierenden Werte korrigiert werden, da das Integral der tapering-Funktion einen Wert $< 1 \cdot T_0$ annimmt und damit eine zu geringe Gesamtenergie errechnet würde.

Das Ergebnis einer FOURIER-Transformation kann als Verteilung der FOURIER-Koeffizienten a_n und b_n oder als Verteilung von Amplituden und Phasen (Amplituden- und Phasenspektrum siehe Abb. A 3.43) über die Frequenz dargestellt werden. Für weitere Rechnungen können die Wertpaare gleicher Frequenzen als komplexe Zahlen angesehen und entsprechend auch die Rechenregeln für komplexe Zahlen angewendet werden.

Beide Formen können durch inverse FOURIER-Transformation, die einer Überlagerung der einzelnen Schwingungskomponenten im Zeitbereich entspricht, wieder in den Zeitbereich übertragen werden, ohne dass ein Informationsverlust entsteht.

Üblicherweise wird das Ergebnis einer Frequenzanalyse als Energiedichtespektrum S(f) dargestellt.

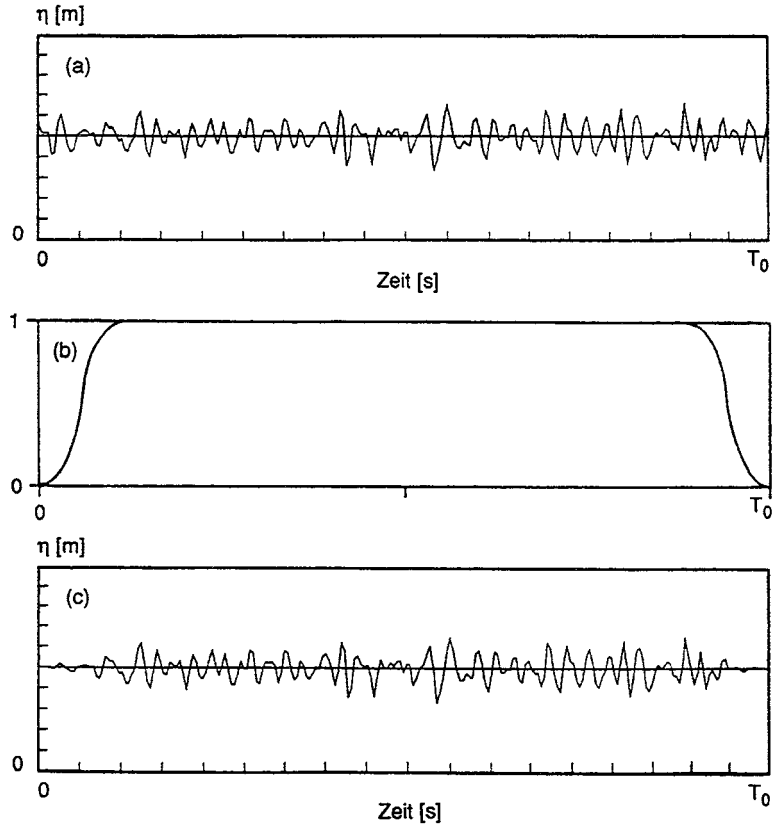


Abb. A 3.42: Wirkungsweise einer tapering-Funktion (SCHADE, 1991); a) Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkung; b) tapering-Funktion; c) mit der tapering –Funktion multiplizierte Zeitreihe

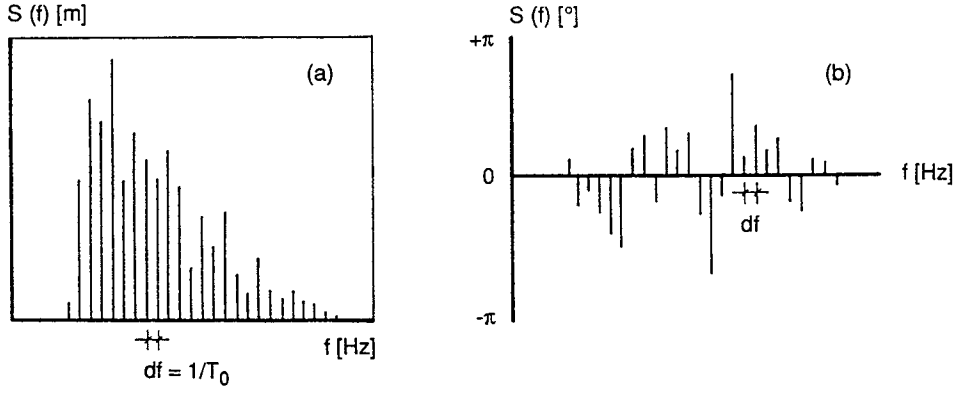


Abb. A 3.43: Amplituden- (a) und Phasenspektrum (b) einer Messung

Die Funktionswerte eines Energiedichtespektrums S(f) ergeben sich aus den FOURIER-Komponenten durch Quadrierung und Normierung mit dem Frequenzintervall Δf wie folgt:

$$S(f) = \frac{c^2}{2\Delta f} \quad \text{oder} \quad S(f) = \frac{a^2 + b^2}{2\Delta f}.$$

Die Berechnung kann auch durch konjugiert komplexe Multiplikation erfolgen. Die Normierung durch Division mit Δf wird vorgenommen, um Ergebnisse von Analysen über unterschiedliche Messdauern T_0 vergleichen zu können und weil theoretische Spektrumsformen in gleicher Weise angegeben werden. In dieser Darstellung als Spektrum ist die Phaseninformation ϵ nicht enthalten.

Die Übergänge zwischen den Frequenz- und Zeitbereichsauswertungen durch eine FOURIER-Transformation bzw. inverse FOURIER-Transformation sind in Abb. A 3.44 schematisch angegeben. Hierbei ist nicht berücksichtigt, dass einzelne Wellenkomponenten frequenzabhängig unterschiedliche Richtungen haben können.

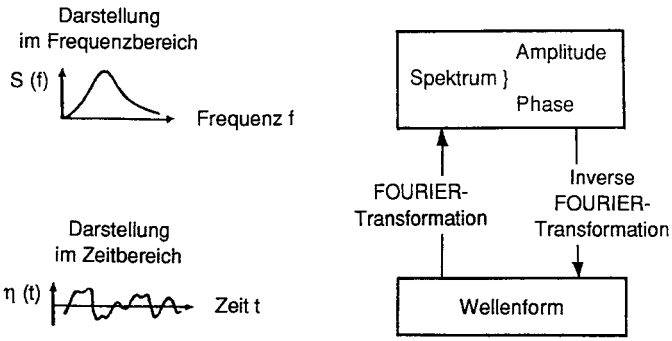


Abb. A 3.44: Zusammenhänge zwischen Frequenz- und Zeitbereichsdarstellung, schematisch

Die Richtungsinformation wird vielfach lediglich in der Weise berücksichtigt (vgl. Abb. A 3.8), dass das Richtungsspektrum S(f, θ) als Produkt aus Richtungsfunktion D(f, θ) und 1-dim. Spektrum S(f) dargestellt und die Auswertung der Richtungsfunktion auf die Ermittlung frequenzabhängiger, mittlerer Richtungen θ_m und Merkmale der Richtungsverteilungsfunktion (z. B. Streuung Ψ um mittlere Richtung) beschränkt wird. Hinweise zur Auswertung (Grundlagen FOURIER-Analyse) und neueres Schrifttum enthält die Dissertation von SCHADE (1991).

Abb. A 3.45 zeigt beispielhaft die Auswertung von vor Sylt gemessenen Richtungsspektren, die mit einer Neigungs-/Beschleunigungsboje erfasst wurden. Während sich die Spektren (Abb. A 3.45a) in der Mehrzahl der gemessenen Ereignisse auf spektrale Grundformen (vgl. Kap. 3.3.5) zurückführen ließen, waren bei ewa 10 % der Ereignisse infolge zeitlich veränderlicher Windbedingungen Mischformen zu beobachten. Wie das Beispiel Abb. A 3.45b zeigt, kann dem kurzperiodischen Windseeanteil des Spektrums (hier aus i.M. rd. 270°, West) ein langperiodischer Anteil (hier aus rd. 290°, ≈ NW) überlagert sein.

Für praktische Anwendungen müssen die Teilspektren auftretender Wellensysteme getrennt betrachtet werden, da gemittelte Richtungen zu Fehlinterpretationen führen können, wenn man allein das Energiedichtespektrum betrachtet.

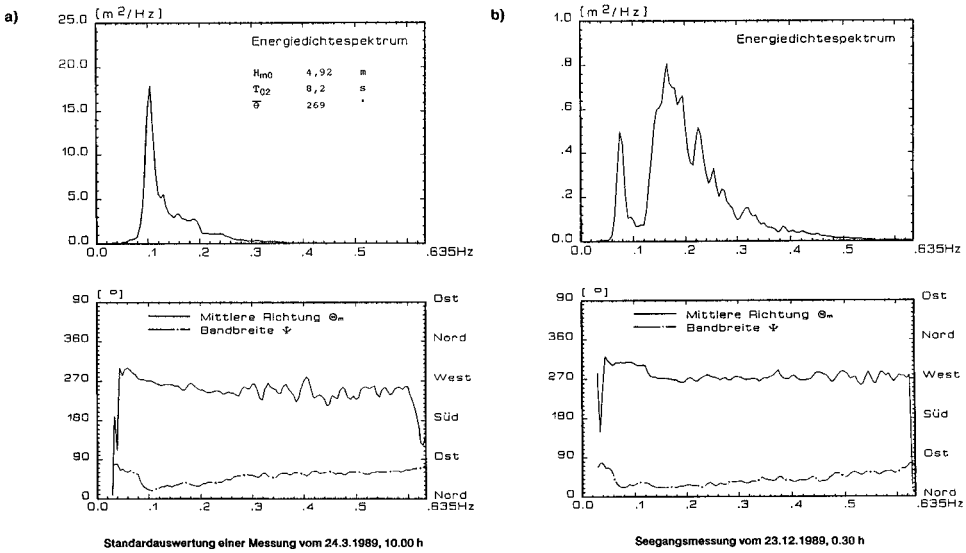


Abb. A 3.45: Zur Auswertung von Richtungsspektren, Beispiel Sylt, WAVEC-Messungen (SCHADE, 1991)

3.6.4 Wind-Wellen-Korrelationen

Für eine langzeitstatistische Bewertung des Seegangs ist es erforderlich, dass die Daten für den betrachteten Zeitraum vollständig und mit konstanter zeitlicher Auflösung verfügbar sind (vgl. auch Kap. A 8). Wellendaten aus Seegangsmessungen weisen häufig Messlücken auf, die viele verschiedene Ursachen haben können. Sie können beispielsweise aus Geräteausfall, Fehlern während der Datenübertragung oder Störungen des Messzyklus durch Eisbedeckung im Seegebiet oder Schiffsverkehr resultieren.

Grundsätzlich sind eine Vielzahl von theoretisch/empirischen Ansätzen für die Berechnung des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen dem Windfeld und dem resultierenden Wellenfeld verfügbar. Die wichtigsten sind: Seegangs-Vorhersageverfahren, numerische Seegangsvorhersagemodelle sowie statistische Korrelationsverfahren. Die Auswahl des jeweils am besten geeigneten Ansatzes hängt von der erforderlichen Genauigkeit, bereits verfügbaren Eingangsdaten und – allgemein – von der Zielsetzung der jeweiligen Untersuchungen ab.

Sind in einem Seegebiet Messungen des örtlichen Seegangs und auch Windmessungen verfügbar, bietet sich zur Ermittlung des Zusammenhangs die Korrelationsmethode an. Auf der Grundlage der Korrelationsbeziehungen zwischen Seegang und Wind werden aus den Messungen empirische Gleichungen abgeleitet. Das Verfahren wurde sowohl für Nordsee- als auch für Ostseeverhältnisse angewendet (z. B. SCHADE, 1991; STROTMANN et al., 1992; FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1997 und 1999; FRÖHLE et al., 1997 und 1999 u. WITTE et al., 1999).

Datenbasis für die Ermittlung der statistischen Beziehungen zwischen den örtlichen Windverhältnissen und den resultierenden Wellenparametern sind Seegangsmessdaten sowie die jeweils zugehörigen Winddaten. Diese sind z. B. beim Deutschen Wetterdienst für viele Projektgebiete verfügbar und umfassen vielfach auch lange Zeiträume. Idealerweise liegen Wind- und Seegangsdaten im stündlichen Zeitraster vor.

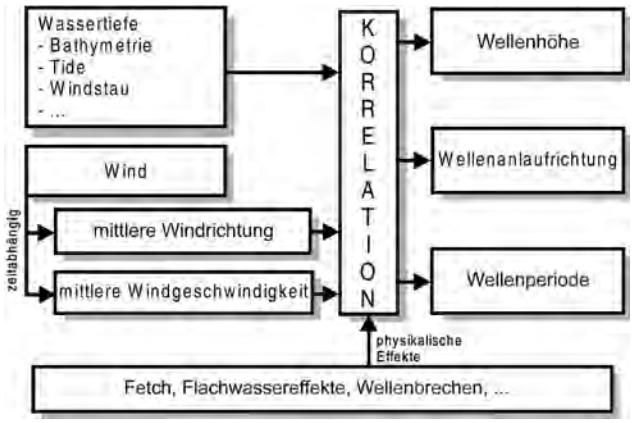


Abb. A 3.46: Zur Ermittlung der statistischen Beziehung zwischen Wind- und Wellendaten (schematisch, WITTE et al., 1999)

Die grundsätzliche Vorgehensweise für die Ermittlung der Wind-Wellen-Korrelationen sowie die Einflussfaktoren sind in Abb. A 3.46 schematisch dargestellt.

Wellenhöhen

Als Grundlage für die Berechnung der statistischen Abhängigkeiten zwischen der örtlichen Windgeschwindigkeit und der resultierenden Wellenhöhe werden die Daten in Klassen gleicher Windrichtung eingeteilt. Für jede Klasse werden die gemessenen Wellenhöhen (z. B. H_{m0}, $H_{1/3}$) in Abhängigkeit von der gemessenen mittleren Windgeschwindigkeit (U) aufgetragen. Ein Beispiel für die Auswahl der Daten und den statistischen Zusammenhang ist in Abb. A 3.47 dargestellt. Die Ausgleichsfunktion wird beispielsweise auf der Basis der Minimierung der Summenquadrate der Abweichungen zwischen der Ausgleichsfunktion und der Datenbasis an die Messdaten angepasst.

Zur Optimierung der Wind-Wellen-Korrelationen ist es notwendig, den Einfluss der mathematischen Ansatzfunktion (vgl. Tab. A 3.6), der Klassenbreite der Windrichtungsklassen, des Zeitversatzes zwischen Wind- und Wellenmessung und des Zeitraums, über den die Winddaten gemittelt werden müssen, auf die Güte der statistischen Wind-Wellen-Korrelationen zu untersuchen. Als Kriterium für die Beurteilung der Güte der Korrelationsrechnungen werden der mittlere Betrag der Differenz zwischen gemessener und berechneter Wellenhöhe und die Streubreite der zugehörigen Konfidenzintervalle sowie die Korrelationskoeffizienten und die Steigung der Ausgleichsgeraden zwischen gemessenen und berechneten Wellenhöhen (vgl. Abb. A 3.50) empfohlen.

Tab. A 3.6: Ausgewählte Ansatzfunktionen für die Ermittlung von Wind-Wellen-Korrelationen

Polynom 1. Ordnung	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u$
Polynom 2. Ordnung	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u + c_2 \cdot u^2$
Polynom 3. Ordnung	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u + c_2 \cdot u^2 + c_3 \cdot u^3$
Potenzfunktion	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u^{c2}$
Exponentialfunktion	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot \exp(c_2 \cdot u)$
Gemischte Anpassungsfunktion	$H_{m0} = c_0 + c_1 \cdot u^{c2} \cdot \exp(c_3 \cdot u)$

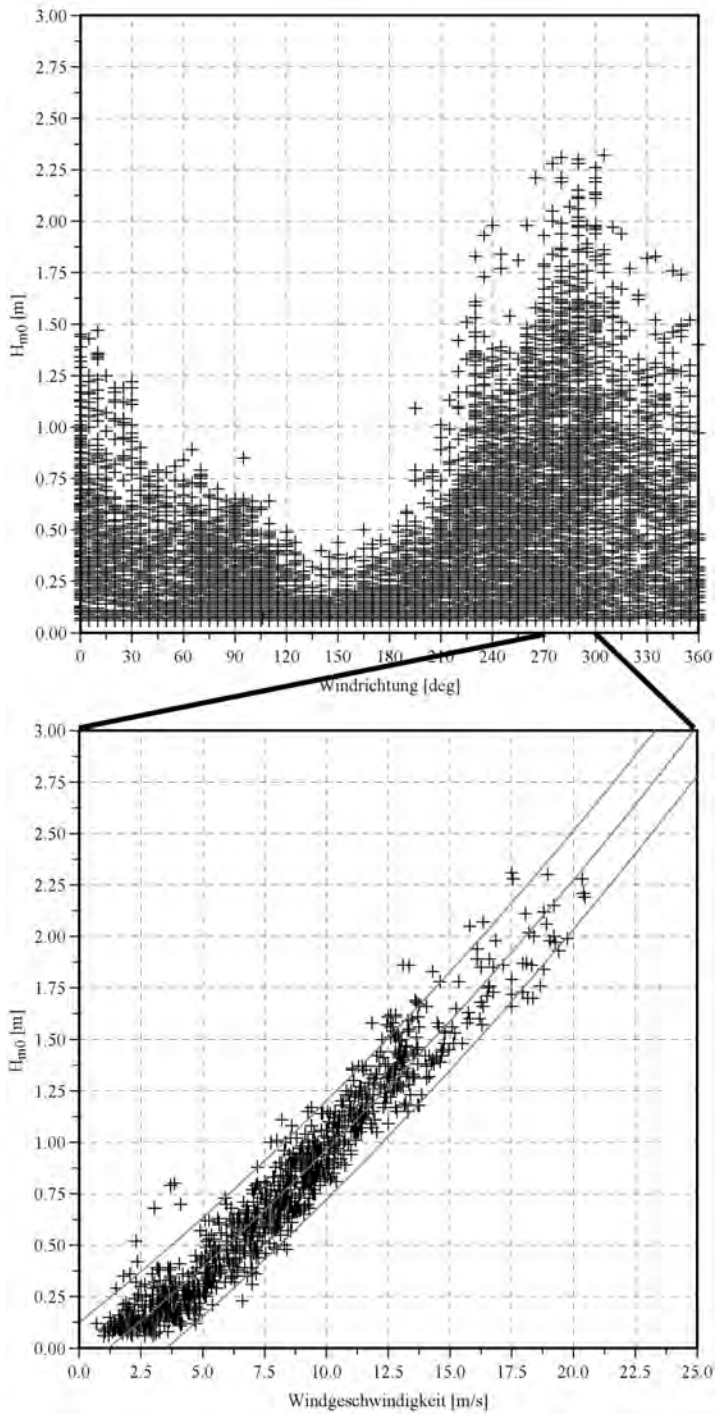


Abb. A 3.47: Gemessene signifikante Wellenhöhen in Abhängigkeit von der mittleren Windgeschwindigkeit im Projektgebiet Heiligenhafen und Korrelationsfunktion mit zugehörigem 90 % Konfidenzintervall. Beispiel Windrichtungsklasse 270°≤ Θ_{Wind} < 300° (FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1999)

Wellenanlaufrichtungen

Ein weiterer, wesentlicher Schritt für die Anwendung von Wind-Wellen-Korrelationen als Grundlage für die Bemessung von Bauwerken im Küstenwasserbau ist die Beschreibung des Zusammenhangs zwischen der Windrichtung und der Wellenanlaufrichtung. Die in der Ingenieurpraxis im Allgemeinen angewendeten parametrischen Seegangsvorhersageverfahren gehen davon aus, dass im Tiefwasser die Wellenanlaufrichtung der Windrichtung entspricht. Diese Annahme ist für viele Anwendungen zu stark vereinfachend und nicht ausreichend genau (vgl. z. B. SCHADE, 1991; STROTMANN et al., 1992). Durch die Berücksichtigung von Flachwassereffekten sowie Einflüssen aus der Berandung des Windfeldes können Abweichungen zwischen berechneter und tatsächlicher Wellenanlaufrichtung bei Seegangsvorhersageverfahren vermindert werden.

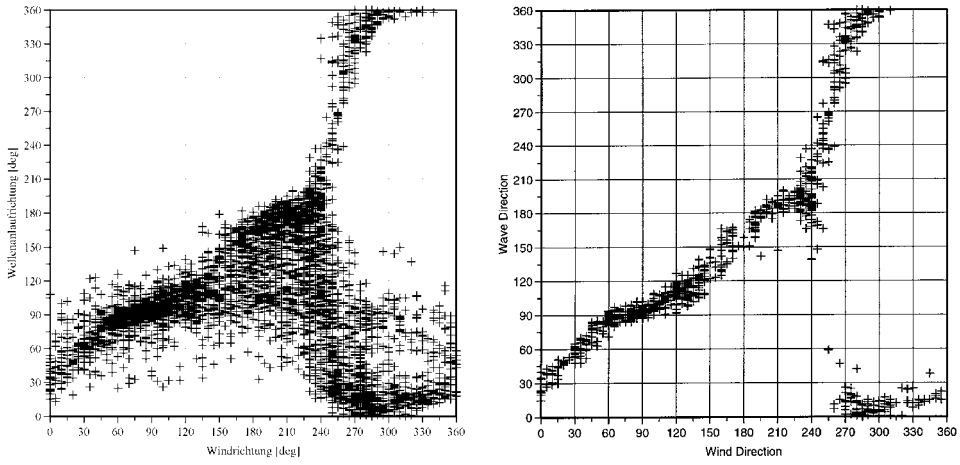
Auf der Basis von gemessenen Wind- und Seegangsparametern wird der statistische Zusammenhang zwischen der Wind- und der Wellenanlaufrichtung ermittelt. In Abb. A 3.48 ist die grundsätzliche Vorgehensweise dargestellt. Die für die Korrelation zugrunde gelegten Daten (Abb. A 3.48a) werden in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit klassifiziert als:
– Starkwindereignisse[5] (im Bsp. $\overline{U} > 7{,}5$ m/s, Abb. A 3.48b),
– Ereignisse mit mäßigem Wind (im Bsp. 5 m/s $\leq \overline{U} \leq 8{,}5$ m/s, Abb. A 3.48c) und
– Ereignisse mit schwachem Wind (im Bsp. $\overline{U} < 5$ m/s, Abb. A 3.48d).

Für die Verhältnisse im ausgewählten Projektgebiet (Schönhagen) ergibt sich bei der Betrachtung aller Ereignisse (Abb. A 3.48a) erwartungsgemäß keine direkte Abhängigkeit der Wellenanlaufrichtungen von den Windrichtungen. Die Wellenanlaufrichtungen sind teilweise völlig unabhängig von der Windrichtung, insbesondere bei ablandigem Wind (in diesem Beispiel Wind aus westlichen Richtungen). Eine nach der mittleren Windgeschwindigkeit differenzierte Betrachtung des Zusammenhangs zwischen Wind- und Wellenanlaufrichtungen ergibt ein verändertes Bild.

Für Starkwindereignisse (Abb. A 3.48b) werden deutliche Abhängigkeiten zwischen Wind- und Wellenanlaufrichtungen beobachtet. Auch wenn sich die Wind- und die Wellenanlaufrichtungen mehr oder weniger entsprechen, wird deutlich, dass die Annahme „Wellenrichtung = Windrichtung“ selbst für Starkwindereignisse allgemein nicht haltbar ist. Die Abweichungen zwischen den Wind- und Wellenanlaufrichtungen gehen auch für vergleichsweise einfach strukturierte Seegebiete (wie in diesem Beispiel) deutlich über das theoretisch zu erwartende Maß der Veränderung der Wellenanlaufrichtungen hinaus und können auch durch die Berücksichtigung von Flachwassereffekten sowie der Form des Windfeldes nicht vollständig ausgeglichen werden. Hier müssen neben den Veränderungen der Wellenanlaufrichtungen zusätzlich die Veränderungen der Windrichtungen beim Auftreffen des Windes auf Land berücksichtigt werden.

Für Ereignisse mit mäßigem Wind (Abb. A 3.48c) ergeben sich in diesem Beispiel für Wind aus östlichen Richtungen ähnliche Verhältnisse wie bei den Starkwindereignissen, lediglich die Streubreite der Ergebnisse ist größer. Für Wind aus westlichen Richtungen unterscheidet sich der Zusammenhang jedoch deutlich von den Verhältnissen bei Starkwinder-

[5] Die hier zur Abgrenzung von Ereignissen mit starkem, mäßigem und schwachem Wind angegebenen Grenzwerte der Windgeschwindigkeit wurden auf der Basis von gemessenen Daten festgelegt. Sie müssen grundsätzlich für jedes Projektgebiet neu bestimmt werden. Für drei Projektgebiete in der südwestlichen Ostsee ergaben sich jedoch annähernd gleiche Grenzen. Die angegebenen Grenzwerte sind unabhängig von meteorologischen Definitionen zur Einteilung von Windereignissen.



a) Alle Messungen b) U ≥ 7,5 m/s

c) 7,5 m/s ≥ U ≥ 5,0 m/s d) U < 5,0 m/s

Abb. A 3.48: Gemessene Wind- und Wellenrichtungen (Projektgebiet Schönhagen, FRÖHLE et al., 1999)

eignissen. Obwohl der Wind aus westlichen Richtungen (210°–330°) weht, laufen die Wellen aus östlichen Richtungen an. Für Ereignisse mit schwachem Wind (Abb. A 3.48d) ergeben sich erwartungsgemäß größere Streubreiten für die Wellenanlaufrichtungen.

Wellenperioden

Die Wellenperioden werden im Allgemeinen nicht direkt aus den lokalen Windparametern berechnet. Stattdessen erfolgt die Berechnung auf der Basis der kurzzeitstatistischen Zusammenhänge zwischen den signifikanten Wellenhöhen und den mittleren Wellenperioden (Abb. A 3.49). Für die lokale Windsee besteht im Allgemeinen ein guter Zusammenhang zwischen signifikanter Wellenhöhe und signifikanter Wellenperiode, so dass hier nicht der Um-

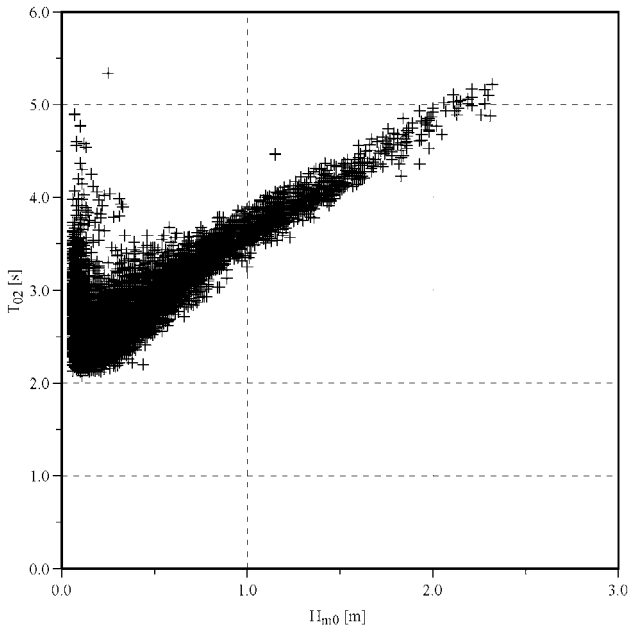


Abb. A 3.49: Zusammenhang zwischen Wellenhöhe und Wellenperiode in den Projektgebieten Heiligenhafen (FRÖHLE et al., 1999)

weg über die Winddaten genommen werden muss. Die Streubreite der Ergebnisse wird hierdurch verringert, und es treten die vergleichsweise geringsten Abweichungen zwischen den gemessenen und den korrelierten Seegangsparametern auf.

Der Zusammenhang muss auf Basis der Messdaten für jede Lokation gesondert berechnet werden. Für die Verhältnisse in der westlichen Ostsee wurde ein weitgehend linearer Zusammenhang zwischen Wellenhöhe und Wellenperiode für Wellenhöhen $H_{m0} \geq 0{,}20$ m ermittelt (vgl. Abb. A 3.49). Für Wellenhöhen $H_{m0} < 0{,}20$ m ist keine direkte Abhängigkeit vorhanden, vielmehr treten hier Wellenperioden im Bereich von $T_{02} = 2{,}0$ s bis etwa $T_{02} = 5{,}0$ s unabhängig von der Wellenhöhe auf. Diese große Bandbreite der Ergebnisse ist auf Dünungseinflüsse zurückführbar. Der Einfluss der Dünung kann für praktische Fragestellungen für die Verhältnisse an der Deutschen Ostseeküste und der Deutschen Nordseeküste häufig vernachlässigt werden. Für die mögliche Einbeziehung der Dünungseinflüsse in die Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen wird auf STROTMANN et al. (1992a) verwiesen.

In Abb. A 3.50 und Abb. A 3.51 werden beispielhaft die Ergebnisse von Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen für ausgewählte Bereiche der Schleswig-Holsteinischen Ostseeküste dargestellt. Für die wesentlichen Seegangsparameter (Wellenhöhe, Wellenanlaufrichtung und Wellenperiode) sind berechnete und gemessene Werte gegeneinander bzw. in zeitlicher Abfolge aufgetragen. Die mittlere Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Parametern betragen etwa $\Delta H_{m0} = 10$ cm, $\Delta\Theta_m = 20°$ und $\Delta T_{02} = 0{,}2$s. Die Steigung der Ausgleichsgeraden beträgt jeweils m = 1,0, d. h. im Mittel sind berechnete und gemessene Werte gleich.

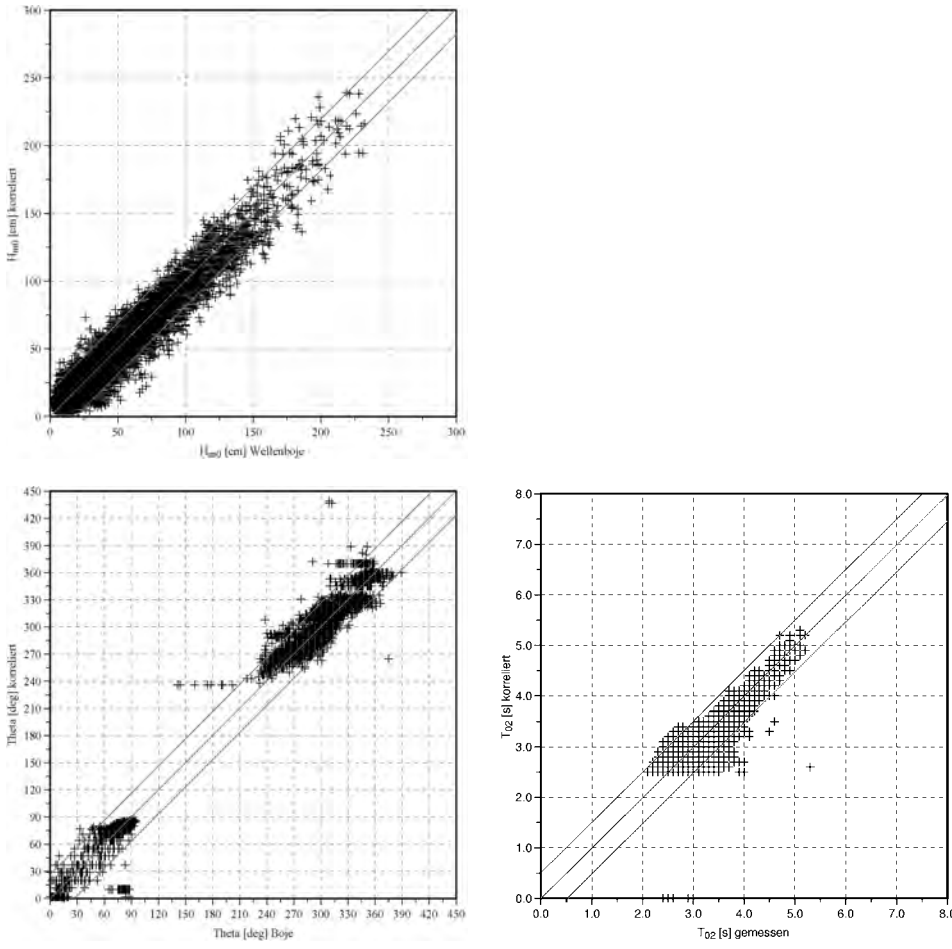


Abb. A 3.50: Berechnete und gemessene Seegangsparameter mit linearer Regression und 90 % Konfidenzintervallen (FRÖHLE et al., 1999)

3.6.5 Schließung von Datenlücken

Für die Schließung von Datenlücken ausgewerteter Seegangsparamter, d. h. die nachträgliche Ermittlung von Seegangsparametern für festgelegte Projektgebiete, eignen sich grundsätzlich rein mathematische Routinen, z. B. lineare und nichtlineare Interpolationen und Spline-Interpolationsverfahren sowie Prognoseverfahren auf der Basis von Wind-Wellen-Korrelationen. Vergleichende Untersuchungen für Gebiete in der westlichen Ostsee (FRÖHLE, 2000) zeigen, dass sich in Abhängigkeit vom gewählten Verfahren und der Dauer einer Datenlücke unterschiedliche Abweichungen von den tatsächlich gemessenen Werten (Abb. A 3.52 und Abb. A 3.53) ergeben. Für Wellenhöhen und Wellenanlaufrichtungen werden die geringsten Abweichungen von den Messwerten mit einer einfachen linearen Regression zwischen dem letzten Wert vor der Messlücke und dem ersten Wert nach der Messlücke erreicht (in Abb. A 3.52 und Abb. A 3.53 gekennzeichnet mit b), wenn die Dauer der Da-

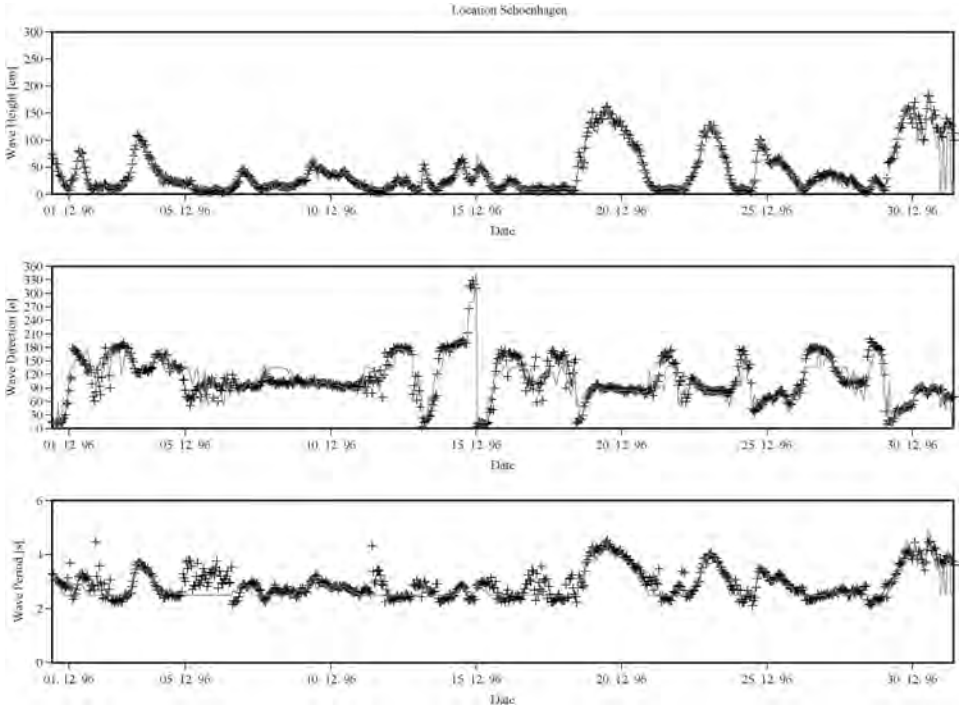


Abb. A 3.51: Gemessene (+) und berechnete (———) Wellenparameter. Projektgebiet Heiligenhafen (vgl. FRÖHLE et al., 1997)

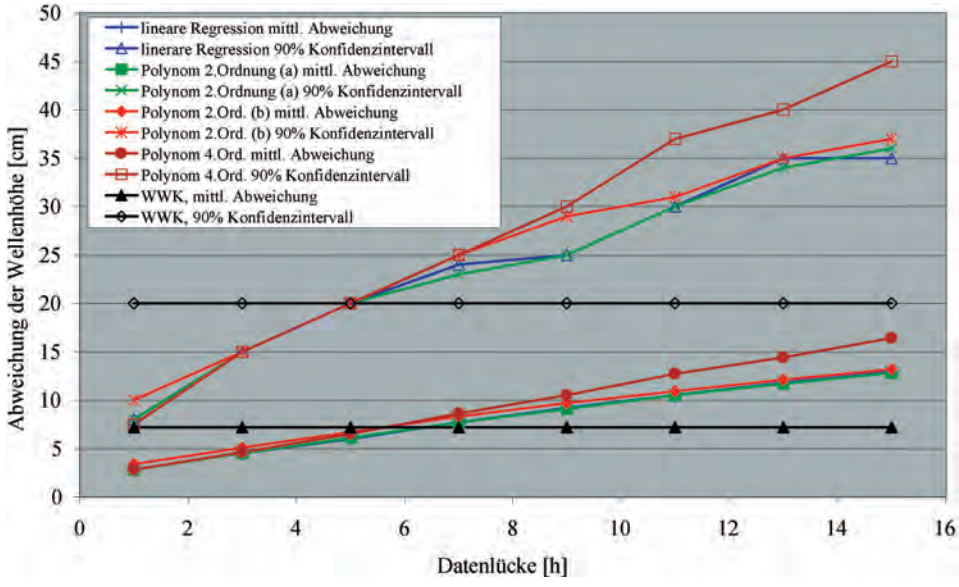


Abb. A 3.52: Abweichung von berechneten Wellenhöhen von Messwerten für ausgewählte Verfahren zur Schließung von Datenlücken
(a): Messwert vor und nach der Datenlücke;
(b): Einbeziehung mehrerer Messwerte vor und nach der Datenlücke

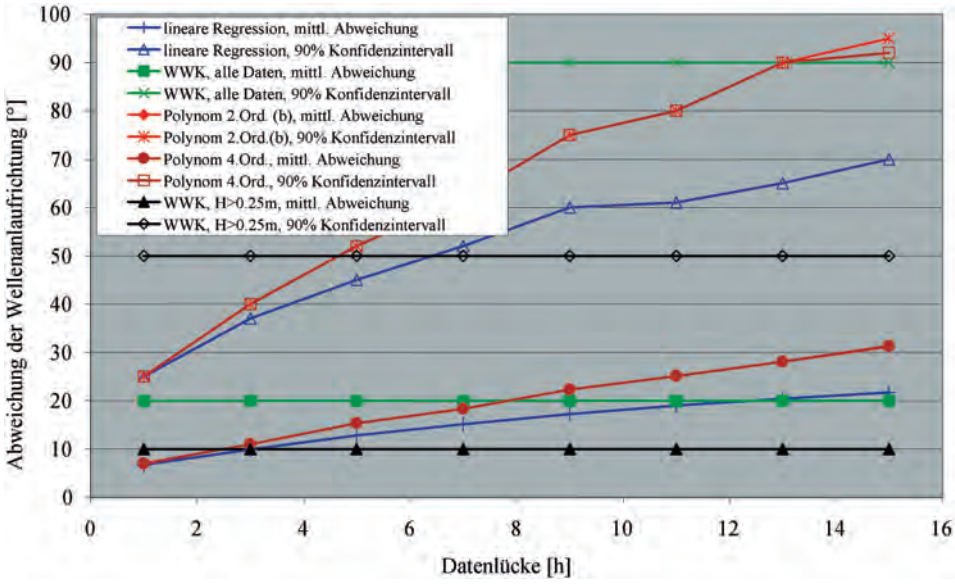


Abb. A 3.53: Abweichung von berechneten Wellenanlaufrichtungen von Messwerten für ausgewählte Verfahren zur Schließung von Datenlücken
(a): Messwert vor und nach der Datenlücke;
(b): Einbeziehung mehrerer Messwerte vor und nach der Datenlücke

tenlücke weniger als 5–6 h beträgt. Mathematisch aufwendigere Verfahren (Spline-Interpolation, nichtlineare Regression, etc.) und auch die Einbeziehung längerer Zeiträume vor bzw. nach der Messlücke (in Abb. A 3.52 und Abb. A 3.53 gekennzeichnet mit b) ergeben im Mittel keine Verbesserung der Ergebnisse; die mittleren Abweichungen werden betragsmäßig eher größer. Für den Fall, dass eine Datenlücke länger als etwa 5–6 h andauert, ergeben sich mit einer Prognose der Seegangsparameter auf der Basis von Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen (vgl. Kap. 3.6.4) die geringsten Abweichungen von den Messwerten.

Grundsätzlich eignen sich rein mathematische Interpolations- und Regressionsverfahren zur Schließung von Datenlücken nicht für große Datenlücken.

3.6.6 Extrapolation von Messreihen auf längere Zeiträume

Seegangsmessungen können im Allgemeinen wegen der beschränkten Zeit und beschränkter Geldmittel nur über vergleichsweise kurze Zeiträume durchgeführt werden, während Windinformationen häufig über lange Zeiträume verfügbar sind. Auf der Grundlage von Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen können gemessene Seegangsdaten auf längere Zeiträume extrapoliert werden. Unter der Annahme, dass sich die grundsätzlichen Beziehungen zwischen den Wind- und den Wellenparametern in Projektgebieten nicht ändern, wird der mögliche Zeitraum lediglich durch die Verfügbarkeit von homogenen und vertrauenswürdigen Winddaten begrenzt.

Die Bandbreite gemessener Windgeschwindigkeiten nimmt im Allgemeinen mit zunehmender Messdauer zu. Da extreme Ereignisse selten eintreten, werden nur in Ausnahmefäl-

len innerhalb des Untersuchungszeitraums extreme Wind- und hieraus resultierend extreme Seegangsbedingungen gemessen. Bevor extrapolierte Daten für weitere Untersuchungen verwendet werden können, ist es notwendig, mögliche Abweichungen der korrelierten Daten (vgl. Abs. 3.6.4) und mögliche Grenzen der Extrapolation abzuschätzen. Weiterhin ist es unabdingbar, grundsätzlich zu klären, inwiefern die den Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen zugrunde liegenden Wind- und Seegangsdaten die Bandbreite möglicher (extremer) Wind- und Seegangsbedingungen enthalten. Hierdurch wird abgeschätzt, ob die Eingangsdaten (Wind und Seegang) ausreichend für die Extrapolation sind und in welcher Größenordnung mögliche Verbesserungen der Wind-Wellen-Korrelationen als Folge einer Verlängerung des Messzeitraums liegen. Diese Untersuchungen sind Grundlage für die Ableitung von Bewertungskriterien zur Beurteilung erforderlicher Messzeiträume für Seegangsmessprogramme.

Sensitivitätsanalysen zur Extrapolation von Seegangsdaten (FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1999 sowie FRÖHLE, 2000) für Projektgebiete in der südwestlichen Ostsee haben ergeben, dass die Extrapolation von Seegangsdaten abhängig von den zulässigen Abweichungen ist. (vgl. Tab. A 3.7).

Tab. A 3.7: Grenz-Windgeschwindigkeiten (U_{gr}) und zugehörige Abweichungen für Wind-Wellen-Korrelationsrechnungen (erweitert nach FRÖHLE u. FITTSCHEN, 1999) (U_{max} : im Messzeitraum erfasste maximale Windgeschwindigkeit)

Grenz-Extrapolations-Windgeschwindigkeit U_{gr} [m/s]			
10 % Abweichung	7,5 % Abweichung	5 % Abweichung	2,5 % Abweichung
$1{,}33*U_{max}$	$1{,}24*U_{max}$	$1{,}16*U_{max}$	$1{,}05*U_{max}$

Für die Durchführung und Planung von Messprogrammen folgt hieraus, dass Seegangsmessungen, die als Basis für die Erstellung von Wind-Wellen-Korrelationen durchgeführt werden, beendet werden können, wenn die zur Korrelation benötigten Wind- und Wellendaten in den betrachteten Windrichtungssektoren bis zu den in Tab. A 3.7 angegebenen Grenz-Windgeschwindigkeiten verfügbar sind[6]. In günstigen Fällen ist es also möglich, Wind-Wellen-Beziehungen auf der Basis von vergleichsweise kurzzeitigen Seegangs-Messkampagnen ohne wesentliche Einschränkungen hinsichtlich der Genauigkeit der Ergebnisse zu ermitteln; Kosteneinsparungen für Messprogramme sind dann erheblich.

[6] Hierbei wird für die Auswertungen davon ausgegangen, dass die Anzahl der für die Ermittlung der Wind-Wellen-Korrelationen zur Verfügung stehenden Datensätze ausreicht, um mit den Regressionsrechnungen physikalisch sinnvolle Ergebnisse zu erzielen.

3.7 Bemessungsseegang

3.7.1 Definitionen und Vorbemerkungen

Bemessungsseegang ist das Seegangsereignis, das die maßgebende Belastung eines Bauwerks oder eines Bauwerksteils hervorruft, oder die Wirkung eines Bauwerks oder einer Baumaßnahme charakteristisch zum Ausdruck bringt.

Da die Belastung oder die Wirkung im Allgemeinen auch von Seegangsrichtung, Wasserstand, Strömung und Wind abhängig sind, muss die Festlegung des Bemessungsseegangs unter Berücksichtigung dieser Einflussgrößen erfolgen. Der Bemessungsseegang ist nicht zwangsläufig das extreme Seegangsereignis, sondern es muss aus verschiedenen möglichen Parameterkombinationen die ungünstigste Belastung oder das ungünstigste funktionelle Verhalten ermittelt werden.

Sofern keine natürliche Obergrenze für die Stärke eines Seegangs vorhanden ist (wie z. B. durch Wassertiefenbegrenzung infolge des Brechkriteriums in flachem Wasser), kann die Auswahl eines Bemessungsseegangs nur unter Berücksichtigung der Lebensdauer (oder Einsatzzeit) und des festzulegenden Risikos erfolgen.

Bauwerke und Baumaßnahmen im Küstenbereich müssen unter funktionellen und konstruktiven Gesichtspunkten bemessen werden. Grundlage für die Planung und die Bemessung hinsichtlich der Seegangswirkung sind gebietsbezogene (örtliche) Informationen über die Häufigkeit der „Stärke" von Seegangsereignissen. Diese sind standardmäßig gekennzeichnet durch die einfachen signifikanten Seegangsparameter (s.a. Abschn. 3.3.2):

– signifikante Wellenhöhe H_s ($H_{1/3}$, H_{m0})
– signifikante oder mittlere Wellenperioden T_s ($T_{H1/3}$ $\overline{T}$, $T_{0,1}$, $T_{0,2}$, T_p)
– Richtung $\overline{\Theta}$

und sollten nach Möglichkeit einen Bezug zu Wasserständen, Wind und ggf. Strömungen aufweisen. Insbesondere können synchrone Windinformationen bei der Bewertung hinsichtlich der statistischen Signifikanz hilfreich sein. Zunehmend können aber auch weitere Informationen zur Struktur des Seegangs angegeben werden (z. B. Häufigkeitsverteilung von Wellenhöhen und Perioden, Gruppierung hoher Wellen, Asymmetrien, Energiedichteverteilung über Frequenz und Richtung) und in Bemessungsverfahren einfließen.

Je nach Aufgabe sind bei der Festlegung von Bemessungsseegang konstruktive und/oder funktionelle Gesichtspunkte zu berücksichtigen.

Die konstruktive Bemessung dient dem Nachweis der Standfestigkeit des Bauwerks oder von Bauwerksteilen und muss daher in jedem Fall extreme Seegangsbedingungen während der Lebensdauer des Bauwerks berücksichtigen. Wegen der üblicherweise vergleichsweise kurzen Zeiträume, für die Seegangsdaten zur Verfügung stehen, muss fast immer eine Extrapolation der Daten mit geeigneten Verfahren der Statistik vorgenommen werden.

Die funktionelle Bemessung behandelt Probleme wie die Schutzwirkung von Bauwerken und Baumaßnahmen und deren Einfluss auf die Umgebung, und kann auch in einer Einschätzung derzeitiger und zukünftiger Zustände der Hydrologie und Morphologie bestehen.

Häufig handelt es sich dabei um Ermittlungen von integralen Größen (z. B. Küstenlängstransport, Abbruchraten) oder von Häufigkeitsangaben (z. B. Überschreitungswahrscheinlichkeiten von Wellenhöhen in Hafenanlagen). Für die funktionelle Bemessung in diesem Sinne gibt es keinen „Bemessungsseegang", sondern es muss die statistische Verteilung von Seegangsereignissen in ausgewählten Zeiträumen zugrunde gelegt werden. Zeiträume

können dabei je nach Aufgabenstellung z. B. mittlere Jahre, mittlere Saisonzeiträume oder mittlere Monate sein.

Es kann jedoch auch notwendig sein, extreme Zustände hinsichtlich der Funktion in die Bemessung einzubeziehen (z. B. maximal zulässige Überlaufwassermenge an Deichen und senkrechten Wänden, Abbruch eines Steilufers oder Rückgang einer Strandvorspülung während eines Sturmereignisses). Dann ist der Bemessungsseegang unter den gleichen Gesichtspunkten wie bei der konstruktiven Bemessung zu wählen.

In den folgenden Abschnitten wird daher bei der Beschreibung der methodischen Vorgehensweise zur Definition von Bemessungsseegang nicht nach konstruktiver und funktioneller Bemessung unterschieden, sondern danach, ob es sich um die Bewertung von integralen Größen und Häufigkeitsangaben oder um das Verhalten in extremen Situationen handelt.

Die zur Definition des Bemessungsseegangs notwendigen Parameter sind abhängig von der Komplexität der zur Verfügung stehenden Bemessungsverfahren (s.a. Abschn. 3.3.4). Diese reichen von Verfahren, die lediglich die Wirkung von regelmäßigen Wellen nach linearer Theorie beschreiben, bis hin zur Berücksichtigung der vollständigen dreidimensionalen Struktur des Seegangs. Es liegen teilweise nur vereinfachte Verfahren vor (oder es werden wegen des Aufwandes z. B. für Vorbemessungen nur einfache Verfahren angewendet), was bei der Wahl der Bemessungsparameter und/oder von Sicherheitsbeiwerten berücksichtigt werden muss. Weiterhin besteht eine Wechselwirkung zwischen Bemessungsverfahren und Umfang und Qualität der verfügbaren Seegangsdaten (s.a. Abschn. 3.6).

3.7.2 Bemessung bei der Ermittlung integraler Größen und Häufigkeitsangaben

Typische Aufgabenstellungen, für diese Art Probleme sind z. B.:
- Ermittlung von Küstenlängstransport und
- Dämpfungswirkung von Wellenbrechern.

Grundlagen für die Berechnungen sind dann Verteilungen von signifikanten Wellenparametern mit Zuordnungen zu Richtungen (und ggf. Wasserständen). Tab. A 3.8 ist ein Beispiel für eine recht detaillierte Seegangsstatistik mit einer Darstellung der Häufigkeit in bestimmten Höhenklassen und verschiedenen Richtungssektoren. Den jeweiligen Höhenklassen sind die ebenfalls dargestellten mittleren Wellenperioden und Wasserstände zugeordnet.

Zur Ermittlung z. B. des Küstenlängstransports kann für jede Kombination von Höhenklasse und Richtungssektor nach einem geeigneten Verfahren (z. B. der CERC-Formel) die Transportmenge und -richtung entsprechend der angegebenen Häufigkeit berechnet und die Summe gebildet werden, die dann einer mittleren Jahressumme in dem der Tabelle zugrunde liegenden Messzeitraum entspricht.

Einen Übergang zur Extremwertstatistik stellt die Ermittlung von Seegangszuständen dar, deren Überschreitung mit einer bestimmten Dauer im Jahr (z. B. fünf Tage) zugelassen werden soll. Auch diese Aufgabenstellung kann auf der Grundlage von tabellarisch zusammengestellten Wellenparametern mit den entsprechenden Häufigkeitsangaben behandelt werden. Hierzu werden dann Veränderungen der Wellenhöhe jeder Klasse (durch z. B. Refraktion, Shoaling, Diffraktion) berechnet. Für eine Darstellung der Gesamtheit der Ergebnisse kann dann eine graphische Summierung der für die verschiedenen Richtungssektoren gewonnen Ergebnisse vorgenommen werden. Die graphische Summierung wird angewendet, um die in jedem Richtungssektor nach der Umrechnung vorhandenen unterschiedlichen neuen Klassengrenzen (die Häufigkeiten der Originalklasse wird beibehalten) zusammenführen zu können.

Tab. A 3.8: Mittlere Häufigkeit der Wellenhöhen und Wellenanlaufrichtungen mit zugehörigem Mittelwert der Wellenperiode (T_{02}) und zugehörigem Mittelwert des Wasserstandes (Bsp. Projektgebiet Heiligenhafen, Zeitraum 1991–1998, FRÖHLE et al., 1999)

Häufigkeitsverteilung der Seegangs, Projektgebiet Heiligenhafen (01.01.1991 – 31.12.1998)

H_{m0}	N		NE		E		SW		W		NW		
cm	0	22,5	45	67,5	90	...	225	247,5	270	292,5	315	337,5	Summe
0–25	0,09965	0,00023	0,00125	0,00852	0,03358		0,01445	0,01680		0,11194	0,08042	0,04032	0,40714
25–50	0,01213	0,00499	0,00483	0,02045	0,03215		0,00158	0,02023	0,04249	0,04674	0,04299	0,01685	0,24541
50–75	0,01478	0,00220	0,00197	0,00436	0,00792		0,00011	0,00553	0,02804	0,04883	0,02949	0,00603	0,14925
75–100	0,00750	0,00090	0,00026	0,00050	0,00088			0,00197	0,01231	0,03733	0,02498	0,00474	0,09136
100–125	0,00319	0,00021	0,00012	0,00049	0,00005			0,00071	0,00410	0,02313	0,02048	0,00305	0,05553
125–150	0,00164	0,00017						0,00012	0,00179	0,01182	0,01286	0,00132	0,02972
150–175	0,00105	0,00006						0,00015	0,00076	0,00454	0,00534	0,00070	0,01260
175–200	0,00044							0,00002	0,00017	0,00140	0,00261	0,00043	0,00505
200–225	0,00021								0,00006	0,00080	0,00114	0,00011	0,00232
225–250	0,00014									0,00040	0,00050	0,00008	0,00111
250–275	0,00008									0,00008	0,00020	0,00005	0,00040
275–300	0,00005								0,00002		0,00002		0,00008
300–325													
325–350										0,00003			0,00003
Summe	0,14085	0,00876	0,00842	0,03430	0,07457		0,01614	0,04554	0,08972	0,28703	0,22102	0,07365	1,00000

Zugehörige mittlere Wellenperiode T_{02} (s)

H_{m0}	N		NE		E		SW		W		NW	
cm	0	22,5	45	67,5	90	...	225	247,5	270	292,5	315	337,5
0–25	2,7	2,6	2,6	2,5	2,6		2,7	2,6		2,6	2,7	2,6
25–50	2,8	2,7	2,7	2,7	2,7		2,7	2,8	2,8	2,8	2,8	2,7
50–75	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0		3,0	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
75–100	3,4	3,4	3,3	3,4	3,3			3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
100–125	3,7	3,7	3,7	3,7	3,7			3,7	3,7	3,7	3,7	3,7
125–150	4,0	4,0						4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
150–175	4,3	4,3						4,3	4,3	4,3	4,3	4,3
175–200	4,6							4,7	4,7	4,6	4,6	4,6
200–225	4,9								4,9	4,9	4,9	5,0
225–250	5,3									5,2	5,2	5,3
250–275	5,5									5,5	5,5	5,4
275–300	5,8								5,9		5,7	
300–325												
325–350												

Zugehöriger mittlerer Wasserstand (cm)

H_{m0}	N		NE		E		SW		W		NW	
cm	0	22,5	45	67,5	90	...	225	247,5	270	292,5	315	337,5
0–25	503	519	509	506	504		497	492		497	501	505
25–50	517	520	516	507	505		499	491	492	497	503	510
50–75	526	539	535	518	516		502	481	483	494	507	514
75–100	532	554	572	536	530			484	476	490	506	512
100–125	542	563	616	548	536			481	471	487	502	516
125–150	538	572						480	457	483	496	515
150–175	542	644						487	460	475	493	519
175–200	556							486	453	470	491	520
200–225	595								449	476	486	509
225–250	581									464	493	479
250–275	610									448	490	508
275–300	617								531		437	
300–325												
325–350										503		

Abbildung A 3.54 gibt ein Beispiel für eine so vorgenommene Berechnung der Veränderung von Seegang von tiefem Wasser (hier 20 m) zur Untersuchungslokation durch Refraktion und Shoaling und die durch Diffraktion abgeminderten Wellenhöhen an verschiedenen Lokationen in einem Hafen als Überschreitungshäufigkeiten.

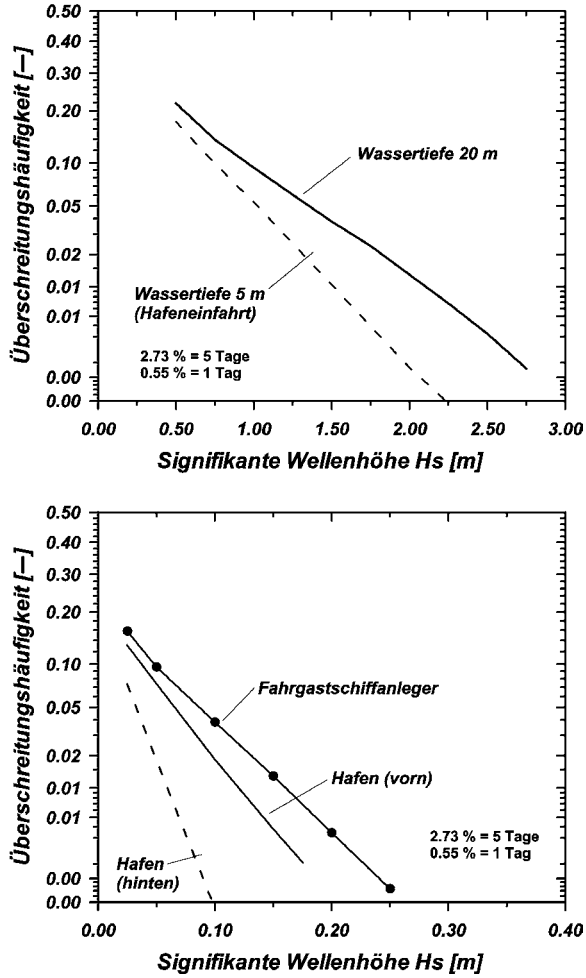


Abb. A 3.54: Beispiel für die Darstellung der Veränderung von Seegang mit der Wassertiefe (Refraktion und Shoaling) und die durch Diffraktion abgeminderten Wellenhöhen an verschiedenen Lokationen in einem Hafen als Überschreitungshäufigkeiten

3.7.3 Bemessung auf extreme Ereignisse und Risikoaspekte

Für die konstruktive Bemessung und/oder zur Abschätzung extremer Zustände hinsichtlich der Funktion des Bauwerks (z. B. maximal zulässige Überlaufwassermenge, Abbruch eines Steilufers, Rückgang einer Strandvorspülung während eines Sturmereignisses) ist eine Abschätzung von extremen Seegangsereignissen für einen Betrachtungszeitraum (z. B. Lebensdauer des Bauwerks, Dauer einer Baumaßnahme) notwendig. Wegen der üblicherweise geringeren Dauer der zur Verfügung stehenden Daten muss eine Extrapolation mit geeigneten Verfahren der Extremwertstatistik vorgenommen werden (siehe Kapitel 8).

Häufig, aber nicht grundsätzlich zutreffend, besteht dies in der Einschätzung von signifikanten Seegangsparametern (meist nur der richtungsabhängigen signifikanten Wellenhöhe

H_s, der dann ein signifikanter Periodenparameter zugeordnet wird) mit einer bestimmten Häufigkeit, ausgedrückt durch das Wiederkehrintervall. Diese Vorgehensweise wird im Allgemeinen als deterministische Bemessung bezeichnet.

Aussagen zur Frage, wie extrem der Seegang in einem bestimmten Zeitraum werden kann, können nur im Sinne der Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens bestimmter Werte angegeben werden.

Zwar wird häufig für Bauwerke im Küstenbereich, deren Versagen nicht extrem sicherheitsrelevant ist, z. B. ein Seegangsereignis mit einem Wiederkehrintervall von 50 bis 100 Jahren für die Bemessung gewählt (siehe z. B. GODA, 2000). Grundsätzlich muss aber gesehen werden, dass die Festlegung des der Bemessung zugrunde zu legenden Seegangsereignisses von der geplanten Lebensdauer und dem gewählten Risiko, d. h. dem Produkt aus Schadenshöhe im Versagensfall und der Wahrscheinlichkeit des Versagens abhängt.

Die Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens eines Ereignisses mit einem bestimmten Wiederkehrintervall innerhalb der Lebensdauer eines Bauwerks (encounter probability) kann näherungsweise (für die genauen Zusammenhänge, Herleitungen und Formeln wird auf Abschn. 8.5 verwiesen) nach der Formel

$$p = \left\{1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^N\right\} \cdot 100$$

mit

T_R = Wiederkehrintervall (Jahre)
N = Lebensdauer (Jahre)
p = Wahrscheinlichkeit des Erreichens oder Überschreitens der Wellenparameter

berechnet werden. Für eine Lebensdauer von 30 Jahren sind danach die folgenden Wahrscheinlichkeiten zu erwarten (siehe dazu auch Abb. A 8.5 in Abschn. 8.5):

T_R	P (N = 30 Jahre)
50 Jahre	45 %
100 Jahre	26 %
200 Jahre	14 %
500 Jahre	6 %
1000 Jahre	3 %

Zwar ist auch die Auswahl dieser Wahrscheinlichkeiten zunächst wieder willkürlich, es erscheint jedoch eine realistischere Einschätzung und Bewertung möglich. Die von BOCCOTTI (2000) und FRÖHLE (2000) gegebenen Empfehlungen sind in den folgenden Tabellen A 3.9.1 bis A 3.10 zusammengestellt.

Tab. A 3.9: Empfehlung zur Wahl von mittleren Eintrittswahrscheinlichkeiten nach BOCCOTTI (2000)
Tab. A 3.9.1: (Mindest-)Nutzungsdauer n [Jahre]

Sicherheitsstufe [(1)] → / Bauwerksart ↓	1	2	3
Allgemeine Nutzung	25	50	100
Spezielle industrielle Nutzung	15	25	50

Tab. A 3.9.2: Maximale Eintrittswahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer

Wirtschaftliche Folgen im Schadensfall [2]	Risiko für Menschenleben [3]	
	gering	hoch
niedrig	0,20	0,15
mittel	0,15	0,10
hoch	0,10	0,05

Tab. A 3.9.3: Maximale Eintrittswahrscheinlichkeit während der Nutzungsdauer (zweite Überprüfung für geschüttete Wellenbrecher; Seegang, dem ein Wellenbrecher ohne Beschädigung standhalten muss)

Wirtschaftliche Folgen im Schadensfall [2]	Risiko für Menschenleben [3]	
	gering	hoch
niedrig	0,50	0,30
mittel	0,30	0,20
hoch	0,25	0,15

[1] Stufe 1: Bauwerke von örtlicher Bedeutung; geringes Risiko für Verluste von Menschenleben oder Umweltschäden im Versagensfall. Stufe 2: Bauwerke von allgemeiner Bedeutung; mittleres Risiko für Verluste von Menschenleben oder Umweltschäden im Versagensfall. Stufe 3: Hochwasserschutzbauwerke oder Bauwerke von internationaler Bedeutung; hohes Risiko für Verluste von Menschenleben oder Umweltschäden im Versagensfall.

[2] Die Bewertung erfolgt anhand des Quotienten Q zwischen Verlust und Investitionshöhe:

$$Q \leq 5 \Rightarrow \text{niedrig};\ 5 < Q \leq 20 \Rightarrow \text{mittel};\ Q > 20 \Rightarrow \text{hoch}.$$

[3] Risiko für Menschenleben hoch oder gering abhängig davon, ob Verluste an Menschenleben im Versagens- oder Schadensfall erwartet werden oder nicht.

Tab. A 3.10: Anhaltswerte für die Festlegung von Eintrittswahrscheinlichkeiten von Seegangseingangsdaten für die konstruktive Bemessung von Bauwerken in Abhängigkeit von gegebenen Gefährdungspotentialen (Zusammengestellt nach Angaben in: CUR 1991, EM 1614 1995, EAK 1993 und diversen Fallstudien) (aus FRÖHLE, 2000)

Art der Gefährdung	mittlere Eintrittswahrscheinlichkeit und entsprechender Wiederholungszeitraum	Eintrittswahrscheinlichkeit während des Nutzungszeitraumes
Menschenleben unmittelbar gefährdet	$10^{-4} \triangleq$ 10 000 Jahre	< 1 %
Hohe Sachwerte[7] gefährdet Menschenleben gefährdet	10^{-3}–$10^{-4} \triangleq$ 1000–10 000 Jahre	< 5 %
Hohe Sachwerte[7] gefährdet Menschenleben nicht gefährdet	10^{-2}–$10^{-3} \triangleq$ 100–1000 Jahre	5 %–25 %
Sachwerte[7] gefährdet Menschenleben nicht gefährdet	$2 \cdot 10^{-2}$–$1 \cdot 10^{-2} \triangleq$ 50–100 Jahre	25 %–50 %
geringe Sachwerte[7] gefährdet Menschenleben nicht gefährdet	$> 2 \cdot 10^{-2} \triangleq$ < 50 Jahre	> 50 %

[7] Verluste als Folge von Betriebsausfällen sind einzuschließen.

Die Auswahl des Bemessungsseegangs kann auch nicht unabhängig von der Baumaßnahme bzw. dem Versagenskriterium oder der Art eines vorgegebenen funktionalen Grenzwertes (z. B. Wellenauflaufhöhe, Überlaufmenge) gesehen werden. Vielmehr muss der Bemessungsseegang mit dem ggf. zugehörigen Wasserstand konsequenterweise nach dem Wiederkehrintervall des maßgebenden Versagenskriteriums oder Grenzwertes bestimmt werden. Dies setzt zuallererst die Kenntnis der möglichen Versagensursachen voraus. Danach ist ggf. durch Variation verschiedener Kombinationen von Wasserständen und Wellenparametern mit entsprechenden Wiederkehrintervallen die Wahrscheinlichkeit des Versagens oder des Überschreitens von vorzugebenden Grenzwerten festzulegen.

Kann das Versagenskriterium selber noch mit einer Wahrscheinlichkeit belegt werden, führt dies zur „Probabilistischen Bemessung" (bei GODA, 2000: *probabilistic approach/reliability-based design*).

Die probabilistische Bemessung ist nach GODA (2000) theoretisch der deterministischen Bemessung überlegen, weil sie die Unsicherheit der verschiedensten in die konstruktive Planung eingehenden Faktoren berücksichtigt. Er weist jedoch auf die grundsätzliche Problematik der Wahl von Lebensdauern und zulässigen Werten der Versagenswahrscheinlichkeiten hin.

Als möglichen Ausweg bezeichnet er die Kosten-Nutzen-Analyse, bei der die Konstruktionskosten für vorgegebene Bemessungswerte und die Kosten aus zu erwartenden Bauwerksschäden berechnet werden. Zur Bemessung werden dann die Randbedingungen angesetzt, bei denen die Gesamtkosten am geringsten werden.

Eine ausführliche Beschreibung der gesamten Problematik der Bemessung von Küstenschutzmaßnahmen mit Beispielen für verschiedene Bemessungsarten wird von HEADLAND et al. in HERBICH (2000) gegeben.

3.7.4 Kurzzeitstatistik

Wegen der besonderen Bedeutung der statistischen Verhältnisse der Parameter H und T einzelner Wellen im Zeitbereich für Simulationen und ggf. auch im Rahmen von Bemessungsverfahren soll diese bereits in Kap. 3.3.3 angesprochene Thematik im Folgenden etwas ausführlicher behandelt werden (s. dazu auch FRÖHLE, 2000).

Zwischen den Höhen einzelner in einer Messung erfassten Wellen bestehen statistische Zusammenhänge, die nach Untersuchungen von LONGUET-HIGGINS unter bestimmten Voraussetzungen (engbandiges Spektrum) durch die RAYLEIGHsche Verteilungsfunktion beschrieben werden können.

Die Wahrscheinlichkeitsdichte p der RAYLEIGH-Verteilung ist

$$p = \frac{dP}{dH} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{H}{H^2_m} \cdot \exp - \left[\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{H}{H_m} \right)^2 \right]$$

und die Wahrscheinlichkeit p des Auftretens einer Welle bestimmter Höhe H ist

$$P = 1 - e^{- \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{H}{H_m} \right)^2}.$$

Aufbauend auf der RAYLEIGHschen Verteilungsfunktion ergeben sich die Beziehungen zwischen den charakteristischen Wellenhöhen wie folgt:

$H_m = 0{,}63 \cdot H_{1/3}$ (entsprechend gilt $H_{1/3} = 1{,}59 \cdot H_m$)
$H_{1/10} = 1{,}27 \cdot H_{1/3}$
$H_{1/100} = 1{,}67 \cdot H_{1/3}$
$H'_{max} = 1{,}86\ H_{1/3.}$

Hinsichtlich der wahrscheinlichsten maximalen Wellenhöhen H'_{max} ist anzumerken, dass H'_{max} abhängig ist von der Anzahl N der Wellen im Sturm. Nach der Theorie von LONGUET-HIGGINS ist (vgl. Kap. 3.3.3)

$$H'_{max} = 1{,}13 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_m \quad \text{bzw.} \quad H'_{max} = 0{,}707 \cdot \sqrt{\ln N} \cdot H_{1/3}.$$

Die Gleichung (vgl. Tab. A 3.11) zeigt, dass die Wellenhöhe H'_{max} unbegrenzt mit der Anzahl der Wellen zunimmt. Der oben angegebene Zahlenwert für H'_{max} gilt für N = 1000 Wellen.

Tab. A 3.11: Verhältnis $H'_{max} / H_{1/3}$ nach LONGUET-HIGGINS

Anzahl N	$H'_{max} / H_{1/3}$
100	1,52
500	176
1 000	1,86
10 000	2,15
100 000	2,40

Geht man von einer mittleren Wellenperiode von 7 s aus, so würde N = 1000 Wellen einer Dauer des Ereignisses von rd. 2 Std. entsprechen, bei N = 10 000 bereits rd. 20 Std.. Im Vergleich dazu liegen die Messdauern für einzelne Messungen bei lediglich 20 bis 30 Minuten. Bei einer Extrapolation auf längere Zeiträume ist zu beachten, dass Veränderungen des Windfeldes oder wechselnde Wasserstände in der Natur auftreten und die Voraussetzungen der Stationärität i. A. nicht gegeben sind. Verhältniswerte $H'_{max}/H_{1/3}$ > rd. 2,0 sind daher in Naturmessungen kaum zu erwarten. Treten deutlich höhere Verhältnisse $H'_{max} / H_{1/3}$ auf, muss die Möglichkeit von „freak-waves" (und deren Ursache) oder Messfehlern geprüft werden.

Auch die Beziehungen zwischen H_m, $H_{1/10}$, $H_{1/100}$ zu $H_{1/3}$ sind, da die Voraussetzungen der RAYLEIGH-Verteilung und der Theorie von LONGUET-HIGGINS nur näherungsweise erfüllt sind, keine festen Werte. Veränderungen sind bedingt durch die Verteilung der Wellen aber auch durch deren Asymmetrie. Anzumerken ist ferner (SILVESTER, 1974), dass im Schrifttum die Verteilungsfunktionen auch auf die H_{rms}-Wellenhöhe anstatt auf H_m bezogen wird, welches bei Vergleichen zu beachten ist.

In diesem Zusammenhang durchgeführte Auswertungen von WAVERIDER-Messungen im Franzius-Institut zeigen, dass geringe Messzeiten (teilweise werden nur 5-Minuten- oder 10-Minuten-Messungen durchgeführt) zu erheblichen Fehlern führen können und eine Messzeit von jeweils 30 Min. im Hinblick auf die Erfassung statistischer Gesetzmäßigkeiten möglichst nicht unterschritten werden sollte.

Wird dieses beachtet, so zeigen Auswertungen von Messungen in vergleichsweise tiefem Wasser für verschiedene Seegebiete eine recht gute Übereinstimmung zur Theorie (Beispiel Sylt, WAVEC-Messungen, Abb. A 3.55).

Auch die vorher genannten Beziehungen zum spektralen Wellenhöhenparameter H_{m0} werden durch Messungen bestätigt, während Beziehungen zwischen Wellenhöhenparame-

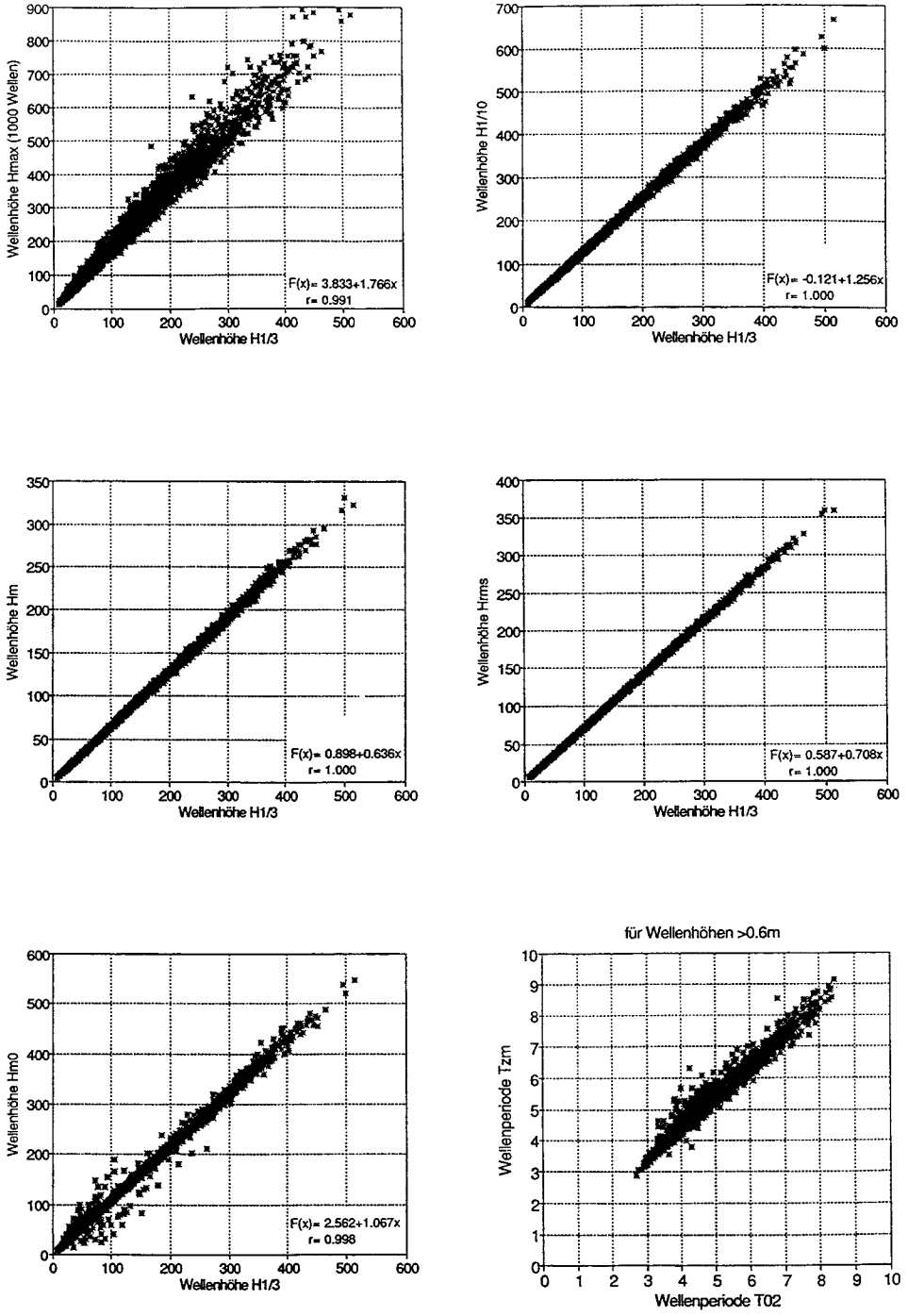


Abb. A 3.55: Kurzzeitstatistische Auswertungen von Seegangsmessungen, Beispiel Sylt (STROTMANN et al., 1992)

tern und Periodenparametern erwartungsgemäß große Streuungen aufweisen (SCHÜTTRUMPF, 1973) und funktionale Abhängigkeiten, die im Schrifttum vielfach angegeben werden, nicht bestehen.

Kurzzeitstatistische Beziehungen werden schließlich durch Flachwassereffekte und insbesondere durch Brechvorgänge entscheidend beeinflusst. Auf die Untersuchungen von SIEFERT, (1973) und die dort gegebenen Hinweise für deutsche Küstenverhältnisse (im Wesentlichen Wattgebiete der Nordsee) sei in diesem Zusammenhang besonders hingewiesen.

In den Auftragungen der Messungen von SIEFERT liegen die Verhältnisse $H_{1/3}$ / H_m (bei SIEFERT mit $C_{1/3}$ bezeichnet) zwischen etwa 1,3 und 1,6 (theoretischer Wert nach RAYLEIGH 1,59) und weisen damit eindeutig auf eine wassertiefenabhängige Verformung der Verteilungsfunktion der Wellenhöhen hin. Beispiele aus Messungen über einer 1 : 30 geneigten ebenen Böschung in einem hydraulischen Modell sind in GÖTSCHENBERG u. DAEMRICH (1987) gegeben.

Grundsätzlich können auch aus den Diagrammen zur Ermittlung der Wellenhöhen nach GODA (1985 und 2000) (s. a. Abschn. 3.4.4) die dem theoretisch/empirischen Modell zugrunde liegenden Verhältniswerte zwischen maximalen Wellen (wobei GODA dort $H_{1/250}$ als maximale Welle wählt) und signifikanten Wellenhöhen $H_{1/3}$ bestimmt werden.

Von WEISS (2001) werden die folgenden Verhältniswerte für den Sekundärseegang (nach dem Brechen) empfohlen, die auf Messungen und Erfahrungen im Ostseebereich aufbauen, aber auch durch die vorgenannten Quellen bestätigt werden (Tab. A 3.12):

Tab. A 3.12: Zeitbereichsparameter nach dem Brechen (WEISS, 2001)

$H_m^{sek} = 0{,}6\ H_{max\,(1/100)}^{sek}$	$H_m^{sek} = 0{,}75\ H_{1/3}^{sek}$	$H_{1/3}^{sek} = 1{,}33\ H_m^{sek}$
$H_{1/3}^{sek} = 0{,}8\ H_{max\,(1/100)}^{sek}$	$H_{max\,(1/100)}^{sek} = 1{,}25\ H_{1/3}^{sek}$	$H_{max\,(1/100)}^{sek} = 1{,}67\ H_m^{sek}$

Diese Werte können als ungünstige Einschätzung von $H_{1/3}^{sek}$ und H_m^{sek} aus H_{max} angesehen werden. Die Abschätzung von H_{max} aus ggf. bekannten Werten von $H_{1/3}^{sek}$ und H_m^{sek} dagegen könnte zu einer Unterschätzung des tatsächlichen Wertes von H_{max} führen, da je nach Lage des betrachteten Ortes zur Brecherzone die Verhältniswerte zwischen den in Tab. A 3.12 zugrunde gelegten und den theoretischen Werten nach der RAYLEIGH-Verteilung liegen, welche in solchen Fällen als auf der sicheren Seite liegend vorgezogen werden sollten.

Wie bereits in Kap. 3.3 erwähnt und auch oben angesprochen, sind auch für tiefes Wasser entsprechende Verhältnisse der Periodenparameter nicht gegeben. Schon für Standardspektren (JONSWAP-Spektren mit verschiedenen γ-Werten) sind die Periodenverteilungen stark unterschiedlich (SOBEY, 1992). Die von LONGUETT-HIGGINS vorgeschlagene gemeinsame Verteilung von Wellenhöhen und Wellenperioden erscheint unrealistisch im Vergleich zu Ergebnissen aus Messungen in der Natur. Die von SOBEY durchgeführten numerischen Simulationen (SOBEY, 1992) zeigen dagegen einen plausiblen Weg zur Ermittlung der Verteilungen für beliebige Seegangsspektren auf.

Soweit bei Simulationsverfahren die Wellenperiode einen starken Einfluss hat (z. B. beim Wellenauflauf), kommt einer realistischen Periodenverteilung eine große Bedeutung zu. Um Unsicherheiten der Verknüpfung von Periodenverteilung und Wellenhöhenverteilung zu vermeiden, sollte die Möglichkeit der Nutzung von Verteilungen kombinierter Parameter (z. B. $H \cdot T$, $\sqrt{H} \cdot T$, H/T^2 o. ä.) geprüft werden.

3.8 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 3

ALR Husum: Dokumentation der Messprogramme des ALR Husum, unveröffentlichter Bericht, Husum, 2002.

Battjes , J. A.: Surf Similarity. Proc. 14th Intern. Conf. on Coastal Eng., Copenhagen, 1974.

Battjes, J. A.: Surf-Zone Dynamics. Annual Reviews Fluid Mechanics, Vol. 20, 1988.

Battjes, J. A.: Run-up Distribution of Waves Breaking on Slopes. Proc. ASCE, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, Vol. 97, No.WW1, 1971.

Battjes, J. A. u. Janssen, J. P. F. M.: Energy Loss and Set-Up Due to Breaking of Random Waves. Proc. 16th Intern. Conf. on Coastal Eng., Hamburg 1978.

Berger, U.: MACH-Reflexion als Diffraktionsproblem. Mitt. d. Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Techn. Univ. Hannover, H. 43, 1976.

Bergmann, H.: Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung senkrechter Wellenschutzbauwerke mit durchlässiger Front. Mitteilungen Leichtweiss-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 147, 2001.

Bishop, C. T.; Donelan, M. A. u. Kahma, K. K.: Shore Protection Manual's Wave Prediction Reviewed. Coastal Engineering, 17, 1992.

Boccotti, B.: Wave Mechanics for Ocean Engineering. Elsevier Oceanography Series, 64, Elsevier, Amsterdam, 2000.

Booij, N.; Ris, R. C. u. Holthuijsen, L. H.: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions 1. Model Description and Validation. J. Geoph. Research, 104, C4, 1999.

Bouws, E. u. Battjes, J. A.: A Monte Carlo Approach to the Computation of Refraction of Water Waves. Journal of Geophysical Research, Vol. 87, NO C8, 1982.

Bouws, E.; Günther, H.; Rosenthal, W. u. Vincent, C. L.: Similarity of the Wind Wave Spectrum in Finite Depth Water. Journal of Geophysical Research, Vol. 90, 1985a.

Bouws, E. et al.: A Shallow Water Intercomparison of Three Numerical Wave Prediction Models (SWIM). Quart. J. R. Met. Soc. 111, 1985b.

Byrne, R. J.: Field Occurences of Induced Multiple Gravity Waves. Journal of Geophysical Research, Vol. 74, No. 10, 1969.

Carter, R. W. G. u. Balsillie, J. H.: A Note on the Amount of Wave Energy Transmitted Over Nearshore Sandbars. Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 8, 1983.

CERC: Shore Protection Manual. U. S. Army, Corps of Engineers, Costal Engineering Research Center, Vicksburg, 1977.

CERC: Shore Protection Manual. U.S. Army, Corps of Engineers, Costal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984.

Chaplin, J. R.: Developments of Stream-Function Wave Theory. Coastal Engineering, 3, 1980.

Clauss, G.; Lehmann, E. u. Östergaard, C.: Meerestechnische Konstruktionen. Springer Verlag, Berlin, 1988.

Collins, J. I.: Probabilities of Breaking Wave Characteristics. Proc. 13th Intern. Conf. on Coastal Eng., Vancouver, 1972.

Daemrich, K. F.: Diffraktion gebeugter Wellen – Ein Beitrag zur Berechnung der Wellenunruhe in Häfen. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.

Daemrich, K. F.; Mai, S.; Ohle, N.: Diffraktion und Reflexion von Richtungsspektren mit linearen Überlagerungsmodellen. Festschrift Prof. Partenscky, Hannover, 1996.

Daemrich, K. F.: Wave Transmission at Submerged Structures. Proceedings WAVES 2001 – Fourth International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis, San Francisco, 2001.

Daemrich, K. F. u. Götschenberg, A.: Simulation von Seegang. In: Arbeits- und Ergebnisberichte 1989-90-91 des Sonderforschungsbereichs 205 – Küsteningenieurwesen – , Hannover, 1991.

Daemrich, K. F. u. Kohlhase, S.: Diffraktion an halbunendlichen Wellenbrechern. Diagramme der Wellenhöhenverteilung hinter totalreflektierenden, linienförmigen Bauwerken. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Techn. Univ. Hannover, H. 47, 1978.

Dally, W. R.: Random Breaking Waves. A Closed-form Solution for Planar Beaches, Coastal Engineering, Vol. 14, 1990.

Dally, W. R.; Dean, R. G. u. Dalrymple, R. A.: Wave Height Variation Across Beaches of Arbitrary Profile. Journal of Geophysical Reseach, Vol. 90, C6, 1985.

D'Angremont, K.; Van der Meer, J. W. u. De Jong, R. J.: Wave Transmission at Low-Crested Structures. Proc. 25th ICCE, Kobe, Japan, 1996.

DEAN, R. G.: Evaluation and Development of Water Wave Theories for Engineering Application. U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, 1973.

DEAN, R. G. u. DALRYMPLE, R. A.: Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey 07632, 1984.

DONELAN, M. A.: Similarity Theory Applied to the Forecasting of Wave Heights, Periods, and Directions. Proc. Of the Canadian Coastal Conference, National Research Council, Canada, 1980.

DVWK: Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern (zusammengestellt von W. ZIELKE). DVWK Schriften, H. 127, 1999.

EGGERT, W.-D.: Diffraktion und Wellentransmission an Tauchwänden endlicher Länge – Ein Beitrag zur Bestimmung der Wellendämpfung teildurchlässiger Bauwerke, Mitt. des Franzius-Instituts f. Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Univers. Hannover, Heft 56, 1983.

EGGERT, W. D. u. KOHLHASE, S.: Wave Transmission and Diffraction at Permeable Breakwaters. Proc. Intern. Conf. on Water Resources Development, Taipei, 1980.

FENTON, J. D.: A Fifth-Order Stokes Theory for Steady Waves. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 111, No. 2, 1985.

FENTON, J. D.: The Numerical Solution of Steady Water Wave Problems. Computers & Geosciences, 14, 1988.

FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 28, 1966.

FÜHRBÖTER, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. d. Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1974.

FÜHRBÖTER, A.; SPARBOOM, U. u. WITTE, H.-H.: Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenauflauf auf glatten und rauhen Deichböschungen mit der Neigung 1:6. Die Küste, H. 50, 1989.

FRIGAARD, P. et. al.: IAHR List of Sea State Parameters – an Update for Multidirectional Waves. Proc. Seminar: Multidirectional Waves and their Interactions with Structures, The National Research Council of Canada, 1997.

FRÖHLE, P. u. FITTSCHEN, Th.: Hydrodynamic Impact of Cliff Coast Areas of the Baltic Sea on the Basis of Directional Wave Measurements. Proc. 1st German-Chinese Joint Seminar on Recent Developments in Coastal Eingineering, Hasenwinkel September 1997, Shaker Verlag, Deutschland 1997.

FRÖHLE, P. u. FITTSCHEN, Th.: Assessment of Short-Term Directional Wave Measurements with Respect to Long-Term Statistical Evaluations. Proc. 5th Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC V), Cape Town, South Africa 1999.

FRÖHLE, P.; FITTSCHEN, Th. u. KOHLHASE, S.: 3. Zwischenbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben „Einfluss von Steiluferabbrüchen an der Ostsee auf die Prozessdynamik angrenzender Flachwasserbereiche". Teilprojekt Hydrodynamik, Wismar 1997 (unveröffentlicht).

FRÖHLE, P.; FITTSCHEN, Th. u. KOHLHASE, S.: Abschlussbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben „Einfluss von Steiluferabbrüchen an der Ostsee auf die Prozessdynamik angrenzender Flachwasserbereiche". Teilprojekt Hydrodynamik, Wismar 1999 (unveröffentlicht).

FRÖHLE, P.: Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenschutzes. Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 2, Rostock, 2000.

GERRITSEN, F.: Wave Attenuation and Wave Set-up on a Coastal Reef. Proc. 17th intern. Conf. on Coastal Eng., Sydney, 1980.

GERRITSEN, F.: Wave Attenuation and Wave Set-Up on a Coastal Reef. Dissertation, University of Trondheim, Norwegian Institute of Technology, 1981.

GERSTNER, F.: Theorie der Wellen. Abhandlungen der königl. böhmischen Gesellschaft der Wissenschaften zu Prag für das Jahr 1802, und: Annalen der Physik. B. 32. St. 4. J.1809. St. 8.

GODA, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures. University of Tokyo Press, 1985.

GODA, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures (2. geänderte Auflage). Advanced Series on Ocean Engineering – Volume 15, World Scientific, Singapore, 2000.

GÖTSCHENBERG, A. u. DAEMRICH, K. F.: Variation of Wave Spectrum Parameters in Shallow Water. Proc. 2nd Int. Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Beijing, China, 1987.

GRÜNE, J.: Atlas von Seegangsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben MTK 464 B - Teil II, Bundesministerium für Forschung und Technologie, September 1992.

HASSELMANN, K. et al.: Measurements of Wind-Wave Growth and Swell Decay During the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Ergänzungsheft zur Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, Reihe A, Nr. 12, 1973.

HERBICH, J. B. (Hrsg.): Handbook of Coastal Engineering. MCGRAW-HILL, 2000.

HOLTHUISEN, L. H. u. BOOIJ, N.: Bottom Induced Scintillation of Long- and Short-Crested Waves. Proc. of the International Symposium: Waves – Physical and Numerical Modelling, Vancouver, Canada, 1994.

HORIKAWA, K.: Coastal Engineering. University of Tokyo Press, Tokyo, Japan, 1978.

HORIKAWA, K.: Nearshore Dynamics and Coastal Processes. Univ. of Tokyo Press, 1988.

HUGHES, S. A.: The TMA Shallow-Water Spectrum Description and Applications. Coastal Engineering Research Center, Technical Report No. 84-7, Vicksburg, 1984.

HUNT, I. A.: Design of Seawalls and Breakwaters. Proc. ASCE, Journal of the Waterways and Harbors Division, Vol. 85, No.WW3, 1959.

HURDLE, D. P. u. STIVE, R. J. H.: Revision of SPM 1984 Wave Hindcast Model to Avoid Inconsistencies in Engineering Applications. Coastal Engineering 12, 1989.

IAHR/PIANC: Intern. Ass. for Hydr. Research/Permanent Intern. Ass. of Navigation Congresses. List of Sea State Parameters. Supplement to Bulletin No. 52, Brüssel, 1986.

ISOBE, M. u. KRAUS, N. C.: Derivation of a Third-Order Stokes Wave Theory. Hydraulic Laboratory, Department of Civil Engineering, Yokohama National University, Technical Report N0. 83-1, 1983a.

ISOBE, M. u. KRAUS, N. C.: Derivation of a Second-Order Cnoidal Wave Theory. Hydraulic Laboratory, Department of Civil Engineering, Yokohama National University, Technical Report N0. 83-2, 1983b.

JOHNSON, R. R.; MANSARD, E. P. D. u. PLOEG, J.: Effect of Wave Grouping on Breakwater Stability. Proc. 16th Intern. Conf. on Coastal Eng., Hamburg, 1978.

KAISER, R. u. NIEMEYER, H. D.: Analysis of Directional Spectra in Shallow Environment – Comparison of Field Data and Results from Mathematical Modeling. Proc. of the 4th Intern. Symposium WAVES 2001, Vol. 1, San Francisco, California, Sept. 2001.

KITAIGORODSKII, S. A.; KRASITSKII, V. P. u. ZASLAVSKII, M. M.: On Phillips' Theory of Equilibrium Range in the Spectra of Wind-Generated Gravity Waves. Journal of Physical Oceanography, Vol. 5, 1975.

KOHLHASE, S.: Ozeanographisch-seebauliche Grundlagen der Hafenplanung. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, Heft 57, 1983.

KOHLHASE, S.: The Need to Monitor the Coastal Response to Structural Interventions. Proc. Seminar on Causes of Coastal Erosion in Sri Lanka, Colombo, 1992.

KOKKINOWRACHOS, K.: Hydromechanik der Seebauwerke. Handbuch der Werften, Bd. 15, Hamburg, 1980.

LAITONE, E. V.: Higher Approximation to Non-linear Water Waves and the Limiting Heights of Cnoidal, Solitary and Stokes Waves. U.S. Army, Corps of Engineers, Beach Erosion Board, T.M.-133, Washington, 1963.

LE MEHAUTE, B.: On Non-Saturated Breakers and the Wave Run-up. Proc. 8th Intern. Conf. on Coastal Engineering, Mexico, 1962.

LE MEHAUTE, B.: An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves. Springer Verlag New York, Heidelberg, Berlin, 1976.

LONGUET-HIGGINS, M. S.: On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. Journal of Marine Research, Vol. 11, No. 3, 1952.

MAI, S.; DAEMRICH, K. F. u. ZIMMERMANN, C.: Wellentransmission an Sommerdeichen. Wasser und Boden, 50/11, 1998.

MAI, S.; OHLE, N. u. ZIMMERMANN, C.: Applicability of Wave Models in Shallow Coastal Waters. Proc. of the 5th Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Cape Town, South Africa, S. 170-179, 1999.

MAI, S.; v. LIEBERMAN, N.; FITTSCHEN, T. u. BARTELS, K.: Seegang in der Weser vor Bremerhaven – Ein Vergleich von Naturmessung und numerischer Simulation. HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, Jg. 137, Heft 9, S. 278–281, 2000.

MCCOWAN, J.: On the Solitary Wave. London, Edinburgh, Dublin Philosophical Mag. J. Sci., 5th Series, Vol. 32, 1891.

MCNAIR, E. C. u. SORENSEN, R. M.: Characteristics of Waves Broken by a Longshore Bar. Proc. 12th Intern. Conf. on Coastal Eng., Washington, D. C., 1970.

MICHE, R.: Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur croissante ou décroissante. Ann. des Ponts et Chaussées, 1944.

MITSUYASU, H. et al.: Observations of the Directional Spectrum of Ocean Waves Using a Cloverleaf Buoy. Journ. of Physical Oceanography, Vol. 5, 1975.

Moraes, C. de: Experiments of Wave Reflection on Impermeable Slopes. Proc. Intern. Conf. on Coastal Eng., Washington, 1970.

Muttray, M.: Wellenbewegung an und in einem geschütteten Wellenbrecher – Laborexperimente im Großmaßstab und theoretische Untersuchungen. Mitteilungen Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, Heft 148, 2001.

Niemeyer, H. D.; Brandt, G.; Gärtner, J.; Glaser, D.; Grüne, J.; Jensen, F. u. Kaiser, R.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste. Berichte der Forschungsstelle Küste, Band 40, Norderney, 1995.

Niemeyer, H. D. u. Kaiser, R.: Untersuchungen zur Deichsicherheit an der Unterems. Arbeiten aus der Forschungsstelle Küste, 13, Herausgeber NLÖ, 1999.

Niemeyer, H. D.; Kaiser, R. u. Weiler, B.: Design Wave Evaluation for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea.Proc. 6th International Workshop on Wave Hindcasting and Forecasting, Monterey, California, USA, 2000.

Nishimura, H.; Isobe, M. u. Horikawa, K.: Higher Order Solutions of the Stokes and the Cnoidal Waves. Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. XX-XIV, No. 2, 1977.

Oelerich, J.: Zur Berechnung des küstenparallelen Sandtransportes. Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, Mitt. H. 108, 1990.

Oumeraci, H.: Funktionelle Hafenplanung unter Berücksichtigung von Schiffsbewegungen infolge Wellenunruhe im Hafen. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 66, 1988.

Partenscky, H.-W.; Kohlhase, S.; Daemrich, K. F.; Scheffer, H.-J. u. Schwarze, H.: Theoretische Vorstudie zur wellendämpfenden Wirkung des Riffs und zum seegangserzeugten Feststofftransport an der Westküste der Insel Sylt. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 67, 1988.

Philipps, O. M.: The Equilibrium Range in the Spectrum of Wind Generated Waves. Journ. of Fluid Mechanics, Vol. 4, 1958.

Pierson, W. J. u. Moskowitz, L.: A Proposed Spectral Form for Fully Developed Wind Seas Based on Similarity Theory of S. A. Kitaigorodskii. Journ. of Geophysical Research, 69, 1964.

Prüser, H.-H.: Zur mathematischen Modellierung der Interaktion von Seegang und Strömung im flachen Wasser. Institut für Strömungsmechanik und elektron. Rechnen im Bauwesen der Univ. Hannover, Bericht Nr. 31, 1991.

Richter, K.: Neue Ergebnisse der Seegangsforschung. Inst. für Schiffbau der Univ. Hamburg, 15. Fortbildungskurs, Hamburg, 1979.

Richter, K.: Seegang als Grundlage für die Ermittlung der hydrodynamischen Lasten. Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft, Band 75, 1981.

Rienecker, M. M. u. Fenton, J. D.: A Fourier Approximation Method for Steady Water Waves. Journal of Fluid Mechanics, 104, 1981.

Ris, R. C.: Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Report no. 97-4, 1997.

Ris, R. C.; Holthuijsen, L. H. u. Booij, N.: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions 2. Verification. J. Geoph. Research, 104, C4, 1999.

Rye, H.: The Stability of Some Currently Used Wave Parameters. Coastal Engineering, 1, 1977.

Sainflou, M.: Essai sur les dignes maritimes verticales. Annales des Ponts et Chaussées, Bd. 28, 1928.

Sakai, T. u. Battjes, J. A.: Wave Shoaling Calculated from COKELET's Theory. Coastal Engineering, 4, 1980.

Schade, D.: Untersuchungen über das Wellenklima an einer Brandungsküste unter Einschluss der Richtungsstruktur des Seegangs, dargestellt am Beispiel der Insel Sylt. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 71, 1991.

Scheffer, H.-J.: Wellenunruhe und Schiffsbewegungen. Ein Beitrag für eine integrierte Hafenplanung. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 61, 1985.

Schüttrumpf, R.: Über die Bestimmung von Bemessungswellen für den Seebau am Beispiel der südlichen Nordsee. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 39, 1973.

Siefert, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1973.

Silvester, R.: Coastal Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company Amsterdam London-New York, 1974.

Skjelbreia, L. u. Hendrickson, J. A.: Fifth Order Gravity Wave Theory with Table of Functions. Nat. Eng. Science Co. Pasadena, Calif., 1962.

Smith, J. M.: Wind-Wave Generation on Restricted Fetches. Miscellaneous Paper CERC-91-2, 1991.

Sobey, R. J.: Variations on Fourier Wave Theory. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 9, 1989.

Sobey, R. J.: The Distribution of Zero-crossing Wave Heights and Periods in a Stationary Sea State. Ocean Engineering, Vol. 19, No 2, 1992.

Sobey, R. J. u. Johnson, T. L.: Diffraction Patterns Near Narrow Breakwater Gaps. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 112, No. 4, July, 1986.

Strotmann, T. u. Kohlhase, S.: Untersuchungen zur wellendämpfenden Wirkung des Riffs vor der Westküste der Insel Sylt. In: BMFT-Forschungsvorhaben Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt, Statusseminar Kiel, 1991.

Strotmann, T.; Fröhle, P. u. Kohlhase, S.: 3. Zwischenbericht des Franzius-Inst. zum BMFT-Forschungsprojekt „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt", Sept. 1992a.

Strotmann, T.; Fröhle, P.; Kohlhase, S. u. Zimmermann, C.: Abschlussbericht zum BMFT-Forschungsvorhaben „Untersuchungen zur Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt" Phase II, Hannover 1992b (unveröffentlicht).

Suhayada, J. N. u. Roberts, H. H.: Wave Action and Sediment Transport on Fringing Reefs. Proc. Third. Intern. Coral Reef Symposium, Miami, 1977.

Svendsen, I. A. u. Jonsson, I. G.: Hydrodynamics of Coastal Regions. Den Private Ingeniorfond, Techn. Univ. of Denmark, Lyngby, 1980.

Tautenhain, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufs – Ein Beitrag zur Bemessung –. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, H. 52, 1981.

Thompson, E. F. u. Vincent, C. L.: Prediction of Wave Height in Shallow Water. Proc. Conf. on Coastal Structures '83, Amer. Soc. of Civil Eng., 1983.

Thornton, E. B. u. Guza, R. T.: Transformation of Wave Height Distribution. Journal of Geophysical Research, Vol. 88, No. C10, 1983.

Tsinker, G.P.: Handbook of Port and Harbour Engineering: Geotechnical and Structural Aspects. Chapman & Hall, 1997.

Tucker, M. J.; Carr, A. P. u. Pitt. E. G.: The Effect of an Offshore Bank in Attenuating Waves. Coastal Engineering, Volume 7, No. 2, 1983.

Van der Meer, J. W.: Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Delft Hydraulics, Publication No. 396, 1988.

Van der Meer, J. W. u. D'Angremond, K.: Wave Transmission at Low-Crested Structures. Proc. Conference on Coastal Structures, London, 1991.

Van der Meer, J. W.: Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters. Delft Hydraulics Publikation number 483, 1993.

Wagner, H.: Theorie der Wellenbewegung. In: Bollrich, G. und Autorenkollektiv: Technische Hydromechanik, Band 2, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1989.

Wagner, H.: Konzeption zur Prognose von durch Wind erzeugten Wellen für kleinere Seegebiete. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, H. 9, 1996.

Wiegel, R. L.: Oceanographical Engineering, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1964.

Wiegel, R. L.: A Presentation of Cnoidal Wave Theory for Practical Application. Jr. of Fluid Mech., Vol. 7, Pt. 2, Cambridge University Press, 1960.

Weiss, D.: Unveröffentlichte Arbeitsunterlagen StAUN Rostock, 2001.

Witte, H.-H.: Druckschlagbelastung durch Wellen in deterministischer und stochastischer Betrachtung. Mitt. des Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, H. 102, 1988.

Witte, J.-O.; Fröhle, P.; Fittschen, Th. u. Kohlhase, S.: Assessment of Long-Term Directional Wave Conditions Based on Nearshore Wind-Wave Correlations. Proc MEDCOAST 99, Antalya, Turkey 1999.

WMO: World Meteorological Organisation. Guide to Wave Analysis and Forecasting. WMO. No. 702, Wave Climate Statistics, Genf, 1988.

Woltering, S.: Eine LAGRANGEsche Betrachtungsweise des Seegangs. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover, H. 77, 1996.

Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100

4. Ansätze für die Bemessung von Küstenschutzwerken

4.1 Einführung

An Küstenschutzwerken, die meistens in geringen Wassertiefen und überwiegend im Bereich der Brandungszone gebaut werden, stellen Seegangskräfte in der Regel die Hauptbelastungsgröße dar. Maßgebend für die Bemessung der Bauwerke sind dabei die Parameter des angreifenden Seeganges, die unmittelbar vor dem Fuß des Bauwerkes auftreten. Wie in Abschn. 3 bereits erläutert, wird der Seegang beim Einlaufen in Flachwasserzonen durch Grundberührung beeinflusst, wenn die Wellenlänge L größer als die doppelte Wassertiefe d wird. Auf den Watten oder durch vorgelagerte Riffe und Platen wird der Seegang infolge der Brandung entscheidend verändert. Es tritt ein verformtes Seegangsspektrum auf, das von Ort zu Ort je nach Topographie, Küstenmorphologie und Wellenanlaufrichtung sehr verschieden sein kann.

Allgemein können die seegangserzeugten Belastungen von Küstenschutzwerken in zwei Gruppen unterteilt werden:

- Belastungen, deren zeitlicher Verlauf analog zu den Phasen der Wellenperiode ist (z. B. Wellenauflauf, Wellenablauf, Wellenüberlauf) und
- Belastungen, die nur während eines Bruchteiles einer Wellenperiode wirksam sind (Druckschlagbelastungen).

In den nachfolgenden Abschnitten werden Last- und Bemessungsansätze von typischen Küstenschutzwerken aus Seegangslasten zusammengefasst. Vorausgesetzt wird hierbei, dass

- die maßgeblichen Wasserstände (vgl. Abschn. 2) und
- die zugehörigen Parameter des Seeganges (vgl. Abschn. 3)

in Bauwerksnähe bekannt sind. Hinsichtlich der im Rahmen der Bauwerksplanung und –bemessung zu untersuchenden Wasserstände ist besonders zu beachten, dass hohe Wasserstände, z. B. bei Sturmflutbedingungen, nicht zwangsläufig zu den ungünstigsten Belastungen führen. Insbesondere unter Einbeziehung funktioneller Kriterien können „mittlere" Verhältnisse entscheidend sein. Die Eintrittshäufigkeiten von Wasserständen und zugehörigen Seegangsbedingungen sind daher im Einzelfall eingehend zu untersuchen.

4.2 Geböschte Bauwerke

4.2.1 Allgemeines

Am Beispiel einer regelmäßigen Welle sind in Abb. A 4.2.1 die geometrischen Beziehungen der Welle auf dem Vorland (Abb. A 4.2.1, links) und der an der Böschung brechenden Welle (Abb. A 4.2.1, rechts) dargestellt. In erster Näherung wird von einem horizontalen Vorland mit konstanter Wassertiefe d ausgegangen. Für die Definition der Vorlandwelle ist von der Welle am Böschungsfuß auszugehen. In guter Näherung sind die Parameter der Vorlandwelle allein durch die Höhe H und die Periode T gegeben.

Zusammen mit der Wassertiefe d können dann die weiteren Parameter der Wellenbewegung (Wellenlänge L, Fortschrittsgeschwindigkeit c) unter Verwendung einer geeigneten Wellentheorie (vgl. Abschn. 3) bestimmt werden.

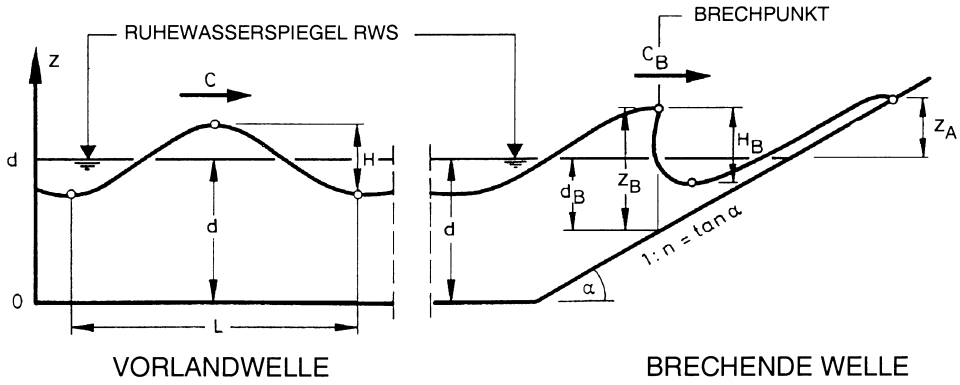


Abb. A 4.2.1: Geometrie der brechenden Welle

Die vom Vorland ankommende Seegangsenergie E verteilt sich an Böschungen auf einen Verlustanteil E_v und einen Reflexionsanteil E_r. Die Umwandlung des Verlustanteiles E_v in andere Energieformen und am Ende letztlich in Wärme geschieht zum überwiegenden Anteil durch das Brechen der Wellen. Diese Energieumwandlungen resultieren aus hochgradig turbulenten und instationären Strömungen, die darüber hinaus noch maßgeblich durch die Luftaufnahme während des Brechens beeinflusst werden. Turbulenz und Luftaufnahme bewirken zufällige (stochastische) Komponenten, so dass eine rein deterministische Beschreibung der durch den Seegang bewirkten Belastungen nicht möglich ist. Aus der Natur des Brechprozesses resultiert, dass auch bei streng regelmäßigen Wellen Zufallsstreuungen in den Belastungsgrößen auftreten. Am stärksten machen sich diese Streuungen bei den Druckschlagbelastungen bemerkbar, wo die maximalen die mittleren Belastungen um rund das 2,5fache übertreffen; bei den Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten liegt das Verhältnis bei rd. 1,6, und auch bei der Wellenauflaufhöhe wird immer noch rd. das 1,3fache der mittleren Belastung als Maximalwert gemessen (FÜHRBÖTER, 1991; SCHÜTTRUMPF, 2001).

Zu unterscheiden sind grundsätzlich drei Hauptarten von Brecherformen (Abb. A 4.2.2, vgl. Abschn. 3). Die Grenzen zwischen den Brecherformen (Schwallbrecher [spilling breaker], Sturzbrecher [plunging breaker] und Reflexionsbrecher [surging breaker]) sind gleitend. Das Auftreten der auf Abb. A 4.2.2 dargestellten Brecherarten hängt von den Wellenparametern H und T am Böschungsfuß und von der Böschungsneigung $\tan \alpha = 1 : n$ ab. Wird von gleichbleibenden Wellenparametern ausgegangen, resultiert aus einer Zunahme der Böschungsneigung der Übergang vom Schwall- zum Sturz- und weiter zum Reflexionsbrecher. Zusätzlich zu den Brecherformen verdeutlicht Abb. A 4.2.2 gleichfalls die Strecke entlang der Böschung, auf der die Seegangsenergie umgewandelt, sowie den Anteil der Energie, der von dem Bauwerk reflektiert wird. Bei noch steileren Böschungen geht dann der Reflexionsbrecher in die stehende Welle (clapotis) mit einem Reflexionsanteil von annähernd 100 % über.

Aus dimensionsanalytischen Betrachtungen kann eine dimensionslose

$$\text{Brecherkennzahl } \xi = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}}$$

gebildet werden (vgl. Abschn. 3). Wird die Tiefwasserwellenlänge L_0 durch die Wellenperiode T ersetzt, folgt mit $\tan \alpha = 1 : n$:

$$\xi = \xi\,(H, T, n) = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H}} \cdot T \cdot \frac{1}{n}.$$

In Tab. A 3.4 (Abschn. 3) sind die Grenzen der drei Hauptbrechertypen als Funktion der Wassertiefe (Tiefwasser, Brechpunkt) gegeben. Es ist ersichtlich, dass mit der Wahl der Böschungsneigung – bei bekannten Wellenparametern als Eingangsgrößen aus dem Vorland – die Brecherform und, wie in den nachfolgenden Abschnitten ausgeführt, die Intensität der Belastung weitgehend beeinflusst werden können. Je flacher die Böschungsneigung gewählt wird, umso mehr verschieben sich die Brechertypen zum Schwallbrecher, während bei steilen Böschungen der Reflexionsbrecher an Bedeutung gewinnt.

Für die Beurteilung der Beanspruchung der Böschung ist weiterhin der zeitliche Verlauf der Sturmfluten von besonderer Bedeutung. Beim Auf- und Ablaufen einer Sturmflut ist jeder Bereich der Böschung bis zum Sturmflutscheitel zeitweise von den entsprechenden Belastungen (Druckschlag, Wellenauf- und -ablauf) betroffen. Führböter (1991) untersucht diese Fragestellung eingehend und zeigt unter Beachtung der Verweildauern der Wasserstände (Abschn. 2) auf, dass der Höhenbereich unterhalb des Sturmflutscheitels eine hohe Konzentration der Gesamtbelastung enthält, da dieser Bereich

– vor Erreichen des Scheitelwertes von hohen Strömungskräften,
– während des Scheitelwertes für relativ lange Zeit durch Druckschläge und
– bei fallendem Wasserstand nochmals von hohen Strömungsgeschwindigkeiten

belastet wird.

Im Folgenden werden Hinweise zur funktionellen und konstruktiven Bemessung von Böschungen infolge Seegangsbelastung gegeben. Als maßgebliche Belastungsgrößen werden

– Druckschlagbelastungen,
– quasi hydrostatische Belastungen,
– Wellenauflauf und -überlauf,
– Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf und -ablauf

betrachtet.

Sofern verfügbar, wird hierzu auf naturmaßstäbliche Untersuchungen zurückgegriffen, die in den vergangenen Jahren im Großen Wellenkanal in Hannover (GWK) erzielt wurden.

4.2.2 Druckschlagbelastung

Bei Böschungen wird der Druckschlag allein durch die Brecherform des Sturzbrechers (Abb. A 4.2.2) erzeugt. Die Bewegung der im Brechpunkt eines Sturzbrechers aus dem Brecherkamm gelösten Brecherzunge (Abb. A 4.2.3) wird durch die Trägheit und Schwerkraft bestimmt. Die zugehörige Fallbahn entspricht einer Fallparabel (Führböter, 1966), an deren Ende die Wassermasse der Brecherzunge mit der Geschwindigkeit v_a unter dem Winkel β auf die Böschung (Neigung 1 : n) trifft. Bei Böschungen flacher als 1 : 3 ist dies meist unterhalb des Ruhewasserspiegels (Oumeraci, 1989).

Der Wellenauflauf und -ablauf der vorhergehenden Welle beeinflusst den Druckschlagvorgang dadurch, dass bei flachen Böschungen das Rücklaufwasser als Wasserpolster (Abb. A 4.2.3) im Bereich der Aufschlagfläche die Druckschlagintensität vermindert. Seewärts der aufschlagenden Brecherzunge bildet sich ein Luftraum, der durch die nachfallenden Wassermassen komprimiert wird und explosionsartig aufbricht.

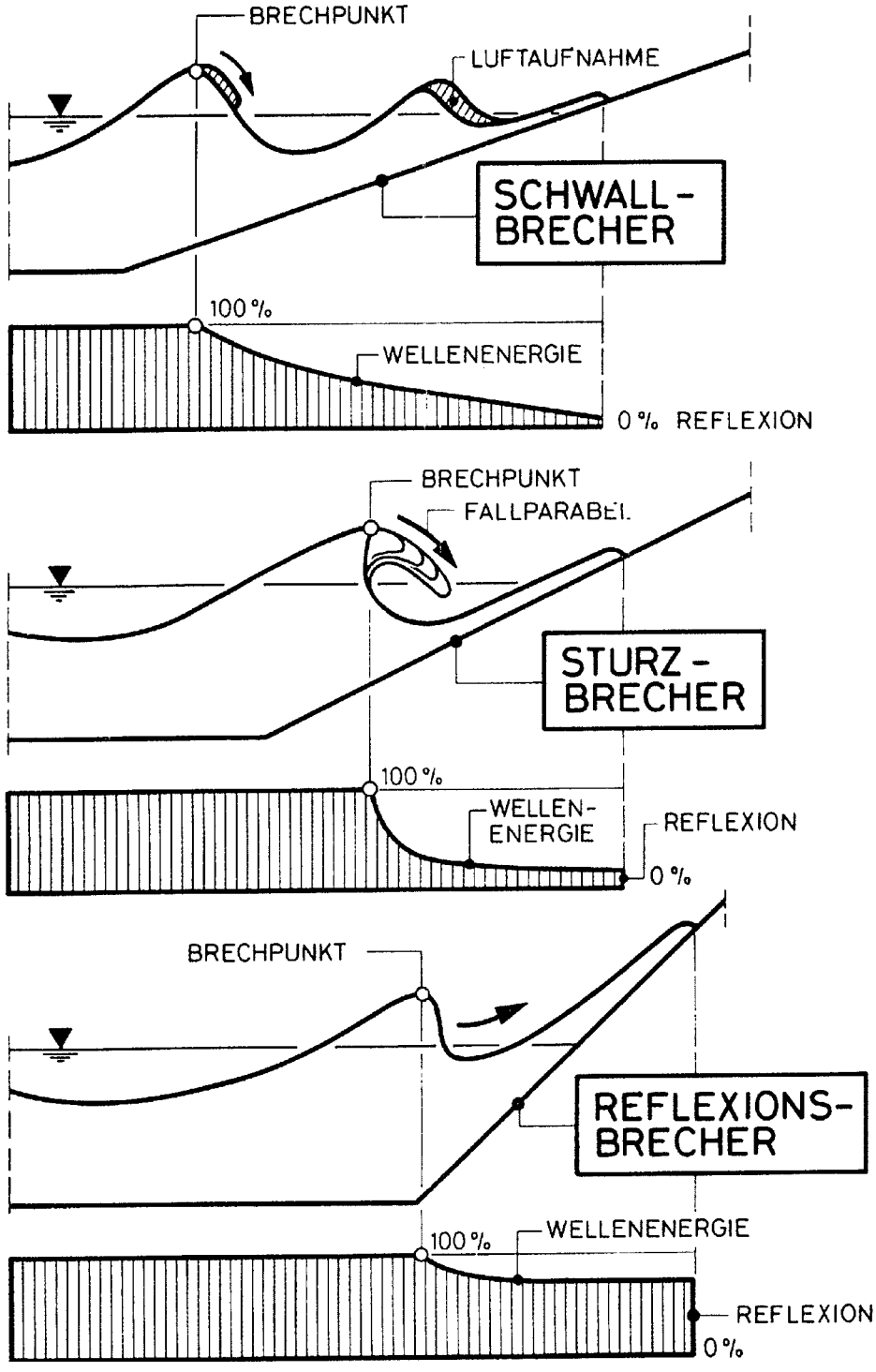


Abb. A 4.2.2: Brecherformen (schematisch) (aus FÜHRBÖTER, 1991)

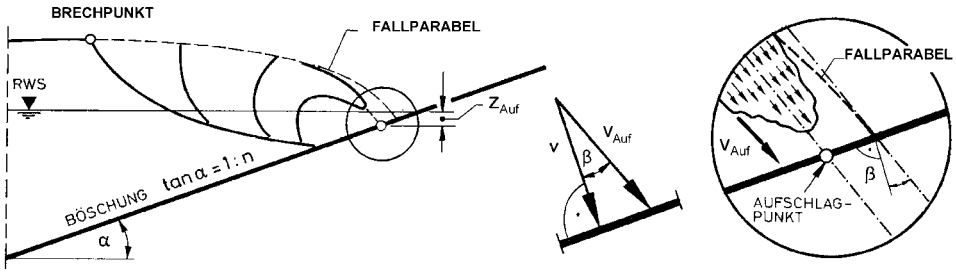


Abb. A 4.2.3: Entstehung der Druckschlagbelastung durch die aufschlagende Brecherzunge von Sturzbrechern (aus FÜHRBÖTER, 1966)

Der Gegensatz zwischen einer druckschlagfreien = quasistationären Wellenbelastung und der Druckschlagbeanspruchung ist in Abb. A 4.2.4 schematisch aufgezeigt. In Abb. A 4.2.4a folgen die Druckspannungen mit der Periode T den einzelnen Wellenphasen; die Druckspannungen $p/(p_w*g)$ bleiben in der Größe der Wellenhöhe H. Dies ist näherungsweise auch noch bei der Übergangsform nach Abb. A 4.2.4b der Fall, obwohl der steile Druckanstieg nach dem Durchgang des Wellentales bereits auf den Beginn von Druckschlagwirkungen hinweist. Abb. A 4.2.4c zeigt die voll ausgebildete Druckschlagbelastung mit hohen Druckspitzen p_{max}, die ein Mehrfaches der entsprechenden Wellenhöhen ausmachen. Auch der stochastische Aspekt dieser durch regelmäßige Wellen erzeugten zeitlichen Druckverläufe ist durch die verschiedenen Druckschlaghöhen p_{max} aus Abb. A 4.2.4c ersichtlich.

In guter Näherung können die Druckschlagmaxima $p_{max}(i)$ für alle Eintrittswahrscheinlichkeiten i beschrieben werden durch (FÜHRBÖTER, 1991):

$$p_{max}(i) = C(i) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H \qquad (4.2.1)$$

mit: p_{max} = Druckspannung [KN/m²]
i = Überschreitungswahrscheinlichkeit [%]
ρ_W = Dichte des Wassers [t/m³]
H = Wellenhöhe [m]
C(i) = dimensionsloser Koeffizient [–].

Eingehende Untersuchungen an einer 1 : 4 geneigten Asphaltböschung im GWK (FÜHRBÖTER, 1986, 1991) ergaben, dass die Größtwerte der Druckspannungen im Bereich der Brecherzahlen zwischen ξ = 1,05 und ξ = 1,29 auftreten. In dem vorgenannten Bereich der Brecherzahlen blieben hierbei die auf die Wellenhöhe bezogenen Größtwerte der Druckspannungen nahezu konstant.

In Abb. A 4.2.5 sind beispielhaft Zahlenwerte für C(i) für Naturmessungen am Eiderdamm und auf Wangerooge gegeben. Bei Naturuntersuchungen an einem 1 : 4 geneigten Deckwerk des Eiderdammes wurde ein größter Druckschlagwert von $p_{max}/(\rho_w \cdot g \cdot H) \approx 7$ gemessen (Abb. A 4.2.5) (GRÜNE, 1988a, 1988b).

Weitere Zahlenwerte für C(i) sind dem Schrifttum zu entnehmen (z. B. FÜHRBÖTER, 1991; WITTE, 1988; VAN VLEDDER, 1990) und werden an dieser Stelle aufgrund der noch vorhandenen Unsicherheiten von mehr als 100 % nicht dargestellt. Die Schwierigkeiten bei der Bemessung auf Druckschlag resultieren einerseits aus den Unsicherheiten bei der Bestimmung von Druckschlaghöhe und dazugehöriger Druckschlagdauer und andererseits aus den Schwierigkeiten bei der dynamischen Bemessung des Bauwerks und des Baugrundes.

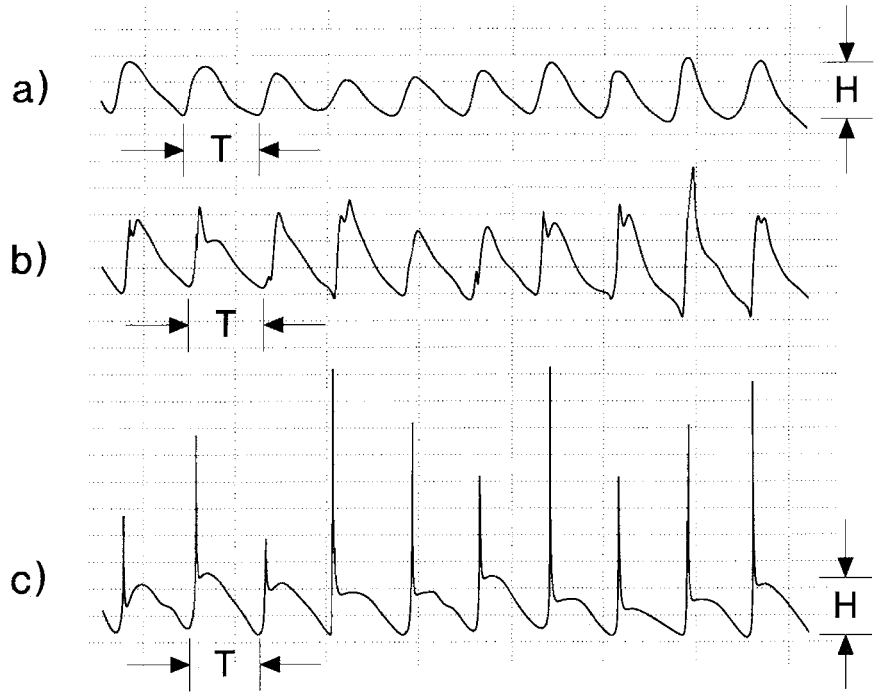


Abb. A 4.2.4: Druckspannungen durch Wellen (aus FÜHRBÖTER, 1991)

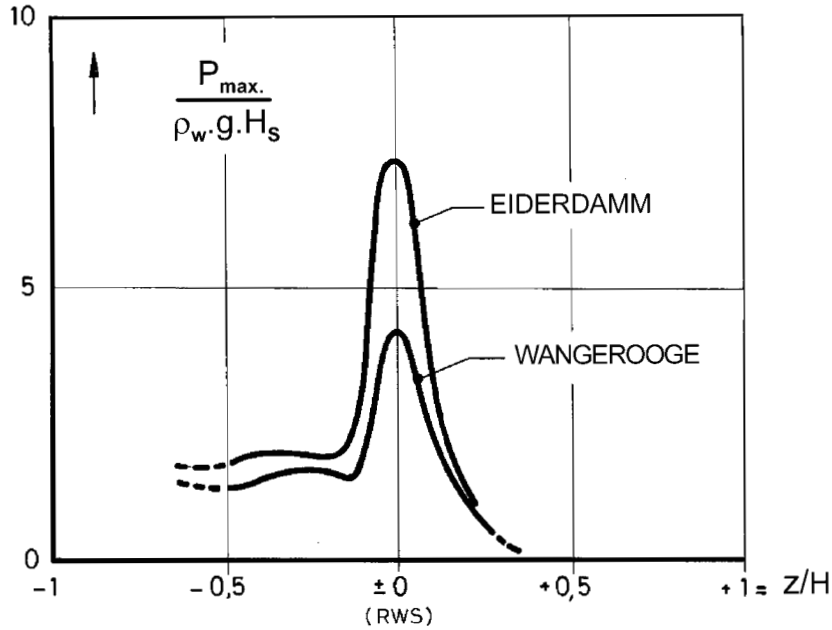


Abb. A 4.2.5: Naturuntersuchungen von GRÜNE (1988) mit Böschungsneigungen 1 : n = 1 : 4: Druckschlaghöhen und -bereiche bei natürlichen Wellenspektren (aus FÜHRBÖTER, 1991)

Die Weiterleitung der Druckspannungen in den Böschungskern ist eng mit der Ausbildung der Deckschicht (Kleidecke mit Bewuchs, Asphaltbeton, Formsteine mit Filterschichten usw.) verbunden. Die dynamische Druckausbreitung in Sandböschungen unter einer Asphaltbetondecke kann bei bestimmten Kornverteilungen zur Bodenverflüssigung führen. Das dynamische Druckspannungsverhalten im Sandkern wurde eingehend im GWK untersucht (RICHWIEN u. WEHNER, 1986; WEHNER, 1987). Komplizierte Druckschlagschäden können an Formsteindeckwerken mit Filterunterbau entstehen (STEPHAN, 1981); entsprechende Untersuchungen im GWK (FÜHRBÖTER, 1986; SPARBOOM et al., 1992) zeigten, dass Geotextilfilter Vorteile gegenüber herkömmlichen Kornfiltern aufweisen können. Hinsichtlich der Bemessung von Filtern wird auf die Empfehlungen E (Abschn. 2.3) sowie auf das DVWK Merkblatt 221 verwiesen. Die größte Gefahr der Druckschlagwirkungen besteht in den Sprengwirkungen, die der Druckschlag gerade durch seine kleine Aufschlagfläche in der Art einer hydraulischen Presse auf wassergefüllte Risse oder Fugen ausüben kann (Abb. A 4.2.6). Hier ist u. U. ein enger Fugenabstand von Vorteil, weil dadurch der Druckgradient auf

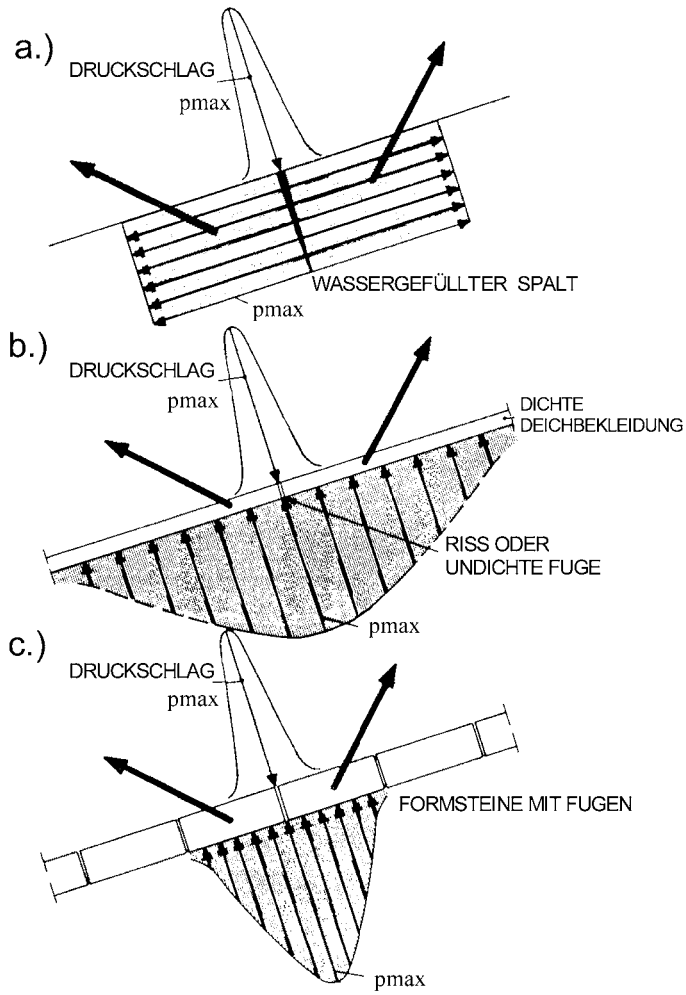


Abb. A 4.2.6: Sprengwirkungen von Druckschlägen auf Risse und Fugen (nach FÜHRBÖTER, 1966)

der Aufschlagfläche nicht so stark wirksam wird. An Basaltdeckwerken sind Druckschlagschäden nicht bekannt geworden. Bei Grasdeichen können außer Trockenrissen in den Kleiabdeckungen auch wassergefüllte Gangsysteme von Wühltieren Ausgangspunkte von schweren Druckschlagschäden sein (FÜHRBÖTER, 1966).

4.2.3 Quasihydrostatische Wellenwirkungen

Über die in Abschn. 4.2.2 behandelte Druckschlagbelastung hinaus sind gleichfalls die Druckspannungen zu beachten, die zeitlich synchron mit der Wellenbewegung aus der jeweiligen Wasserüberdeckung in Verbindung mit dem hydrodynamischen Anteil der instationären BERNOULLI-Gleichung resultieren (Abb. A 4.2.4a). Die quasihydrostatischen Druckbelastungen bleiben in der Größenordnung der Wellenhöhen und können im Allgemeinen von der Außenböschung ohne Gefahr aufgenommen werden.

Für die Standsicherheit jedoch ist insbesondere im Falle undurchlässiger oder nur teildurchlässiger Außenböschungen der Grundwasserstand in dem Böschungskörper besonders zu beachten. Liegt dieser Grundwasserstand oberhalb der Höhenlage des tiefsten Wellentales an der Böschung (Wellenablauf), wird von innen eine Druckspannung als Auftrieb erzeugt, die von der Böschung entweder durch Eigengewicht oder durch Biegung aufgenommen werden muss. In derartigen Fällen muss die Auftriebssicherheit nachgewiesen werden.

4.2.4 Wellenauflauf an relativ flach geneigten Böschungen

Für die Ermittlung der Kronenhöhe von Deichen ist neben dem maßgebenden Bemessungswasserstand auch der Wellenauflauf von Bedeutung. Die Wellenauflaufhöhe z_A ist definiert als der senkrechte Abstand zwischen dem höchsten Punkt der Wellenauflaufzunge und dem Ruhewasserspiegel BW (Abb. A 4.2.7). Im Wellenauflauf ist der Brandungsstau als welleninduzierte Anhebung des Ruhewasserspiegels enthalten. Eine eingehende mathematische Beschreibung des Wellenauflaufvorgangs ist aufgrund der physikalischen Prozesse bei der Energieumwandlung der brechenden Wellen deterministisch nicht möglich, da Zufallsprozesse, z. B. infolge von Lufteintrag, maßgeblich am Auflaufvorgang beteiligt sind.

Für die Ermittlung der maßgebenden Wellenauflaufhöhe liegen verschiedene Berechnungsverfahren vor. Diese Verfahren bauen größtenteils auf experimentellen Untersuchungen in Wellenkanälen auf und berücksichtigen die verschiedenen, den Wellenauflauf beeinflussenden Faktoren:

– Bauwerksparameter:	Deichneigung, Vorstrandgeometrie, Oberflächenrauheit, Berme
– Seegangsparameter u. Wasserstand:	Wellenhöhe, Wellenperiode, Richtungsstruktur des Seegangs, spektrale Eigenschaften des Seegangs, Wassertiefe vor dem Bauwerk
– Windparameter:	Windgeschwindigkeit, -richtung, -dauer.

Bislang gibt es kein Berechnungsverfahren, das in der Lage ist, alle oben beschriebenen Parameter zu berücksichtigen. Das zzt. „universellste“ Verfahren, das alle oben genannten Parameter mit Ausnahme des Windeinflusses berücksichtigt und das im Folgenden beschrieben werden soll, wurde auf der Grundlage zahlreicher Modellversuche im In- und Ausland zusammengestellt.

Für die Festlegung des Bemessungswasserstandes soll hier auf den Abschnitt „Wasserstände und Sturmfluten“ (Abschn. 2) hingewiesen werden. Der maßgebende Sturmflutseegang kann nach Abschn. 3 ermittelt werden.

4.2.4.1 Referenzfall

Das o.g. Verfahren geht von folgender Auflaufformel aus, die eine Erweiterung der bekannten HUNT-Formel (HUNT, 1959) darstellt und für *unregelmäßige* Wellen gilt:

$$\frac{z_{98}}{H_S} = 1{,}6 \cdot \xi_{0p} \tag{4.2.2}$$

mit: z_{98} = Wellenauflaufhöhe, die von 2 % aller Wellenaufläufe überschritten wird [m]
H_S = Signifikante Wellenhöhe am Deichfuß [m]

$\xi_{0p} = \dfrac{\tan \alpha}{\sqrt{H_S/L_0}}$ = Brecherkennzahl [–]

α = Winkel der Deichaußenböschung [°]
g = Erdbeschleunigung [m/s²]

$L_0 = \dfrac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi}$ = Wellenlänge im Tiefwasser [m]

T_p = Wellenperiode, Peakperiode des Wellenspektrums [s].

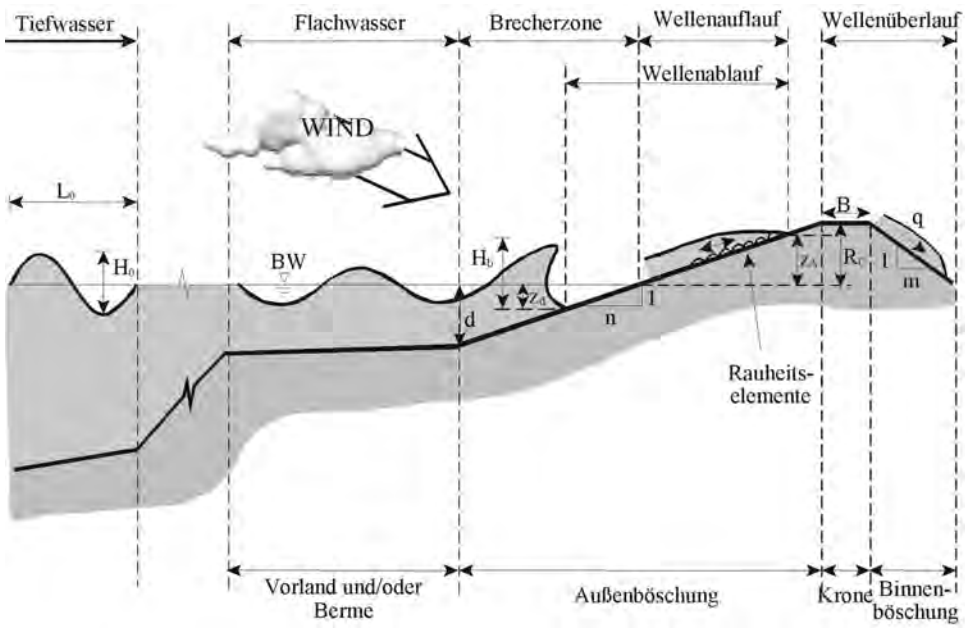


Abb. A 4.2.7: Schematische Darstellung des Wellenauflaufes (SCHÜTTRUMPF, 2001)

Gl. (4.2.2) stellt den Referenzfall dar, weil sie für küstennormalen Wellenangriff sowie für eine konstante, undurchlässige und glatte Deichaußenböschung ohne Vorstrand und ohne Berme gilt.

Durch Umformung der Brecherkennzahl ξ_{0p} ergibt sich:

$$\xi_{0p} = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \frac{T_p}{\sqrt{H_S}} \cdot \tan\alpha \qquad (4.2.3).$$

Mit Gl. (4.2.3) führt Gl. (4.2.2) zu:

$$z_{98} = 1{,}6 \cdot \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_p \cdot \tan\alpha \qquad (4.2.2a).$$

Gl. (4.2.2) wurde in den vergangenen Jahrzehnten mehrfach erweitert und führte schließlich zu folgender Wellenauflaufformel für Deichböschungen:

$$z_{98} = 1{,}6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0p} \cdot H_S \qquad (4.2.4),$$

die mit Hilfe von Gl. (4.2.3) zu folgender Beziehung führt:

$$z_{98} = 1{,}6 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \cdot \sqrt{H_S} \cdot T_p \cdot \tan\alpha \qquad (4.2.4a)$$

mit: γ_f = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit [–]
γ_θ = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung [–]
γ_b = Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme bzw. eines Knickprofiles [–].

Überschreitet die Wellenauflaufhöhe z_{98} nach Gl. (4.2.4a) einen Wert von $(3{,}2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S)$, so ist die Wellenauflaufhöhe z_{98}:

$$z_{98} = 3{,}2 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot H_S \qquad (4.2.4b).$$

Dies bedeutet, dass der Einfluss der Wellenperiode und der Deichneigung entfallen.

Die Reduktion der Wellenauflaufhöhe z_{98} infolge der verschiedenen empirischen Beiwerte sollte einen Wert von 0,5 nicht unterschreiten, d. h. $(\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \geq 0{,}5$.

Bei Anwendung dieses Verfahrens zur Ermittlung der Wellenauflaufhöhe z_{98} ist die Abhängigkeit vom Brechertyp zu berücksichtigen (s. Abschn. 3.4.4 in EAK, 1993 bzw. Battjes, 1974). Van der Meer u. Janssen (1995) empfehlen die Anwendung von Gl. (4.2.4) bzw. (4.2.4a) für $0{,}5 < \xi_{0p} < 5{,}0$.

Gl. (4.2.4) kann nur für spektralen Seegang mit einer Peakperiode verwendet werden. Häufig kommt es in der Praxis zu Überlagerungen mehrerer Windfelder bzw. infolge Wellenbrechens zu Spektren mit mehreren ausgeprägten Peaks.

4.2.4.2 Einfluss des naturnahen Seegangs

Die Formel in Gl. (4.2.4) zur Ermittlung der Wellenauflaufhöhe z_{98} wurde für parametrisierten Seegang mit einem Peak (JONSWAP-Spektren, TMA-Spektren oder PM-Spektren) ermittelt. Aufgrund der komplexen Wechselwirkungen des einlaufenden Seegangs mit der Unterwassertopographie und aufgrund von Überlagerungen verschiedener Windseen liegt Seegang mit einem Peak auf Watt- und Vorlandgebieten für Sturmflutbedingungen nicht vor, wie zahlreiche Naturmessungen zeigen (Abb. 4.2.8). Van Gent (1999) und Schüttrumpf (2001) raten daher bei Wellenspektren mit mehreren Peaks von der Verwendung der Peakperiode ab und empfehlen die Verwendung von Periodenparametern ($T_{0,1}$; $T_{-1,0}$; T_m), die ein Maß für die Form des Wellenspektrums sind. Die nachfolgende Tabelle gibt die Faktoren an, die bei der Wellenauflaufberechnung unter Berücksichtigung das Wellenspektrum kennzeichnender Perioden- und Höhenparameter zu verwenden sind.

Tab. A 4.2.1: Einfluss unterschiedlicher Wellenhöhen- und Wellenperiodenparameter auf die Formel zur Berechnung des Wellenauflaufs $z_{98}/H_S = c_1 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b \cdot \xi_{0p}$

	$T_{0,1}$	$T_{0,2}$	$T_{-1,0}$
H_S	$c_1 = 1{,}95$	$c_1 = 2{,}15$	$c_1 = 1{,}25$
$H_{2\%}$	$c_1 = 1{,}50$	$c_1 = 1{,}65$	$c_1 = 0{,}95$

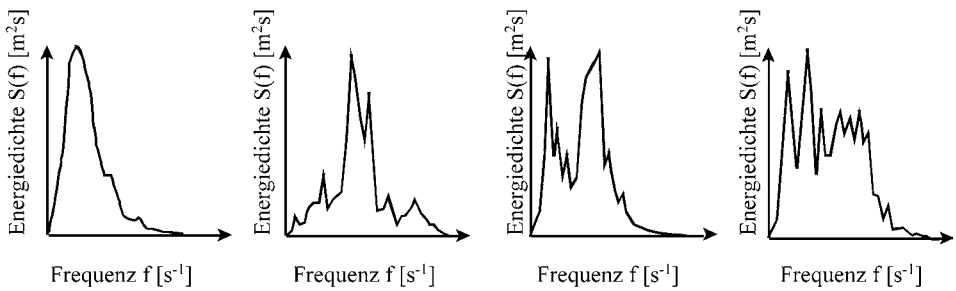


Abb. A 4.2.8: Typische Wellenspektren an der Nordseeküste (Niemeyer et al., 1995)

4.2.4.3 Einfluss einer veränderlichen Deichneigung auf die Wellenauflaufhöhe

Gl. (4.2.2) bzw. Gl. (4.2.2a) gelten für eine Deichböschung mit konstanter Neigung. Zahlreiche Deiche an der Küste haben eine veränderliche Deichneigung, die bei der Ermittlung der Wellenauflaufhöhe zu berücksichtigen ist. Diese Deiche können wie folgt klassifiziert werden:

- Knickdeiche mit einer oberen und einer unteren Deichneigung. Beim konkaven Deichprofil ist die steilere Deichneigung oberhalb des Knickpunktes und beim konvexen Deichprofil befindet sich die steilere Deichneigung unterhalb des Knickpunktes (Abb. A 4.2.9).
- Deiche mit Berme (Abb. A 4.2.10).

(a) Definition der mittleren Deichneigung

(i) Knickprofil

Um den Einfluss eines Knickes auf den Wellenauflauf zu berücksichtigen, ist mit einer mittleren Deichneigung zu rechnen, die sich aus der Neigung einer Geraden durch zwei Punkte auf dem Deich ergibt, die um den Betrag $1{,}5 \cdot H_S$ ober- und unterhalb des Bemessungswasserstandes (BW) auf der Deichböschung liegen (Abb. A 4.2.9).

(ii) Bermenprofil

Eine Berme ist eine flache Neigung im Deichquerschnitt, die nicht steiler als 1 : m = 1 : 15 ist. Zwei Bermenparameter haben einen Einfluss auf die Wellenauflaufhöhe z_{98} (Abb. A 4.2.10):

– der Abstand d_h zwischen Bemessungswasserstand (BW) und Bermenmitte (Abb. A 4.2.10b). Für $d_h = 0$ liegt die Berme auf Höhe des BW (Abb. A 4.2.10b).
– die Breite B der Berme (Abb. A 4.2.10a).

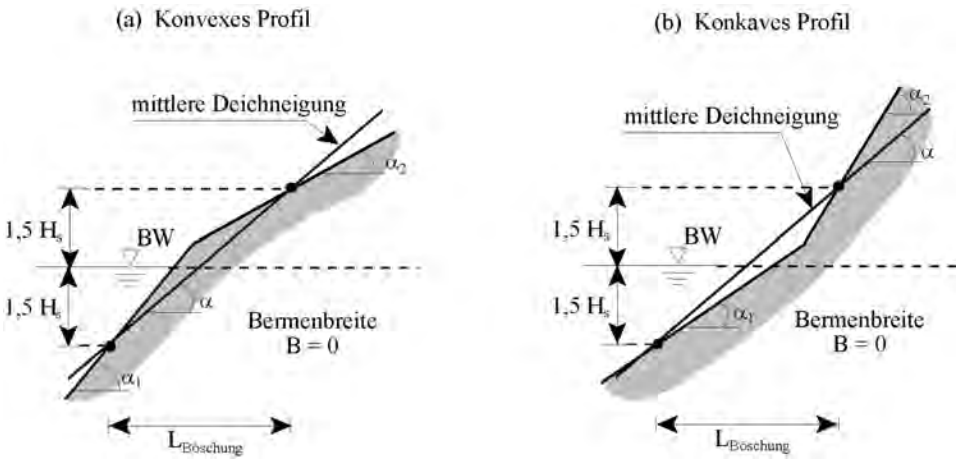


Abb. A 4.2.9: Definition der mittleren Deichneigung α für ein konkaves und ein konvexes Deichprofil

Die mittlere Deichneigung α ergibt sich aus Abb. A 4.2.10a zu:

$$\tan \alpha = \frac{3 \cdot H_S}{L_{Böschung} - B} \qquad (4.2.5).$$

(b) Bestimmung des Reduktionsfaktors γ_b

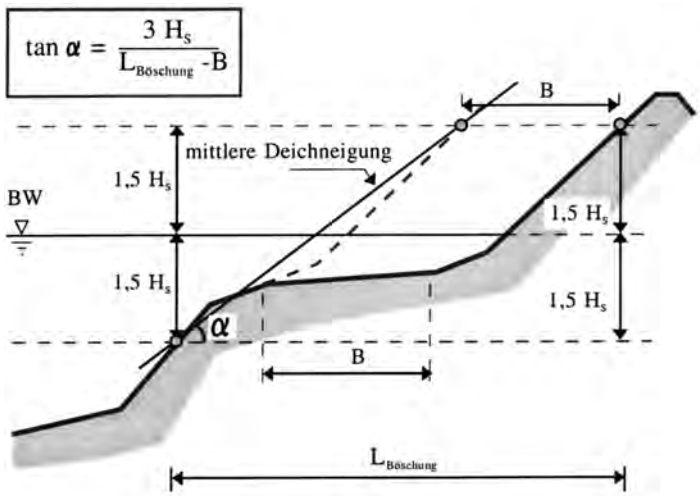
Eine Berme kann sowohl unterhalb als auch oberhalb des BW liegen. Die Reduktionswirkung auf den Wellenauflauf z_{98} ist am stärksten, wenn die Berme auf Höhe des BW ($d_h = 0$) liegt. Befindet sich die Berme um 2 H_S unterhalb oder um z_{98} oberhalb des BW, so ist der Einfluss der Berme auf den Wellenauflauf nicht mehr vorhanden und der Reduktionsfaktor $\gamma_b = 1{,}0$.

Die Bermenbreite B wirkt ebenfalls reduzierend auf den Wellenauflauf. Je breiter die Berme ist, umso geringer ist der Wellenauflauf. Ist keine Berme vorhanden (B = 0), so ist der Reduktionsfaktor $\gamma_b = 1{,}0$.

Der Einfluss der Berme ist entsprechend folgender Beziehung zu berücksichtigen:

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{Berme}} \left(1 - 0{,}5 \left(\frac{d_h}{H_S}\right)^2\right) \qquad (4.2.6).$$

a.) Ermittlung der mittleren Deichneigung α



b.) Ermittlung der effektiven Bermenlänge L_{Berme}

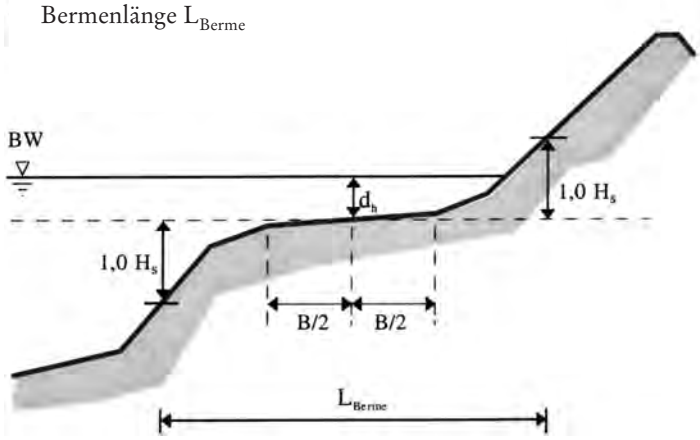


Abb. A 4.2.10: Berücksichtigung einer Berme im Deichquerschnitt bei der Ermittlung der Deichneigung α und der wirksamen Bermenlänge L_{Berme}

Gl. (4.2.6) gilt für: $0{,}6 \le \gamma_b \le 1{,}0$ und $-1{,}0 \le d_h/H_S \le 1{,}0$.

Die Einflusslänge der Berme L_{Berme} folgt aus dem Abstand der beiden Punkte, die $1{,}0 \cdot H_S$ ober- bzw. unterhalb der Bermenmitte auf dem Deich liegen (kein Bezug zum Bemessungswasserstand!) (Abb. A 4.2.10b).

Liegt die Berme um mehr als $1{,}0 \cdot H_S$ oberhalb des BW auf dem Deich, so wird der Reduktionsfaktor γ_b linear bis zur Höhenlage z_{98} auf $\gamma_b = 1{,}0$ erhöht.

$$\gamma_b = 1 - 0{,}5 \frac{B}{L_{Berme}} \left(\frac{z_{98} - d_h}{z_{98} - H_S} \right) \tag{4.2.7}$$

Gl. (4.2.7) gilt für: $d_h/H_S > 1{,}0$.

Liegt die Berme um mehr als $1{,}0 \cdot H_S$ unterhalb des BW, so wird eine lineare Zunahme des Reduktionsfaktors bis zum Zweifachen der Wellenhöhe H_S vorgenommen:

$$\gamma_b = 1 - 0{,}5 \frac{B}{L_{Berme}} \left(2 + \frac{d_h}{H_S} \right) \tag{4.2.8}$$

Gl. (4.2.8) gilt für: $d_h/H_S < -1{,}0$.

Die optimale Bermenbreite folgt aus Gl. (4.2.6) für $d_h = 0$ und $\gamma_b = 0{,}6$ zu:

$$B = 0{,}4 \cdot L_{Berme} \tag{4.2.9}$$

Anmerkung: Für den Fall, dass ein Deichprofil N Bermen enthält, muss γ_b *getrennt für jede einzelne Berme nach Gl. (4.2.6) bestimmt werden (*$\Rightarrow \gamma_{b,i}$*). Den gesamten Reduktionsfaktor erhält man als Produkt* $\prod_{i=1}^{N} \gamma_{b,i}$ *der einzelnen Faktoren* $\gamma_{b,i}$*, wobei* $0{,}6 < \prod_{i=1}^{N} \gamma_{b,i} < 1{,}0$ *ist. In diesem Fall ist das Verhältnis* (B/L_{Berme}) *leicht zu modifizieren:*

$$B/L_{Berme} = \frac{B}{L_{Berme} - \sum L_{\text{der anderen Bermen}}} \tag{4.2.10}$$

4.2.4.4 Einfluss der Oberflächenrauheit

Wie bereits in Abschn. 4.2.4.1 erwähnt, gelten Gl. (4.2.2) bzw. (4.2.2a) nur für hydraulisch glatte Böschungsoberflächen (z. B. Asphaltbeton). Zusätzliche Böschungsrauheiten (z. B. Blocksteine, Schüttsteine, etc.) vermindern infolge der erhöhten Reibung den Wellenauflauf. Zu diesem Thema liegen zahlreiche Untersuchungen vor (z. B. Führböter, 1991; Schulz, 1992; Szmytkiewicz et al., 1994; van der Meer et al., 1995, 1998). Tab. A 4.2.2 gibt eine Übersicht über verschiedene typische Oberflächen und die dazugehörigen Reduktionskoeffizienten.

Tab. A 4.2.2: Reduktionskoeffizienten für verschiedene Oberflächenrauheiten

Oberfläche	Reduktionskoeffizient γ_f	Referenz
Asphaltbeton	1,0	SCHULZ (1992), VAN DER MEER et al. (1995, 1998)
Gras	0,90–1,0	SCHULZ (1992), FÜHRBÖTER (1991)
Vergossenes Schüttsteindeckwerk	0,75	PILARCZYK (1998)
Pflasterung, glatt und geschlossen	1,0	VAN DER MEER et al. (1998)
Deckwerk (Basalt)	0,90	VAN DER MEER et al. (1998)
Blöcke (Höhe: 14 cm; Breite und Länge: a = 16 cm; Kantenabstand: 4a)	0,75	SCHULZ (1992)
Schüttsteine (H_S/D_{50}) = 1,5–3,0 Mit: D_{50} = Schüttsteindurchmesser	0,60	VAN DER MEER et al. (1995)

Die Reduktionskoeffizienten in Tab. A 4.2.2 dürfen nur für ($\gamma_b \cdot \xi_{0p} \leq 3{,}0$) verwendet werden. Für $\gamma_b \cdot \xi_{0p} > 3{,}0$ nimmt der Einfluss der Oberflächenrauheit infolge des veränderten Brechverhaltens der Welle (Reflexionsbrecher) ab. Für $3{,}0 < (\gamma_b \cdot \xi_{0p}) < 5{,}0$ kann mit

$$\gamma_{f,\,\text{Reflexionsbrecher}} = \gamma_f + \left(1 - \gamma_f\right) \cdot \frac{(\xi_{0p} - 3{,}0)}{2{,}0} \tag{4.2.11}$$

gerechnet werden.

Über die Reduktionswirkung von Gras bestehen noch unterschiedliche Auffassungen. Frühere Untersuchungen (z. B. FÜHRBÖTER, 1991; SCHULZ, 1992) haben der auflaufreduzierenden Wirkung von Gras eine höhere Bedeutung beigemessen als in Tab. A 4.2.2 aufgeführt. Dies kann im Wesentlichen durch die verwendete künstliche Grasrauheit bei früheren Modellversuchen erklärt werden. Für Bemessungszwecke sollte eher mit dem oberen Wert in Tab. A 4.2.2 gerechnet werden ($\gamma_f = 1{,}0$).

Häufig finden sich an Deichen wechselnde Rauigkeiten (z. B. Blocksteine und Asphaltbetonböschung). Der resultierende Reduktionsfaktor γ_f ist über folgende Wichtungsfunktion zu bestimmen:

$$\gamma_f = \frac{\Sigma \gamma_{f,i} \cdot l_i}{\Sigma l_i} \tag{4.2.12}$$

mit: $\gamma_{f,\,i}$ = Reduktionsfaktor für die Rauheit auf der Auflaufstrecke l_i.

Die Wichtung nach Gl. (4.2.12) ist über die Strecke $0{,}25 \cdot z_{98,\,glatt}$ unterhalb und $0{,}5 \cdot z_{98,glatt}$ oberhalb des BW durchzuführen.

4.2.4.5 Einfluss der Wellenangriffsrichtung

Die Wellenangriffsrichtung θ ist definiert als der Winkel zwischen der Küstennormalen und der Wellenorthogonalen (s. Abb. A 4.2.11) und stellt einen weiteren, den Wellenauflauf beeinflussenden Faktor dar. Während frühere Untersuchungen von einer Erhöhung der Wellenauflaufhöhe (TAUTENHAIN et al., 1982) für kleine Wellenangriffswinkel ($\theta \approx 15°$) gegenüber küstennormalem Wellenangriff ($\theta = 0°$) ausgingen, belegen neuste Untersuchungen diese Tatsache nicht mehr (MÖLLER et al., 2001).

Modellversuche mit *kurzkämmigem Richtungsseegang und langkämmigem Seegang* haben zu einer Abminderung der Wellenauflaufhöhe bei schrägem Wellenangriff geführt (MÖLLER et al., 2001):

$$\gamma_\theta = 0{,}35 + 0{,}65\ cos\theta \qquad (4.2.13)$$

mit: θ = Wellenangriffswinkel [°] (Definition s. Abb. A 4.2.11).

Für Wellenangriffsrichtungen θ > 40° werden gesonderte Modelluntersuchungen empfohlen.

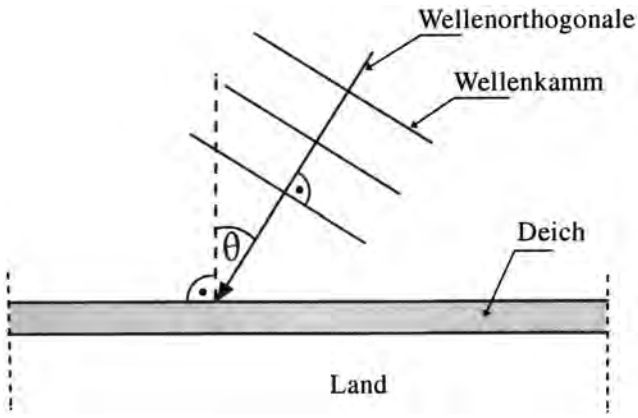


Abb. A 4.2.11: Definition des Wellenangriffswinkels θ

4.2.4.6 Anwendung von Teekeinmessungen

Neben der experimentellen Ermittlung der Wellenauflaufhöhe stellt die Einmessung von Teek- bzw. Treibselgrenzen nach Sturmflutereignissen eine einfache Methode zur
- Festlegung der Wellenauflaufhöhe während eines Sturmereignisses und
- zur Überprüfung der experimentell ermittelten Wellenauflaufhöhe dar.

Die Idee stammt ursprünglich von BRAHMS (1754, 1757) und wurde später z. B. von ERCHINGER (1974, 1977), NIEMEYER et al. (1976, 1995) und ZITSCHER et al. (1979) für Wellenauflaufmessungen nach Sturmereignissen verwendet. Die Wellenauflaufhöhe kann dabei aus der Differenz zwischen Teekeinmessung und lokalem höchsten Sturmflutwasserstand bestimmt werden.

Das Verfahren besitzt jedoch einige Einschränkungen:
- Häufig fehlt die gleichzeitige Ermittlung der Wellenparameter am Deichfuß, um die Teekeinmessungen dem örtlichen Sturmflutseegang zuordnen zu können (NIEMEYER, 1976).
- Da die Materialbeschaffenheit der Treibsel variiert, ist nicht klar, welcher Wellenauflaufhöhe (z. B. z_{98}, z_{max}) die Teekgrenze entspricht.
- Orkanböen können die Teekgrenze verschieben und damit zu hohe Wellenauflaufwerte liefern (ERCHINGER, 1974, 1977).
- Schweres Treibselgut bleibt auf der Böschung liegen und kann durch den Wellenauflauf nicht höher transportiert werden (NIEMEYER, 1976).

Trotz dieser Einschränkungen stellt die Einmessung der Teekgrenzen die einzige flächendeckende und wirtschaftlich vertretbare Möglichkeit zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhen infolge eines Sturmflutereignisses dar.

Die Festlegung der Wellenauflaufhöhe aus Teekeinmessungen wird beim Extrapolationsverfahren (NIEMEYER, 1976) auch zur Bestimmung des zum Bemessungswasserstand gehörenden Wellenauflaufs herangezogen. Dieses Verfahren ist zusammenfassend bei NIEMEYER et al. (1995) beschrieben, wo auch Verifikationen dargestellt werden. Es basiert auf der Tatsache, dass die Bemessungswellenhöhe bei wassertiefenbegrenztem Seegang direkt von der Wassertiefe am Deichfuß abhängt. Bei Kenntnis der Teekgrenze und des Wasserstandes einer eingetretenen Sturmflut können die dazugehörigen Wellenparameter aufgrund eines Hindcast-Verfahrens ermittelt und anschließend auf die Wellenauflaufhöhe beim maßgebenden Sturmflutwasserstand extrapoliert werden.

4.2.4.7 Strömungsgrößen des Wellenauflaufs

Nach dem Wellenbrechen läuft der Wellenauflaufschwall auf der Deichböschung hoch. Hierbei wird kinetische Energie (Wellenauflaufgeschwindigkeit) in potentielle Energie (Wellenauflaufhöhe) umgewandelt. Reibungsverluste treten infolge viskoser Reibung und Oberflächenreibung auf. Hat die Wellenauflaufzunge ihren höchsten Auflaufpunkt erreicht, so tritt Bewegungsumkehr ein, und die Wassermasse läuft auf der Deichböschung als Wellenablauf hinunter. Der Wellenablauf wird durch die Gravitation g beschleunigt. Reduzierend auf den Wellenablauf und die damit verbundenen Wellenablaufgeschwindigkeiten wirken die viskose Reibung und die Oberflächenrauheit der Deichböschung.

Zur Ermittlung der Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten an Seedeichen liegen wenige experimentelle Untersuchungen mit *Wellenspektren* vor (TAUTENHAIN, 1981; VAN DER MEER u. KLEIN BRETELER, 1990; FÜHRBÖTER, 1991; SCHÜTTRUMPF, 2001; OUMERACI et al., 2001). Die Verteilung der Geschwindigkeit der Auflaufzunge über der Deichböschung kann näherungsweise durch folgende Funktion beschrieben werden:

$$v(z) = \sqrt{v_{0,max}^2 - 2 \cdot g \cdot z_{98}} \tag{4.2.14}$$

mit: $v(z)$ = Geschwindigkeit der Auflaufzunge [m/s] im Abstand z [m] zum BW
$v_{0,max}$ = maximale Auflaufgeschwindigkeit auf der Böschung [m/s]
z_{98} = Wellenauflaufhöhe [m].

Die maximale Auflaufgeschwindigkeit $v_{0,98}$ auf Höhe des BW ($z = 0$) für Seedeiche folgt aus (OUMERACI et al., 2001):

$$v_{0,98} = 1{,}10 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z_{98}} \tag{4.2.15}$$

bzw. die max. Ablaufgeschwindigkeit $v_{0,min}$ auf Höhe des BW ($z = 0$) aus (TAUTENHAIN, 1981):

$$v_{0,min} = 0{,}82 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot z_{98}} \tag{4.2.16}.$$

FÜHRBÖTER (1991) zeigt, dass die max. Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten nicht am BW ($z = 0$) auftreten (s. Abb. A 4.2.12b). Die Ermittlung des Punktes auf dem Deich, an dem die maximale Strömungsbelastung auftritt, ist bislang nicht hinreichend geklärt. Daher sollte die Verteilung der Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten auf dem Deich näherungsweise nach Gl. (4.2.15) und (4.2.16) bestimmt werden. Aufgrund der Abweichungen in den Untersuchungsergebnissen wird empfohlen, Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten nur mit besonderer Vorsicht zu verwenden.

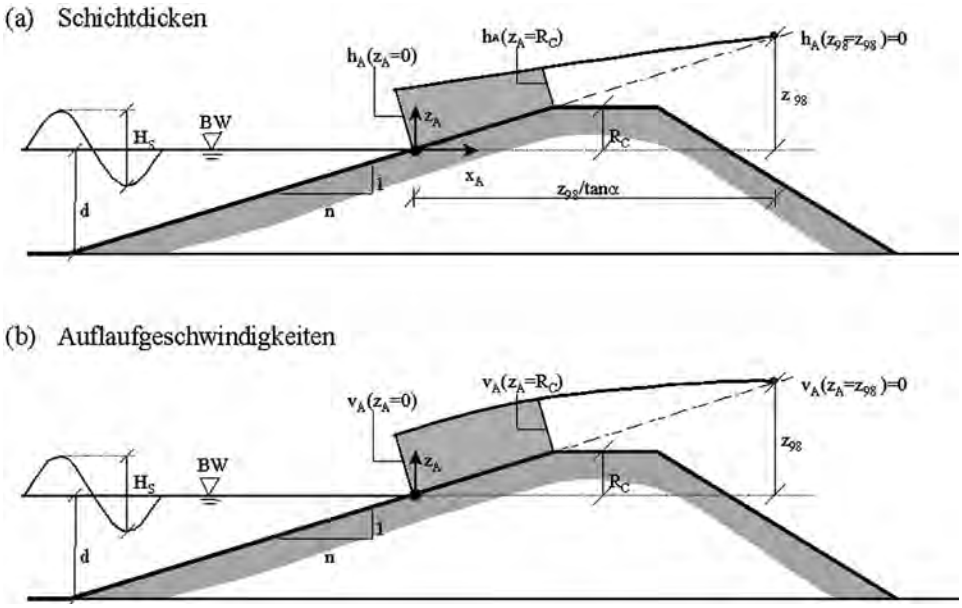


Abb. A 4.2.12: Definition der Strömungsparameter auf der Deichaußenböschung (SCHÜTTRUMPF, 2001)

Neben den Auflaufgeschwindigkeiten können u. U. auch die Schichtdicken auf der Deichaußenböschung für Bemessungsfragen von Bedeutung sein. SCHÜTTRUMPF (2001) empfiehlt folgende Funktion zur Ermittlung der Schichtdicken auf der Deichaußenböschung:

$$h_{A,98} = 0{,}216 \cdot x_* \cdot \tan\alpha \qquad (4.2.17)$$

mit: x_* = Restauflauflänge = $(z_{98}/\tan\alpha - x_A)$
x_A = horizontaler Abstand zum BW (s. Abb. A 4.2.12).

4.2.4.8 Numerische Modelle

Zur Berechnung der Wellenauflaufhöhe sind numerische Modelle ein geeignetes Hilfsmittel. Insbesondere das Finite Differenzen Modell ODIFLOCS (VAN GENT, 1995) wurde in der Vergangenheit mehrfach erfolgreich zur Wellenauflauf- und Wellenüberlaufermittlung angewandt und kann insbesondere bei komplexen Geometrien für eine erste Abschätzung der Wellenauflaufhöhen verwendet werden. Aufgrund der verwendeten Flachwassergleichungen ist die Behandlung des Wellenbrechens nicht möglich. Dies führt zu einer Unterschätzung der Wellenauflaufhöhen. Neuere Modelle auf der Grundlage der „Volume of Fluid" (VOF) Methode (TROCH et al., 2002) bzw. der Boussinesq-Gleichungen (STRYBNY u. ZIELKE, 2000) sind zzt. in der Entwicklung, aber für die praxisnahe Anwendung aufgrund der erforderlichen Rechenintensität noch nicht geeignet.

4.2.5 Berechnungsverfahren für den Wellenüberlauf

4.2.5.1 Einleitung

Bei nicht ausreichender Freibordhöhe R_C eines Küstenschutzbauwerks (Deich, Wellenbrecher, Hochwasserschutzwand, etc.) kann es zum Wellenüberlauf kommen (s. Abb. A 4.2.7). In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass Wellenüberlauf aufgrund der stochastischen Natur des Seegangs, der Unsicherheiten bei der Wahl des Bemessungswasserstands, aus Kostengründen sowie aus ästhetischen Gründen (Sichtbehinderung) nicht vollständig ausgeschlossen werden kann. Daher ist Wellenüberlauf in tolerierbaren Mengen bei der Bemessung zuzulassen. Dabei ist sicherzustellen, dass die überlaufenden Wassermassen keinen Schaden an der Krone und der Innenseite des Bauwerks (z. B. Deichbinnenböschung) bzw. den angrenzenden Flächen (z. B. Lagerflächen) verursachen können. Für die Bemessung eines Bauwerks auf Wellenüberlauf ist bei den gegenwärtigen Bemessungsansätzen die Kenntnis der Überlaufwassermengen erforderlich.

4.2.5.2 Ermittlung der mittleren Wellenüberlaufrate q

Die Überlaufmenge V (m^3/m) während eines Sturmereignisses berechnet sich bezogen auf einen laufenden Meter Kronenbreite zu:

$$V = q \cdot t_S = \sum_{i=1}^{N} V_i\,(H_i,\, T_i) \tag{4.2.18}$$

mit:
- q = mittlere Überlaufrate [$m^3/(s \cdot m)$]
- $t_S = \sum_{i=1}^{N} T_i$ = Zeitdauer des Sturmereignisses [s]
- N = Anzahl der Wellen während eines Sturmereignisses [–]
- T_i = Wellenperiode [s] der i-ten Welle während eines Sturmereignisses
- H_i = Wellenhöhe [m] der i-ten Welle während eines Sturmereignisses
- $V_i(H_i, T_i)$ = Wellenüberlaufmenge der i-ten Welle eines Sturmereignisses [m^3/m].

Die mittlere Wellenüberlaufrate q kann nur für quasistationäre Randbedingungen berechnet werden. Dies ist insbesondere bei tide- und sturmflutbedingten Wasserstands- und Wellenhöhenänderungen zu berücksichtigen, da die mittlere Wellenüberlaufrate q exponentiell von der Freibordhöhe R_C abhängt.

Für Deiche kann die mittlere Wellenüberlaufrate q wie folgt berechnet werden:

$$q = 0{,}038\,\gamma_b \sqrt{2gH_S^3}\,\frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_S/L_0}}\,\exp\left(-3{,}7\,\frac{R_C}{H_S}\,\frac{\sqrt{H_S/L_0}}{\tan\alpha}\,\frac{1}{\gamma_b\gamma_f\gamma_\theta}\right) \tag{4.2.19},$$

wobei ein Maximalwert von:

$$q = 0{,}096\,\sqrt{2gH_S^3}\,\exp\left(-1{,}85\,\frac{R_C}{H_S}\,\frac{1}{\gamma_\theta\gamma_f}\right) \tag{4.2.20}$$

nicht überschritten werden darf.

Dabei sind: q = mittlere Wellenüberlaufrate [$m^3/(s \cdot m)$]

$L_0 = \frac{gT_m^2}{2\pi}$ = Wellenlänge im Tiefwasser [m]

T_m = mittlere Wellenperiode [s]

H_S = signifikante Wellenhöhe am Deichfuß [m]

R_C = Freibordhöhe [m]

α = Deichneigung [°]

γ_f = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Böschungsrauheit [–] nach Abschn. 4.2.4.4 (Tab. A 4.2.2)

γ_θ = Empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung [–] nach Abschn. 4.2.4.5

γ_b = Empirischer Beiwert für den Einfluss einer Berme bzw. eines Knickprofils [–] nach Abschn. 4.2.4.3.

Für Hochwasserschutzwände kann die mittlere Wellenüberlaufrate q entsprechend der folgenden Funktion ermittelt werden (Franco et al., 1995; Oumeraci et al., 1995):

$$q = 0{,}082 \sqrt{gH_S^3} \exp\left(-3{,}0 \frac{R_C}{H_S \cdot \gamma_\theta}\right) \qquad (4.2.21).$$

Gl. (4.2.21) wurde von Schüttrumpf et al. (1998) unter Verwendung der Versuchsdaten von Daemrich (1991) und Mühlestein (1992) verifiziert und bestätigt. Lediglich für sehr kleine Freibordhöhen R_C kann Gl. (4.2.21) zu einer Überschätzung der mittleren Wellenüberlaufrate (für $q > 100$ l/[s · m]) führen.

4.2.5.3 Ermittlung des individuellen Wellenüberlaufvolumens

In der Praxis wird oft statt der mittleren Wellenüberlaufrate q nach den Gl. (4.2.19)–(4.2.21) das Überlaufvolumen pro Welle benötigt. Das individuelle Wellenüberlaufvolumen sagt weit mehr über die Bauwerksbelastung aus als die mittlere Wellenüberlaufrate q. Das individuelle Wellenüberlaufvolumen kann jedoch nur statistisch ermittelt werden. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit des Überlaufvolumens pro Welle P(V) lässt sich durch eine zweiparametrige WEIBULL-Verteilung ausdrücken (Franco et al., 1995; Van der Meer et al., 1995):

$$P(V) = \exp\left[-\left(\frac{V}{A}\right)^B\right] \qquad (4.2.22)$$

mit: B = Formparameter zur Beschreibung der Krümmung der Verteilungskurve: B=0,75 für Deiche und senkrechte Wände

A = Maßstabsfaktor mit

$$A = 0{,}84\,\overline{V} = \frac{0{,}84 \cdot T_m \cdot q}{P_{ow}} \qquad (4.2.23)$$

mit: T_m = mittlere Wellenperiode [s]

$\overline{V}$ = mittleres Überlaufvolumen pro Welle [m^3/m]

q = mittlere Überlaufrate [$m^3/(s \cdot m)$]

P_{ow} = Prozentzahl der überlaufenden Wellen N_{ow} bezogen auf die Gesamtanzahl der einlaufenden Wellen N_w

$$P_{ow} = \frac{N_{ow}}{N_w} \tag{4.2.24}$$

Bei Annahme einer RAYLEIGH-Verteilung des Wellenauflaufes kann P_{ow} wie folgt beschrieben werden:

$$P_{ow} = \exp\left[-\left(\frac{R_c}{H_s \cdot c_{ref}}\right)^2\right] \tag{4.2.25}$$

mit: $c_{ref} = 0{,}9 \cdot (\gamma_\theta \cdot \gamma_b)$ für HWS-Wände (FRANCO et al., 1995)

$c_{ref} = 0{,}81 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta \cdot \gamma_b) \cdot \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_S / L_0}}$ für Deiche, wobei ein Maximalwert von $1{,}62 \cdot (\gamma_f \cdot \gamma_\theta)$ nicht überschritten werden darf (VAN DER MEER et al., 1995).

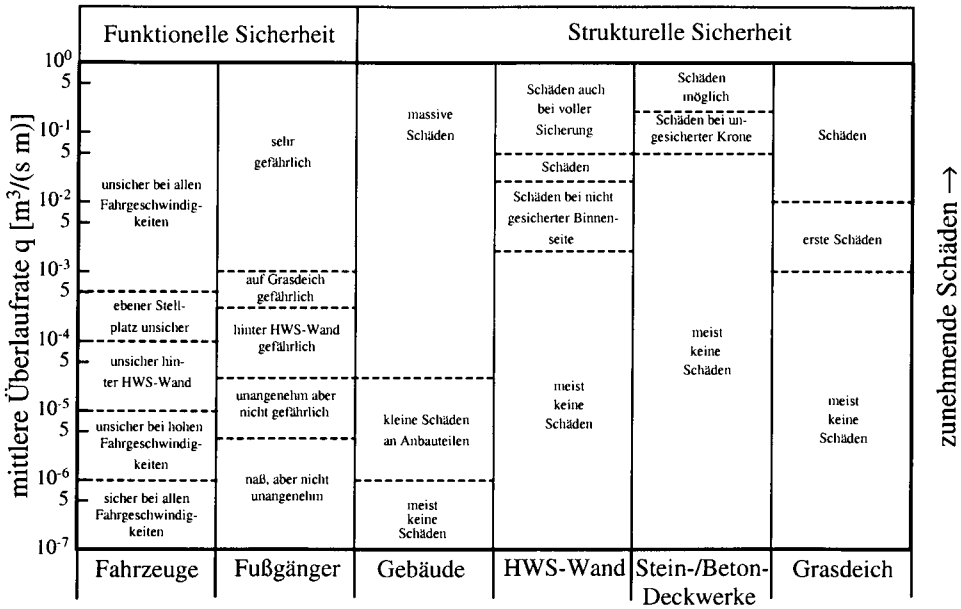
4.2.5.4 Einflussfaktoren auf den Wellenüberlauf

Bei den oben genannten Formeln zur Berechnung des Wellenüberlaufes werden Standardsituationen wie z. B. küstennormaler Wellenangriff, eine glatte Böschung etc. vorausgesetzt. Diverse Einflussfaktoren haben allerdings wie beim Wellenauflauf eine abmindernde Wirkung auf die Wellenüberlaufrate q und somit einen günstigen Einfluss auf die Bauwerksbemessung und die entstehenden Kosten. Schräger Wellenangriff, die Kurzkämmigkeit des Seegangs oder eine zusätzliche Böschungsrauheit (z. B. Blocksteine) stellen solche abmindernden Faktoren dar, die bei der Wellenüberlaufermittlung zu berücksichtigen sind.

4.2.5.5 Zulässige Wellenüberlaufraten

Da bislang Untersuchungen über den direkten Einfluss einer überlaufenden Welle auf ein Bauwerk fehlen (z. B. Belastung der Deichbinnenböschung), ist lediglich ein Vergleich mit kritischen Wellenüberlaufraten auf der Grundlage mittlerer Wellenüberlaufraten möglich, um die Tolerierbarkeit einer mittleren Wellenüberlaufrate q abzuschätzen. Auf der Grundlage umfangreicher Modelluntersuchungen, Naturbeobachtungen und Befragungen konnten die Kriterien in Tab. A 4.2.3 entwickelt werden (FUKADA et al, 1974; FRANCO et al., 1994 1995, 1999; VAN DER MEER et al., 1998), die die Gefährdung des Bauwerks bzw. sich auf dem Bauwerk befindlicher Personen und Fahrzeuge in Abhängigkeit von der mittleren Wellenüberlaufrate q angeben. Es ist anzumerken, dass Tab. A 4.2.3 in der gegenwärtigen Form lediglich eine Größenordnung für das Gefahrenpotential infolge Wellenüberlauf gibt. Außerdem stellen die mittleren Wellenüberlaufraten nicht das Maß für die Standsicherheit dar. Daher sind die Werte in Tab. A 4.2.3 mit äußerster Vorsicht zu verwenden. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um Tab. A 4.2.3 zu vervollständigen und zu präzisieren.

Tab. A 4.2.3: Anhaltswerte zur Wirkung von Wellenüberlaufraten für scharliegende Küstenschutzbauwerke (im Einzelfall überprüfen)



4.2.5.6 Strömungsgrößen des Wellenüberlaufs

Die Wellenüberlaufströmung wurde erstmals von SCHÜTTRUMPF (2001) untersucht und mathematisch beschrieben. Schichtdicken und Überlaufgeschwindigkeiten am Beginn der Deichkrone können direkt aus den Auflaufgeschwindigkeiten und Schichtdicken auf der Deichaußenböschung ermittelt werden.

Die Veränderung der Strömungsgrößen auf der Deichkrone kann anhand der folgenden Gleichung beschrieben werden (Abb. A 4.2.13):

(a) Schichtdicken

$$h_k\,(x_k) = h_k\,(x_k = 0) \cdot \exp\left(-0{,}75\,\frac{x_k}{B}\right) \tag{4.2.26}$$

(b) Überlaufgeschwindigkeiten

$$v_k\,(x_k) = v_k\,(x_k = 0) \cdot \exp\left(-\frac{x_k \cdot f}{2 \cdot h_k}\right) \tag{4.2.27}.$$

Der Reibungsbeiwert f sollte für glatte Böschungen (Beton, Asphalt) zu f = 0,02 gesetzt werden. Weitergehende Informationen sind SCHÜTTRUMPF (2001) zu entnehmen.

Auf der Deichbinnenböschung wirkt zusätzlich die Neigung der Binnenböschung β auf die Überlaufgeschwindigkeiten v_B, und die Veränderung der Strömungsgrößen wird durch Gl. (4.2.28) beschrieben (Abb. A 4.2.13):

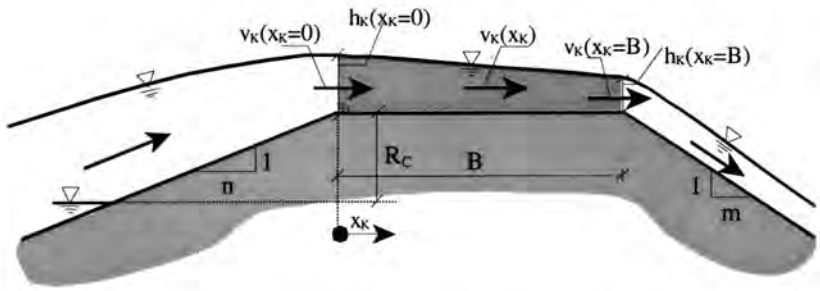
$$v_B = \frac{v_B(0) + \frac{k_1 h_B}{f} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)}{1 + \frac{f \cdot v_B(0)}{h_B \cdot k_1} \tanh\left(\frac{k_1 t}{2}\right)} \qquad (4.2.28)$$

mit: $$t \approx -\frac{v_B(0)}{g \sin\beta} + \sqrt{\frac{v_B^2}{g^2 \sin^2\beta} + \frac{2 s_B}{g \sin\beta}}$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{2 f g \sin\beta}{h_B}}$$

h_B = Schichtdicke [m]
f = Reibungsbeiwert [–] (f = 0,02 für glatte Böschungen)
β = Neigung der Binnenböschung [°]
s_B = böschungsparalleler Abstand zum Beginn der Deichbinnenböschung.

(a) Definition der Strömungsgrößen auf der Deichkrone



(b) Definition der Strömungsgrößen auf der Deichbinnenböschung

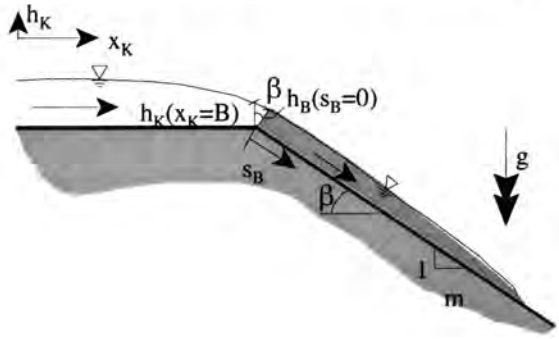


Abb. A 4.2.13: Definition der Strömungsgrößen auf Deichkrone und Deichbinnenböschung

Gl. (4.2.28) ist iterativ zu lösen. Als Anfangsschichtdicke h_B sollte für die erste Näherung die Schichtdicke h_B ($s_B = 0$) am Beginn der Deichbinnenböschung angesetzt werden. Aufgrund des Erhalts der Kontinuität ($q = h_b \cdot v_B$ = konst.) kann die Schichtdicke h_b nach der ersten Iteration neu bestimmt werden. Nach drei Iterationen ist in den meisten Fällen eine ausreichende Genauigkeit gegeben.

Zur Zeit werden großmaßstäbliche Modellversuche unter Berücksichtigung der bodenmechanischen Randbedingungen ausgewertet, um die Wirkung der Überlaufströmungsgrößen nach Gl. (4.2.26) bis (4.2.28) auf die Stabilität der Deichbinnenböschung abschätzen zu können. Erst nach Abschluss dieser Untersuchungen ist eine Bemessung der Deichbinnenböschung auf Grundlage der angreifenden und widerstehenden Kräfte möglich.

4.2.6 Böschungen mit Bruchstein- und Formkörperabdeckungen

4.2.6.1 Allgemeines

Für die Dimensionierung von Böschungen mit Bruchstein- oder Formkörperabdeckungen gegen Seegangsbelastungen werden nachfolgend Hinweise zur Ermittlung der erforderlichen Gewichte der Bruchsteine bzw. Formkörper gegeben. Aus der Vielzahl der in den vergangenen Jahrzehnten entwickelten empirischen Bestimmungsgleichungen wird auf die auf den Arbeiten von Irribarren aufbauende HUDSON-Gleichung (CERC, 1984) sowie auf die Untersuchungen von VAN DER MEER (1988) eingegangen.

Beiden Bemessungsformeln ist gemeinsam, dass die Wahl der in den Gleichungen enthaltenen empirischen Faktoren die erforderliche Steingröße maßgeblich beeinflusst. Eine Anwendung der Gleichungen als starres „Rezept" kann nicht zu einer optimalen Dimensionierung der Bauwerke führen. Vergleichsrechnungen und insbesondere die Erfahrungen des planenden Ingenieurs sind elementare Grundlage für die abschließende Festlegung der Bruch- oder Formsteinabmessungen sowie für die Wahl der Stärke der Deckschicht.

4.2.6.2 HUDSON-Formel

Die auf der Grundlage umfangreicher Untersuchungen in kleinmaßstäblichen hydraulischen Modellen mit regelmäßigen Wellen entwickelte HUDSON-Formel lautet:

$$W_{erf} = \frac{\rho_S \cdot g \cdot H_{bem}^3}{K_D \cdot \left(\frac{\rho_S}{\rho_w} - 1\right)^3 \cdot n} \tag{4.2.29}$$

mit: W_{erf} = erforderliches Gewicht eines Einzelblockes in der Deckschicht in [kN]
ρ_S = Dichte des Blockes in [t/m³]
ρ_W = Dichte des Wassers in [t/m³]
g = Erdbeschleunigung in [m/s²]
H_{bem} = Bemessungswellenhöhe in [m] ($H_{bem} = H_{1/3}$)
K_D = dimensionsloser, experimentell ermittelter Koeffizient [–].

In die HUDSON-Formel gehen die Böschungsneigung, die Bemessungswellenhöhe, die Dichte der verlegten Bruchsteine bzw. Formkörper sowie der umgebenden Flüssigkeit ein. In dem dimensionslosen K_D-Wert sind alle sonstigen Faktoren zusammengefasst, wie z. B.

die Form der Deckschichtsteine, der Grad der Verzahnung und die Form der angreifenden Welle (brechende bzw. nichtbrechende Wellen), wenn sie auf das Bauwerk auftrifft. In Abb. A 4.2.14 sind die im Shore Protection Manual (CERC, 1984) empfohlenen K_D-Werte von Bruch- und Formsteinen für geneigte Wellenbrecherschichten (Zerstörungsgrad < 5 %; d. h. weniger als 5 % aller Deckschichtsteine werden während eines Bemessungsereignisses verlagert) zusammengestellt.

Im Schrifttum werden unterschiedliche Empfehlungen hinsichtlich der Wahl der Bemessungswellenhöhe gegeben. Während das Shore Protection Manual von 1977 die signifikante Wellenhöhe $H_S = H_{1/3}$ als Bemessungswellenhöhe H_{bem} empfiehlt, wird im Shore Protection Manual von 1984 $H_{bem}=H_{1/10}$ empfohlen. Nachrechnungen von Schadensfällen in den 70er und 80er Jahren haben dazu geführt, dass heutzutage wieder die signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ in Verbindung mit den K_D-Werten des Shore Protection Manuals von 1984 verwendet wird.

In der Praxis kann u. U. erwogen werden, einen höheren K_D-Wert als angegeben zuwählen, wenn einige Prozent an Zerstörung von vornherein in Kauf genommen werden. In diesem Falle sind die voraussichtlichen Kosten für eine Schadensbehebung gegen die Gesamtkosten des Bauwerkes durch Optimierung gegenüberzustellen, um zu einer wirtschaftlich vertretbaren Lösung zu gelangen.

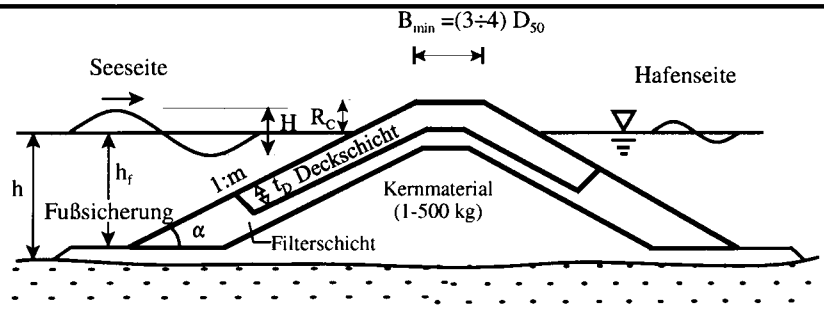
Die Seegangsauswertung und -beurteilung ist ein weiterer entscheidender Einflussfaktor für die Dimensionierung der Deckschicht, da die Wellenhöhe mit der 3. Potenz in die Formel von HUDSON eingeht. Daher ist es sehr wichtig, zum Beispiel die Häufigkeit des Auftretens von stärkerem Seegang innerhalb eines Jahres oder eines größeren Zeitraumes abzuschätzen und daraus die Wahrscheinlichkeit abzuleiten, wie oft Wellen einer bestimmten Höhe (z. B. der vorgesehenen Entwurfswellenhöhe) in einem Seegangsspektrum überschritten werden. Für eine weitergehende Erläuterung dieser vorgenannten Aufgabenstellungen wird auf Abschn. 3 verwiesen.

4.2.6.3 Ermittlung des erforderlichen Decksteingewichts nach VAN DER MEER

Auf der Grundlage umfangreicher groß- und kleinmaßstäblicher Untersuchungen mit Wellenspektren entwickelte VAN DER MEER (1988) eine Beziehung für die Dimensionierung von Bruchsteinabdeckungen, in der die Einflussgrößen, die im K_D-Wert nach HUDSON zusammengefasst sind, detaillierter unterschieden werden:

– Wellensteilheit
– Durchlässigkeit von Deckschicht und Filterschicht
– zulässiger Zerstörungsgrad und
– Sturmdauer.

Der Ansatz nach VAN DER MEER suggeriert gegenüber der HUDSON-Formel eine erhöhte Genauigkeit, da die zahlreichen Einflussgrößen scheinbar exakt berücksichtigt werden. Bei der Planung eines Wellenbrechers wird allerdings schnell deutlich, dass insbesondere die Bestimmung der Einflussgrößen (z. B. Porosität und Sturmdauer) mit hohen Unsicherheiten verbunden ist und somit die Genauigkeit der Bemessung gegenüber der HUDSON-Formel nicht erhöht wird.



•Freibordhöhe $R_C \approx 1{,}2\ H_S$ (R_C jedoch stark von der zulässigen Wellenüberlaufrate abhängig), wobei H_S = signifikante Wellenhöhe [m]

•Erforderliches Blockgewicht W und Dicke t_D der Deckschicht :

$$W = \frac{\rho_S g H_{Bem}^3}{k_D \left(\frac{\rho_S}{\rho_W} - 1\right)^3 \cot\alpha} \qquad \text{und} \qquad t_D = n \cdot k_\Delta \left(W/(\rho_S \cdot g)\right)^{1/3}$$

W =Blockgewicht [kN] . Bei Bruchsteinen gilt $W = W_{50}$ (Gewicht eines Steines mittleren Durchmessers D_{50} mit $D_{50} = (W_{50}/(\rho_S \cdot g))^{1/3}$)

H_{Bem}=Bemessungswellenhöhe [m] mit $H_{bem} = H_{1/3} = H_S$

ρ_S =Dichte des Blocks [t/m³]: $\rho_S \approx 2{,}3 \div 2{,}4$ t/m³ für Betonformsteine und $\rho_S \approx 2{,}6 \div 2{,}7$ t/m³ für Natursteine

ρ_W =Dichte des Meerwassers [t/m³]. In der Regel $\rho_W \approx 1{,}025$ t/m³.

α =Neigungswinkel der Deckschicht [°] und k_D =Form- und Standsicherheitsbeiwert [-]

Deckschicht-block	cot α	Anzahl der Lagen n	P [%]	k_Δ	Wellenbrecherflanken k_D		Wellenbrecherkopf k_D	
					brechende Wellen	nicht brechende Wellen	brechende Wellen	nicht brechende Wellen
Naturstein, glatt	1,5	2	38	1,02	1,2	2,4	1,1	1,9
Bruchsteine, scharfkantig	1,5	2	37	1,15	2,0	4,0	1,9	3,2
Antifer-Block	2,0	2	46	1,02	8	—	—	—
Tetrapoden	1,5	2	50	1,04	7,0	8,0	5,0	6,0
Dolosse	2,0	2	56	0,94	15,8*	31,8*	8,0	16,0
Accropoden®	1,33	1	52	1,3	12**	15**	7,7**	—
Coreloc®	1,33	1	60	1,6	16**	—	13**	—

(*) bei weniger als 2% Zersörungsgrad muß k_D um 50 % reduziert werden;

(**) 0% Zerstörungsgrad P=Porosität der Deckschicht; k_Δ=Lagenkoeffizient

Anzahl der Deckschichtelemente auf Böschungsfläche A [m²]: $N = A \cdot n \cdot k_\Delta (1-P) \left(\frac{W}{\rho_S \cdot g}\right)^{-2/3}$

Filterschicht: $W_{Filter} \approx (1/5\text{-}1/20) W_{Deckschicht}$ (kleinere W_{Filter}-Werte für schlanke Betonformsteine und einlagige Deckschichten mit Accropoden bzw. Core-Loc)
Schichtdicke: $(t_F)_{min} \approx 3\ (W/(\rho_S \cdot g))^{1/3}$

Abb. A 4.2.14: Bemessungsformeln für geschüttete Wellenbrecher – HUDSON-Formel (OUMERACI, 2001)

Als dimensionsloser Bemessungskennwert wird von VAN DER MEER die Stabilitätszahl N_S verwendet, die das Verhältnis der angreifenden Kräfte (Wellenhöhe H_S) zu den widerstehenden Kräften ($\Delta \cdot D_{n50}$) darstellt:

$$N_S = \frac{H_S}{\Delta \cdot D_{n50}} \tag{4.2.30}$$

mit: N_S = Stabilitätszahl [–]
H_S = signifikante Wellenhöhe [m]
D_{n5o} = mittlerer Durchmesser der Bruchsteine [m]
Δ = relative Steindichte $\Delta = (\rho_S/\rho_W) - 1$ [–]
ρ_S, ρ_W = Dichte der Bruchsteine und des Wassers [t/m^3].

Da das Steingewicht W (vgl. Abschn. 4.2.6.2) dem Durchmesser D_{n50} in der 3. Potenz proportional ist

$$W \approx D_{n50}^3 \tag{4.2.31},$$

geht die Wellenhöhe, wie auch in der HUDSON-Formel, mit der 3. Potenz in die Bemessung der Deckschicht ein.

VAN DER MEER unterscheidet bei der Bemessung zunächst in zwei Wassertiefenbereiche:
– hinreichend große Wassertiefe am Böschungsfuß (keine Beeinflussung der Wellenhöhe durch Wellenbrechen vor dem Böschungsfuß),
– geringe Wassertiefe am Böschungsfuß (Beeinflussung der Wellenhöhe durch Wellenbrechen vor dem Böschungsfuß).

Wird die Wellenhöhe durch Wellenbrechen beeinflusst, so empfiehlt VAN DER MEER die Verwendung von $H_{2\%}$ (Wellenhöhe mit 2 % Überschreitungswahrscheinlichkeit) anstelle von H_S. In der Praxis bereitet die Ermittlung von $H_{2\%}$ jedoch Schwierigkeiten, da in Flachwasserbereichen kein RAYLEIGH-verteilter Seegang vorliegt, für den $H_{2\%}/H_S$=1,4 gilt. Ist nicht bekannt, ob die Wellen vor dem Böschungsfuß brechen, so sollte sicherheitshalber mit den Gleichungen für eine ausreichend große Wassertiefe am Böschungsfuß gerechnet werden.

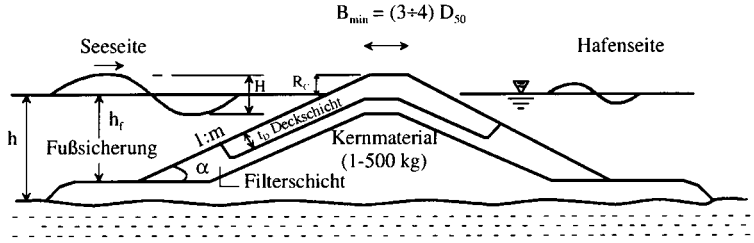
Weiterhin unterscheidet VAN DER MEER nach dem Brechertyp auf der Böschung zwei Belastungsfälle:
– Sturzbrecher
– Reflexionsbrecher.

Der Berechnungsansatz nach VAN DER MEER (1988) ist in Abb. A 4.2.15 dargestellt. Durchlässigkeitsbeiwert und Zerstörungsgrad können entsprechend den Angaben in Abb. A 4.2.15 gewählt werden.

Der Durchlässigkeitsbeiwert liegt zwischen P = 0,1 (Deckschicht mit Filterlage auf undurchlässigem Untergrund) und P = 0,6 (homogene Struktur). Aus den Bestimmungsgleichungen für die erforderlichen Steinabmessungen ist ersichtlich, dass mit zunehmendem P die erforderlichen Abmessungen abnehmen. Physikalisch kann dies dadurch erklärt werden, dass bei undurchlässigem Untergrund die Wasserbewegungen (insbesondere des Wellenablaufes) in der Deckschicht konzentriert werden und somit große Kräfte auf die Elemente der Deckschicht wirken.

Für die Definition des Zerstörungsgrades S wird zwischen den Zuständen
– Beginn der Zerstörung
– Übergangsbereich und
– Versagen der Struktur
unterschieden.

(a) Definitionsskizze



(b) Brecherkennzahl $\xi_m = \dfrac{\tan\alpha}{\sqrt{\dfrac{2\pi H_s}{g T_m^2}}}$

mit: H_s = Signifikante Wellenhöhe [m]
T_m = mittlere Wellenperiode [s]
α = Neigungswinkel der Deckschicht [°]

(c) kritische Brecherkennzahl für cotα ≤ 3

$$\xi_{mc} = \left[6{,}2 P^{0{,}31} \sqrt{\tan\alpha}\right]^{\frac{1}{P+0{,}5}}$$

kritische Brecherkennzahl für cotα > 3

$$\xi_{mc} = \left[3{,}58 P^{0{,}31} \sqrt{\tan\alpha}\right]^{\frac{1}{P+0{,}5}}$$

Mit: P = Durchlässigkeitsbeiwert [-]

(d) Ermittlung der Steindurschmesser

große Wassertiefe am Bauwerksfuß
(Wellen brechen nicht vor dem Bauwerksfuß)

Sturzbrecher ($\xi_m \leq \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6{,}2 P^{0{,}18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2} \xi_m^{-0{,}5}$$

Reflexionsbrecher ($\xi_m > \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1{,}0 P^{-0{,}13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2} \sqrt{\cot\alpha}\, \xi_m^P$$

geringe Wassertiefe am Bauwerksfuß
(Wellen brechen teilweise vor dem Bauwerksfuß)

Sturzbrecher ($\xi_m \leq \xi_{mc}$)

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8{,}7 P^{0{,}18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2} \xi_m^{-0{,}5}$$

Reflexionsbrecher ($\xi_m > \xi_{mc}$)

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1{,}4 P^{-0{,}13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2} \sqrt{\cot\alpha}\, \xi_m^P$$

Mit: S = Zerstörungsgrad [-]
D_{n50} = nominaler Steindurchmesser $(W_{50}/\rho_s \cdot g)^{1/3}$ [m]
Δ = relative Steinwichte $(\rho_s / \rho_w - 1)$ [-]
N = Anzahl Wellen (Sturmdauer) [-]

(e) Tabellen

Zerstörungsgrad

Neigung	leicht	mittel	vollständig
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Aufbau des Wellenbrechers

Durch-lässigkeit	Deck-schicht	Filter	Durchlässiger Kern
P = 0.1	x	x	Nein
P = 0.4	x	x	Ja
P = 0.5	x	-	Ja
P = 0.6	Homogen	-	Ja

Abb. A 4.2.15: Bemessungsformeln für geschüttete Wellenbrecher – VAN DER MEER-Formel – (VAN DER MEER, 1985; 1998)

Die erste Stufe (Beginn der Zerstörung) kann näherungsweise dem „no damage" Kriterium (Zerstörungsgrad < 5%) der HUDSON-Formel gleichgesetzt werden. Als Entwurfswerte für eine zweilagige Deckschicht werden die in Abb. A 4.2.15 in Abhängigkeit von der Böschungsneigung zusammengestellen Beiwerte S empfohlen (VAN DER MEER, 1988). Die Berücksichtigung des Zerstörungsgrades stellt aber auch einen wesentlichen Vorteil des Verfahrens nach VAN DER MEER da, weil der Zerstörungsgrad direkt abgeschätzt werden kann.

Die Bemessungsgleichungen nach VAN DER MEER sind für Sturmdauern bzw. Wellenanzahlen zwischen N = 1000 und N = 7000 gültig. Die Untersuchungen zeigten eine maximale Zerstörung bzw. Stabilisierung eines Gleichgewichtszustandes bei rd. N = 8000 bis 9000 Wellen. Für die Dimensionierung von Deckwerken mit Abdeckungen aus verklammerten Bruchsteinen, Steinsatz (z. B. Basaltsäulen), Betonsteinpflaster mit Horizontal- und/oder Vertikalverbund, Betonmatten usw. (vgl. Empfehlungen D) kann für eine Abschätzung der erforderlichen Abmessungen auf eine Erweiterung des vorstehend erläuterten Ansatzes zurückgegriffen werden (PILARCZYK, 1990).

4.2.7 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt A 4.2

BATTJES, J. A.: Surf Similarity. Proceedings of the 14th Conference on Coastal Engineering, Kopenhagen, Dänemark, 1974.

BRAHMS, A.: Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst, 1. Teil (1754) und 2. Teil (1757). Verlag H. Tapper, Aurich, 1754 u. 1757.

CERC: Shore Protection Manual, Vol. I–III, Coastal Engineering Research Center, Vickburg, 1984.

DAEMRICH, K. F.: Modellversuche zum Wellenüberlauf an Polderwänden, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, H. 72, S. 353–367, 1991.

EAK: Empfehlungen für Küstenschutzwerke, Die Küste, H. 55, 1993.

ERCHINGER, H. F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, H. 41, S. 255–276, 1974.

ERCHINGER, H. F.: Naturmessungen des Wellenauflaufs mit neuentwickelten Geräten, Die Küste, H. 31, S. 59–71, 1977.

FRANCO, L.; DE GERLONI, M.; VAN DER MEER, J. W.: Wave Overtopping on Vertical and Composite Breakwaters. Proc. 24th Intern. Conf. on Coastal Eng., Kobe, Japan, 1994.

FRANCO, C.; FRANCO, L.; RESTANO, C.; VAN DER MEER, J. W. : The Effect of Wave Obliquity and Short Crestedness on the Overtopping Rate and Volume Distribution on Caisson Breakwaters, MAST II-MCS Proceedings, Final Workshop, 1995.

FRANCO, C. u. FRANCO, L.: Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with Nonbreaking 3D-waves, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 125, No. 2, S. 98–108, 1999.

FÜHRBÖTER, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen, Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, H. 27, 1966.

FÜHRBÖTER, A.: Model and Prototype Tests for Wave Impact and Run-up on an Uniform 1:4 Slope, Coastal Engineering, Elsevier Science Publishers 10, 1986.

FÜHRBÖTER, A.: Geotextile and Granular Filters Underneath Concrete Block Revetments – A Comparison of Uplift Characteristics. Proceedings 2nd. International Symposium on Wave Research and Coastal Engineering, Elsevier Science Publishers 10, 1986.

FÜHRBÖTER, A.: Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Bd. 46, S. 225–282, 1991.

FUKUDA, N.; UNO, T. u. IRIE, I.: Field Observations of Wave Overtopping of Wave Absorbing Revetment. Coastal Engineering in Japan, Vol. 17, 1974.

GRÜNE, J.: Anatomy of Shock Pressures Induced by Real Sea State Breaking Waves, Int. Symposium on Modelling Soil Water Interactions (SOWAS), Delft, 1988.

GRÜNE, J.: Wave-Induced Shock Pressures Under Real Sea State Conditions, Proceedings 21st Int. Conf. On Coastal Engineering. Torremolinos, Malaga, Spain, 1988.

HUNT, I. A.: Design of Seawalls and Breakwaters. Journal of the Waterways and Harbour Division. ASCE, Vol. 85, No. WW3, S. 123–153, 1959.

MÖLLER, J.; OHLE, N.; SCHÜTTRUMPF, H.; DAEMRICH, K. F.; OUMERACI, H.; ZIMMERMANN, C.: Schräger Wellenauflauf an Seedeichen, Tagungsband des 3. FZK-Kolloquiums (29.3.2001), Hannover, 2001.

MÜHLESTEIN, D.: Hydraulische Untersuchungen von Wellenüberlauf an HWS-Wänden, Final Report. Danish Hydraulic Institute, Projekt Nr. 6734, 1992.

NIEMEYER, H. D.: Zur Abschätzung des maximalen Wellenauflaufs an Seedeichen aus der Einmessung von Teekgrenzen, Die Küste, H. 29, S. 143–151, 1976.

NIEMEYER, H. D.; BRANDT, G.; GÄRTNER, J.; GLASER, D.; GRÜNE, J.; JENSEN, F.; KAISER, R.: Naturuntersuchungen von Wattseegang an der deutschen Nordseeküste, Berichte der Forschungsstelle Küste, Bd. 40, 1995.

NIEMEYER, H. D.; GÄRTNER, J.; PETERS, K. H.; SCHNEIDER, O.: The estimation of Design Wave Run-Up on Sea Dykes in Consideration of Overtopping Security by Using Benchmarks of Flotsam, Int. Conf. on Coastal and Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC), Rio de Janeiro, 1995.

OUMERACI, H.: Beanspruchung von Betonplattendeckwerken und ihre Berücksichtigung bei der Bemessung, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 66, 1989.

OUMERACI, H.; SCHÜTTRUMPF, H.; MÖLLER, J.; KUDELLA, M.: Loading of the Inner Slope of Seadikes by Wave Overtopping – Results from Large Scale Model Tests, LWI-Bericht Nr. 858, 2001.

OUMERACI, H.; HEWSON, P.; JUHL, J. u. VAN DER MEER, J.: MCS-Project Multi-Disciplinary Research on Monolithic Coastal Structures, MAST II-MCS Proceedings, Final Workshop. 1995.

OUMERACI, H.: Küsteningenieurwesen, in: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Auflage, Parey-Buchverlag Berlin, 2001.

PILARCZYK, K. W.: Design of Seawalls and Dikes, in: Coastal Protection, Editor: PILARCZYK, Balkema, 1990.

PILARCZYK, K. W.: Other Design Considerations, in: Dikes and Revetments, Editor: PILARCZYK, Balkema, 1998.

RICHWIEN, W. u. WEHNER, T.: Considering the Stress of Filters in the Construction of Sea Dikes. Third Int. Conf. On Geotextiles, Vienna, Austria, 1986.

SCHÜTTRUMPF, H.; KORTENHAUS, A. u. OUMERACI, H.: Application of Overtopping Models to Vertical Walls Against Storm Surges. Proc, 26th Int. Conf. on Coastal Engineering. Kopenhagen, 1998.

SCHÜTTRUMPF, H.: Wellenüberlaufströmung bei Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen, Dissertation am Leichtweiß-Institut für Wasserbau, 2001.

SCHULZ, K.-P.: Maßstabseffekte beim Wellenauflauf auf glatten und rauen Böschungen, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, H. 120, S. 140–239, 1992.

SPARBOOM, U.; DEBUS, W. u. GRÜNE, J.: Wave-Induced Uplift Characteristics on Concrete Block Slope Revetments, Proc. 23rd Int. Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, 1992.

STEPHAN, H.-J.: Über Schäden an Seedeichen durch Wellen- und Druckschlagbelastungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 70, 1981.

STRYBNY, J. u. ZIELKE, W.: Extended Eddy Viscosity Concept for Wave Breaking in Boussinesq Type Models, Proc. of 27th Int. Conf. on Coastal Eng., Sydney, S. 1307–1320, 2000.

SZMYTKIEWICZ, M.; ZEIDLER, R. u. PILARCZYK, K.: Irregular Wave Run-up on Composite Rough Slopes, Coastal Dynamics, S. 599–613, 1994.

TAUTENHAIN, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufs – Ein Beitrag zur Bemessung, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, H. 53. S. 1–245, 1981.

TAUTENHAIN, E.; KOHLHASE, S. u. PARTENSCKY, H. W.: Wave Run-up at Sea Dikes Under Oblique Wave Approach, Proceedings 18th International Conference on Coastal Engineering, Kapstadt, Südafrika. S. 804–810, 1982.

TROCH, P.; DE ROUCK, J.; SCHÜTTRUMPF, H.: Numerical Simulation of Wave Overtopping over a Smooth Impermeable Sea Dike. Advances in Fluid Mechanics IV. Ghent. S. 715–724, 2002.

VAN DER MEER, J. W.: Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Delft Hydraulics Publications No. 396. 1988.

Van der Meer, J. W. u. Klein Breteler, M.: Measurement and Computation of Wave Induced Velocities on a Smooth Slope, Proceedings 22nd International Conference on Coastal Engineering, S. 191–204, 1992.

Van der Meer, J. W. u. Janssen, P. F. M.: Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes. ASCE book on „Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures", Ed. Z. Demirbilek, 1995.

Van der Meer, J. W.; Tönjes, P. u. De Waal, J. P.: A Code for Dike Height Design and Examination. Proceedings Int. Conf. on Coastlines, Structures and Breakwaters (Ed. N. W. H. Allsop), Thomas Telford, London, 1998.

Van der Meer, J. W.: Application and Stability Criteria for Rock and Artificial Units. In: Dikes and Revetments, Editor: K. W. Pilarczyk, Balkema, 1998.

Van Gent, M.: Wave Interaction with Permeable Coastal Structures. PHD-Thesis. Delft University Press, 1995.

Van Gent, M.: Physical Model Investigations on Coastal Structures with Shallow Foreshores – 2D Model Tests with Single and Double Peaked Wave Energy Spectra, Delft Hydraulics. Report H. 3608, 1999.

Van Vledder, G. P.: Literatur Survey to Wave Impacts on Dike Slopes. Desk Study Prepared for the Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen. A4. Delft Hydraulics, 1990.

Wehner, T.: Seegangserzeugte Spannungsänderungen im Sandkern eines Seedeiches, Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, H 21, 1987.

Witte, H.-H.: Druckschlagbelastung durch Wellen in deterministischer und stochastischer Betrachtung, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 102, 1988.

Zitscher, F. F.; Scherenberg, R. u. Carow, U.: Die Sturmflut vom 3. und 21. Januar 1976 an den Küsten Schleswig-Holsteins, Die Küste, H. 33, S. 71–99, 1979.

4.3 Senkrechte Wellenbrecher

4.3.1 Bauwerkstypen

Neben Wellenschutzbauwerken in Schüttbauweise stellen monolithische, meist senkrechte Schutzwerke aus Beton die häufigste Bauweise dar. Derartige senkrechte Bauwerke können z. B. in folgenden Formen (Abb. A 4.3.1) vorkommen: (i) senkrechte Wellenbrecher, (ii) zusammengesetzte Wellenbrecher, (iii) Strand- und Uferschutzmauern sowie (iv) Hochwasserschutzwände. Für weitere Konstruktionsformen, wie z. B. perforierte Schutzwände, Jarlan-Caisson-Wellenbrecher und pfahlgestützte Schürzenwände, sei auf PIANC (2001) und OUMERACI (2002) verwiesen.

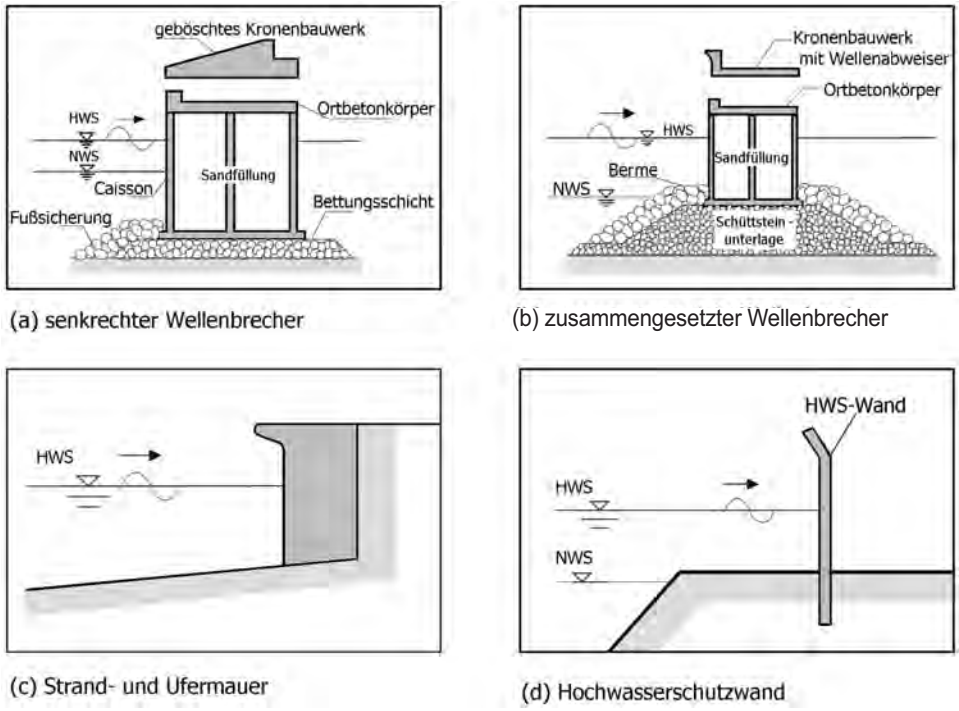


Abb. A 4.3.1: Ausgewählte Bauweisen von senkrechten Wellenschutzbauwerken (schematisch)

4.3.2 Hydraulische Bemessungsgrundlagen für senkrechte Wellenbrecher

Bei den hydraulischen Grundlagen ist zwischen der funktionellen Bemessung, die mehr auf die hydraulische Wirksamkeit fokussiert, und der konstruktiven Bemessung, bei der Fragen der Seegangsbelastung und der Standsicherheit im Vordergrund stehen, zu unterscheiden.

4.3.2.1 Bemessungsablauf

Eine vereinfachte Zusammenfassung des Bemessungsablaufes für einen senkrechten Wellenbrecher ist in Abb. A 4.3.2 dargestellt. Da die Hauptfunktion eines Wellenbrechers darin besteht, die Wellenunruhe im geschützten Bereich auf einen zulässigen Wert zu senken (PIANC, 1995 und OUMERACI, 1988), spielt die Wellentransmission die entscheidende Rolle für die funktionelle Bemessung. Für weitere Details hinsichtlich der funktionellen Bemessung sei auf GODA (2000) und OUMERACI (1988) verwiesen. Weitere maßgebende Einflussparameter sind die Wellenreflexion und der Wellenüberlauf, die zugleich auch die Belastungen und somit die Standsicherheit des Bauwerkes beeinflussen können. Im Folgenden wird nach einigen Hinweisen zur hydraulischen Wirksamkeit hauptsächlich auf die Bestimmung der Wellenbelastung eingegangen. Auf Gründungsaspekte, die entsprechenden Stabilitätsnachweise sowie auf weitere Aspekte der konstruktiven Bemessung wird u. a. in PIANC (2001), EAU (1996) und OUMERACI (2002) eingegangen.

4.3.2.2 Hinweise zur hydraulischen Wirksamkeit

Die Wellentransmission, zusammen mit der Wellenreflexion und dem Wellenüberlauf, stellen die wesentlichen Prozesse und Kriterien zur Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit eines senkrechten Wellenbrechers dar. Entscheidend ist jedoch die Wellentransmission, da die Hauptfunktion eines Wellenbrechers in der Wellendämpfung für den Schutzbereich besteht. Diese Transmission kann durch (i) die Hafeneinfahrt und (ii) die Schüttsteinunterlage unter dem monolithischen Bauwerk sowie durch (iii) Wellenüberlauf erfolgen. Im ersten Fall handelt es sich im Wesentlichen um ein Diffraktionsproblem (siehe Abschn. 3.5). Im zweiten Fall ist die Energiedissipation in groben, porösen Medien maßgebend (MUTTRAY, 2001). Der Transmissionsanteil ist lediglich bei sehr hohen Gründungskörpern aus Steinschüttung von Bedeutung. Der wichtigste Transmissionsanteil neben der Transmission durch die Hafeneinfahrt entsteht i.d.R. infolge Wellenüberlauf. Dabei stellt die relative Freibordhöhe R_c/H_s den entscheidenden Einflussparameter dar. Zur Bestimmung der Transmissionskoeffizienten K_t infolge Wellenüberlauf liegen Bemessungsnomogramme vor (GODA, 2000; TAKAHASHI, 1996). Für eine erste Abschätzung kann auch folgende Faustformel herangezogen werden, die für $R_c/H_s = 0$ bis 1,25 gültig ist:

$$K_t = 0{,}3 \left(1{,}5 - \frac{R_c}{H_s}\right)$$

mit $K_t = \frac{H_t}{H_i}$ und H_t, H_i = Höhe der transmittierten bzw. der einlaufenden Welle.

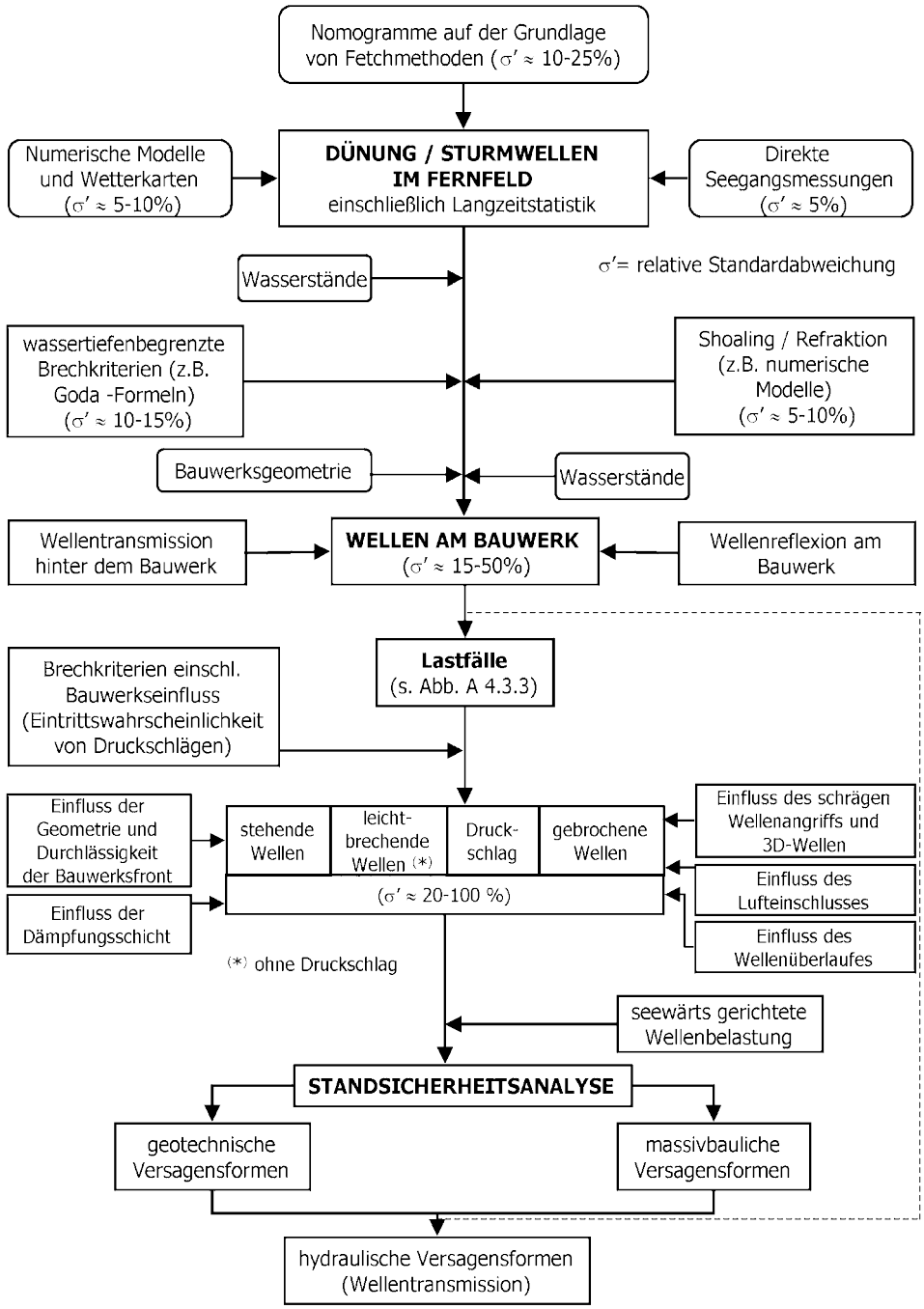


Abb. A 4.3.2: Allgemeiner Ablauf für die Bemessung senkrechter Wellenbrecher (nach OUMERACI et al., 2001)

Die bestehenden Berechnungsverfahren berücksichtigen jedoch weder die Perioden noch die statistische Verteilung der transmittierten Wellen, so dass beim Detailentwurf größerer Projekte hydraulische Modelluntersuchungen unerlässlich sind. Der Wellenüberlauf kann auch die Sicherheit des Betriebs auf bzw. hinter dem Wellenbrecher gefährden. Zur Berechnung der Wellenüberlaufraten und zur Abschätzung der zulässigen Grenzwerte sei auf Abschn. 4.2.4 verwiesen. Weitere Details sind in OUMERACI (2002) und GODA (2000) zu finden.

Die Wellenreflexion kann sowohl die Schifffahrt als auch die Standsicherheit des Bauwerkes (Kolkbildung!) beeinträchtigen. Sie stellt daher ein wichtiges Bemessungskriterium dar. Neben dem Brechertyp bilden Durchlässigkeit und die seewärtige Frontgeometrie des Bauwerkes die entscheidenden Einflussfaktoren. Bemessungsnomogramme und -formeln zur Abschätzung des Reflexionskoeffizienten Kr liegen bereits für verschiedene Seegangsbedingungen und Bauwerkstypen vor (PIANC, 2001). Für Wellenbrecher mit glatter, undurchlässiger, senkrechter Front gilt K_r = 0,7 bis 0,95 bei nicht brechenden bis leicht brechenden Wellen und K_r = 0,5 bis 0,7 für brechende Wellen. Durch die Anwendung perforierter Caisson-Wellenbrecher lässt sich der Reflexionskoeffizient auf K_r = 0,30 senken (BERGMANN u. OUMERACI, 2001).

Ein weiterer Aspekt der hydraulischen Wirksamkeit, der zunehmend an Bedeutung gewinnen wird, ist die Reduktion der Gischterzeugung und -höhe am Bauwerk. Durch Wind kann die salzhaltige Gischt bis 30 km in das Landesinnere transportiert werden (bis ca. 400 $\mu g/m^2/s$) und dort zu erheblichen Beeinträchtigungen (z. B. erhöhte Korrosion) führen.

4.3.2.3 Wellenbelastung senkrechter Wellenbrecher

a) Klassifizierung der Lastfälle

Der jeweilige Lastfall wird vorwiegend durch das lokale Wellenklima, die Topographie des Küstenvorfeldes sowie den Typ und die Geometrie des monolithischen Bauwerkes, einschließlich der Höhe und Breite der Schüttsteinunterlage, bestimmt. Zur Unterscheidung der Lastfälle wurde das in Abb. A 4.3.3 dargestellte Verfahren entwickelt (OUMERACI et al., 2001). Dieses beinhaltet drei Entscheidungsebenen und führt zu vier Lastfällen.

In der ersten Entscheidungsebene entscheidet die relative Wassertiefe $h_b^*=h_b/h_s$ über den Bauwerkstyp (senkrecht, zusammengesetzt oder Kronenbauwerk). In der zweiten und dritten Entscheidungsebene liefern die relative Wellenhöhe $H_s^*=H_s/h_s$ (Brecherindex) und die relative Bermenbreite $B^*=B_{eq}/L_{hs}$ den anzunehmenden Lastfall: (i) quasi-stehende Wellen, (ii) leicht brechende Wellen, (iii) Druckschläge und (iv) gebrochene Wellen.

Dieses stark vereinfachte Verfahren ermöglicht vor allem dem Nutzer eine erste überschlägliche Abschätzung der Bedingungen, die zur Druckschlagbelastung führen. Weitere Verfeinerungen im Hinblick auf die Brechkriterien, die auch die Vorlandböschung bzw. die Reflexionseigenschaften des Bauwerkes berücksichtigen, werden von OUMERACI et al. (2001) angegeben.

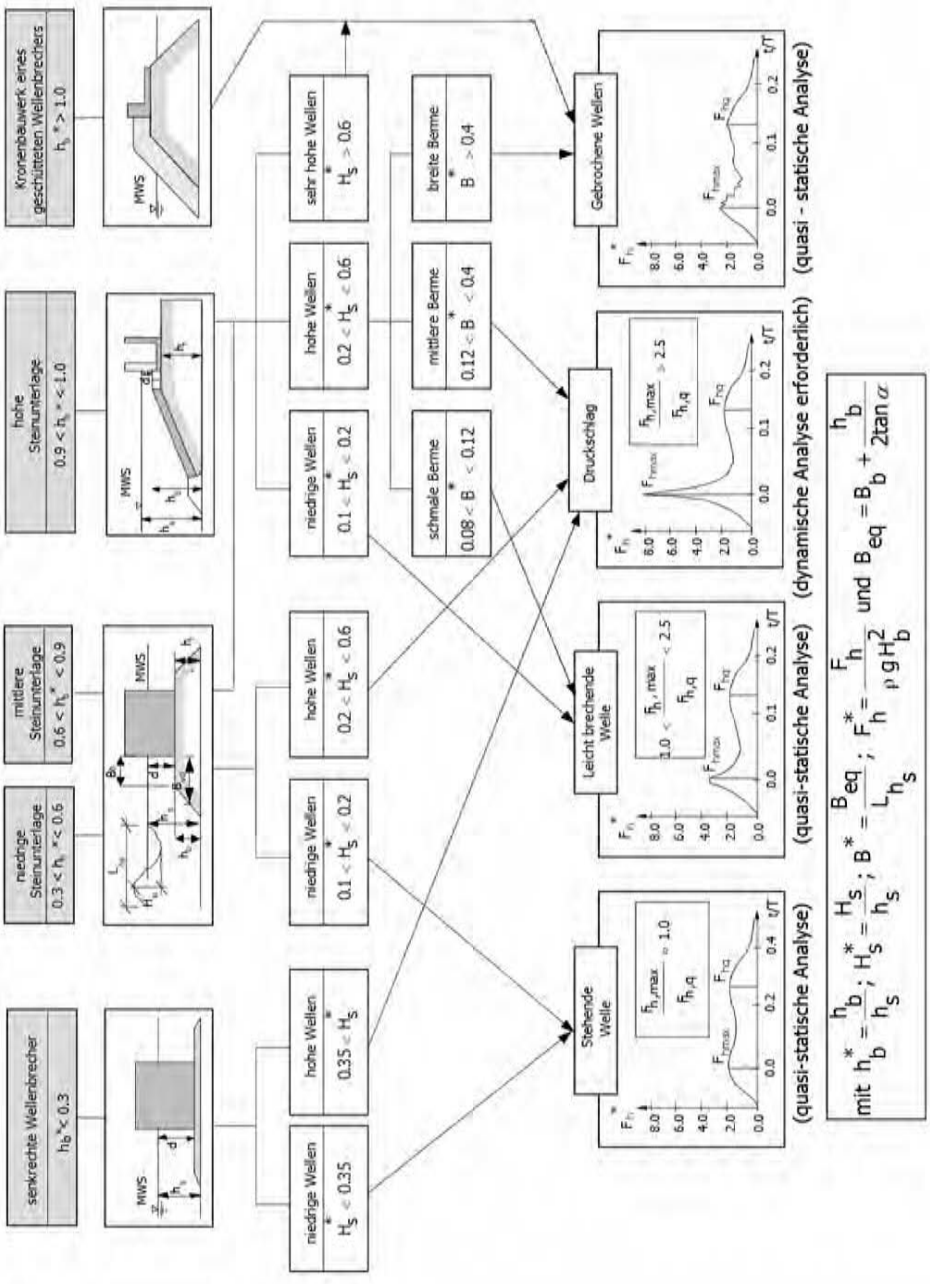


Abb. A 4.3.3. Klassifizierung der Lastfälle nach OUMERACI et al. (2001)

Zur Abschätzung der Wahrscheinlichkeit der brechenden, druckschlagverursachenden Wellen ist eine Näherungsmethode als Ergänzung des Verfahrens in Abb. A 4.3.3 entwickelt worden (OUMERACI et al., 2001), die in Tafel A 4.3.1 dargestellt ist. Bei geringeren Eintrittswahrscheinlichkeiten als 1% kann angenommen werden, dass die Druckschlagbelastung unbedeutend ist und mit dem Lastfall „leichtbrechende Wellen" (pulsierende Belastung) gerechnet werden kann.

b) Lastfälle ohne Druckschlag

Für die Berechnung der landwärts gerichteten Wellendruckbelastung und der entsprechenden Auftriebsbelastung von Wellenbrechern bei nichtbrechenden Wellen (Lastfall 1), leichtbrechenden Wellen (Lastfall 2) und gebrochenen Wellen (Lastfall 4) kann das international bewährte Verfahren von GODA (2000) verwendet werden. Das Verfahren ist in Tafel A 4.3.2 zusammenfassend dargestellt. Entgegen der ursprünglichen Auffassung von GODA, der damit alle vier Lastfälle in Abb. A 4.3.3 zu beschreiben versucht, gilt das Verfahren jedoch nicht bei Druckschlagbelastung (Lastfall 3). Die berechneten Belastungen nach Tafel A 4.3.2 sind als statisch äquivalente Belastungen anzusehen und somit direkt für die statischen Standsicherheitsnachweise anzusetzen. Zusätzlich sind folgende Hinweise und Anmerkungen für den Anwender von Bedeutung:

Das Verfahren von GODA wurde auf der Grundlage umfangreicher Modellversuche und theoretischer Betrachtungen entwickelt und anhand von Naturbeobachtungen zum Stabilitätsverhalten von 34 Caisson-Wellenbrechern in Japan überprüft und angepasst. Dabei wurden 21 Bauwerke als nicht standsicher eingestuft. Außerdem wurde das Verfahren durch Experimente in mehreren europäischen Laboratorien überprüft (OUMERACI et al., 2001). Als Ergebnis wurden folgende Unsicherheiten, die in Form von relativen Standardabweichungen ausgedruckt wurden, für die GODA-Formel ermittelt:

(i) Horizontale Druckkraft F_h und entsprechendes Kippmoment M_{Fh} um die hintere Bauwerkskante : σ'_{Fh} = 20% und $\sigma'_{M_{Fh}}$ 40%

(ii) Auftriebskraft Fu und entsprechendes Kippmoment M_{Fu} um die hintere Bauwerkskante: σ'_{Fu} = 20% und$\sigma'_{M_{Fh}}$ = 40 %.

Für die Lage des Bauwerkes seewärts der Brandungszone entspricht die maximale Wellenhöhe H_{max} der Wellenhöhe $H_{1/250}$, d. h. dem Mittelwert der 250 höchsten Wellen in der Aufzeichnung. Dies ist jedoch lediglich als Empfehlung zu erachten.

(iii) Um gebrochene Wellen vor dem Bauwerk zu berücksichtigen, schlägt GODA (2000) vor, die Bemessungswelle in einem Abstand $5H_s$ seewärts des Bermenfußes zu definieren. Da das Verfahren von GODA für Wellenbrecher entwickelt wurde (d. h. Bauwerke, die „nicht trocken fallen"), bestehen noch große Unsicherheiten für den Lastfall „gebrochene Wellen" auf Schutzmauern, die landwärts der Uferlinie stehen. In diesem Fall sowie im Falle einer Ufermauer seewärts der Uferlinie wird empfohlen, die Belastung nach den Verfahren in Tafel A 4.3.4 zu berechnen, die auf der sicheren Seite liegen.

Tafel A 4.3.1: Eintrittswahrscheinlichkeit der Druckschlagbelastung (Ergänzung zu Abb. A 4.3.3)

Brecherhöhe H_{bc} vor dem Bauwerk (Brecherkriterium)

$$H_{bc} = L_{pi} \cdot \left[0{,}1025 + 0{,}0217 \cdot \left(\frac{1 - K_r}{1 + K_r} \right) \right] \cdot \tanh \left(2\pi k_b \cdot \frac{h_s}{L_{pi}} \right)$$

L_{pi} = Wellenlänge bei Wassertiefe h_s und für Peakperiode T_p [m]:

$$L_{pi} = L_o \cdot \left[\tanh \left(2\pi \cdot \frac{h_s}{L_o} \right)^{3/4} \right]^{2/3} \qquad \text{und} \qquad L_o = \frac{g \cdot T_p^{\,2}}{2\pi}$$

K_r = Reflexionskoeffizient mit $K_r = 0{,}50 \div 0{,}70$ für zusammengesetzte Wellenbrecher mit hoher Steinunterlage und $K_r = 0{,}70 \div 0{,}95$ für senkrechte Wellenbrecher mit niedriger Steinunterlage.
k_b = empirischer Korrekturfaktor:

$$k_b = 0{,}0076 \left(\frac{B_{eq}}{d} \right)^2 - 0{,}1402 \left(\frac{B_{eq}}{d} \right) + 1$$

mit der äquivalenten Bermenbreite

$$B_{eq} = B_b + \frac{h_b}{2 \tan \alpha}$$

$\tan \alpha$ ist die Neigung der seewärtigen Bermenböschung, B_b und h_b sind jeweils die Bermenbreite und -höhe, und d ist die Wassertiefe direkt an der senkrechten Wand.

Eintrittswahrscheinlichkeit der Druckschläge

Prozentsatz der brechenden und gebrochenen Wellen

$$P_b\,(\%) = \exp \left[-2 \left(\frac{H_{bc}}{H_{si}} \right)^2 \right] \cdot 100\ \%$$

mit H_{si} = signifikante Höhe der einlaufenden Welle [m]
Kritische Wellenhöhe, die den Übergang zwischen gebrochenen Wellen und druckschlagverursachenden brechenden Wellen kennzeichnet:

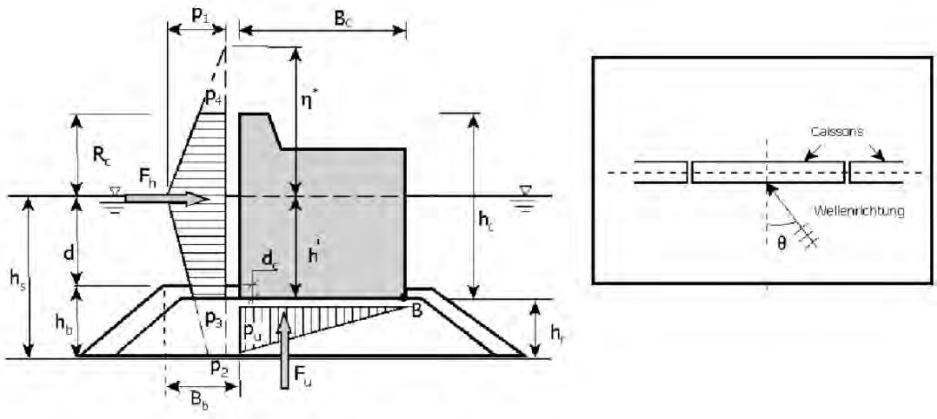
$$H_{bs} = 0{,}1242 \cdot L_{pi} \cdot \tanh \left(2\pi \cdot \frac{h_s}{L_{pi}} \right)$$

Prozentsatz der Druckschläge

$$P_i\,(\%) = \exp \left[-2 \left(\frac{H_{bc}}{H_{si}} \right)^2 - \exp \left[-2 \left(\frac{H_{bs}}{H_{si}} \right)^2 \right] \right] \cdot 100\ \%$$

Für sehr niedrige Wahrscheinlichkeiten P_i ($\leq 1\ \%$) braucht keine Druckschlagbelastung berücksichtigt zu werden.

Tafel A 4.3.2: Verfahren von GODA für die Druckbelastung nichtbrechender, brechender und gebrochener Wellen (ohne Druckschlag)



Bemessungswellenhöhe

$\eta^* = 0{,}75 \cdot (1 + \cos\theta) \cdot H_D$

H_D = Bemessungswellenhöhe. Sie entspricht der höchsten Welle des Bemessungsseegangs vor dem Bauwerk [m]:

für Bauwerke seewärts der Brandungszone:	$H_D = H_{max} = 1{,}8\ H_s$ (aus der Rayleigh-Verteilung)
für Bauwerke in der Brandungszone:	$H_D = H_{max}$ als Brecherhöhe in einem Abstand $5 \cdot H_s$ vor dem Bermenfuß

H_s = signifikante Wellenhöhe [m] und
θ = Wellenangriffswinkel bezogen auf die Normale zur Küstenlinie. Der Wellenangriffswinkel θ sollte um bis zu 15° senkrechter angesetzt werden, um Unsicherheiten in der Bestimmung auszugleichen (siehe Definitionsskizze)

Horizontale Wellenbelastung

Wellendruck [kPa] und Horizontalkraft [kN/m] auf die senkrechte Frontwand

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos\theta) \cdot (\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \cos^2\theta) \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_D$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi \cdot h_s / L)}$$

$$p_3 = \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_4 = \begin{cases} p_1\,(1 - Rc/\eta^*) & \text{für } \eta^* > R_c \\ 0 & \text{für } \eta^* \le R_c \end{cases}$$

Tafel A 4.3.2: Verfahren von GODA für die Druckbelastung nichtbrechender, brechender und gebrochener Wellen (ohne Druckschlag) (Fortsetzung)

$$F_h = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_3)\, h' + \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_4) R_c^*$$

mit:

$$\alpha_1 = 0{,}6 + \frac{1}{2}\left(\frac{4\pi \cdot h_s/L}{\sinh(4\pi \cdot h_s/L)}\right)^2$$

$$\alpha_1 = 0{,}6 + \frac{1}{2}\left(\frac{h_D - d}{3h_D}\left(\frac{H_D}{d}\right)^2 ; \frac{2d}{H_D}\right)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h_s}\left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi \cdot h_s/L)}\right)$$

$$R_C^* = \min\{\eta^*; R_C\}$$

h_D = Wassertiefe an der Stelle, wo die Bemessungswelle H_D definiert ist [m]
L = Wellenlänge [m] bezogen auf signifikante Wellenperiode $T_{1/3} \approx 1{,}2\ T_m$ (mit T_m = mittlere Wellenperiode)
ρ_W = Dichte des Seewassers [t/m³]
g = Erdbeschleunigung [m/s²]

Auftriebsbelastung

Der Auftriebsdruck [kPa] und die Auftriebskraft [kN/m] infolge Wellen lassen sich errechnen durch:

$$p_u = \frac{1}{2} \cdot (1 + \cos\theta)\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \rho_W \cdot g \cdot H_D$$

$$F_u = \frac{1}{2} p_u \cdot B_c$$

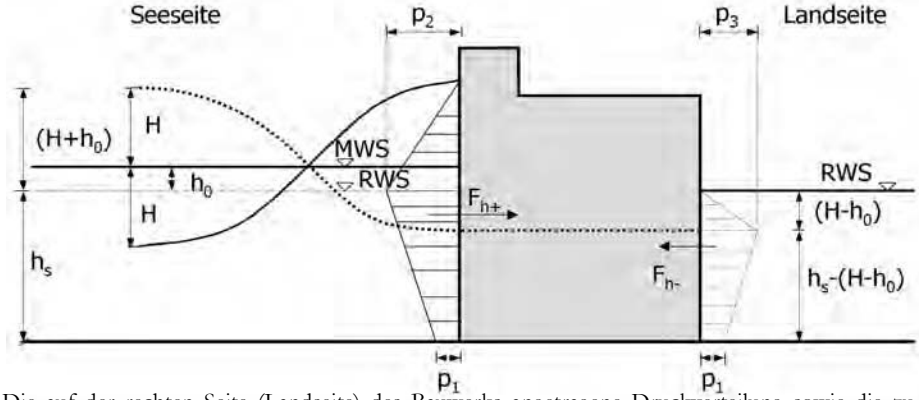
Drehmoment um die Caisson-Hinterkante

Durch die Horizontalkraft F_h und die Auftriebskraft F_u entstehen folgende Drehmomente [kNm/m] an der Caisson-Hinterkante B:

$$M_{F_h} = \frac{1}{6} \cdot (2p_1 + p_3) h'^2 + \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_4) h' R_C^* + \frac{1}{6} \cdot (p_1 + 2p_4) R_C^{*2}$$

$$M_{F_u} = \frac{2}{3} \cdot F_u \cdot B_C$$

Tafel A 4.3.3: Druckbelastung durch stehende Wellen (Verfahren nach SAINFLOU und Hinweise auf das Verfahren von MICHE-RUNDGREN)



Die auf der rechten Seite (Landseite) des Bauwerks angetragene Druckverteilung sowie die zugehörige Kraft F_{h-} entsteht auf der linken Seite (Seeseite) beim Auftreten eines Wellentals

$$p_1 = \frac{\rho \cdot g \cdot H}{\cosh\left(\frac{2\pi \cdot h_s}{L}\right)};\ \mathbf{p_2} = (p_1 + \rho \cdot g \cdot h_s) \cdot \left(\frac{H + h_0}{h_s + H + h_0}\right);\ p_3 = \rho \cdot g \cdot (H - h_0)$$

mit:

H =Höhe der einlaufenden Welle. In der Regel wird $H_{Bem} = H_{1/250}$ als Bemessungswelle empfohlen (GODA, 2000).

L =Wellenlänge in der Wassertiefe h_s

h_0 =mittlere Wasserspiegelerhebung bei Wellenbewegung nach SAINFLOU:

$$h_0 = \frac{\pi \cdot H^2}{L} \cdot \coth\left(\frac{2\pi \cdot h_s}{L}\right)$$

Horizontalkraft landwärts [kN/m]:

$$F_{h+} = \frac{1}{2} \cdot [p_2 \cdot (H + h_0) + (p_2 + p_1) \cdot h_s]$$

Horizontalkraft seewärts [kN/m]:

$$F_{h-} = \frac{1}{2} \cdot [p_3 \cdot (H - h_0) + (p_3 + p_1) \cdot (h_s - H + h_0)]$$

Anmerkungen:

(i) Das Verfahren von SAINFLOU setzt einen Reflexionskoeffizienten von K_r =1,0 voraus. Bei K_r < 1,0 schlägt SPM (1984) eine Reduktion der Bemessungswellenhöhe nach MICHE-RUNDGREN:

$$H_{Bem} = \frac{(1 + K_r) \cdot H}{2}$$

vor, wobei jedoch Reflexionskoeffizienten unterhalb von K_r = 0,9 nicht empfohlen werden. Das MICHE-RUNDGREN-Verfahren, das in der Regel kleinere Druckkräfte als das SAINFLOU-Verfahren liefert, ist ausführlich in SPM (1984) beschrieben. Außerdem findet man darin ein Verfahren zur Reduzierung der Druckbelastung beim Wellenüberlauf.

(ii) In der Regel liefert das Verfahren von SAINFLOU Druckkräfte, die auf der sicheren Seite liegen. Bei relativen Wellenhöhen mit H_s/h_s < 0,6 muss jedoch die seewärtig gerichtete Kraft F_{h-} nach SAINFLOU mit dem Faktor 1,3 multipliziert werden (OUMERACI et al., 2001).

Tafel A 4.3.4: Modifiziertes SPM-Verfahren für den Lastfall „gebrochene Wellen“

Für Ufer- und Schutzmauern, die bei hohen Sturmflutwasserständen lediglich durch gebrochene Wellen erreicht werden, wird bis heute noch die Seegangsbelastung durch das Näherungsverfahren von Shore Protection Manual (SPM, 1884) berechnet, das Wellenkräfte liefert, die sehr stark auf der sicheren Seite liegen. Um diese Kräfte auf ein sinnvolleres Maß zu reduzieren, kann eine Korrektur des SPM-Verfahrens auf der Grundlage der Untersuchungen von CAMFIELD (1991) vorgenommen werden, die sich von der Aktualisierung des SPM-Verfahrens nach CEM (2001) etwas unterscheidet. Dabei werden folgende Annahmen getroffen (s. Definitionsskizze):

– Die Schwallhöhe h_b am Brechpunkt entspricht 78 % der Brecherhöhe H_b ($h_b = 0{,}78\ H_b$) und nimmt bis zur Uferlinie linear ab. An der Uferlinie beträgt sie für Strandneigungen $\tan\alpha = 0{,}01$ bis $0{,}1$(*) nur noch:

$$h_{RWS} = 0{,}2\ H_b$$

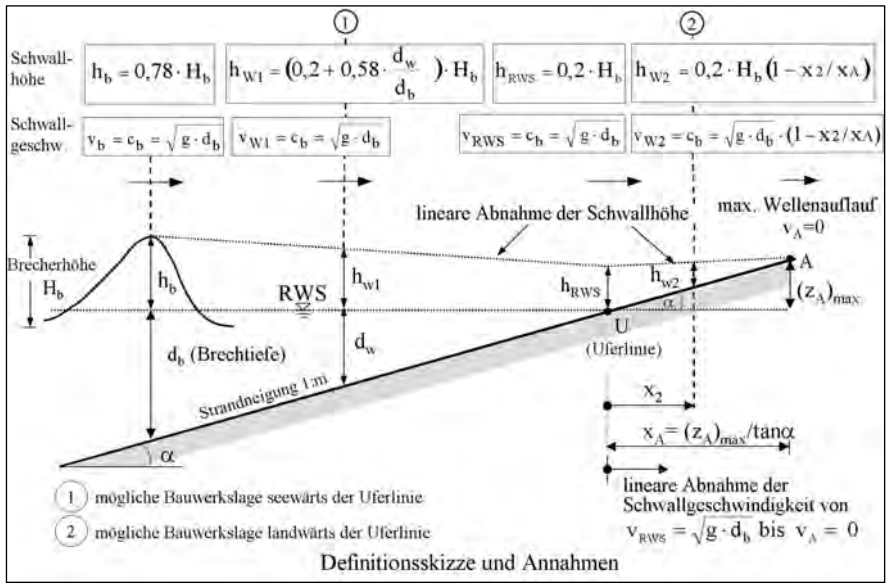
Beim Auflaufen auf der Böschung nimmt dann diese Schwallhöhe linear ab, bis sie am Punkt A des maximalen Wellenauflaufes ($z_A = z_{Amax}$) zu Null wird. Damit kann die Schwallhöhe an jedem Punkt (d. h. für jede beliebige Lage des Bauwerkes) zwischen der Brecherlinie und des Scheitels A des maximalen Wellenauflaufs aus geometrischen Betrachtungen ermittelt werden.

– Die Schwallgeschwindigkeit am Brechpunkt v_b entspricht der Wellenschnelligkeit C_b an der Brechtiefe d_b und bleibt bis zur Uferlinie ($v_b = v_{RWS}$) unverändert:

$$v_b = v_{RWS} = c_b = \sqrt{g \cdot d_b}$$

Die Brechtiefe d_b ist nach Abschn. 3.4.4 zu ermitteln.

Erst nach der Uferlinie, d. h. beim Auflaufen auf der Böschung, nimmt die Schwallgeschwindigkeit linear ab, bis sie am Punkt des maximalen Wellenauflaufs zu Null wird. Somit kann die Schwallgeschwindigkeit an jedem Punkt (d. h. für jede beliebige Lage des Bauwerks!) aus geometrischen Betrachtungen bestimmt werden.



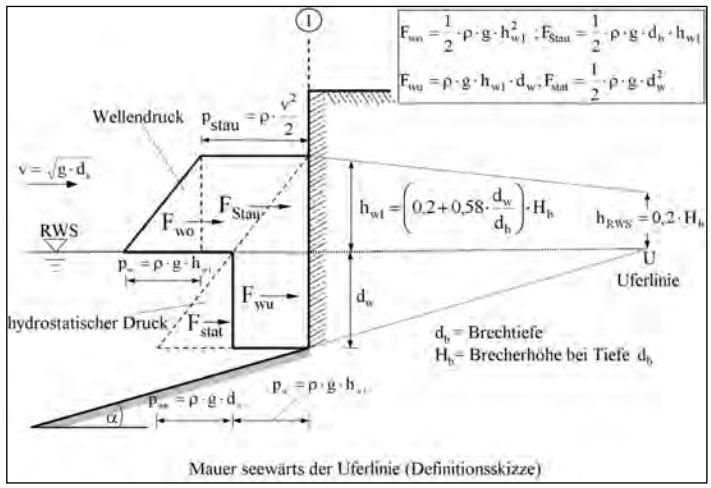
Definitionsskizze und Annahmen

(*) Laborexperimente am Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts zeigen für steilere Böschungsneigungen (m = 3), dass die Schwallhöhe an der Uferlinie maximal $h_{RWS} = 0{,}25\ H_b$ beträgt.

Fortsetzung Tafel A 4.3.4

Bei der Berechnung der Wellenbelastung werden grundsätzlich zwei Fälle unterschieden: Mauer seewärts der Uferlinie (1) und Mauer landwärts der Uferlinie (2)

(a) Mauer seewärts der Uferlinie



Mauer seewärts der Uferlinie (Definitionsskizze)

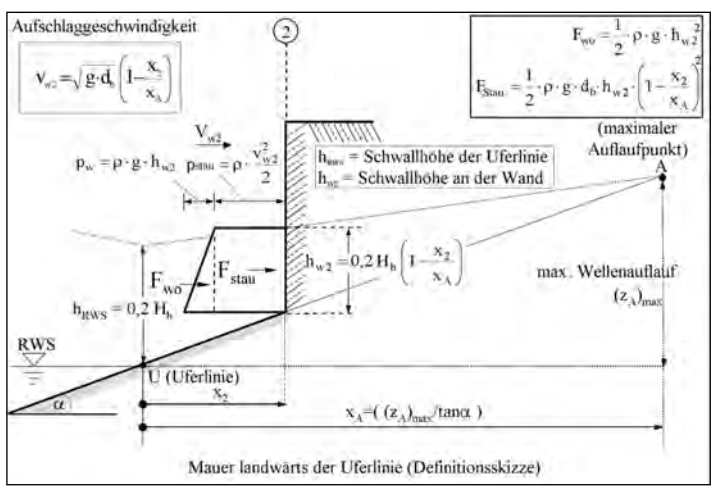
Die gesamte horizontale Wellendruckkraft pro laufenden Meter Wand [N/m] beträgt (s. Definitionsskizze):

$$F_w = F_{wo} + F_{wu} + F_{Stau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{w1}{}^2 + \rho \cdot g \cdot h_{w1} \cdot d_w + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w1}$$

Hinzu kommt noch die statische Druckkraft aus der Wassertiefe d_w (beim RWS) unmittelbar an der Wand:

$$F_{stat} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d^2{}_w$$

(b) Mauer landwärts der Uferlinie



Mauer landwärts der Uferlinie (Definitionsskizze)

Die gesamte horizontale Wellendruckkraft pro laufenden Meter Wand [N/m] beträgt (s. Definitionsskizze):

$$F_w = F_{wo} + F_{Stau} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot h_{w2}{}^2 + \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot d_b \cdot h_{w2} \cdot \left(1 - \frac{x_2}{x_A}\right)^2$$

Besonders bei großen relativen Wassertiefen $h_s/L > 0{,}25$ und nichtbrechenden Wellen (Lastfall 1) können seewärts gerichtete Wellendruckkräfte F_{h-} (Wellental an der Bauwerksfront) auftreten, die größer als die landwärts gerichteten Druckkräfte F_h (Wellenberg an der Bauwerksfront) sein können. Für eine erste Abschätzung der seewärts gerichteten Kraft F_{h-} kann das einfache Verfahren von SAINFLOU herangezogen werden (Tafel A 4.3.3). Experimentelle Ergebnisse (OUMERACI et al., 2001) haben jedoch gezeigt, dass bei $h_s/L > 0{,}25$ und $H_s/h_s < 0{,}6$ eine Erhöhung um ca. 30 % der nach SAINFLOU berechneten seewärts gerichteten Kraft F_{h-} erforderlich ist (Multiplikationsfaktor von 1,3).

c) Lastfälle mit Druckschlagbelastung

Im Gegensatz zur quasi-statischen Wellendruckbelastung durch nichtbrechende und leichtbrechende Wellen ist die Druckschlagbelastung durch eine viel kürzere Wirkdauer t_d (i.d.R. viel kürzer als die Eigenperiode T_N des Bauwerkes) und viel höhere lokale Drücke (bis zu $p = 50\ \rho_w \cdot g\ H_b$ mit H_b = Brecherhöhe) und größere Gesamtkräfte (bis $F_h = 15\ \rho_w \cdot g\ H_b^2$) charakterisiert (Abb. A 4.3.4).

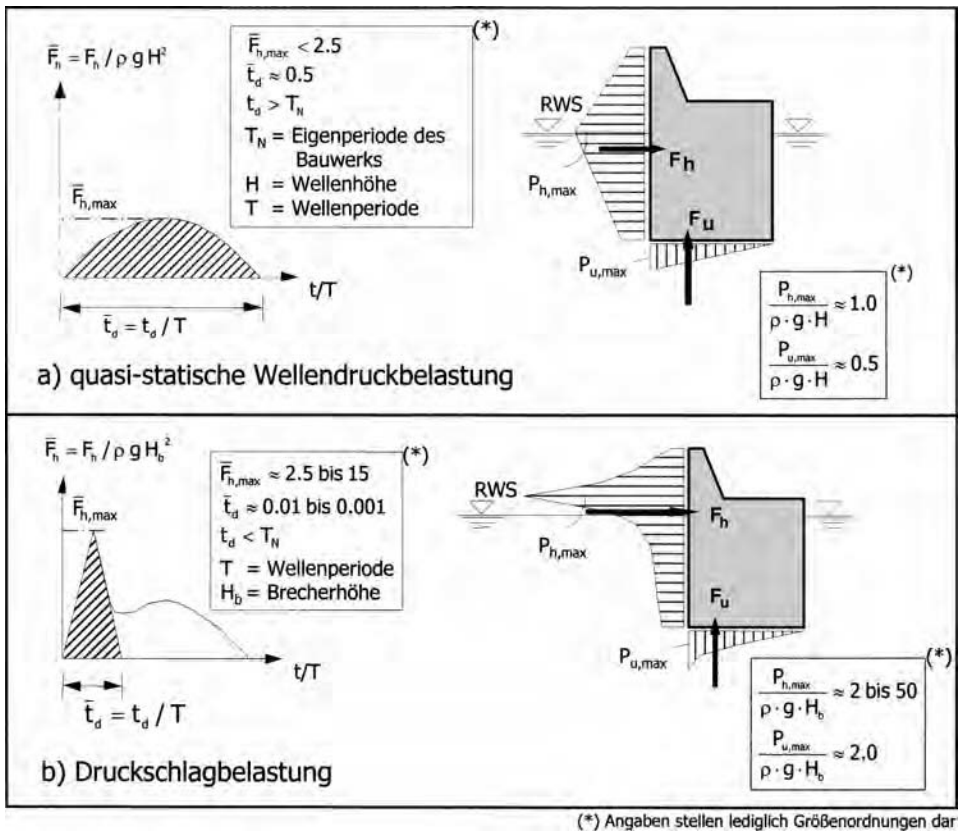


Abb. A 4.3.4: Unterschied zwischen quasi-statischer und Druckschlagbelastung

Trotz der extrem kurzen Wirkdauer ist die Druckschlagbelastung nicht nur für die Stabilität von kleinen Bauteilen ($T_N \approx t_d$) innerhalb des Gesamtbauwerkes von Bedeutung, sondern auch für die Standsicherheit des Wellenbrecher-Caissons (z. B. Gleitsicherheit). Durch die Übertragung der oszillierenden Bewegungen des Bauwerkes auf die Gründung sowie durch geringe verbleibende Verschiebungen, die sich infolge wiederholter Druckschläge aufsummieren, kann es auch zum Gesamtversagen des Bauwerkes nach dem Sturm kommen (Abb. A 4.3.5).

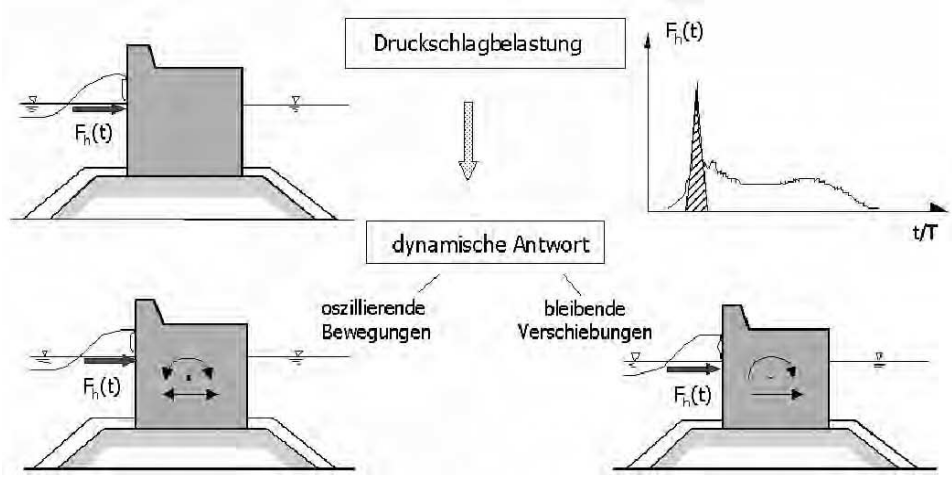


Abb. A 4.3.5: Einfluss der Druckschlagbelastung auf das Gesamtbauwerk

Es ist von einem Einsatz senkrechter Wellenbrecher überall dort abzuraten, wo ein häufiges Auftreten von Druckschlägen zu erwarten ist. Als Alternative bieten sich neuartige innovative monolithische Bauwerke mit hoher Schüttsteinunterlage und flacher Bermenböschung (OUMERACI, 2002) an. Eine übliche, jedoch sehr kostspielige Praxis für den nachträglichen Schutz eines senkrechten Wellenbrechers gegen Druckschläge ist der Bau einer Dämpfungsschicht aus Betonformsteinen (TAKAHASHI, 1996; GODA, 2000).

Dort wo Druckschläge häufig auftreten, ist das Bauwerk auf Druckschlagbelastung zu bemessen. Für die Berechnung der Druckschlagbelastung liegen zwei Näherungsverfahren vor:

Das Verfahren von Takahashi (1996): Es ist eine rein empirische Erweiterung des Verfahrens von GODA in Tafel A 4.3.2. Diese Erweiterung besteht darin, dass ein neuer α-Koeffizient für die Druckordinate p1 am Ruhewasserspiegel eingeführt wird, der die Druckschlagbelastung berücksichtigt. Da das Verfahren relativ aufwendig ist, sei auf Details bei TAKAHASHI (1996) bzw. bei OUMERACI (2002) verwiesen.

Das PROVERBS-Verfahren (Oumeraci et al., 2001): Es ist eine physikalisch begründete Methode, die auf der Grundlage von Modellversuchen und theoretischen Untersuchungen entwickelt wurde. Sie ermöglicht, sowohl für die horizontale als auch für die Auftriebsbelastung die gesamte Kraft-Zeit-Funktion sowie die Druckverteilung als statistische Größen zu berechnen. Daraus, sowie aus den dynamischen Eigenschaften des Bauwerkes (Eigenperiode T_N), wird ein dynamischer Lastfaktor ermittelt, der es ermöglicht, die dynamische Kraft in eine statisch äquivalente Kraft zu überführen (siehe OUMERACI et al., 2001). Da das Verfahren deutlich aufwendiger als das Verfahren von TAKAHASHI ist, sei auf die ausführliche

Beschreibung in OUMERACI (2002) verwiesen. Hierin sind auch Näherungsverfahren zur Berechnung der hydrodynamischen und geodynamischen Massen, der Steifigkeitsparameter sowie der Eigenperiode des Systems Bauwerk-Gründung angegeben.

Da die Unsicherheiten, die mit jeder Berechnung von Druckschlagbelastungen verbunden sind, noch immer sehr groß sind, sollte bei der Detailplanung von anspruchsvollen Projekten unbedingt auf Modellexperimente zurückgegriffen werden. Für die Durchführung von derartigen experimentellen Untersuchungen kann das PROVERBS-Verfahren, zusammen mit den Ausführungen über die Maßstabeffekte in OUMERACI et al. (2001), als nützlicher Wegweiser herangezogen werden.

Wegen der o.g. kumulativen Effekte durch wiederholte Druckschläge stellt neben Höhe und Wirkdauer von Druckschlägen auch deren Eintrittshäufigkeit eine entscheidende Größe für die Standsicherheit senkrechter Wellenbrecher dar. Deshalb müssen die Maßnahmen zur Reduzierung der Druckschläge auch darauf abzielen, deren Eintrittshäufigkeit auf ein zulässiges Maß (möglichst unter 1 %) zu reduzieren. Da bei schrägem Wellenangriff ($\theta > 20°$) sowohl die Höhe und die Häufigkeit von Druckschlägen gegenüber normal anlaufenden Wellen geringer ist, empfiehlt es sich, druckschlaggefährdete Wellenbrecher möglichst schräg zu den Tiefenlinien auszurichten. Weitere Maßnahmen bestehen in einer entsprechenden Gestaltung der Geometrie und Durchlässigkeit der Frontwand, die die Wirkung der Druckschläge reduzieren. Da die druckschlagerzeugenden Brecher lediglich auf einer begrenzten Strecke entlang des Wellenbrechers wirksam sind (3D-Effekt), stellen längere als bislang übliche Caisson-Einheiten eine weitere Alternative zur Erhöhung der Standsicherheit druckschlaggefährdeter Bauwerke dar (OUMERACI, 2002).

4.3.2.4 Wellenbelastung senkrechter Schutzwerke mit durchlässiger Front

Senkrechte Strandmauern und Wellenbrecher mit undurchlässiger Front haben den Nachteil, dass sie einen starken Reflexionskoeffizienten aufweisen und mit höheren Belastungen und Wellenüberlaufraten als geböschten Bauweisen ausgesetzt sind. Zur Überwindung dieser und weiterer Nachteile gibt es eine Vielzahl von speziellen Konstruktionen mit durchlässiger Front.

a) Durchlässige Wände ohne Wellenkammer

Perforierte bzw. Schlitzwände ohne dahinterliegende Wellenkammer sind als sanftere seegangsdämpfende Schutzwerke überall dort geeignet, wo eine gewisse Wellenunruhe zugelassen werden kann und ein ausreichender Wasseraustausch zwischen offener See und dem Schutzbereich hinter dem Bauwerk gewährleistet werden soll. Entsprechende Funktionskurven, wie in Abb. A 4.3.6 für eine Wand mit homoger Porosität über die gesamte Höhe dargestellt, ermöglichen je nach lokalen Seegangsbedingungen (einlaufende Wellenhöhe H_{si} und Wassertiefe h) und Schutzkriterien (Transmissionskoeffizient K_t und Reflexionskoeffizient K_r), die geeignete Wandporosität P (15–40 %) festzulegen. Die Wandporosität P ist in dem Reflexionsparameter

$$RP = \left[\left(\frac{H_{si}}{h}\right)/P^{0,95}{}^{0,65}\right]$$

enthalten, der eine Art „dynamische Durchlässigkeit“ darstellt.

Für die Berechnung der Wellenbelastung kann näherungsweise das Verfahren von GODA in Tafel A 4.3.2 herangezogen werden, wobei jedoch als Bemessungswelle statt $(H_D)_{GODA}$ besser

$$(H_D)_{Schl} = \frac{1 + K_r}{2} (H_D)_{Goda}$$

angesetzt werden sollte. Ein genaueres, physikalisch begründeteres, jedoch viel aufwendigeres Verfahren wurde in BERGMANN (2001) entwickelt. Hier, sowie in KOETHER (2002) sind weitere Alternativen für durchlässige senkrechte Schutzwände einschließlich deren Funktionskurven und Belastungen beschrieben.

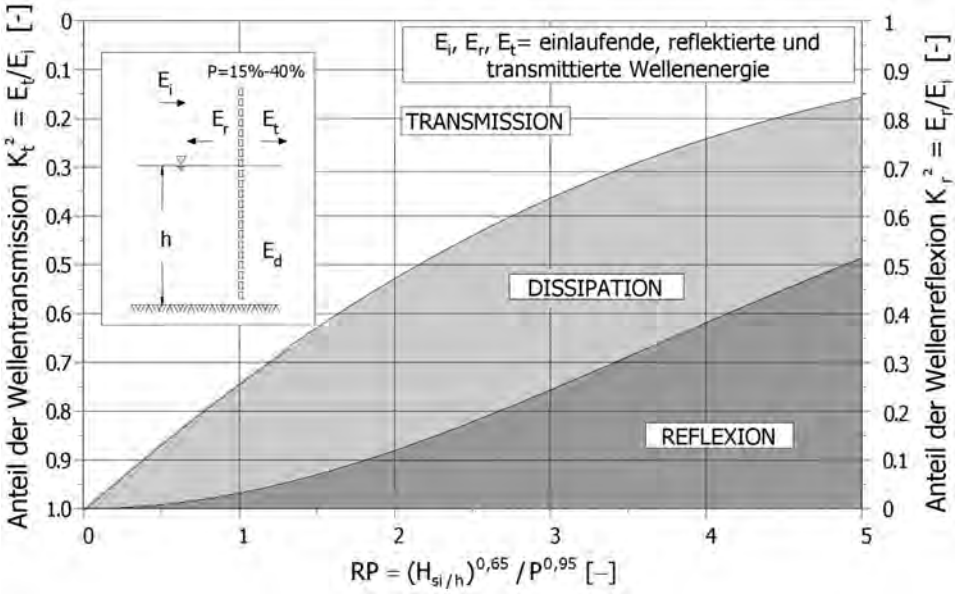


Abb. A 4.3.6: Funktionskurven einer einfachen vertikalen durchlässigen Wand (ohne Wellenkammer)

b) Durchlässige Wände mit Wellenkammer(n)

Senkrechte durchlässige Wände (Porosität P = 15–30 %) mit versetzter undurchlässiger Rückwand im Abstand B/L = 0,1 : 0,25 (mit L = lokale Wellenlänge), die eine Wellenkammer bilden, werden oft als „Jarlan-Caissonbauwerke" bezeichnet. Sie wurden früher vorwiegend im Hafenbau eingesetzt. Seit einigen Jahren gewinnen sie zunehmend als Ufer- und Strandmauern an Bedeutung. Die Gründe hierfür sind vielfältig: Erhebliche Reduzierung der Wellenreflexion und deren verheerende Auswirkungen auf den Vorstrand, Reduzierung des Wellenauflaufes (und somit des Überlaufs und der erforderlichen Bauwerkshöhe) sowie auch die Flexibilität der Caissonbauweise hinsichtlich der Größe und Formgestaltung. Deshalb werden derartige Ufer- und Strandmauern in Caissonbauweise mit Wellenkammern zunehmend mit Promenaden und anderen Anlagen für Mehrzwecknutzung versehen (OUMERACI, 2002). Als Ufer- und Strandmauer reduzieren sich die Funktionskurven derartiger Schutzwerke auf die Wellenreflexion (da $K_t = 0$).

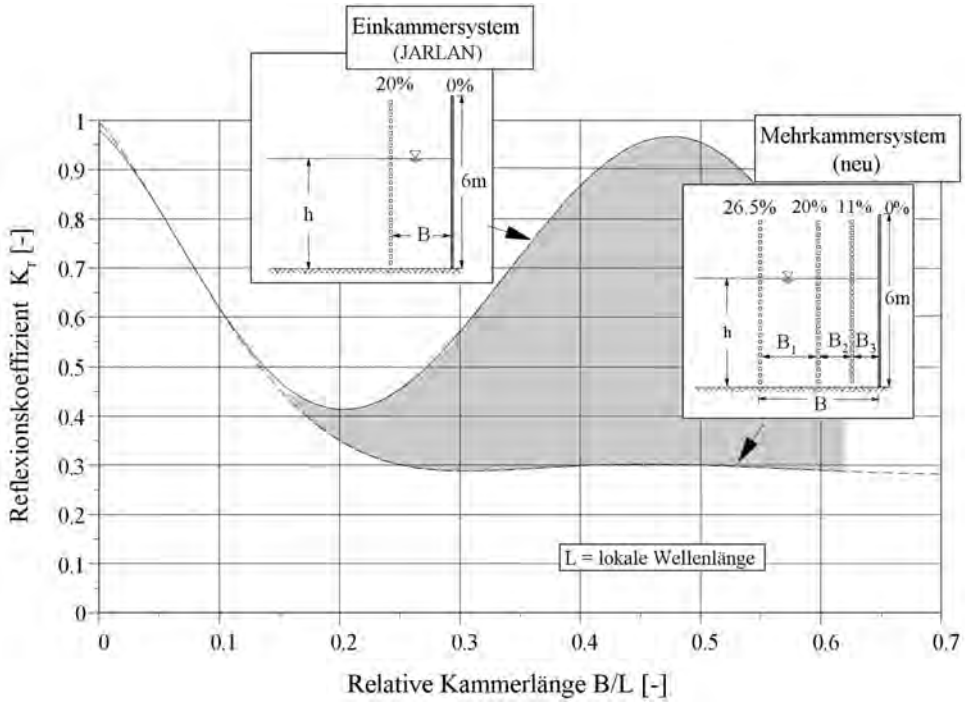


Abb. A 4.3.7: Funktionskurven eines vertikalen Bauwerks mit einer Wellenkammer (EKS) und für ein Mehrkammersystem (MKS)

In Abb. A 4.3.7 sind im Vergleich zu Abb. A 4.3.6 die Funktionskurven für ein klassisches Jarlan-Bauwerk mit einer Wellenkammer (EKS) und ein Mehrkammersystem (MKS) dargestellt. Die gesamte relative Kammerbreite B/L stellt den entscheidenden Einflussparameter dar. Die Anzahl der Wellenkammern bestimmt die Bandbreite der maximalen Wirksamkeiten (min. K_r!) in Abhängigkeit der Periode (bzw. Länge) der einlaufenden Wellen. Beispielsweise ist, unabhängig von der Wellenperiode, ein Dreikammersystem optimal wirksam bei B/L ≥ 0,25. Ein Einkammersystem hingegen ist lediglich für eine schmale Bandbreite der Perioden der einlaufenden Wellen effektiv. Beide Varianten weisen jedoch eine erhebliche Verbesserung im Vergleich zu senkrechten undurchlässigen Wänden auf (K_r = 0,9 : 0,98 bei B/L = 0 in Abb. A 4.3.7). Für die Berechnung der landwärts gerichteten Wellenbelastung auf die perforierte Frontwand kann näherungsweise wie bei einer einzelnen Schlitzwand (ohne Wellenkammer) verfahren werden. Bei der Belastung der anderen Wände und der Gesamtbelastung müssen die Phasenverschiebungen der einzelnen Teillasten in der Berechnung berücksichtigt werden. Dadurch resultieren aufwendigere Berechnungsverfahren, die von Bergmann (2001) ausführlich beschrieben werden.

c) Schutzmauer mit Dissipationskammer auf hoher Schüttsteinunterlage (HMCB-Konzept)

Besonders dort, wo hohe Druckschläge häufig auftreten, bieten sich innovative Schutzwerke wie z. B. das sog. HMCB-Konzept (High Mound Composite Breakwater) als Wellenbrecher bzw. Ufermauer an (Abb. A 4.3.8). Die wichtigsten Merkmale des HMCB-Konzepts sind insbesondere (i) die hohe Schüttsteinunterlage (s. auch Abb. A 4.3.3) mit einer relativ flachen Böschung (1:3 und flacher), die das Brechen der höheren Wellen im

Sturm bereits weit vor dem Kronenbauwerk bewirkt, sowie (ii) das Kronenbauwerk mit durchlässiger Frontwand (P = 30 %) und einer Dissipationskammer, die im Vergleich zu einem Jarlan-Caissonbauwerk eine relativ kleinere Breite B/L (≈ 1/12) aufweist. Betonpfähle, die die Frontwand bilden, und die undurchlässige Rückwand sind mit Wellenabweisern versehen, wodurch der Wellenüberlauf und die Gischthöhe erheblich reduziert werden. Die verschiedenen Aspekte der hydraulischen Wirksamkeit dieses Konzepts sind von Oumeraci u. Muttray (1997) und Oumeraci et al. (1998) beschrieben. Ein zwar aufwendiges, dafür aber praktisches Verfahren für die Berechnung der Belastung wurde von Oumeraci et al. (2000) vorgeschlagen.

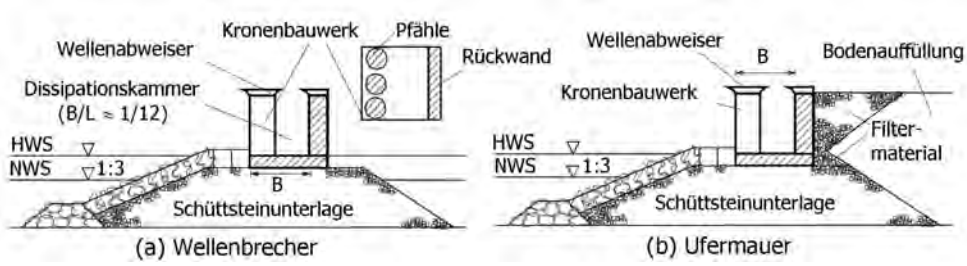


Abb. A 4.3.8: HMCB-Konzept mit Dissipationskammer als Wellenbrecher bzw. Ufermauer

4.3.2.5 Allgemeine Hinweise zu anderen Belastungsarten und zugehörigen Standsicherheitsnachweisen

Der Seegang stellt in der Regel die maßgebende Belastung für senkrechte Wellenbrecher und Schutzwände dar. Je nach Bauwerkstyp, Baugrund, Einsatzort, Nutzungszweck, seismischen und klimatischen Bedingungen können jedoch andere Beanspruchungen wie Eislasten (EAU 1996, Christensen et al., 1995), Erdbeben (OCADIJ, 1991), Verkehrslasten oder Erddruck durch Hinterfüllung (EAU 1996) ebenfalls für die Auslegung des Bauwerkes von Bedeutung sein.

Im Hinblick auf die Analyse der Standsicherheit sind in der Regel folgende Versagensformen von Bedeutung:

i Erosion der Deckschicht der Schüttsteinunterlage und Kolkbildung am Böschungsfuß,
ii Gleiten und Kippen des gesamten monolithischen Betonbauwerkes,
iii Rissbildung und Bruchversagen von einzelnen Komponenten des Betonbauwerkes einschließlich der Einflüsse von Korrosion, Abrasion und Ermüdung durch zyklische Einwirkungen sowie
iv geotechnische Versagensformen des Baugrundes, die zu den oben erwähnten Versagensformen unter (i) bis (iii) führen können.

Bei Caisson-Bauwerken und ähnlichen senkrechten Schutzwerken, die auf einer Schüttsteinunterlage gegründet sind, müssen die Steine der Deckschicht so groß bemessen werden, dass sie dem normalen und schrägen Wellenangriff widerstehen. Bemessungsverfahren hierfür sind in PIANC (2001) und in Oumeraci (2002) gegeben. Die Standsicherheit der Schüttsteinunterlagen und somit des gesamten Betonbauwerkes kann auch durch Kolkbildung am Böschungsfuß gefährdet werden (Abb. A 4.3.9). Deshalb muss stets große Sorgfalt der Kolksicherung vor senkrechten Schutzwerken gewidmet werden.

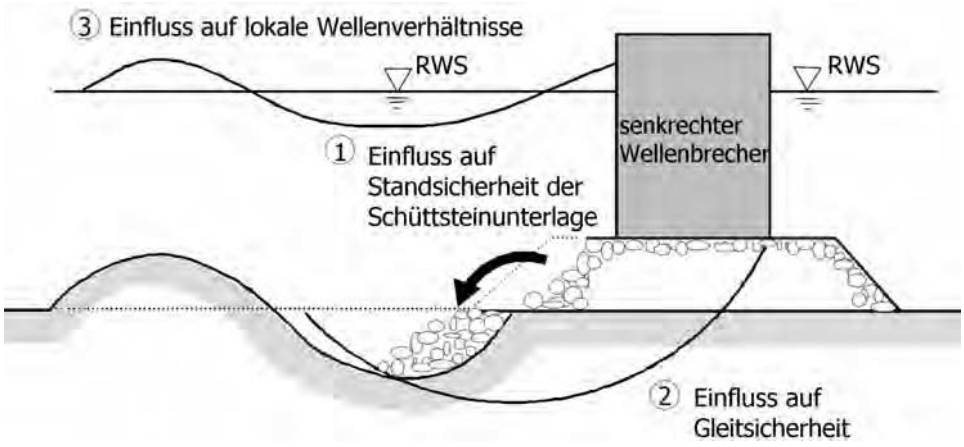


Abb. A 4.3.9: Einfluss der Kolkbildung auf die Standsicherheit der Schüttsteinunterlage und des Betonbauwerkes

Welche der Versagensformen bei den drei letzteren Gruppen (ii) bis (iv) maßgebend sind, hängt wieder sehr stark vom Bauwerkstyp, den lokalen Bedingungen und maßgeblichen Einwirkungen ab. Berechnungsverfahren für die erforderlichen Standsicherheitsnachweise für Wellenbrecher und Schutzwände in Caisson- und Blockbauweise sind teilweise in EAU (1996), PIANC (2001) und OUMERACI et al. (2001) zu finden.

4.3.3 Schriftenverzeichns zu Abschnitt A 4.3

BERGMANN, H.: Hydraulische Wirksamkeit und Seegangsbelastung senkrechter Wellenschutzbauwerke mit durchlässiger Front. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 147, 1–237, 2001.

BERGMANN, H. u. OUMERACI, H.: Digue innovante en caisson multi-chambre. Revue du Génie Civil, 19 S., 2001 (im Druck).

CAMFIELD, F. E.: Wave Forces on a Wall. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, New York, Vol. 117 No. 1, 76–79, 1991.

CEM: Coastal Engineering Manual Part VI. Design of Coastal Projects Elements. US Army Corps of Engineers, Washington, D.C., 2001.

CHRISTENSEN, F. T.; BRUUN, P. u. SACKINGER, W. M.: Ice Loading and Pile-up against Vertical and Inclined Walls. In ASCE Task Committee: On Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures, ASCE Monograph, New York, 401 p., 1995.

EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", Häfen und Wasserstraßen. 9. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 593 S., 1996.

GODA, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures. World Scientific Publ. Singapore, 443 p., 2000.

KOETHER, G.: Hydraulische Wirksamkeit und Wellenbelastung getauchter Einzelfilter und Unterwasser-Filtersysteme für den Küstenschutz. Dissertation an der TU Braunschweig, Leichtweiß-Institut für Wasserbau (in Vorbereitung), 2002.

MUTTRAY, M.: Wellenbewegung an und in einem geschütteten Wellenbrecher. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 148, 1–304, 2001.

OCADIJ: Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan. Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo, 438 S., 1991.

OUMERACI, H.: Funktionelle Hafenplanung unter Berücksichtigung der Schiffsbewegungen infolge Wellenunruhe. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Univ. Hannover, Heft Nr. 66, 232–392, 1988.

OUMERACI, H.; KORTENHAUS, A.; ALLSOP, N. W. H.; DE GROOT, M. B.; CROUCH, R. S.; VRIJLING, J. K. u. VOORTMAN, H. G.: Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Balkema Verlag, 373 S., 2001.

OUMERACI, H. u. MUTTRAY, M.: Large-Scale Model Tests on a High-Mound Composite Type Breakwater. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Final Report No. 818, unveröffentlicht, 1997.

OUMERACI, H.; MUTTRAY, M.; KUDELLA, M.; KIMURA, K. u. HAYAKAWA, T.: Wave Run-Up and Wave Overtopping on an Innovative High Mound Composite Breakwater, Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig, Final Report No. 831, unveröffentlicht, 1998.

OUMERACI, H.; MUTTRAY, M.; KUDELLA, M.; KIMURA, K. u. HAYAKAWA, T.: Wave Loading of a High Mound Composite Breakwater (HMCB) with Splash Reducers. IAHR, Proc. Intern. Conf. Hydrodynamics, ICHD 2000, Balkema, 659–664, 2000.

OUMERACI, H.: Design and Construction of Caisson Breakwaters. In Agerschou et al.: Planning and Design of Ports and Marine Terminals, Thomas Telford Publ., London, 2002 (im Druck).

PIANC: Criteria for Movements of Moored Ships in Harbours. Report of WG-PTC II, No. 24, supplement to PIANC – Bulletin No. 88, 35 S., 1995.

PIANC: Breakwater with Vertical and Inclined Concrete Walls. Final Report PIANC PTCII, WG 28. Permanent Intern. Assoc. Navigation Congress, 2001.

SPM: Shore Protection Manual. US Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, USA, 800 S., 1984.

TAKAHASHI, S.: Design of Breakwaters. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan, 99 S., 1996.

4.4 Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke

4.4.1 Allgemeines

Zur Berechnung der durch Seegang hervorgerufenen Belastung von Pfahlbauwerken werden Überlagerungsverfahren von Kraftanteilen aus der Umströmung und der Beschleunigung angewendet, sofern die Durchmesser D der Pfähle klein sind im Verhältnis zur Bemessungswellenlänge L. Als Grenze kann für solche schlanken Strukturen das Verhältnis D/L < 0,05 angenommen werden (CERC, 1984). Die Wellenbelastung von Kreiszylindern, deren Durchmesser im Verhältnis zur Wellenlänge groß sind, wird nach Verfahren auf der Grundlage der Diffraktionstheorie ermittelt (Sarpkaya u. Isaacson, 1981).

Weil für die Anwendung im Küstenschutz überwiegend Pfähle mit D/L < 0,05 verwendet werden, soll hier lediglich das übliche Überlagerungsverfahren behandelt werden. Für Sonderfälle bei Pfahlbauwerken werden Hinweise gegeben.

4.4.2 Überlagerungsverfahren nach Morison, o'Brien, Johnson u. Schaaf (MOJS)

Das Verfahren beruht auf der Annahme, dass die Kraft auf einen umströmten Körper aus den beiden Anteilen

Strömungskraft und *Beschleunigungskraft*

besteht und dass diese Anteile getrennt berechnet und linear überlagert werden können (Morison et al., 1950).

Für senkrecht stehende Pfähle wird davon ausgegangen, dass in der Pfahlmittelachse die horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit die wirksame Strömung und die horizontale Komponente der Orbitalbeschleunigung die wirksame Beschleunigung sind. Die sogenannte Morison-Formel lautet für die Linienkraft:

$$f_{ges.} = f_D + f_M = C_D \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot D \cdot u \cdot |u| + C_M \cdot \rho_w \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{du}{dt} \qquad (4.4.1)$$

$f_{ges.}$ = Summe aus Strömungskraft und Beschleunigungskraft [kN/m]
f_D = Strömungskraft auf den Pfahl [kN/m]
f_M = Beschleunigungskraft auf den Pfahl [kN/m]
C_D = Strömungswiderstandsbeiwert (Kraftkoeffizient) [–]
C_M = Trägheitswiderstandsbeiwert (Kraftkoeffizient) [–]
ρ_w = Dichte des Wassers [t/m^3]
D = Durchmesser des Pfahls [m]
u = horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s]
$\frac{du}{dt}$ = horizontale Komponente der Orbitalbeschleunigung [m/s^2].

Die Gesamtbelastung auf einen Pfahl wird ermittelt, indem die in verschiedenen Horizonten errechneten Linienkräfte über die Länge des eingetauchten Pfahls integriert werden. Die anteiligen Kräfte sind phasenverschoben. Deshalb ist die Kraftermittlung für unterschiedliche Phasen der Bemessungswelle durchzuführen.

Die Orbitalkinematik der Bemessungswelle ist in Abhängigkeit der örtlichen Verhältnisse nach der maßgebenden Wellentheorie zu berechnen (s. Abschn. 3). In den meisten Fällen können auf der Grundlage der linearen Wellentheorie realistische Belastungsgrößen ermittelt werden. Das Maximum der Beschleunigungskraft ist dann um 90° phasenverschoben gegenüber der Strömungskraft, die ihr Maximum im Wellenberg hat.

Die Wellenkraftberechnung wird stark beeinflusst durch die Festlegung der Kraftkoeffizienten.

4.4.3 Kraftkoeffizienten für das MOJS-Überlagerungsverfahren

4.4.3.1 Kraftkoeffizient C_D

Der Kraftkoeffizient C_D erfasst das reibungsbedingte Verhalten der Flüssigkeit und ist abhängig von der REYNOLDS-Zahl Re:

$$Re = \frac{u_{max.} \cdot D}{\nu} \tag{4.4.2}$$

$u_{max.}$ = maximale horizontale Komponente der Geschwindigkeit [m/s]
D = Durchmesser des Pfahls [m]
ν = kinematische Zähigkeit [m^2/s] ($1{,}0 \cdot 10^{-6}$ m^2/s für Wasser bei 20 °C).

Auf der Grundlage von Labor- und Feldmessungen werden für verschiedene Bereiche der REYNOLDS-Zahl nach CERC (1984) folgende C_D-Werte für Kreiszylinder empfohlen (Tab. A 4.4.1):

Tab. A 4.4.1: Strömungswiderstandsbeiwerte für verschiedene Bereiche der REYNOLDS-Zahl

Re	C_D
$Re \leq 2 \cdot 10^5$ (unterkritisch)	1,2
$2 \cdot 10^5 < Re \leq 5 \cdot 10^5$ (kritisch)	1,2 bis 0,7
$Re > 5 \cdot 10^5$ (überkritisch)	0,7

Der Einfluss der Wellenperiode auf den Kraftkoeffizienten C_D wird durch die KEULEGAN-CARPENTER-Zahl KC ausgedrückt:

$$KC = \frac{u_{max.} \cdot T}{D} \tag{4.4.3}$$

$u_{max.}$ = maximale horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s]
T = Periode der Bemessungswelle [s]
D = Durchmesser des Pfahls [m].

Nach BARLTROP et al. (1990) werden für glatte Zylinder in Wellen folgende Werte für C_D empfohlen (Tab. A 4.4.2):

Tab. A 4.4.2: Strömungswiderstandsbeiwerte für verschiedene Bereiche der KEULEGAN-CARPENTER-Zahl

KC	C_D
KC ≤ 10	1,0
10 < KC < 20	~ 0,75
20 < KC < 40	~ 0,65

Großmaßstäbliche Messungen der Wellenkräfte an einem lotrechten zylindrischen Pfahl (glatte Oberfläche) im Großen Wellenkanal bestätigen die empfohlenen Werte für C_D (SPARBOOM, 1986).

4.4.3.2 Kraftkoeffizient C_M

Bei der instationären Wellenbewegung treten Beschleunigungen und Verzögerungen auf, die am Pfahl eine Widerstandskraft wecken. Der Kraftkoeffizient C_M gibt an, welche Wassermasse im Verhältnis zur Verdrängungsmasse m_o des im Wasser befindlichen Körpers beschleunigt werden muss. Es wird definiert:

$$C_M = 1 + \frac{m_a}{m_o} \tag{4.4.4}$$

m_o = durch den Körper verdrängte Wassermasse
m_a = zusätzlich zu beschleunigende Wassermasse („added mass").

Der aus der Potentialtheorie hergeleitete Wert für C_M beträgt für einen Kreiszylinder in reibungsfreier Strömung $C_M = 2{,}0$. Der reale Wert für C_M ist für senkrechte Pfähle unter Wellenbelastung immer kleiner.

In Abhängigkeit der KEULEGAN-CARPENTER-Zahl werden für glatte Zylinder in Wellen nach BARLTROP et al. (1990) folgende Werte für C_M empfohlen (Tab. A 4.4.3):

Tab. A 4.4.3: Trägheitswiderstandsbeiwerte für verschiedene Bereiche der KEULEGAN-CARPENTER-Zahl

KC	C_M
0 < KC ≤ 10	2,0 bis 1,8
10 < KC < 40	1,8

Großmaßstäbliche Messungen der Wellenkräfte an einem lotrechten zylindrischen Pfahl (glatte Oberfläche) im Großen Wellenkanal bestätigen die empfohlenen Werte für C_M (SPARBOOM, 1986).

4.4.3.3 Einfluss der Oberflächenrauheit

Die Rauheit der Pfahloberfläche (z. B. Rost, Bewuchs) hat einen erheblichen Einfluss auf die Wellenkräfte und somit auf die Kraftkoeffizienten C_D und C_M (SARPKAYA u. ISAACSON, 1981). Bei Pfählen in Wellen bewirkt die Rauheit im allgemeinen eine Zunahme von C_D und

eine Abnahme von C_M. Die relative Rauheit eines zylindrischen Pfahls wird definiert als Verhältnis k/D mit k als mittlerer Höhe bzw. Dicke der Oberflächenrauheit und D als Durchmesser des Pfahls. Das Verhältnis k/D variiert ungefähr von 10^{-5} bis 10^{-1}.

Auf der Basis verschiedener Naturmessungen an Zylindern wird nach BARLTROP et al. (1990), z. B. für den Bereich 10 < KC < 40 empfohlen, die Kraftkoeffizienten in Abhängigkeit der relativen Rauheit gemäß Tab. A 4.4.4 zu verändern:

Tab. A 4.4.4: Veränderung der MOJS-Kraftkoeffizienten für verschiedene relative Rauheiten

Relative Rauheit	Vergrößerung C_D	Abminderung C_M
k/D < 1/10 000 (glatt)	–	–
k/D < 1/500	+25 %	–20 %
k/D < 1/20	+50 %	–40 %

4.4.4 Sonderfälle bei Pfahlbauwerken

4.4.4.1 Überlagerte Strömungen

Den Orbitalgeschwindigkeiten der Wellen überlagerte Strömungen (z. B. Tide – und/oder Driftströmungen) verändern die Kraftkoeffizienten C_D und C_M der MORISON-Formel. Die Strömungskraft kann erheblich anwachsen, weil eine Proportionalität zum Quadrat der Strömungsgeschwindigkeit vorhanden ist. Für den Fall, dass die überlagerte Strömung die Größenordnung der Orbitalgeschwindigkeit erreicht, kann die Strömungskraft durchaus um das Dreifache anwachsen (BARLTROP et al., 1990).

Überlagerte Strömungen können auch unerwünschte Schwingungen an einzelnen Bauwerkskomponenten anregen, die für die Dauerfestigkeit eines Pfahlbauwerks zu berücksichtigen sind.

4.4.4.2 Brechende Wellen

Brechende Wellen können an Pfählen im Bereich oberhalb des Ruhewasserspiegels sehr hohe Druckspannungen erzeugen. Der Druckschlag (auch „slap“ oder „slam“ genannt) wirkt in sehr kurzer Zeit (Bereich von Millisekunden) und ist daher nicht zwingend maßgebend für die Gesamtbelastung eines Pfahlbauwerks. Für lokale Belastungen und Dauerbeanspruchungen von Strukturkomponenten im Nahbereich des Ruhewasserspiegels sind die Druckschlagbelastungen zu berücksichtigen (BARLTROP et al., 1990).

Im Großen Wellenkanal sind an einem lotrechten und geneigten Kreiszylinder (Durchmesser 0,7 m) bei brechenden Wellen („freak waves“ bis zu 2,8 m Wellenhöhe) Wellendrücke gemessen worden, die im Vergleich zum hydrostatischen Druck der Wellenhöhe um den Faktor 100 größer waren. Ergebnisse der Analyse dieser großmaßstäblichen Experimente sind in WIENKE, SPARBOOM, u. OUMERACI (2000) und in WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI (2001) veröffentlicht.

Die impulsartige „slamming“-Kraft ist proportional zum Quadrat der maximalen Orbitalgeschwindigkeit und lässt sich wie folgt ermitteln (SARPKAYA u. ISAACSON, 1981; WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI, 2000 und WIEGEL, 1982):

$$F_s = C_s \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot D \cdot u_{max.}{}^2 \cdot \lambda \cdot \eta_b \qquad (4.4.5)$$

mit $C_s = 2\pi$ und $\lambda = 0{,}5$

F_s = „slamming"-Kraft [kN]
C_s = „slamming"-Koeffizient [–] (vgl. WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI, 2000)
ρ_w = Dichte des Wassers [t/m³]
D = Durchmesser des Pfahls [m]
λ = „curling"-Faktor [–] (vgl. WIEGEL, 1982)
η_b = maximale Wasserspiegelhöhe des Brechers über dem Ruhewasserspiegel [m] (entspricht etwa der 0,7-fachen Brecherhöhe H_b)
$u_{max.}$ = maximale horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s] (entspricht der Wellenschnelligkeit c).

4.4.4.3 Geneigte Pfähle

Wellenkräfte auf geneigte Pfähle werden ebenfalls nach der MORISON-Formel berechnet. Üblicherweise werden die Komponenten der orbitalen Geschwindigkeiten und Beschleunigungen angesetzt, die senkrecht zum geneigten Pfahl gerichtet sind (CERC, 1984; SARPKAYA u. ISAACSON, 1981). Es muss dabei beachtet werden, dass Auftriebskräfte wirksam werden (BARLTROP et al., 1990).

„Slamming"-Kräfte infolge von brechenden Wellen können bei Neigungen bis 25° gegen die Wellenangriffsrichtung größere Werte ergeben als für den lotrechten Fall (WIENKE, SPARBOOM u. OUMERACI, 2001).

4.4.4.4 Horizontale Zylinder

Wellenkräfte auf horizontale Strukturkomponenten werden auch nach der MORISON-Formel ermittelt. Die zu wählenden Kraftkoeffizienten C_D und C_M, die aus Laborversuchen ermittelt wurden, weichen kaum von denen ab, die für vertikale Zylinder gültig sind. Auftriebskräfte müssen ebenfalls berücksichtigt werden. Nach Feldmessungen an glatten und rauen horizontalen Zylindern liegen die Kraftkoeffizienten tendenziell bis zu 15 % unter den Werten für vertikale Zylinder (BARLTROP et al., 1990).

4.4.4.5 Pfahlgruppen

An Pfahlbauwerken, die aus mehreren Pfählen oder aus Pfahlgruppen bestehen, können Belastungsänderungen auftreten, sofern der Abstand untereinander kleiner als der 5-fache Pfahldurchmesser ist. Die Anlaufrichtung der Bemessungswelle ist hierbei wichtig. Bei Abständen zwischen 3- und 5-fachem Pfahldurchmesser wird nach BARLTROP et al. (1990) vorgeschlagen, die ohne Interferenzeinfluss ermittelte Wellenkraft um den Faktor 1,5 bei allen einzelnen Pfählen zu erhöhen. Bei noch kleineren Abständen wird empfohlen, Ergebnisse aus physikalischen Modellen für die Wellenkraftermittlung heranzuziehen.

4.4.4.6 Vom Kreiszylinder abweichende Pfahlquerschnitte

Wenn bei Pfahlbauwerken vom Kreiszylinder abweichende Querschnitte als Strukturkomponenten verwendet werden, sind andere Kraftkoeffizienten für die Anwendung der MORISON-Formel festzulegen. Für eine Vielzahl von Querschnitten sind in BARLTROP et al. (1990) die empfohlenen Kraftkoeffizienten C_D und C_M dokumentiert.

4.4.4.7 Pfahlschwingungen durch Wirbelablösungen

Bei der Auslegung von schlanken Baugliedern für meerestechnische Anlagen ist die dimensionslose STROUHAL-Zahl S von Bedeutung:

$$S = f \cdot \frac{D}{u} \tag{4.4.6}$$

f = Wirbelfrequenz [1/s]
D = Durchmesser des Pfahls [m]
u = Geschwindigkeit des strömenden Mediums [m/s].

Die Wirbelfrequenz ist etwa doppelt so groß wie die Belastungsfrequenz. Die STROUHAL-Zahl gibt an, in welchem Maße quer zur Strömungsrichtung Kräfte („lift-forces") auftreten können, die bedingt durch ihren periodischen Charakter den umströmten Pfahl zu Schwingungen anregen können. Wenn die Wirbelfrequenz in der Nähe der Eigenfrequenz des umströmten Körpers liegt, können Schwingungskräfte entstehen, die zu schweren Schäden von Strukturkomponenten führen können (Resonanzfall).

Bei komplexen Pfahlbauwerken, bestehend aus mehreren Strukturkomponenten, sollte eine Strukturanalyse durchgeführt werden, um das „response"-Verhalten zu berechnen, insbesondere, um sogenannte „lock-on"-Fälle zu erkennen (BARLTROP et al., 1990). Die Schwingungsanregung durch Wirbelablösungen kann am einfachsten vermieden werden, wenn der Durchmesser des umströmten Körpers vergrößert und somit die Eigenfrequenz erhöht wird. Ist dies nicht möglich, kann durch Aufbringen künstlicher Rauheiten an dem umströmten Körper die Wirbelbildung günstig beeinflusst werden.

4.4.5 Schriftenverzeichns zu Abschnitt 4.4

MORISON, J. R.; O'BRIEN, M. P.; JOHNSON, J. W. u. SCHAAF, S. A.: The Force Exerted by Surface Waves on Piles. Petroleum Transactions, AIME, Vol. 189, 1950.

CERC: Shore Protection Manual, Vol. I+II, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984.

BARLTROP, N. D. P.; MITCHELL, G. M. u. ATTKINS, J. B.: Fluid Loading on Fixed Offshore Structures. Department of Energy-Offshore Technology Report, OTH 90322, Vol. I+II, HMSO Books, London, 1990.

SPARBOOM, U.: Über die Seegangsbelastung lotrechter zylindrischer Pfähle im Flachwasserbereich. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, Heft 93, Braunschweig , 1986.

SARPKAYA, T. u. ISAACSON, M.: Mechanics of Wave Forces on Offshore Structures. Verlag: van Nostrand Reinhold Company, New York, 1981.

WIENKE, J.; SPARBOOM, U. u. OUMERACI, H.: Breaking Wave Impact on a Slender Cylinder. Proc. 27th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, Sydney, 2000.

WIENKE, J.; SPARBOOM, U. u. OUMERACI, H.: Large-Scale Experiments with Slender Cylinders in Breaking Waves. Proc. 11th Int. Offshore and Polar Eng. Conf., ISOPE, Stavanger, 2001.

WIEGEL, R. L.: Forces Induced by Breakers on Piles. Proc. 18th Int. Conf. on Coastal Eng., ASCE, 1982.

5. Strömungen

5.1 Allgemeines

Neben dem Seegang stellen Strömungen im küstennahen Raum eine wichtige Einflussgröße dar, die z. B. unmittelbar in den Sedimenthaushalt eines Küstenabschnittes bzw. in die Schwebstoffdynamik in einem Ästuar- oder Küstenbereich eingeht. In diesem Zusammenhang sind Strömungen vorwiegend für die Verfrachtung von Schwebstoff- und Sedimentmaterial quer und längs zur Küste verantwortlich. Strömungen können dabei allein bzw. durch die Überlagerung des Seegangs (Orbitalbewegungen an der Sohle) die Erosion des Sedimentmaterials auslösen.

Die Strömungen im Küstenvorfeld und in den Flussmündungen werden durch zahlreiche Einflüsse überlagert. Die Gezeitenschwingung der freien See geht über in ein Schwingungssystem, das von der Küstenform, der Topographie und den Abflussmengen der weit ins Binnenland reichenden Tideflüsse abhängt. Beim Eintritt des Flusswassers in das salzhaltige Meerwasser entstehen sehr ausgeprägte Dichteströmungen, die sich den Tideströmungen überlagern. Der Wind wirkt sich darüber hinaus unmittelbar (Erzeugung von Driftströmungen, Orbital- und Brandungsströmungen) und mittelbar (Gezeitenveränderung durch Windstau) auf die Strömungsvorgänge aus. Zu allem kommt die charakteristische, stark geformte topographische Struktur mit ihren verzweigten Rinnensystemen, Sandbänken und Barren, die nicht ohne Einfluss auf die Strömungen bleibt.

Küstennahe Strömungen spielen damit bei fast allen Planungsaufgaben des Küsteningenieurs als Belastungs-, erodierende und Transportgrößen eine wichtige Rolle.

Obwohl die physikalischen Zusammenhänge weitgehend bekannt sind, ist es kaum möglich, die Strömungen eines Küstengebietes theoretisch (durch Lösung der hydrodynamischen Differentialgleichungen) oder durch Modellversuche hinreichend genau zu erfassen. Um zu quantitativen Ergebnissen zu gelangen, d. h. die Strömungen an einem bestimmten Punkt im Gewässer nach Stärke, Richtung und zeitlichem Ablauf anzugeben, bleibt nur der Weg der unmittelbaren Beobachtung. Aber auch hierbei bestehen erhebliche Schwierigkeiten. Neben den rein messtechnischen Problemen ist jede Messung oder Beobachtung wegen der örtlich und zeitlich stark veränderlichen Bewegungsgrößen nur in begrenztem Umfang repräsentativ. Daraus folgt, dass man an möglichst vielen Messstationen synoptische Messungen über einen möglichst langen Zeitraum durchführen müsste, um ein genaues und vollständiges Bild aller Vorgänge zu erhalten. Hier bleibt als Ausweg die Unterstützung durch ein hochauflösendes numerisches Modell.

Genaue Kenntnisse über Stärke, Richtung und zeitlichen Ablauf der Strömungen benötigt man vor allem für vergleichende Betrachtungen. Der Verlauf der Flutströmung einer Messstelle ist zum Beispiel, für sich allein betrachtet, ohne jeden Aussagewert. Erst wenn man sie mit der Ebbeströmung an der gleichen Stelle vergleichen kann, mit den Strömungen in anderen Gewässerteilen unter vergleichbaren Tidebedingungen oder gar mit den unter extremen Windverhältnissen entstehenden Strömungen, ist man in der Lage, daraus wichtige Schlüsse auf die großräumige resultierende Materialbewegung und ihre Auswirkung auf das morphologische Geschehen zu ziehen, wenngleich diese Schlüsse immer nur qualitativer Art sein können.

Im küstennahen Raum lassen sich – je nach erzeugender Kraft und Ursache – die dort auftretenden Strömungen in die folgenden Gruppen unterteilen:

Die großräumigen ozeanischen Strömungen und die Tideströmungen sind örtlich nahezu gleichförmig, d. h. sie ändern sich nur mit den astronomischen Veränderungen im Verlaufe



Abb. A 5.1: Küstennahe Strömungen

eines Jahres. Dichteströmungen treten vor allem in Flussmündungen auf, in denen sich Süß- und Meerwasser vermischen. Sie entstehen durch Temperatur- und Salzgehaltsunterschiede zwischen dem Süß- und Meerwasser und ändern sich im Rahmen langperiodischer Klimaschwankungen (z. B. Jahreszeiten).

5.2 Tideströmungen

Die Wassermassen in den Ozeanen reagieren in einer extrem komplexen Weise auf die gezeitenerzeugenden Kräfte von Mond und Sonne. Zwei Kräfte sind entscheidend für die Tidebewegung. Dies sind zunächst Massenkräfte (zwischen Erde und Sonne sowie zwischen Erde und Mond) sowie Zentrifugalkräfte, die durch die Drehung der Erde um die Sonne sowie den Drehungen der Erde und des Mondes um ihre gemeinsame Schwerachse erzeugt werden. Diese Kräfte beeinflussen unmittelbar die Meeresoberfläche und erzeugen zwei Arten von Wasserbergen (Abb. A 5.2). Die „Erde-Sonne-Berge" rotieren in einem Winkel von 23,5° alle 24 h um die Erde. Die „Erde-Mond-Berge", die etwa 2,5 mal größer als die „Erde-Sonne-Berge" sind, rotieren alle 24 Stunden 50 Minuten in einem Winkel von 5°.

Gäbe es kein Land auf der Erde sondern nur Wasser, ergäbe sich die ideale Tide als einfache Addition beider Wasserberge, die durch die Gravitationskräfte von Sonne und Mond hervorgerufen werden. Infolge unterschiedlicher Umlaufgeschwindigkeiten des Mondes um die Erde und der Erde um die Sonne haben auch diese Berge unterschiedliche Fortpflanzungsgeschwindigkeiten. So dauert ein vollständiger Mondumlauf (Mondmonat) 29,5 Tage, während ein vollständiger Sonnenzyklus 1 Jahr beträgt. Gemäß den jeweiligen Extremstellungen der Himmelskörper zur Erde verstärken sich die oben genannten Wasserberge gegenseitig, wenn Sonne und Mond in einer Linie mit der Erde stehen bzw. verringern sich de-

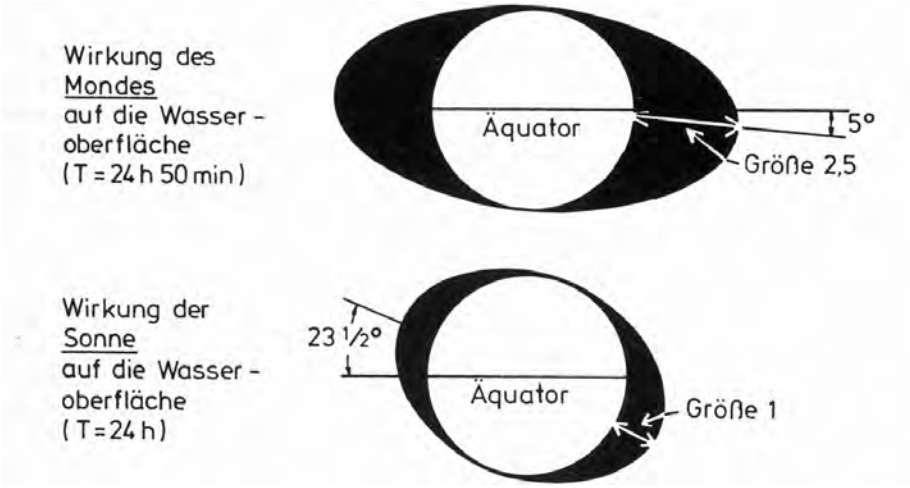


Abb. A 5.2: Wirkungen des Mondes und der Sonne auf die Wasseroberfläche

ren Einflüsse, wenn Sonne und Mond rechtwinklig zur Erde stehen. Im ersten Fall spricht man dann von Springtiden im zweiten Fall von Nipptiden.

Die auf die Tidebewegung wirkende Zentrifugalkraft ergibt sich in erster Linie aus der Drehbewegung der Erde aber auch aus der Zentrifugalkraft, die aus der Drehbewegung der Erde und des Mondes um ihre gemeinsame, durch den Erdkörper verlaufende Achse resultiert.

Ein weiterer Einfluss auf die Tidebewegung erfolgt aus der Corioliskraft. Mond und Erde drehen sich auf elliptischen Bahnen mit sich verändernden Abständen zum Anziehungszentrum (Abb. A 5.3).

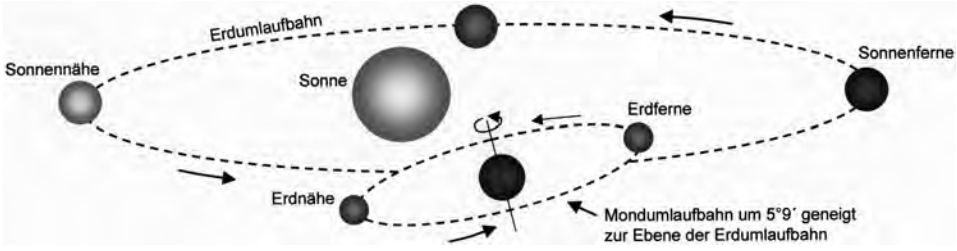


Abb. A 5.3: Erde-Mond-Sonne-System

Verstärkte Anziehungswirkungen und damit tideerhöhende Kräfte treten auf, wenn der Mond der Erde am nächsten oder die Erde der Sonne am nächsten stehen. Ersteres geschieht etwa einmal im Monat, letzteres nur einmal im Jahr. Durch die unterschiedlichen Wirkungen der Stellungen von Mond, Sonne und Erde zueinander werden unterschiedlich wirkende Einzeleinflüsse oder auch Partialtiden hervorgerufen.

Mit ausreichend verfügbaren Daten (mindestens für ein Jahr vorliegende Tideaufzeichnungen) ist es möglich, die charakteristischen Parameter der Tiden, wie sie sich aus den verschiedenen Einflussgrößen ergeben, zu bestimmen. Die Bestandteile dieser Partialtiden sind

jeweils einfach harmonisch in der Zeit und voneinander unabhängig. In den meisten Fällen kann eine gemessene Tide schon mit ausreichender Genauigkeit berechnet werden, wenn etwa die 10 wichtigsten Partialtiden (Gesamtzahl etwa 600) berücksichtigt werden. Diese zehn wichtigsten Partialtiden sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt:

Tab. A 5.1: Einfluss der Partialtiden

Symbol	Winkel-geschwindigkeiten	Name	Tidekoeffizient zur Bezeichnung der Bedeutung
M_0	0,000	konstante Mondtide	0,505
S_0	0,000	konstante Sonnentide	0,234
Mf	1,098	Deklinationstide zu M_0	0,156
O_1	13,943	eintäg. Hauptmondtide	0,377
P_1	14,959	eintäg. Hauptsonnentide	0,176
K_1 (M)	15,041	eintäg. Haupt-Deklinationstide	0,362
K_1 (S)	15,041	eintäg. Haupt-Deklinationstide	0,168
N_2	28,440	gr. Ellipt. Tide 1. Ordn. zu M_2	0,174
M_2	28,984	halbtäg. Haupt-Mondtide	0,908
S_2	30,000	halbtäg. Haupt-Sonnentide	0,423

Die wichtigsten, sich aus den Überlagerungen der Partialtiden ergebenden Ungleichheiten im Tideverlauf sind:
- halbmonatliche Ungleichheit (Spring- und Nippzeiten) mit einer Periode von 14,77 Tagen
- monatliche Ungleichheit (27,55 Tage)
- Deklinationsungleichheit (13,66 Tage)
- tägliche Ungleichheit (27,32 Tage)
- ferner Nodaltide (18,6 Jahre).

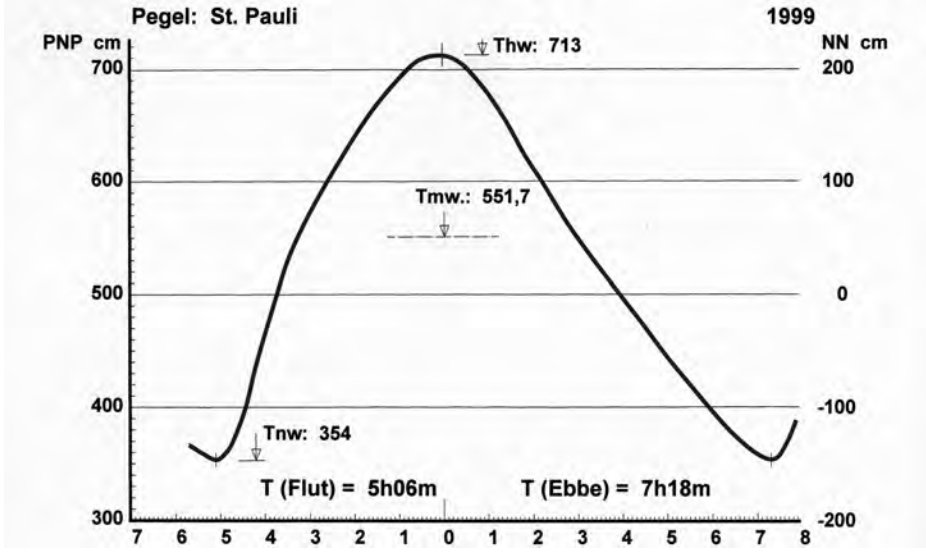


Abb. A 5.4: mittlere Tidekurve am Pegel St. Pauli

Die Nordsee ist ein Randmeer des Atlantischen Ozeans. Die hier durch die astronomischen Einflüsse entstehenden „quasiperiodischen Schwingungen" wirken von Norden und durch den englischen Kanal in das Randmeer hinein. Dort werden sie durch die Beckenform, die Tiefenverhältnisse und die Corioliskraft umgeformt.

Die Tideströmungen – Flut- und Ebbestrom – verlaufen entlang der Insel- und Wattenküste ungefähr parallel zur Küste. Vor den Ostfriesischen Inseln ergibt sich ein ostwärts gerichteter und vor den Nordfriesischen Inseln ein nordwärts gerichteter Reststrom (Differenz von Flut- und Ebbestromweg). In den Mündungstrichtern von Ems, Jade, Weser und Elbe werden die Stromrichtungen durch den Ein- und Ausstrom von Flut- und Ebbewassermengen bestimmt. Im Wattgebiet ergeben sich die Stromrichtungen aus dessen Topographie mit Inseln und Wattrinnen.

Es gibt verschiedene Parameter, die die mittleren Tideverhältnisse charakterisieren. Am häufigsten verwendet – weil am leichtesten auswertbar – sind die mittleren Scheitelhöhen MThw und MTnw als Mittel von Thw und Tnw über bestimmte Zeiträume. Die Analyse solcher Werte hat in der Küstenforschung große Tradition. Allein sie scheint zur Erkennung einiger Vorgänge nicht ausreichend zu sein, auch wenn sie als erste Näherung sehr aussagekräftig ist. Es bedarf daher weiterer Detailuntersuchungen. Dazu gehören die nachfolgend genannten Parameter:

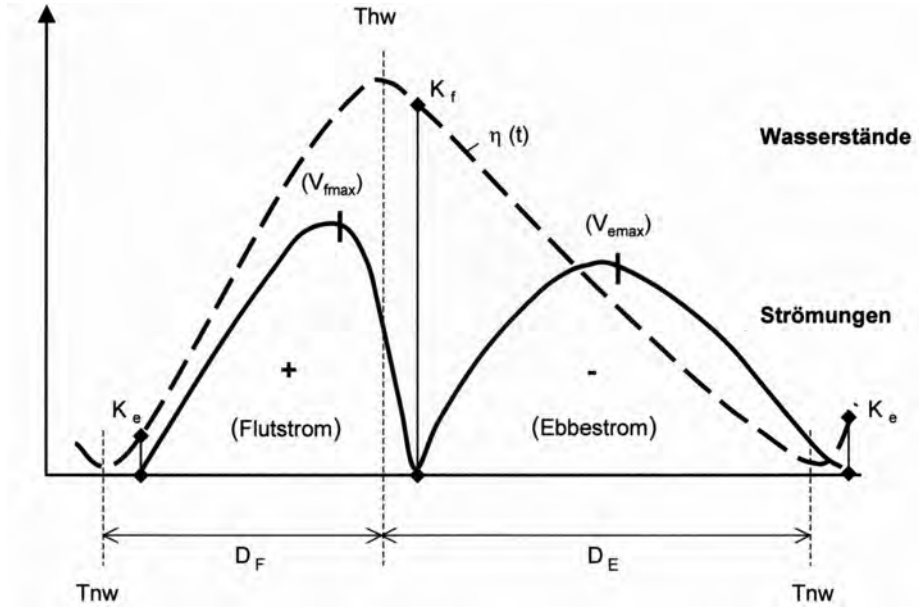


Abb. A 5.5: Parameter zur Beschreibung der Tide

– **Form der Tidekurve**; dazu wird eine mittlere Tidekurve aus einem je nach Fragestellung definiertem Zeitraum dargestellt. Methodisch kann dies über die Auswahl von 20 dem Mittelwert entsprechenden Tiden erfolgen, die dann zu einer einzigen mittleren Tidekurve zusammengefasst werden. Genauer ist es allerdings, geschlossene Tidedaten über einen definierten Zeitraum zu mitteln. Solche Tideverläufe gestatten Einblicke in die Entwicklung von Flut- und Ebbedauern, von Steilheiten und charakteristischen Formen der Flut- und Ebbeäste.

- **Flut- und Ebbestromkenterpunkte**; sie sind grob bekannt und sind teilweise schwer zu bestimmen und festzulegen, besonders an Küstenorten oder in Flussmündungen, wo die Strömung über den Querschnitt und die Tiefe nicht zeitgleich kentert. Veränderungen der Flut- und Ebbestromdauern geben jedoch wertvolle Hinweise auf Veränderungen der Strömungsverhältnisse.
- **Strömungsverlauf**; kontinuierliche Strömungsmessungen, aus denen mögliche Veränderungen in den letzten Jahrzehnten abgeleitet werden, liegen bestenfalls aus einigen Stromabschnitten vor. Sie sind generell so spärlich, dass auf sie nur gelegentlich zurückgegriffen werden kann. Diese Situation wird sich zukünftig verbessern. Zahlreiche Monitoringverfahren, die als Auflage bei der Genehmigung von Großprojekten durchzuführen sind, werden genauere Aussagen möglich machen.

Drehstrom vor der Küste

Man erwartet von den ungestörten Tideströmungen eigentlich, dass sie sich entsprechend dem Steigen und Fallen des Wassers land- und seewärts ausrichten und die beiden Hauptrichtungen sich in etwa 180° voneinander unterscheiden. Das ist in vielen Fällen auch der Fall. Es gibt aber auch im Bereich der Nordseeküste Gebiete, in denen sich die Strömung ausgelöst durch Längs- und Querströmungen unter dem Einfluss der Corioliskraft, völlig anders verhält. Es entstehen dort ellipsenförmige Strombahnen, bei denen es keine Stauwasserphase gibt.

Vor der ostfriesischen Küste und vor den Mündungen der Jade, Weser und Elbe herrschen solche Drehströmungen mit relativ kleinem Achsenverhältnis vor. In den Gewässern vor der nordfriesischen Küste nähern sich die Strömungsellipsen mehr der Kreisform an.

Flutstromgrenze in Tideflüssen

In den meisten Tideflüssen und ihren Nebenflüssen gibt es Abschnitte, in denen zwar die vertikale Tidebewegung, d. h. das Steigen und Fallen des Wassers beobachtet werden kann, nicht aber die horizontale Strömungsänderung, d. h. der Richtungswechsel. Dort fließt das Wasser ständig seewärts, während der Wasserspiegel steigt und fällt.

Diese Flussabschnitte werden durch die Flutstromgrenze und die Tidegrenze eingeschlossen. Die Flutstromgrenze liegt unterhalb des Abschnittes an der Stelle des Flusses, bis zu dem es noch alternierenden Flut- und Ebbestrom gibt. Die Tidegrenze markiert die Stelle, bis zu der von See her noch wechselnde Wasserstände zu beobachten sind. Beide Grenzen sind nicht konstant, denn einerseits beeinflusst das Oberwasser ihre Lage, andererseits können Sturmfluten vorübergehend die Lage der Grenze weit nach Oberstrom hin verlagern.

5.3 Dichteströmungen

Im Brackwassergebiet der Tideströme führen die unterschiedlichen Dichten des Meerwassers und des Süßwassers dazu, dass das schwerere Meerwasser zu Beginn der Flut zuerst am Boden als Unterströmung einfließt, während sich das leichtere Süßwasser oben noch seewärts bewegt. Zu Beginn der Ebbe setzt der Ebbestrom zunächst an der Oberfläche ein. Diese Erscheinung führt zu wesentlich stärkerer Sohlströmung bei Flut als bei Ebbe und so-

mit ggf. zu einem flussaufwärts gerichteten Sedimenttransport sowie zu einem verzögerten Schließen der selbsttätigen Stemmtore der Entwässerungssiele. Die unterschiedliche Dichte wird z. B. genutzt, um in baulich dafür eingerichteten Schleusen ein Eindringen des Meerwassers in das Kanalnetz zu verhindern.

In Tideflussmündungen (Ästuarien) treten vor allem aus den Dichteunterschieden von Meerwasser und Süßwasser entsprechende Ausgleichsströmungen auf. Das spezifisch leichtere Süßwasser überlagert dabei über längere Dauer und Entfernungen das spezifisch schwerere Salzwasser, das von See her sohlnah in das Ästuar eindringt. Der Bereich, in dem über die gesamte Wassertiefe die Mischvorgänge stattfinden, wird Brackwasserzone genannt. Die Mischvorgänge werden durch Walzenströmungen mit quer zur Tideströmung gerichteter horizontaler Achse begleitet. In diesem Gebiet, der sogenannten Trübungszone, treten die höchsten Schwebstoffkonzentrationen des gesamten Ästuars auf.

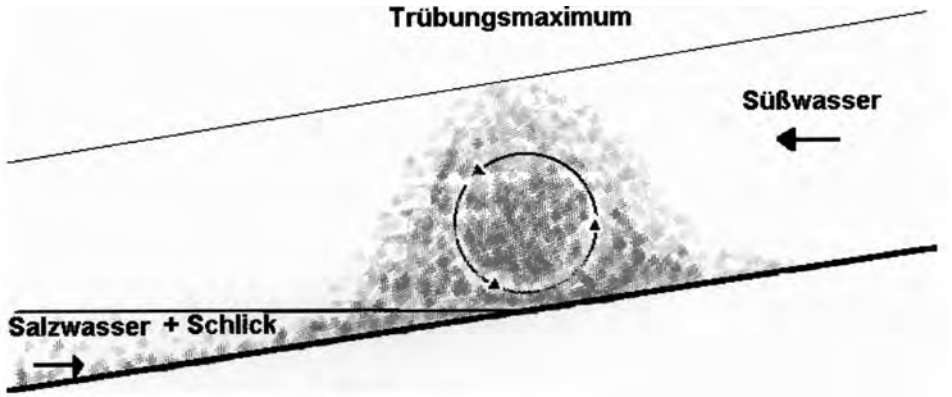


Abb. A 5.6: Salzkeileffekt (nach WELLERSHAUS, 1982)

Strömt bei Flut durch Tide und Dichteeffekte salzhaltiges Wasser an einer seitlichen Abzweigung (Hafeneinfahrt oder Schleusenzufahrt) mit geringerem Salzgehalt vorbei, treten ebenfalls Dichteausgleichsströmungen auf. Sie sind dann vom Gewässer zur seitlichen Abzweigung hin gerichtet und treten sohlnah auf. Dadurch werden gleichzeitig die an der Gewässersohle hohen Schwebstoffkonzentrationen und oft auch Schlick bzw. ‚fluid mud' eingetragen. Diese Vorgänge sind die Hauptursache für die sehr hohen Verschlickungsraten in Hafenbecken und Schleusenzufahrten in der Brackwasserzone.

Gleiche Effekte wie oben beschrieben, treten auch auf, wenn z. B. das vorbeiströmende Flusswasser kälter ist als das im Hafenbecken, weil dort vielleicht aufgewärmtes Kühlwasser eingeleitet wird, oder wenn das Flusswasser eine höhere Schwebstoffkonzentration aufweist als das Hafenbeckenwasser, was fast immer der Fall ist. Diese in Hafenbecken hineingerichteten Strömungsvorgänge werden meist noch dadurch verstärkt, dass Turbulenzvorgänge durch Ablösewirbel in der Hafeneinfahrt sich zum ruhigeren Wasser im Hafenbecken hin „horizontal ausgleichen."

5.4 Seegangserzeugte Strömungen

Es ist aus der linearen Wellentheorie bekannt, dass sowohl die Länge der Orbitalbahnen als auch die Orbitalgeschwindigkeiten gleichmäßig mit zunehmender Tiefe unter dem Ruhewasserspiegel abnehmen (Abb. A 5.7). Verbunden mit dem Feld der Orbitalbahnen ist das Feld der Stromlinien, das sich aus den augenblicklichen Vektoren der Orbitalgeschwindigkeit V zusammensetzt. Unter den Wellenbergen sind dabei die Strömungsgeschwindigkeiten immer in Wellenfortschrittsrichtung, unter den Tälern stets entgegen der Wellenfortschrittsrichtung eingestellt.

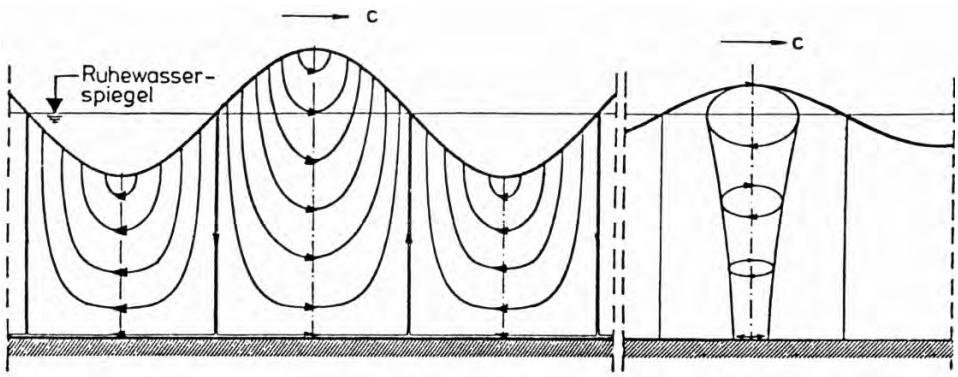


Abb. A 5.7: Stromlinien (links) und Orbitalbahnen (rechts) unter einer fortschreitenden Welle mit Grundberührung

Die Orbitalgeschwindigkeiten V können in die waagerechten und senkrechten Komponenten u und w zerlegt werden.

Während einer Wellenphase treten die größten waagerechten Geschwindigkeiten unter den Wellenbergen und Wellentälern auf; vor Eintreffen eines Wellenberges ist dabei die Vertikalkomponente aufwärts (positiv), nach dem Wellenberg abwärts (negativ) gerichtet. Während die Vertikalkomponenten nur in Einzelfällen technische Bedeutung haben, sind die Horizontalkomponenten von größter Bedeutung für die Wellenbelastung von Bauwerken oder für die Sedimentbewegung (Feststofftransport) usw. (s. Abschn. 6). Sie sind in Abb. A 5.8 für ihre Größtwerte unter dem Wellenberg und dem Wellental für den Fall einer fortschreitenden Sinuswelle (lineare Wellentheorie) zur Verdeutlichung gegenübergestellt.

Die größten Geschwindigkeiten sind in beiden Fällen an der Oberfläche vorhanden. Sie sind dabei auf dem Wellenberg größer als im Wellental, während an der Sohle (es wird eine Welle mit Grundberührung angenommen) mit z = -d der gleiche Absolutwert u_s für Wellenberg und Wellental besteht.

In Fällen, wo anstatt der Komponenten u und w in x- beziehungsweise z-Richtung der Gesamtbetrag der Orbitalgeschwindigkeit von Interesse ist, kann dieser aus der Beziehung

$$|V| = \sqrt{u^2 + w^2}$$

berechnet werden.

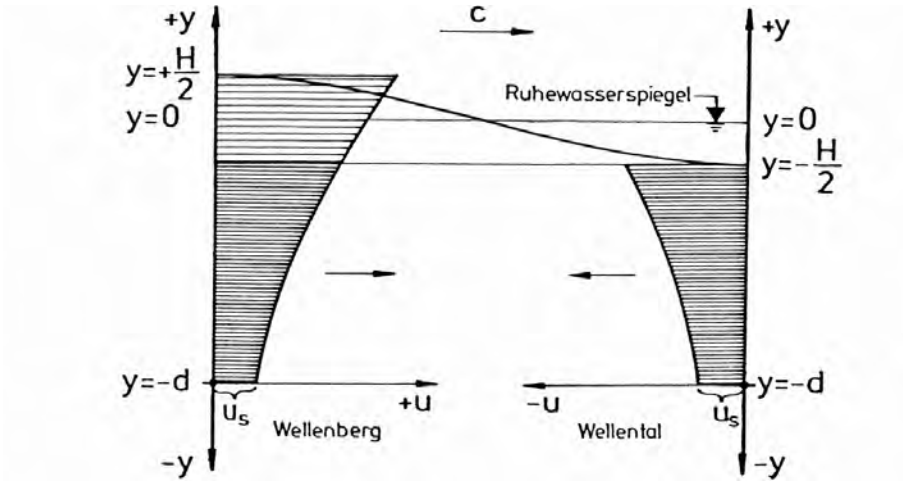


Abb. A 5.8. Schematische Darstellung der Abnahme der Horizontalkomponenten der Orbitalgeschwindigkeiten mit der Wassertiefe

Das Stromlinienbild der stehenden Welle ist gegenüber dem einer fortschreitenden Welle so verschoben, dass die Trennlinien zwischen den Strömungszellen bei x = 0, x = L/2, x = 1 usw. (Schwingungsbäuche) liegen; die größten Geschwindigkeiten finden sich an den Knoten (Abb. A 5.9).

Die Horizontalkomponente u ist für x = 0 auf ganzer Höhe u = 0 (Randbedingung der Wand). Die Strömungsgeschwindigkeiten betragen das Doppelte der fortschreitenden Welle mit der Höhe H. Erosionsgefahr an der Sohle besteht besonders bei x = L/4 (z. B. Unterspülung einer Ufermauer).

Uferparallele Brandungsströmungen treten auf, wenn Wellen im spitzen Winkel auf die Küstenlinie treffen. Im Gegensatz zu alternierenden Orbitalströmungen können sie als Ausgleichsströmung angesehen werden, die durch das Gleichgewicht von Wellenenergie und Reibungsverlusten in Bewegung gehalten wird. Neben den Orbitalströmungen werden der

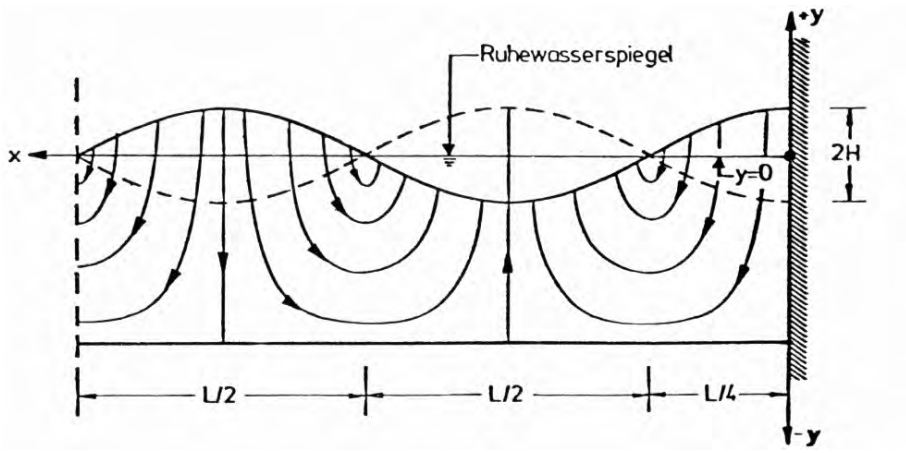


Abb. A 5.9: Schematisches Stromlinienbild einer stehenden Welle

Brandungsströmung komplexe zwei- (Unterströmungen, Massentransport) und dreidimensionale Strömungen (Rippströme als örtliche, seewärts gerichtete Rückströme) überlagert.

In Naturmessungen vor Sylt – auch bei schweren Sturmfluten – wurde aufgezeigt, dass die Brandungsströmungen nicht als stationäre Strömungen behandelt werden dürfen, denn die mittleren Geschwindigkeiten bis 1,5 m/s an der Sohle schwanken um ± 100 % (bis maximal 3,0 m/s) mit bis zu neun periodischen Schwankungen innerhalb einer Wellenperiode. Auf diese Erscheinungen sind die hohen Transportkräfte für den Küstenlängstransport zurückzuführen.

Die mittlere küstenparallele Geschwindigkeit $\overline{V}_1$ kann für Küstenabschnitte mit gleichförmiger Strandneigung nach folgender Näherungsformel (ZANKE et. al., 2001) bestimmt werden:

$$\overline{V}_1 \approx 0{,}585 \sqrt{g \cdot H_b} \sin(2\theta_b)$$

mit: H_b Brecherhöhe in m
θ_b Winkel zwischen der Küstennormalen und der Wellenorthogonalen an der Brecherlinie in Grad (°).

Obwohl die obige Gleichung die bislang beste Näherungsformel darstellt, können Abweichungen der errechneten $\overline{V}_1$-Werte von den tatsächlich in der Natur auftretenden Werten bis zu 50 % betragen.

Wellenerzeugte Strömungen am Ufer oder vor Schutzwerken können im Brandungsbereich sehr groß werden. Sie werden hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Die aus wechselnden Richtungen anlaufenden Wellen können auf zweifache Weise Material am Strand umlagern :

1. Durch die Überlagerung der Strömungen mit der Orbitalbewegung der Wellen wird eine spiralförmige Wasserbewegung um eine horizontale Achse erzeugt. Dadurch werden in Wellenfortschrittsrichtung Sedimente in Suspension und an der Sohle bewegt.
2. Unter gewissen Umständen können die Strömungen auch Sedimentpartikel unmittelbar berühren und verlagern.

Im Einzelnen sind die durch Wellen erzeugten Strömungen im küstennahen Gebiet wie folgt zu unterscheiden:

1. Sohlnahe Rückströmung
2. Rippströmungen
3. Brandungsströmungen und Gefälleströmungen
4. Orbitalbewegung.

Diese Strömungsarten wirken vor allem materialumlagernd; für die Bemessung von Deichen und Deckwerken sind jedoch allein die Strömungsgeschwindigkeiten beim Auf- und Ablauf der Wellen bedeutsam.

5.5 Driftströmungen (winderzeugte Strömungen)

Zahlreiche Messungen in der Natur haben gezeigt (GÖHREN, 1968), dass bei Windeinfluss erhebliche Störungen im Strömungsverlauf auftreten. Das gilt besonders für das flache Wattenmeer, in dem die Tideströmungen nur von geringer Intensität sind. Durch die vom Wind an der Wasseroberfläche erzeugten Schubkräfte entstehen Strömungen, die etwa in Windrichtung verlaufen, sogenannte primäre Driftströmungen. Infolge der ebenfalls mit den Windschubkräften zusammenhängenden Deformation des Meeresspiegels (Windstau) treten

ferner Gefälle- oder Gradientströmungen auf, die GÖHREN (1968) als sekundäre Driftströmungen bezeichnet.

Über Verlauf und Intensität der bei Starkwind und Sturmwetterlagen auftretenden Driftströmungen in den Flachwassergebieten der Nordsee hat GÖHREN (1968) umfangreiche Untersuchungen angestellt. Dabei ging er folgendermaßen vor:

„Setzt man voraus, dass die Driftströmung bei anhaltenden, gleichbleibenden Windverhältnissen nach Geschwindigkeit und Richtung einigermaßen stetig verläuft, und setzt man ferner voraus, dieser Driftströmung sei die normale Gezeitenströmung in einfacher Form überlagert, so ergibt sich eine Möglichkeit der Trennung beider Komponenten durch Vergleich der Reststromvektoren. Alle durch Driftstromeinfluss hervorgerufenen Änderungen im Verlauf der ungestörten Gezeitenströmung werden im vektoriellen Integral erfasst, so dass folgende Formel zur Elimination des Driftstromanteils aus einer beobachteten Strömung aufgestellt werden kann:

$$\overline{V}_W = \overline{V} - \overline{V}_{(n)}$$

$\overline{V}_W$ = Triftstromvektor

$\overline{V}$ = Reststromvektor der windbeeinflussten Messtide

$\overline{V}_{(n)}$ = Reststromvektor der ungestörten Tide

Der Driftstromvektor wird ebenfalls in km/Tide angegeben, der Vektorbetrag mit SV_W und die Vektorrichtung mit RV_W bezeichnet."

Die Verhältnisse sind natürlich komplizierter als in dieser vereinfachten Form angegeben. Die genannten Voraussetzungen treffen im Allgemeinen nicht oder nur teilweise zu. Der Vektor V_W stellt weniger den reinen Driftstrom im Sinne der oben gegebenen Definition dar, sondern gibt ein Maß für die unter Windeinfluss entstehenden Abweichungen vom normalen Verlauf der Gezeitenströmung. Die vektorielle Darstellungsweise ist aber auch hier wieder von Vorteil, da sie zu anschaulichen und übersichtlichen Ergebnissen führt und da die Reststromvektoren sehr empfindliche Kennwerte darstellen, die meteorologische Störungen im Tidestromverlauf weitaus besser erkennen lassen als die in Ganglinienform aufgetragenen Stromrichtungen und Stromgeschwindigkeiten.

Die Stromgeschwindigkeiten während normaler Flut und Ebbe erreichen außerhalb des Wattengebietes bis zu 0,5 m/s, in den Tideströmen und Wattrinnen bis zu 1,5 m/s. Während Sturmfluten konnten auf dem Watt Geschwindigkeiten bis zu 1,5 m/s, in engen Strombereichen – besonders in den Seegatten zwischen den Inseln – Stromgeschwindigkeiten bis zu 2,5 m/s gemessen werden.

5.6 Bemessung auf Strömungen

5.6.1 Vorbemerkungen

In Anlehnung an die Arbeit von HANSEN (1985) werden hier ausschließlich von der freien Wasserspiegelseite her wirkende Strömungen behandelt, wie sie z. B. aus der Fließbehandlung (laminar oder turbulent) des Wassers, aus Wind- und Schiffswellen oder aus Tideströmungen entstehen können.

Hauptaufgabe einer Steinschüttung – in welcher Bauart sie auch zum Einsatz kommen mag – ist es, diese strömungsbedingten Angriffe aufzunehmen und Erosionen, Kolkungen

sowie Abbrüche an Sohlen und Böschungen sowie vor und an Bauwerken im Wasser zu verhindern.

Bei überströmten Auskleidungen sind generell drei verschiedene Kraftwirkungen infolge der Fließbewegung des Wassers zu nennen:

– böschungs- oder sohlparallel (in Fall- oder Streichrichtung) mit der Strömung gerichtete Schubkräfte, die ein Abschieben (Abgleiten) von Abdeckelementen oder Einzelsteinen verursachen können,
– senkrecht zur Böschung oder Sohle gerichtete Liftkräfte, die ein Anheben und Herauslösen von Abdeckelementen oder Einzelsteinen aus dem Verband ermöglichen und
– Beschleunigungskräfte, die wie die Schubkräfte mit der Strömungsrichtung übereinstimmen und zum Abrutschen/Abgleiten von Elementen oder Einzelsteinen beitragen (Abb. A 5.10).

Bei Sperrwerken und Sielen ist es insbesondere die durchströmte Querschnittsgröße, die Einfluss auf Bauwerke und Befestigungen hat, während es bei Sportboothäfen die Hafenkonfiguration und die Lage zum Gewässer sind, die Einfluss auf die Wirkung externer Wellen haben.

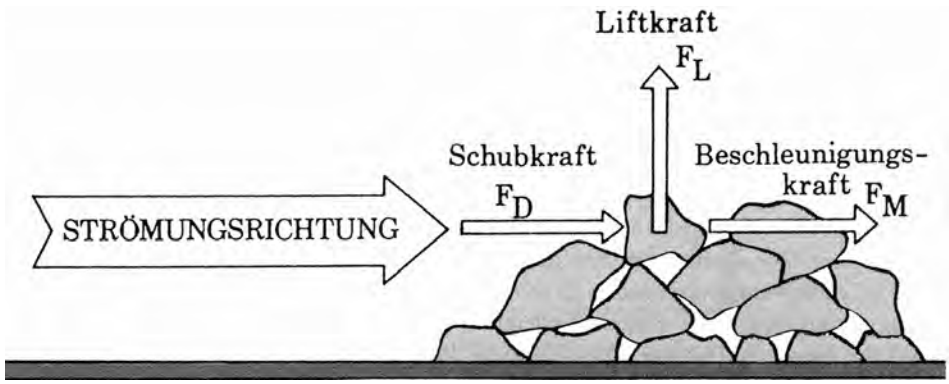


Abb. A 5.10: Belastung eines Einzelsteins eines Deckwerkes infolge Überströmung

5.6.2 Sohl- und Böschungsauskleidungen

Für eine gebundene, durchlässige Deckschicht wird die Stabilität gegen Abheben η_z für das erforderliche Flächengewicht:

$$g'_D = \frac{\eta_z \cdot 0{,}04 \cdot \alpha \cdot v^2}{\cos\beta} \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

Als Bemessungsdiagramm in Abb. A 5.11 ist diese Gleichung in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit v, der Böschungsneigung β sowie der Einbettungsziffer α der an der Deckwerksoberfläche liegenden Steine wiedergegeben.

Es wird unterschieden zwischen Einbettungsziffern von:

α = 1,0 Oberfläche wie lose Steinschüttung, jedoch verklammert
α = 0,5 Steinschüttung mit Vollverguss
α = 0,2 Beläge (z. B. Mastixschotter)

wobei alle diese Auskleidungen durchlässig sind.

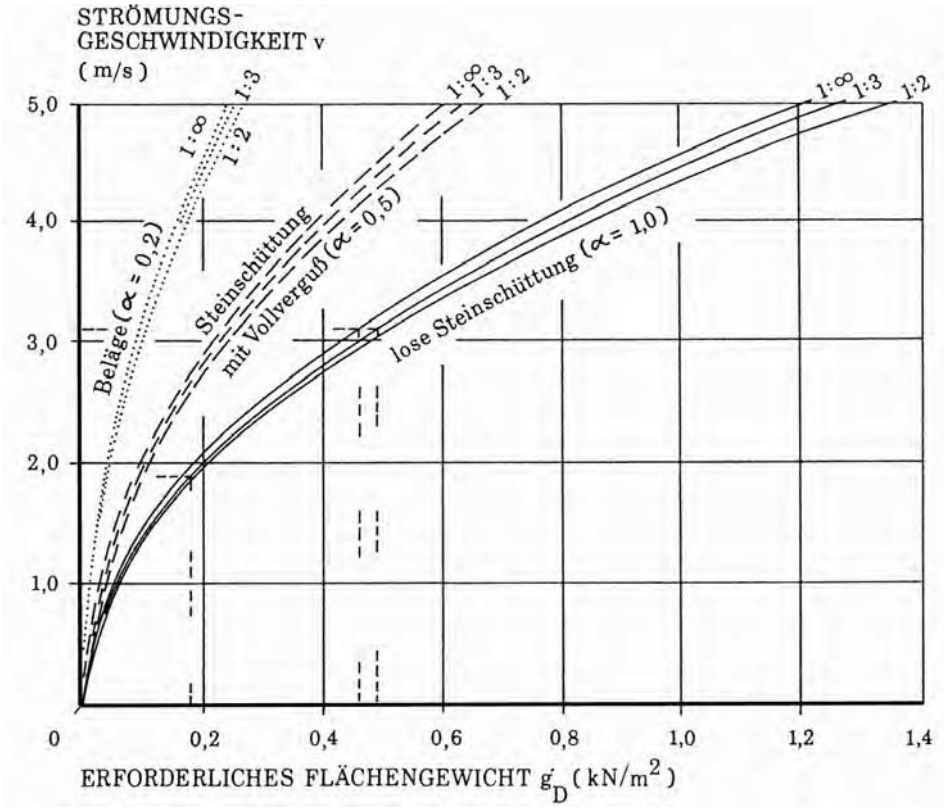


Abb. A 5.11: Erforderliches Flächengewicht von gebundenen Böschungs- und Sohlauskleidungen (durchlässig bei einer Stabilität gegen Abheben von η_z = 1,2 in Abhängigkeit von der Überströmung [bei Schublagerung])

Aus dem Flächengewicht g'_D unter Auftrieb folgt die erforderliche Dicke b der Auskleidung.

Das erforderliche Flächengewicht in Bezug auf Stabilität gegen Abgleiten setzt sich zusammen aus einem durch die Strömungsgeschwindigkeit v und einem durch die Strömungsbeschleunigung dv/dt verursachten Wert:

$$g'_D = g'_D(v) + g'_D(dv/dt).$$

Gültig ist obige Gleichung nur für den Fall der Schublagerung, da bei der Fußstützung die Stützkraft immer erheblich größer als die entgegengesetzt wirkenden Kräfte aus Schub und Beschleunigung ausfällt. Ist eine Fußstützung der Böschung also gegeben, so ist allein der Stabilitätsnachweis gegen Abheben bei gebundenen Deckschichten zu führen.

Für lose Steinschüttungen als Deckwerke ergeben sich aus der Beziehung zwischen der erforderlichen Masse eines Einzelsteines auf der Deckschicht in Bezug auf die angreifende Strömungsgeschwindigkeit bei Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse bei gebrochenem Steinmaterial und einer zugrunde gelegten Basis-Trockenrohdichte des Steinmaterials von 2650 kg/m³ nach entsprechender Auflösung:

$$D_{r,0} = \sqrt[3]{\frac{0{,}062 \cdot v^6}{0{,}245 \cdot 2650}} = 0{,}04571 \cdot v^2 \text{ (m)}.$$

Die Strömungsgeschwindigkeit über der Schüttsteinsohle folgt aus der Kontinuitätsgleichung.

$D_{r,0}$ stellt den repräsentativen Durchmesser der Steinschüttung für den Grundfall einer waagerechten Sohle bei einfacher Überströmung (d. h. nur mäßiger Turbulenz ohne direkte Beschleunigung) dar.

5.6.3 Sohlsicherung in/vor Sperrwerken und Sielen

Im Nahbereich von Sperrwerken und Sielen können Strömungsgeschwindigkeiten auftreten, die wesentlich über denen aus freien Tide- und Driftströmungen liegen. Die Bemessung der fast immer erforderlichen Sohlsicherungen kann z. T. in Anlehnung an die Ansätze in Kap. 5.2 erfolgen, obwohl generell hydraulische Modellversuche zu empfehlen sind, da es sich praktisch immer um Sonderkonstruktionen mit lokalen Einflüssen verschiedener Art handelt.

Wenn die zur Bemessung heranzuziehenden Strömungsgeschwindigkeiten über die Tide in dem unverbauten Querschnitt nicht bekannt sind und auf den Bauquerschnitt umgerechnet werden können, müssen sie in Modellversuchen ermittelt werden. Eine erste Abschätzung ist über

$$v = \frac{4\pi \cdot A \cdot Thb}{3 \cdot T \cdot F}$$

mit v = max. Strömungsgeschwindigkeit im Zentrum des Querschnitts
A = Oberfläche des Tidegebietes stromauf
Thb = Tidehub
T = Tideperiode 12:25 h
F = Querschnitt

möglich.

Wenn die Steine über Wasser verlegt werden, sollte die Lage

$$r = 2{,}1 \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50\,min}}{\gamma_s}}$$

stark sein, aber mindestens 0,3 m. Für Verlegung unter Wasser empfiehlt CERC (1984):

$$r = 3{,}2 \cdot \sqrt[3]{\frac{W_{50\,min}}{\gamma_s}}$$

oder mindestens 0,5 m.

5.6.4 Böschungen kleiner Häfen

Die Böschungen kleiner Häfen an großen Gewässern unterliegen in starkem Maße den Einflüssen aus vorbeifahrender Schifffahrt und einlaufendem Seegang. Damit wirken auf sie alle Phänomene der Wellenausbreitung und angeregter Hafenschwingungen, verbunden mit Schwall- und Sunkeffekten sowie Auf- und Ablauf.

Für die Sicherheit der kleinen Fahrzeuge an ihren Liegeplätzen und bei Fahrten im Hafen wie auch für ausreichend sichere Böschungen im Hafen ist eine Konfiguration des Hafens selbst, vor allem aber seiner Einfahrt, anzustreben, die die o. g. Phänomene möglichst klein hält. Um dies zu erreichen, sind Modelluntersuchungen (physikalisch und/oder mathematisch) erforderlich.

5.7 Schriftenverzeichnis zu Abschnitt 5

CERC: Shore Protection Manual. US Army Corps of Eng., Washington D.-C. 1984.

Göhren, H: Triftströmungen im Wattenmeer. Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 30, Hannover, 1968.

Hansen, U. A.: Wasserbausteine im Deckwerksbau; Bemessung und Konstruktion. Verlag Boyens und Co., Heide, 1985.

Ergänzende Literatur:

Lecher, K.; Lühr, H.-P.; Zanke, U. C. E.: Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Auflage 2001.

Siefert, W. et al.: Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins. Die Küste, H. 35, 1980.

Siefert, W. et al.: Triftströmungen vor der Küste zwischen Eider und Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.

6. Sandbewegung im Küstenbereich

6.1 Einleitung

An sandigen Küsten werden durch den Einfluss von Wellen und Strömungen Sedimente sowohl in Suspension („suspended load“) als auch an der Sohle („bed load“) bewegt. Es ist zu unterscheiden zwischen der Gesamtmenge der transportierten Sedimente („gross transport rate“) in einem betrachteten Zeitraum und der Nettotransportmenge („net transport rate“) als der Differenz zwischen den Mengen, die in wechselnde Richtungen (z. B. an einem Punkt der Küste seewärts und landwärts bzw. nach links und rechts längs der Küste) bewegt werden. Die Nettotransportmenge ist häufig ein relativ kleiner Unterschied zwischen zwei großen („Brutto-“)Mengen. Sie muss zudem noch in die küstennormalen und die küstenparallelen Anteile aufgeteilt werden. Dies ist einer der Gründe, warum die Voraussage von Transportraten relativ schwierig ist.

Die Transportraten sind gewöhnlich gering, und der Transport vollzieht sich vorwiegend in einer bodennahen Schicht. Mit zunehmenden Seegang steigt der Anteil des Transportes in Suspension relativ schnell, und der Transport an der Sohle wird entsprechend vernachlässigbar. Beide Transportarten sind dem Transport in Schiffen bzw. in Flugzeugen vergleichbar; nennenswerte Suspensionskonzentrationen sind in Höhen von mehr als 0,5 m über der Sohle nur selten anzutreffen.

Der Sedimenttransport innerhalb der Brandungszone hängt von der Turbulenzenergie aus der Dissipation der Wellenenergie und den wellenerzeugten Strömungen ab. Der Turbulenzeintrag in den Wasserkörper führt bei Sturzbrechern an der Brecherlinie zu einer nahezu gleichmäßigen Verteilung der Sedimentkonzentration über die Wassertiefe.

Von der Brecherlinie nimmt die Turbulenzintensität landwärts hin ab. Die durch Schwallbrecher erzeugte Turbulenz ist hingegen an der Wasseroberfläche konzentriert und breitet sich von dort im weiteren Verlauf der Schwallbrandung in die Tiefe aus. Dadurch wächst die Turbulenzenergie landwärts an. Diesen Vorgängen überlagert sich noch die Turbulenz, die durch die Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle bewirkt wird und sich zur Wasseroberfläche hin ausbreitet.

Kennzeichnend für den Sedimenttransport in der Brandungszone, die sich vom seewärtigsten Brechpunkt der Wellen des Seeganges bis zum höchsten Wellenauflauf am Strand erstreckt, sind schnelle und gelegentlich sogar spektakuläre Änderungen von Strandform und Strandprofil.

Die Brandungszone kann in drei Transportzonen unterteilt werden:

1. Primäre (seewärtige) Hauptbrecherzone, als der Bereich, in dem alle Wellen im Seegang, die die Grenzsteilheit (Brecherkriterium) erreichen, brechen.
2. Zone der gebrochenen Wellen, vom Aufschlags-(Eintauch-)punkt der brechenden Wellen in die Wasseroberfläche bis zur strandnahen Brecherzone, als Bereich der „Wellenreformation“.
3. Sekundäre (strandnahe) Brecherzone bis zum höchsten Punkt des Wellenauflaufes („swash zone“). Die Strömungsvorgänge in diesem Bereich unterscheiden sich stark von denen in der übrigen Brandungszone. Der Sedimenttransport hängt hier von den Sedimenteigenschaften (Korngröße, spezifisches Gewicht etc.), der borenartig auflaufenden Wasserfront („run-up bore“) und der lokalen Strandneigung ab.

Gewöhnlich wird im Schrifttum, wie schon erwähnt, zwischen Transport in Suspension und an der Sohle unterschieden. Da das Sediment aber hauptsächlich durch Makroturbulenzen, Groß- und Kleinwirbel in Suspension versetzt wird, hat diese Unterscheidung in der

Brandungszone nur eine begrenzte physikalische Bedeutung, mit Ausnahme bei schwachem Seegang über einer ebenen Sohle, an der sich eine dünne Schicht von mobilisiertem Sediment ausbildet. Der Netto-Sedimenttransport aus der Wellenbewegung und deren Dissipation ergibt sich aus der Advektion eines Korn-Wasser-Gemisches durch das Aufsummieren (über die ganze Wassertiefe) der lokalen Produkte von mittlerer Konzentration und mittlerer Nettogeschwindigkeit. Die Konzentrationsverteilung über die Wassertiefe kann gewöhnlich in die Segmente Mobilisierungs-, Suspensions- und Diffusionsschicht eingeteilt werden. Die Stärke der mobilisierten Schicht bei „Sheet-Flow"-Verhältnissen („Schichtenströmung", s. Abschn. 6.5) liegt in der Größenordnung von 10 mm, so dass der Fehler, der sich bei Berechnungen durch Vernachlässigung dieser Schicht in der Brandungszone ergibt, relativ gering ist. Wenn in diesem Fall die Konzentrationsverteilung von der Suspensions- oder Diffusionsschicht (abhängig von der Lokation) einfach bis zur Sohle extrapoliert wird, sind die Unterschiede der Transportmengen im Vergleich zur Berücksichtigung der Konzentration in der dünnen Schicht gegenüber anderen Fehlerquellen klein. Die Bestimmung der Größenordnung des Transportes in der Brandungszone, wo der größte Anteil stattfindet, ist schwierig. Schwieriger sind aber die Probleme, wenn die Strömungen in der Brandungszone, die den größten Teil der Transportes verursachen, größenordnungsmäßig beschrieben werden sollen.

Ein weiteres Problem stellt zudem die Erfassung der Sedimenttransporte, die in land- und seewärtiger Richtung transportiert werden, dar. Nahe der Brecherlinie, wo die Wellen sich der Form von Einzelwellen („solitary waves") annähern, sind die Unterschiede zwischen den landwärtigen und seewärtigen Geschwindigkeiten beträchtlich und stark von der Porosität des Sedimentes abhängig. Die transportierte Sandmenge, die unterstützt durch den Brechervorgang mit der landwärtigen Geschwindigkeit bewegt wird, ist größer als die, die bei der Strömungsumkehr transportiert wird. Unabhängig davon bilden sich an einem Unterwasserstrand auch noch stark seewärts gerichtete Rippströmungen aus, durch die Sedimente seewärts transportiert werden.

Aus vorgenannten Gründen ist eine exakte Lösung zur Berechnung des Sedimenttransportes in der Brandungszone auch in nächster Zukunft nicht zu erwarten.

Zwischen der umgewandelten Seegangsenergie und dem Sedimenttransport besteht ein funktionaler Zusammenhang. In funktioneller Form kann die Transportrate q aus dem Produkt von Sedimentkonzentration C und Transportgeschwindigkeit V, bezogen auf die Schichtdicke d_h, berechnet werden; sie stellt eine vektorielle Größe dar. Das Integral über die Zeit und die Wassertiefe ergibt den Sedimenttransport Q.

$$Q = \int_0^t \int_0^h (C \cdot V)\, dh\, dt. \tag{6.1}$$

Die transportierte Sedimentmenge setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Der größte Anteil, gewöhnlich mehr als 90 %, wird in Suspension transportiert, kann bei schwachem Seegang aber auch fast auf Null gehen. Der Rest besteht aus dem sohlnahen Transport, bei dem die Sedimente unmittelbar auf der Sohle und dicht darüber in der Grenzschicht in rollenden oder springenden Bewegungsformen transportiert werden. Der Sedimenttransport an einer Küste lässt sich aufgrund seines vektoriellen Charakters aufteilen in:

– Küstenquertransport („on-/offshore transport") und
– Küstenlängstransport(„longshore transport").

Der Küstenquertransport verursacht kurzfristige morphologische Umlagerungen von Sedimenten. Der Küstenlängstransport bewirkt dagegen die langfristigen morphologischen Veränderungen an einer Küste.

6.2 Charakteristika von Küstensystemen

Die möglichen Ursachen der Stranderosion und des Sedimenttransportes lassen sich mit den verschiedenen Typen von vorherrschenden Küstensystemen, wie folgt, verknüpfen:

1. Geschlossene Sandsysteme sind morphologische Einheiten, in denen der Sand mit dem Seegang hin und her pendelt, ohne aber das System in nennenswerten Mengen zu verlassen. Verluste beziehen sich hauptsächlich auf das feine Sediment, dass eine Trübungsfracht („wash load" oder „turbidity") verursacht. In einem geschlossenen System kann der Strand erodieren oder akkumulieren in Abhängigkeit vom Wellenklima; er kann im Langzeitverhalten aber als stabil betrachtet werden. Ein typisches System sind die Halbmondbuchten („pocket beaches"), die gewöhnlich durch vorspringende Felsvorsprünge („headlands") begrenzt werden und sich seewärts bis in tiefes Wasser erstrecken.
2. Offene Sandsysteme existieren an Inseln, die nicht Teil eines großräumigen Transportbandes sind, wie z. B. die Ostfriesischen Inseln („barrier islands"). Sand, der durch den Küstenlängstransport zu den Enden der Insel gelangt, wird nahezu völlig das System verlassen. Ein Beispiel ist die Westküste der Insel Sylt, an deren Enden der Sand in die Tiderinnen gelangt und dort in einem Winkel von etwa 45° zur Küstenlinie von der Insel wegtransportiert wird. Nur wenig Sand gelangt an die Strände zurück. Der mittlere jährliche Verlust liegt dort bei mehr als 1,0 Mio. m^3. Da die Küstenlinie schneller erodiert als der Bereich bis zum Inselsockel (etwa NN –10 m), wird der Eindruck einer weiten Brandungszone erweckt.
3. Durchgehende Sandsysteme („throughflow systems") sind Abschnitte einer langen Küstenstrecke, in denen sich im langjährigen Mittel die einlaufenden Sandmengen mit denen, die die Trennlinien zu den Nachbarabschnitten durchlaufen, die Balance halten. Jedoch kann ein lokaler Sturm, der einen nennenswerten seewärtigen Küstenquertransport verursacht, dieses Gleichgewicht stören. In solchen Fällen ist das Unterwasserstrandprofil nicht im Gleichgewicht zu den normalen, täglichen Seegangsbedingungen. Folglich wird mehr Sand mobilisiert, der dann durch die Küstenlängsströmung eher aus der Region transportiert als auf den Strand zurück verfrachtet wird, d. h. als eine sich längs des Strandes bewegende Sandwelle. Wenn dann solche Sandwellen über Jahre hinaus nicht aus entgegengesetzter Richtung ankommen, bedeutet dies, dass die Region unter Erosion leidet.
4. Sandarme Küsten („sand-deficient coasts") unterliegen gewöhnlich der Erosion infolge einer allgemein unzureichenden Sandversorgung. Dies kann natürlichen Ursprungs sein, aber auch durch menschliche Eingriffe bedingt sein, z. B. durch Sandentnahme aus Strand- oder Flussgebieten („mining"), Dammbauten in Flüssen oder auch durch Unterbrechung des Küstenlängstransportes (Buhnen, vorgelagerte Wellenbrecher etc.).
5. Sandwellen (Platen) im Küstenvorfeld von Riffinseln („barrier islands"), wozu auch die Ostfriesischen Inseln zählen, sind als großräumige Transportkörper von Sedimenten im Längstransport bekannt und können zum Teil auch eine Wanderung von Erosionsspitzen entlang eines Küstenbereiches verursachen. An den Ostfriesischen Inseln, wie z. B. auf Juist, Norderney, Baltrum und Langeoog, landen die Platen als Band einer großräumigen Sandbewegung von West nach Ost in unregelmäßigen Zeiträumen von Jahrzehnten an und führen zu einem vorübergehenden Sanddargebot für die Inseln (vgl. z. B. Erchinger, 1986).

6.3 Merkmale und Eigenschaften einer sandigen Küste

Der Sandstrand ist eine Naturform, die sich laufend dem Seegang anpasst. Bei unverändertem Seegang und Wasserspiegel bildet sich eine konstante Unterwasserprofilform aus. Auf diesem Gleichgewichtsprofil findet kein Quertransport des Strandmateriales statt. Da sich jedoch der Seegang und meistens auch noch der Wasserspiegel laufend ändert, wird ein Gleichgewichtsprofil in der Natur nur selten erreicht, aber das Profil wird laufend diesem Zustand zustreben. Die Form des Unterwasserprofils hängt von dem Seegang ab. Bei verhältnismäßig steilen Wellen, wie z. B. lokalen Windwellen und Strandmaterial aus Feinsand, wird sich ein Unterwasserstrand ausbilden, auf dem die Wellen als Schwallbrecher über mehrere Wellenlängen ausbranden. Die Energieumwandlung des Seeganges erfolgt nahezu gleichmäßig über die Brandungszone verteilt.

Wenn flache Wellen (Dünung) auf ein steileres Profil auflaufen, entstehen Sturzbrecher. Zugleich bildet sich gewöhnlich dadurch auch eine Riff-Rinne-Form des Unterwasserstrandes. Die Energieumwandlung ist stark an der Brecherlinie konzentriert. Die sich nach dem Brechen reformierenden Wellen erreichen eine Wellenhöhe von etwa 40 % der Wassertiefe, allgemein weniger als die halbe Brecherhöhe, d. h. eine Reduktion auf weniger als 25 % der Wellenenergie.

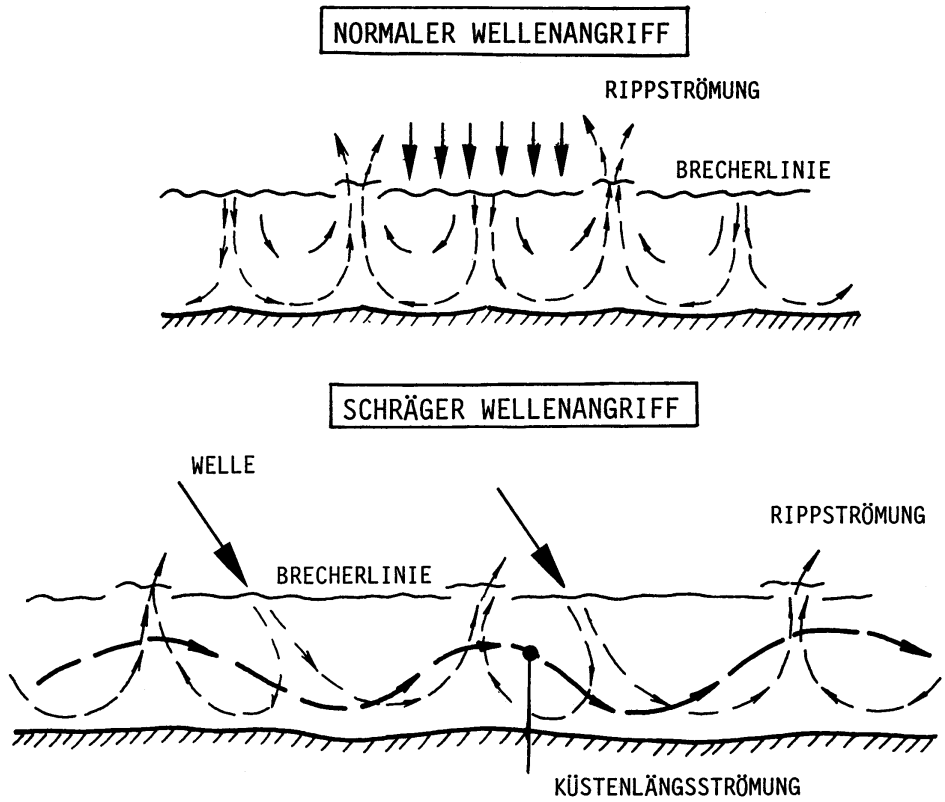


Abb. A 6.1: Ausbildung (schematisch) einer symmetrischen Zellenstruktur der Strömung sowie einer Rippströmung bei küstennormaler Wellenanlaufrichtung (oben), mäandrierender Küstenlängsströmung sowie Rippströmung bei schräger Wellenanlaufrichtung (unten).

Ein natürliches Riff, das sich infolge veränderlichen Seegangs und Wasserstandes formt, ist ein sehr dynamisches Gebilde, dessen Lage und Form sich mit dem Seegang laufend ändern. Hinsichtlich der Strömungen wurde hierzu eine Verknüpfung mit der Richtung des Seeganges vorgenommen. Danach führen normal zur Küstenlinie über das Riff anlaufende Wellen in der Brandungszone zu einer symmetrischen Zellenstruktur der Strömungen mit starken Rippströmen und damit verbundenen Sedimenttransporten (Abb. A 6.1). Der Südteil der Insel Sylt ist dieser Riffstruktur ähnlich, da hier der mittlere jährliche Energiefluss nahezu senkrecht auf die Küstenlinie trifft. Vor Rantum wurden Rippströmungen bei Wellenhöhen von $H_{mo} \geq 2$ m in der Größenordnung von mehr als 2 m/s gemessen (DETTE u. SPINGAT, 1995). Mit zunehmendem Winkel zwischen Anlaufrichtung und Küstennormaler wird sich eine asymmetrische Struktur entwickeln. Die Rippströme sind schwächer und verlaufen etwa senkrecht zur Wellenanlaufrichtung. Es entsteht eine in der Brandungszone mäandrierende küstenparallele Strömung (Abb. A 6.1). Diese Charakteristik ist deutlich am Verlauf der Tiefenlinien in der Nordhälfte von Sylt zu erkennen.

Da hier der Küstenlinienverlauf zur Südhälfte um mehr als 20° nach Nordost verschwenkt ist, ergibt sich ein relativ größerer Winkel zwischen der küstennormalen und der resultierenden Anlaufrichtung als für die Südhälfte. Bei noch größerem Anlaufwinkel werden Rippströme nahezu gänzlich verschwinden, und die küstenparallele Strömung kann dann beachtliche Geschwindigkeiten erreichen und große Mengen von Sand transportieren. Abb. A 6.2 veranschaulicht drei charakteristische Riff-Rinnen-Strukturen an der Westküste Sylts, die von der mittleren längerfristigen Anlaufrichtung des resultierenden Energieflusses geprägt sind.

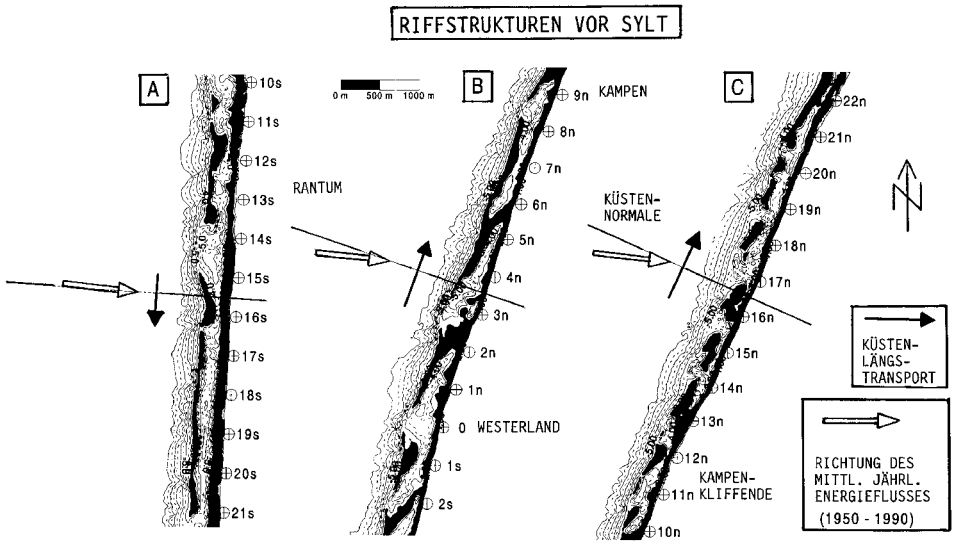


Abb. A 6.2: Typische Riff-Rinnen-Strukturen an der Westküste von Sylt, geprägt von der Richtung des mittleren längerfristigen resultierenden Energieflusses (hier: 1950–1990, Vermessung 1992 durch das ALR Husum) auf die Küste, A (Südhälfte), B (Inselmitte) und C (Nordhälfte)

6.4 Kriterien für Erosion oder Akkumulation an einer Küste

Die Morphologie der Brandungszone ist von den charakteristischen Eigenschaften des Seeganges und des Strandmaterials geprägt. Die vorherrschende Rolle ist dem Energiefluss des Seeganges zuzuordnen, der als eine Vektorgröße im Strandbereich in die küstenparallele und küstennormale Komponente aufgeteilt werden kann. Die Anlaufrichtung ist für die Strömungsstruktur in der Brandungszone maßgebend. Auf einem Profil, das nicht mit dem Seegang im Gleichgewicht steht, wird das Sediment querverlagert, wobei der Transport seewärts, landwärts oder auch in beide Richtungen erfolgen kann. Der seewärtige Transport ist mit steilen Wellen verbunden und führt zum Sturm- bzw. Winter- oder Erosionsprofil. Der landwärtige Transport führt zum Sommerprofil.

Eine grobe Einteilung lässt sich wie folgt angeben:

– Sommerprofil: $H_o/L_o < 0{,}025$
– Winterprofil: $H_o/L_o > 0{,}025$.

KRAUS et al. (1991) haben die Trennlinie für die maßgebenden Transportrichtungen mit Hilfe von Natur- und Labordaten als

$$H_o/w \cdot T = 22900 \left(w / \sqrt{g \cdot H_o} \right)^2 \tag{6.2}$$

definiert, worin H_o die Wellenhöhe im Tiefwasser, T die Wellenperiode und w die Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes bezeichnen. Auf Abb. A 6.3 sind Naturmessdaten auf der Grundlage der signifikanten Wellenhöhe H_{os} im Tiefwasser in der Form $H_{os}/w \cdot T$ gegen $w/(g \cdot H_{os})^{1/2}$ aufgetragen. Darin sind zur Veranschaulichung für realistische Wellenparameter ($0{,}5\ m \leq H_{os} \leq 2{,}0\ m$ sowie $4s < T \leq 10\ s$) die zugehörigen Bereiche für ausgewählte Korngrößen $d_{50} = 0{,}13$ mm (Fein-), 0,3 mm (Mittel-) und 1,5 mm (Grobsand) beispielhaft eingezeichnet. Der Feinsand, der bei den genannten Parametern zu Erosion führt, würde aber auch auflanden, z. B. bei Dünung mit Seegang von $H_{os} = 0{,}1$ m und T = 10 s ($H_{os} / w \cdot T = 1$, $w / \sqrt{g \cdot H_{os}} \approx 0{,}01$). Bezogen auf eine andere Abhängigkeit, hier die Wellensteilheit, wurde die Beziehung

$$\bar{H}_o/L_o = 0{,}00070 \, (\bar{H}_o / w \cdot T)^3 \tag{6.3}$$

aufgestellt, wobei $\bar{H}_o$ die mittlere Wellenhöhe im Tiefwasser bedeutet und der empirische Parameter M = 0,00070 über visuelle Anpassung der Daten bestimmt wurde. Bei Verwendung der signifikanten Wellenhöhe H_{os} anstelle von $\bar{H}_o$ ändert sich der empirische Faktor auf M = 0,00027. Er ergibt sich durch Multiplikation von 0,00070 mit $(0{,}626)^2$, wobei die Beziehung von $H_o = 0{,}626\ H_{os}$ für RAYLEIGH-verteilte Wellen zugrunde gelegt wurde.

Die Gleichung (6.2) kann in

$$w = 0{,}0352 \, (g H_o^2 / T)^{1/3} = 0{,}08119 \, (H_o/L_o)^{1/6} \cdot H_o^{1/2} \tag{6.4}$$

umgeformt werden. Ein geringerer w-Wert des lokal vorhandenen Sandes, als der, der sich aus Gl. 4 ergibt, verdeutlicht eine Erosion und ein größerer w-Wert eine Anlandung, wobei in beiden Versionen w von der Dichte und der Form des Kornes abhängig ist. Die zweite Form zeigt, dass die Wellensteilheit nur als 1/6tel Potenz wirkt (vgl. Gl. 6.5 u. 6.6).

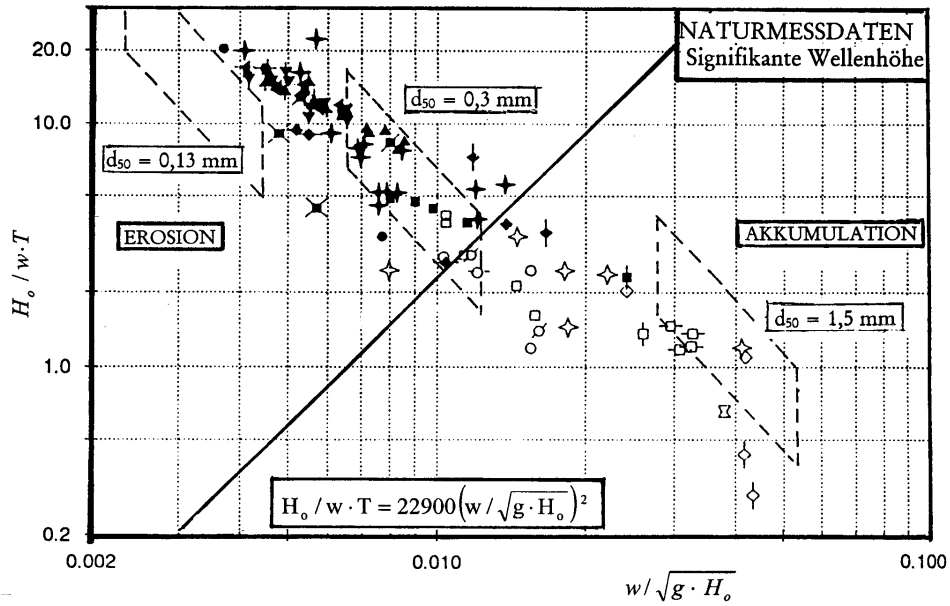


Abb. A 6.3: Kriterien für Erosion und Akkumulation; hier Darstellung von Naturmessdaten als $H_{os}/w \cdot T$ in Abhängigkeit von $w/(g \cdot H_{os})^{1/2}$. Die Bereiche, begrenzt durch $4 \le T \le 10$ s; $0{,}5 \le H_{os} \le 2{,}0$ m sind für Korngrößen 0,13 mm, 0,3 mm und 1,5 mm zur Veranschaulichung eingezeichnet (KRAUS et al., 1991).

6.5 Bewegungsbeginn von Sedimenten und Sohlformen

Die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn von Quarzsand im Seewasser bei 15 °C ist nach KOMAR u. MILLER (1974) für $d_{50} \le 0{,}5$ mm näherungsweise

$$u_{mc} = 0{,}337 \, (g^2 \cdot T \cdot d)^{1/3} \tag{6.5}$$

oder nach DINGLER (1979) für den Korngrößenbereich 0,18 mm < d_{50} < 1,454 mm

$$u_{mc} = 5{,}1 \, (T \cdot d)^{1/2} \tag{6.6}$$

worin die Korngröße in m eingesetzt ist.

Die Transportrichtung ist auch eine Funktion der maximalen Orbitalgeschwindigkeit, $u_{m,}$ an der Sohle unter dem Wellenkamm und Wellental sowie deren Verhältnis zur kritischen Geschwindigkeit u_c des Bewegungsbeginns des Sediments bei gegebener Orbitalgeschwindigkeit und Turbulenzintensität. Wenn das Verhältnis unter dem Wellental $u_m/u_c = u_{rt} > 1$ ist, wird der Nettotransport seewärts sein und landwärts, wenn $u_{rt} < 1$ ist. Labordaten deuten auf seewärtigen Transport (Erosion) bei $u_{rt} > 2$ hin, unabhängig von dem Verhältnis unter dem Wellenkamm u_{rc}.

Von CLIFTON u. DINGLER (1984 in RAUDKIVI, 1990) wurde der Ansatz, den DINGLER (1979) entwickelte, graphisch aufgetragen.

Abb. A 6.4 zeigt die maximale Orbitalgeschwindigkeit um an der Sohle in Abhängigkeit von der Korngröße d, zusätzlich sind die Bereiche: keine Bewegung, Bewegung auf der Riffelsohle (aufgegliedert in den Periodenbereich T = 1 s bis 15 s) sowie Sheet-Flow gekennzeichnet. Daraus kann entnommen werden, dass z. B. für d = 0,2 mm und T = 6 s sich ein u_{mc} = 0,17 m/s ergibt. Um festzustellen, von welchen Wellenhöhen dieser Wert für eine vorgegebene Wassertiefe überschritten wird, kann außerhalb der Brandungszone die lineare Wellentheorie, die für die Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle zufriedenstellende Ergebnisse liefert, herangezogen werden. Sie führt zu:

$$u_{mc} = \frac{\pi \cdot H}{T} \cdot \frac{1}{\sinh(2\pi/L) \cdot h} \tag{6.7}$$

und erlaubt die überschlägliche Ermittlung der zugehörigen kritischen Wellenhöhe H für Bewegungsbeginn. Die lokale Wellenlänge kann aus

$$g \cdot k/\omega^2 = \left[\tanh(\omega^2 \cdot h/g)^{3/4}\right]^{-2/3} \tag{6.8}$$

ermittelt werden (FENTON u. MCKEE, 1990) worin k= 2V/L, _ = 2V/T bezeichnen und die Periode T als bekannt anzunehmen ist. Die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn wird bei Wellen mit T = 6 s Periode in einer Wassertiefe von 10 m bei Wellenhöhen von H_o = 0,55 m und in 20 m Wassertiefe von H_o = 1,63 m erreicht. Folglich kann das Sediment über große Flächen des Meeresbodens bewegt werden.

In der Brandungszone ist die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn nur bedingt ermittelbar, da der Wert auch von der lokalen Turbulenzintensität infolge Umwandlung der Wellenenergie abhängig ist. Die kritische Geschwindigkeit wird bei anwachsender Turbulenzenergie abnehmen.

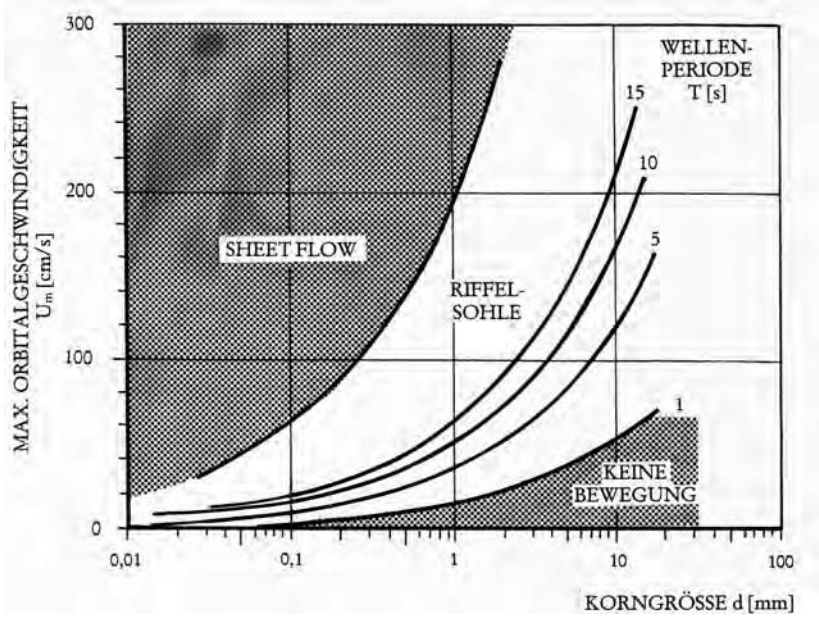


Abb. A 6.4: Schwellenwerte der Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle um für Kornbewegungszustände und „Sheet-Flow“ von Quarzsand nach CLIFTON u. DINGLER (1984 in RAUDKIVI, 1990)

Die Transporte seewärts aus der Brandungszone heraus entstehen aus den geringen Unterschieden in den viel größeren Transportmengen unter Wellenberg und Wellental (kleine Differenzen großer Zahlen). Jedoch über einer riffelbedeckten Sohle kann diese Differenz sogar zu einem Transport in entgegengesetzter Richtung zu der des Massentransportes durch Wellen führen. Die Berechnung solcher Transporte ist als ungenau einzustufen, und es ist anzumerken, dass die seewärtigen Transporte messbar auch nur das Langzeitverhalten eines Küstenbereiches beeinflussen.

Die Bedingungen für den Bewegungsbeginn beziehen sich, wie erörtert, auf die Spitzengeschwindigkeit an der Sohle, die eine Funktion von Wellenperiode, Wellenhöhe und Wassertiefe ist. Daher findet Bewegung von Sandkörnern innerhalb einer Welle nur kurzzeitig unter dem Wellenberg und unter dem Wellental statt. Die Beweglichkeit der Körner wird außer von deren Größe auch noch von deren Herausragen aus dem Bett beeinflusst. Daher kann ein großes Korn an der Oberfläche durchaus einen sehr geringen Schwellenwert der Geschwindigkeit aufweisen.

Wenn vorausberechnete Schwellenwerte des Bewegungsbeginns verglichen werden, ist nach RAUDKIVI (1990) zu berücksichtigen, dass sich u_m-Werte an der Sohle in der Natur unter Wellenbewegung, besonders in der Brandungszone, nicht so einfach definieren lassen, wie es aufgrund der linearen Wellentheorie möglich zu sein scheint. Die Verhältnisse an der Sohle werden maßgeblich von der Rauheit bestimmt. Zudem lässt sich die lineare Wellentheorie in den meisten Untersuchungsgebieten in der Natur nicht anwenden. Selbst Abschätzungen der Geschwindigkeiten auf der Grundlage z. B. der cnoidalen Wellentheorie können wegen der Asymmetrie von winderzeugten Wellen die tatsächlichen Verhältnisse in der Natur nicht repräsentieren. Hinzu kommen weitere Probleme, wenn z. B. ein Wellenspektrum und mehr als eine Wellenrichtung mit einbezogen werden sollen. Als weitere Unwägbarkeiten, insbesondere an flachen Küsten wie z. B. an der Ostseeküste (Probstei), können noch Effekte durch biologische Aktivitäten (Bewuchs) an der Sohle hinzukommen (vgl. z. B. FÜHRBÖTER, 1983). Für überschlägliche Betrachtungen sind die vorgenannten Ansätze aber zu empfehlen.

6.6 Energiefluss in die Brandungszone einer Küste

Winddaten stellen eine wichtige Datengrundlage für die Untersuchung von längerfristigen morphologischen Änderungen an einer Küste dar; sie sind vielfach als kontinuierliche Zeitreihen über viele Jahre vorhanden, wobei sie auch kurzzeitige Charakteristika des langzeitigen Windklimas beinhalten. Über eine Korrelation von Winddaten und gleichzeitigen Wellenmessungen lässt sich auf der Grundlage von Winddaten z. B. eine zugehörige synthetische Reihe von Wellenkennwerten, bekannt als Wellenvorhersageverfahren („hind-casting"), generieren. Mit solchen Dateien kann u.a. der jährliche Energiefluss und dessen Richtung an einer Küste berechnet werden. Mittelwerte des Energieflusses aus Langzeitdaten sind die hilfreichsten Kenngrößen, um die langfristige mittlere Belastung einer Küste zu ermitteln, wobei aber immer zu berücksichtigen ist, dass der Energiefluss von Jahr zu Jahr wie auch jahreszeitlich innerhalb des Zeitraumes stark variieren kann.

Die winderzeugten Wellenhöhen an der Küste sind von der Windstärke und Streichlänge (Fetch) abhängig; sie lassen sich für beliebige Küstenpunkte berechnen, deren Anwendung und Entwicklung in SPM (1973, 1977 und 1984) beschrieben ist. Diese Vorhersagemethoden werden in Kapitel A 3.4 eingehend behandelt.

Die wellenerzeugten Energieflüsse F im Flachwasser ($h \leq 0{,}05$ L) können über die Gleichung

$$F = E \cdot c_g \tag{6.9}$$

ermittelt werden. Die Energie des Seeganges ergibt nach der linearen Wellentheorie zu

$$E = \frac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2 \tag{6.10}$$

und die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit $c_g = {}^1/_2 \cdot c\,(1 + E)$
im Flachwasser zu

$$c_g = (g \cdot h)^{1/2} \tag{6.11}$$

$$E = 2 \cdot kh \,/\, \sinh \cdot 2kh,\, H. \tag{6.11a}$$

Hier sind H die Wellenhöhe, g die Erdbeschleunigung und $k = 2\,\pi/L$.

Die Wellenhöhe, die den Energiegehalt von spektral verteilten Wellen entspricht, die („root mean square“) Wellenhöhe H_{rms}, die durch

$$H_s = \sqrt{2}\, H_{rms} \tag{6.12}$$

mit der signifikanten Wellenhöhe H_s verknüpft ist. Wird ein konstanter Brecherindex von $H/h = 0{,}78$ angenommen, dann führen Gl. (6.10) und (6.11) zu

$$F = 4{,}3488 \cdot \rho \quad H_{rms}{}^{5/2}. \tag{6.13}$$

Für die Dichte von $\rho = 1026$ kg/m^3 (etwa Nordsee) ergibt sich der Energiefluss in die Brandungszone zu

$$F = 4461{,}8 \cdot H_{rms}{}^{5/2}$$

und für die Dichte von $\rho = 1007$ kg/m^3 (etwa Ostsee) zu

$$F = 4379{,}2 \cdot H_{rms}{}^{5/2}.$$

Der Energiefluss aus dem Tiefwasserbereich in die Brandungszone wird durch Refraktion und die Wassertiefe beeinflusst. Für die Bestimmung von Richtung und Größe des Energieflusses gibt es mehrere Verfahren, die in Abschn. A 3.4 behandelt werden. Die älteste Methode ist die Methode der Wellenorthogonalen, die als eine graphische wie auch numerische Methode angewandt wird. Als numerische Modelle sind u.a. bekannt:

- Refraktion-Diffraktion-Modelle
- elliptische Refraktion-Diffraktion-Modelle oder
- BOUSSINESQ-Modelle, die die Flachwassergleichungen mit Diffraktion und nichtlinearen Wellenverknüpfungen lösen.

Diese Verfahren sind auf Lösungen von Gitterpunkt („grid“) zu Gitterpunkt aufgebaut. Sie eignen sich am besten für kleine Gebiete, da mit zunehmender Ausdehnung der Fläche der Rechenaufwand rapide anwächst.

Das Verfahren der Orthogonalen, das auf dem SNELLIUS-Gesetz aus der Optik beruht, eignet sich zur vereinfachten Ermittlung der Richtungsänderungen und Shoalingeffekte. Die Methode eignet sich für die Berechnung dieser Effekte, wenn die Tiefenlinien

mehr oder weniger parallel verlaufen, wie sie meistens an alluvialen Küsten vorliegen. Sie führt zu

$$H_b/H_o = K_r K_s = \left[\frac{1}{2}(c_o/c)(s_o/s)\right]^{1/2} \quad (6.14)$$

worin H_b und H_o die Brecherhöhe bzw. die Wellenhöhe im Tiefwasser, K_r und K_s die Refraktions- bzw. Shoalingkoeffizienten, c und c_o die Wellenfortschrittgeschwindigkeit im Übergangsbereich bzw. im Tiefwasser und s und s_o die Abstände zwischen den Orthogonalen um Übergangsbereich bzw. im Tiefwasser bezeichnen. Hiermit ergeben sich die mittleren Energieflüsse in die Brandungszone zu

$$F_m = F_{mo}(K_r K_s)^{5/2}. \quad (6.15)$$

Die F_m-Werte für die Brandungszone lassen sich nach Richtung und Betrag ermitteln. Die küstenparallele Komponente ist dann

$$F_{mp} = F_{mo} \cdot \sin\beta \quad (6.16)$$

wobei β den Winkel zwischen der Wellenanlaufrichtung und der Küstennormalen bezeichnet. Ergebnisse mit dem Orthogonalverfahren wurden solchen aus dem numerischen Modell SWAN (Ris, 1997) gegenübergestellt (vgl. z. B. Dette et al., 2001).

Obwohl die Wellenanlaufrichtung mit der Methode der Wellenorthogonalen gut ermittelt werden kann, leiden die Refraktionsbilder, wenn sie nur mit einer Ausgangswellenlänge berechnet werden, unter einer Überbetonung der Fokussierungseffekte der Wellenenergie, was an der Bündelung, d. h. dem Zusammenlaufen von Orthogonalen an einzelnen Küstenabschnitten, zu erkennen ist. Dies liegt daran, dass der laterale Energiefluss aus dem Bereich der Wellenenergiekonzentration nicht erfasst wird. Da die Wellenenergie zwischen benachbarten Orthogonalen konstant bleibt, wird eine Bündelung eine starke Zunahme der Wellenhöhe kennzeichnen. In der Natur kommt es nicht zu einer derartigen Bündelung, weil durch den Prozess des lateralen Energieflusses Konzentrationen über einen breiteren Küstenstreifen verteilt werden, ein Vorgang, den das Rechenverfahren nicht berücksichtigt. Gewöhnlich sind die Wellenlängen (Wellenperioden) innerhalb einer Anlaufrichtung spektral verteilt, wodurch die Bündelung räumlich variiert, was einer lateralen Verteilung des Energieflusses entspricht. Durch Überlagerung der Berechnungsergebnisse für einzelne Wellenperioden im Wellenspektrum kann der Effekt berücksichtigt werden. Jedoch sollte die Darstellung der Wellenenergieverteilung, die mit der Orthogonalen Methode gewonnen wird, nicht überinterpretiert sondern hauptsächlich als Indikator für Tendenzen bezüglich der Energieverteilung längs einer Küste gewertet werden.

Im Zusammenhang mit Betrachtungen zum Sedimenttransport sind Refraktionsdarstellungen eines Küstenabschnittes von sekundärer Bedeutung. Der wichtigste Einflussparameter hierzu ist die Anlaufrichtung des Energieflusses in die Brandungszone; diese wiederum lässt sich über die Orthogonalen gut ermitteln. Die küstenparallele Komponente ist dem Sinus des Winkels zwischen der küstennormalen und der Wellenanlaufrichtung proportional, so dass z. B. eine Richtungsänderung von 10° auf 20° die küstenparallele Komponente stark erhöhen und dann das küstenparallele Transportpotential fast verdoppeln wird. Die Variationen des resultierenden Energieflusses in die Brandungszone entlang der Küste sind hingegen im Vergleich zur küstenparallelen Komponente des Energieflusses gering.

Die Ergebnisse, die das numerische Modell SWAN liefert, sind als Pfeildarstellungen nach Richtung und Größe an den einzelnen Gridpunkten gegeben. Diese können rechnerisch

in Orthogonalen umgesetzt werden. Die Ergebnisse leiden häufig unter einem zu großen Glättungseffekt der Unterwassertopographie bei zu großen Abständen zwischen den einzelnen Gridpunkten.

Bei allen Modellen zur Ermittlung der Energieverteilung ist der geringste wünschenswerte Abstand zwischen den Gitternetzknoten die Auflösung, meistens durch die Dichte der Vermessungsdaten, die zugrunde gelegt werden, vorgegeben. Schon bei Abständen der Vermessung von 100 m können ausgeprägte, in der Natur vorhandenen Riffe im Gitternetz verschwinden, so dass schon bei solchen Gegebenheiten, insbesondere an flachen Unterwasserstrandprofilen wie z. B. an der Ostsee, Fokussierungen der Wellenenergie nur stark gedämpft angezeigt werden und solche sich häufig nur erst bei sehr hohen Wellen andeuten.

Durch unterschiedliche Ausrichtungen einer Küste und Streichlängen des Windes aus den einzelnen seegangserzeugenden Richtungen der Windrose sowie in Abhängigkeit von den Unterwasserstrandverhältnissen werden die in Brandungszonen reflektierten Wellen, d. h. die Energieflüsse in Richtung und Größe entlang der Küste, variieren. Dabei kann die Variation der küstenparallelen Komponente des Energieflusses bedeutend größer als die des resultierenden Energieflusses sein (vgl. z. B. DETTE et al., 2001).

6.7 Aktive Zone einer Erosionsküste

Das Erosionspotential einer Küste ist hauptsächlich von deren Gestaltung, von der sedimentologischen Beschaffenheit der Region und von dem küstenparallelen Energiefluss als einwirkende Kraft abhängig. An einer typischen Rückgangsküste treten messbare Profiländerungen in der morphologisch aktiven Zone oberhalb einer gewissen Wassertiefe, die vom Wellenklima vorgegeben ist, auf. Unterhalb dieser Tiefe vollziehen sich Änderungen meistens nur sehr langsam und die Änderungen der Höhenlage der Sohle sind gering. Jedoch über längere Zeiträume kann dieser Vorgang zu beachtlichen Erosionen oder Anlandungen führen. Die aktive Zone einer rückgängigen Küste, die an der Ostseeküste als Schorre bezeichnet wird, rotiert gewissermaßen immer um die seewärtige Grenztiefe. Die Neigung der Sohle in der aktiven Zone wird flacher, ihre Breite nimmt zu, und die Neigung an der Wasserlinie wird steiler. Folglich wird die Umwandlung der Wellenenergie mehr und mehr bei alltäglichem Seegang auf eine schmale Brandungszone konzentriert, d. h. zunehmende Energiebelastung pro Flächeneinheit und Erhöhung des Erosionspotentials. (Dies ist auf Abb. A 6.5 schematisch dargestellt.) Durch bauliche Maßnahmen kann der Rückgang der Küste aufgehalten werden, nicht jedoch die Verflachung der Sohlneigung auf der Schorre. Hier kommen nur Sandvorspülungen in Betracht.

Für rechnerische Abschätzungen unterteilt HALLERMEIER (1981) das Küstenprofil in drei Unterwasserzonen parallel zur Küstenlinie (Abb. A 6.6) und unterscheidet zwischen:

1. Litoralzone als küstennahe aktive Zone, in der sich jahreszeitliche oder saisonale Änderungen des Ober- und Unterwasserstrandprofils in beachtlichen Größenordungen abspielen.
2. Flachwasser-(„Shoal"-)Zone, in der das mittlere jährliche Wellenklima noch einen nennenswerten Sedimenttransport bewirkt.
3. Tiefwasser-(Sublitoral-)Zone, die sich bis in Wassertiefen von 100 m erstreckt und in der auch noch Sediment vom Seegang mobilisiert (s. Bewegungsbeginn) werden kann.

Den Übergang von der Litoral- zur „Shoal"-Zone veranschaulicht Abb. A 6.7 am Beispiel eines typischen Unterwasserstrandes an der Ostsee. Die aktive Zone, die durch die see-

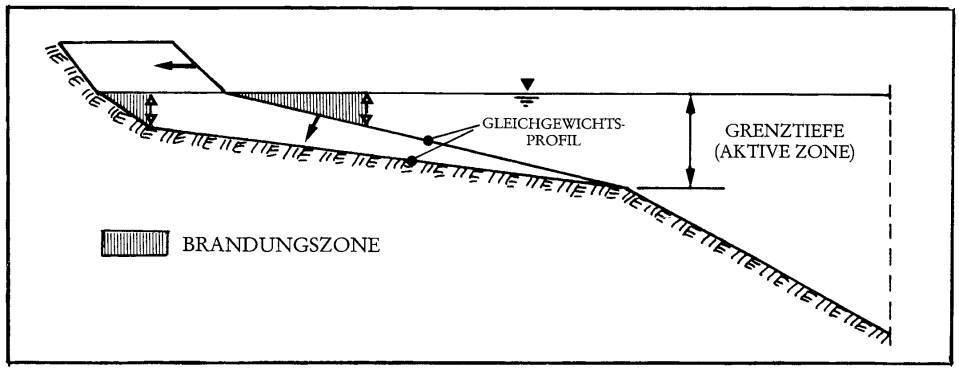


Abb. A 6.5: Veränderung des Unterwasserstrandprofils in der aktiven Zone durch Aufsteilung des Profils an der Wasserlinie (Konzentration der Energiedissipation) als Folge der Festlegung einer rückgängigen Küste durch Bauwerke oder Sandvorspülungen (schematisch)

wärtige Grenztiefe d_l begrenzt wird, kennzeichnet den Bereich, in dem sich jahreszeitliche oder saisonale Änderungen des Ober- und Unterwasserprofils in zum Teil beachtlichen Größenordnungen abspielen.

Die Größenordnung der morphodynamischen Aktivität (Variabilität) entlang der aktiven Zone des Küstenprofils ist veränderlich, sie hängt für Aussagen und Bewertungen nicht nur von den einwirkenden Randparametern (Seegang, Wasserstand etc.), sondern auch noch von dem in Betracht gezogenen Zeitmaßstab ab. So ist neben der Grenztiefe („closure depth"), die vom Wellenklima bestimmt wird, auch noch die Grenztiefe zu berücksichtigen, die die Zeitabhängigkeit beinhaltet.

Um die Grenztiefen an einem Küstenort abzuschätzen, sind Angaben über die mittleren und extremen Seegangsbedingungen und Angaben über die Korngrößen erforderlich. Die mittlere signifikante (z. B. eines Jahres) Wellenhöhe H_{sm}, deren Standardabweichung σ

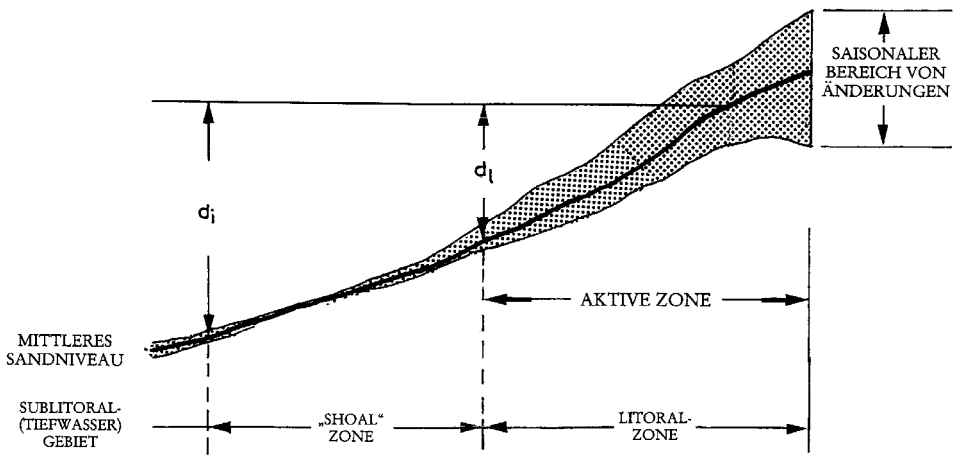


Abb. A 6.6**:** Aufteilung des Unterwasserprofils im Küstenvorfeld auf der Grundlage von Grenztiefen („closure depths"), hier: d_l als Grenze, bis zu der sich jahreszeitliche oder saisonale Änderungen des Ober- und Unterwasserstrandprofils in beachtlichen Größenordnungen abspielen und d_i als Grenze, wo das mittlere jährliche Wellenklima noch eine Sedimentbewegung bewirkt (HALLERMEIER, 1981)

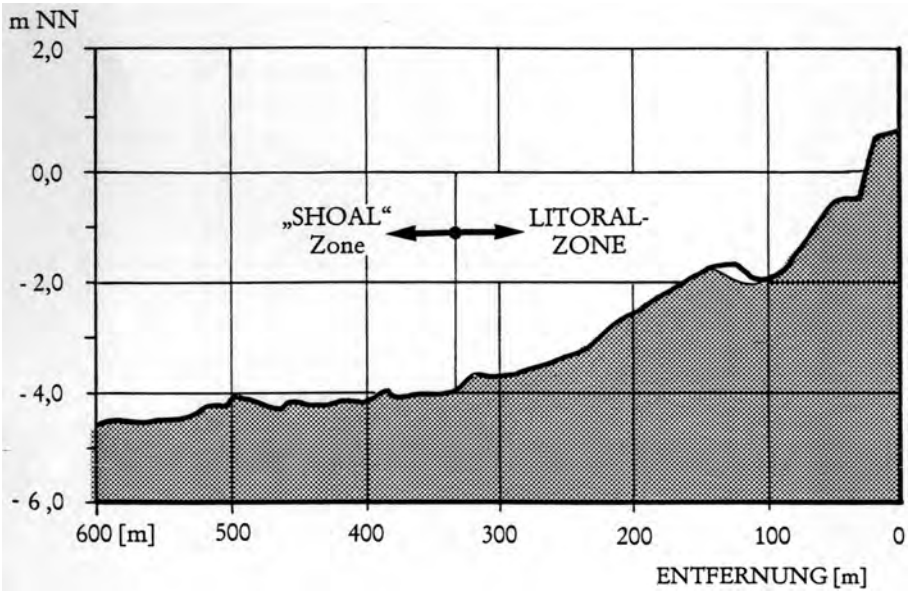


Abb. A 6.7: Veranschaulichung des Überganges von der Litoral- zur „Shoal“-Zone (Grenztiefe d_l) am Beispiel eines Unterwasserstrandprofils der Ostsee

und die mittlere signifikante Wellenperiode T_{sm} werden von HALLERMEIER (1981) für ausreichend erachtet, um die notwendigen Angaben für typische mittlere und extreme Wellenbedingungen mit gewissen Annahmen zu erhalten. THOMPSON u. HARRIS (1972) ermittelten aus einer modifizierten Exponentialverteilung die extreme Wellenhöhe H_{se}, die kumulativ 12 Stunden im Jahr überschritten wird, zu:

$$H_{se} = H_{sm} + 5{,}6\ \sigma \tag{6.17}$$

und die jährliche mittlere Wellenhöhe H_m zu:

$$H_m = H_{sm} - 0{,}3\ \sigma. \tag{6.18}$$

Diese Beziehungen bestätigten sich als konsistent zu gemessenen kumulativen Wellenhöhen über die Dauer eines ganzen Jahres.

Mit den vorgenannten Beziehungen und der Angabe eines Korndurchmessers werden die beiden Grenztiefen von HALLERMEIER (1981) wie folgt angegeben:

$$d_l \approx 2 \cdot H_{sm} + 11\ \sigma \tag{6.19}$$

für die Grenztiefe der aktiven Zone (Übergang Litoral- zu „Shoal“-Zone) und

$$d_i \approx (H_{sm} - 0{,}3\ \sigma)\ T_{sm}\ (g / 5000 \cdot d_{50})^{1/2} \tag{6.20}$$

für die seewärtige Grenztiefe, bis zu der der mittlere jährliche Seegang noch einen Sedimenttransport hervorruft.

Wenn keine Datenreihen vorliegen, kann die Standardabweichung als

$$\sigma = 0{,}62\, H_{sm} \tag{6.21}$$

abgeschätzt werden. Damit lässt sich über Gl. (17) die extreme Wellenhöhe eines Jahres zu

$$H_{se} = H_{sm} + 3{,}47\, H_{sm} = 4{,}47\, H_{sm} \tag{6.22}$$

abschätzen.

NICHOLLS et al. (1996) haben mit Naturdaten von der Forschungsstelle DUCK in South Carolina, USA, gezeigt, dass die über Gl. 6.19 berechnete Grenztiefe für kürzere Zeiträume den Grenzbereich der aktiven Zone relativ gut beschreibt, wohingegen mit Bezug auf größere Zeiträume die Grenztiefe überschätzt wird, wenn diesbezügliche Messwerte zugrunde gelegt werden.

Gestützt auf Naturmessdaten schlägt BIRKEMEIER (1985) folgende vereinfachte Beziehung für die Bestimmung der Grenztiefe für die aktive Zone vor:

$$d_l = 1{,}57 H_{se}. \tag{6.23}$$

Um die Näherungsgleichungen auf Plausibilität zu überprüfen, wird als Anwendungsbeispiel die Fischlandküste/Ostsee gewählt und der mittlere jährliche Energiefluss in die Brandungszone dieser Küste zugrunde gelegt. Auf der Grundlage von Langzeitwinddaten (1948–1984) beträgt der mittlere jährliche Energiefluss F = rd. 4000 kWh/m bzw. 440 W/m (DETTE, 2000). Über die Beziehung $F = 4379{,}2\, H_{rms}^{5/2}$ (Gl. 6.13) und $H_s = \sqrt{2}\, H_{rms}$ (Gl. 6.12) entsprechen dem Energiefluss rechnerisch folgende Wellenkennwerte: H_{rms} = 0,4 m, H_{sm} = 0,564 m, σ = 0,35 m und H_{se} = 2,52 m (Gl. 6.22).

Der Ansatz von HALLERMEIER liefert d_l = 4,98 m (Gl. 6.19) als Grenztiefe der aktiven Zone, nach BIRKEMEIER ergibt sich d_l = 3,96 m (Gl. 6.23) Dieses Untersuchungsergebnis bestätigt den Hinweis von NICHOLLS et al. (1996), dass der HALLERMEIER-Ansatz die Grenztiefe überschätzt. An der Fischlandküste erstreckt sich danach die aktive Zone größenordnungsmäßig zwischen 4 m und 5 m, wie z. B. die Änderungen von Strandprofilen vor Wustrow (Kkm 175) über einen Zeitraum von nahezu 25 Jahren (1974 bis 1997) belegen. Am Beispiel eines Profils (Abb. A 6.8) ist ersichtlich, dass die rechnerische Größenordnung der Grenztiefe gut mit den Messdaten übereinstimmt. Auf dem Profil sind deutliche Umlagerungen im strandnahen Bereich in Uferentfernungen bis zu rd. 300 m zu erkennen, d. h. dass nennenswerte Profiländerungen bereits in einer Tiefe von 4 m abklingen.

Die Grenztiefe für die Sedimentbewegung, d. h. der Übergang von der Flachwasser-(„Shoal"-)Zone ins Tiefwassergebiet, lässt sich aus Gl. 20 überschläglich berechnen. Für eine Korngröße von d_{50} = 0,2 mm, die für die Fischlandküste als realistisch angenommen werden kann, sowie für den Bereich der Wellenperioden von T = 2 s bis T = 8 s pendelt die Grenztiefe rechnerisch danach zwischen $2{,}88\ m \leq d_l \leq 11{,}50\ m$. Daraus geht allgemein hervor, dass die Grenztiefe, bis zu der der mittlere Seegang noch einen Sedimenttransport bewirkt, sich bis in Tiefen von über 10 m erstrecken kann. Diese Größenordnung kann ebenfalls als realistisch für die Fischlandküste angesehen werden (DETTE et al., 2001). Wie in Abschn. 6.5 erläutert, kann das Sediment sogar noch in tieferem Wasser in Bewegung gesetzt werden. Dem Zahlenbeispiel für Gl. (6.7) zufolge, beginnt die Bewegung von 0,2 mm Körnern in 20 m Wassertiefe für T = 6 s bei H_o = 1,63 m; diese Wellenhöhe ist fast 1 m niedriger als die nach Gl. 6.22 errechnete Wellenhöhe H_{se} = 2,52 m.

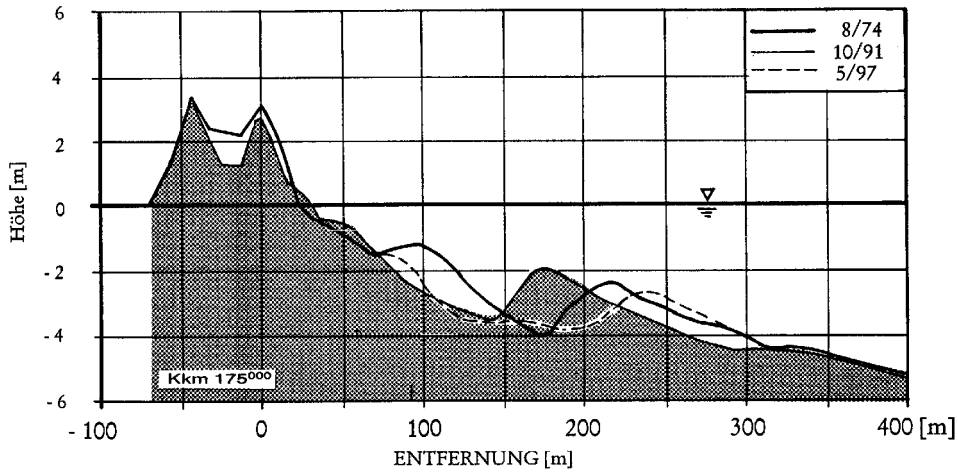


Abb. A 6.8: Überlagerung von Profilaufmaßen über einen Zeitraum von mehr als 20 Jahren (1974–1997) zur Veranschaulichung der aktiven Zone im Bereich der Fischlandküste (DETTE et al., 2001)

6.8 Küstenlängstransportpotential

Die Behandlung ist hier auf eine Sandküste beschränkt, an der die Beweglichkeit des Sedimentes nicht durch geologische Strukturen beeinflusst wird. An einer derartigen Küste wird der Sand durch die Orbitalgeschwindigkeit und durch die wellenerzeugte Turbulenz mobilisiert und durch die lokal vorhandenen Strömungen als Sand-Wassergemisch advektiert. Eine Quantifizierung des Transportes erfordert die Quantifizierung der mobilisierten Sandmenge und der lokalen Strömung. Die Mobilisierung ändert sich mit dem Seegang und der Wassertiefe. An der seewärtigen Grenze setzt die Mobilisierung mit dem Rollen der Körner ein und geht dann mit zunehmenden hydraulischen Kräften in eine Schicht von suspendiertem Sand über. In der Brandungszone ist die Suspension von der Umwandlung der Wellenenergie abhängig und kann unter Sturzbrechern nahezu gleichmäßig über die Tiefe verteilt sein (RAUDKIVI u. DETTE, 1991 und 1993).

Als Vereinfachung wird vielfach der Transport in Bodenfracht und suspendierte Fracht aufgeteilt. Die Bodenfracht wird nur bei geringen Transportraten, d. h. Schönwetterlagen, wenn nur geringe Mengen suspendiert sind, einen bedeutenden Anteil am Gesamttransport darstellen. Bei stärkerem Seegang wird diese hingegen minimal sein, da dann der Transport in Suspension die Transportmenge beherrscht, die mit der Strömungsgeschwindigkeit bewegt wird. Der Anteil der Bodenfracht kann dann auf wenige Prozente abfallen.

Bei Betrachtungen zu den Transportvorgängen wird der Transport gewöhnlich in küstenparallele und küstennormale Transporte aufgeteilt.

Die Berechnung des küstenparallelen Transportes wird entweder

– mithilfe einer Transportformel, die aus der Mechanik des Sedimenttransportes abgeleitet und zusätzlich auf Labordaten gestützt ist,
– oder mit einer empirischen Formel, die an Naturdaten angepasst worden ist,

durchgeführt.

Die erste Gruppe beinhaltet zahlreiche Transportformeln, die den Transport in Abhängigkeit von der Sohlschubspannung oder der Energieumwandlung beschreiben. Ansätze der

Sohlschubspannung enthalten z. B. die Formeln nach BIJKER (1968), ENGELUND-HANSEN (1967), ACKERS u. WHITE (1973), VAN RIJN (1984), KAMPHUIS et al. (1986). Die energetischen Ansätze beruhen auf dem BAGNOLD-Modell (BAGNOLD, 1963).

Es ist jedoch zu beachten, dass alle numerischen Modelle im Grunde auch nur als „empirisch" angesehen werden können. Dies ist z. B. darin begründet, dass es noch nicht möglich ist, die Mobilisierungsrate („pick-up") des Sedimentes in einer turbulenten Grenzschicht analytisch zu beschreiben. Mit dem derzeitigen Wissensstand ist es möglich, die Struktur der turbulenten Strömung in Mittelwerten zu beschreiben, wie z. B. das Bersten der Turbulenzwirbel, die fegende Bewegung des einströmenden Wassers, die lateralen Abstände der Streifen mit höherer und niedrigerer Geschwindigkeit und die Abstände des Berstens in der Fließrichtung. Wie diese Vorgänge jedoch mit dem Massenaustausch an der Sohle korrelieren, konnte noch nicht quantifiziert werden.

Als Behelf wird daher gewöhnlich die bewegte Sedimentmenge mit der Sohlschubspannung verknüpft und die Verknüpfung durch Labordaten in idealisierten Gerinneströmungen hergestellt. Da sich die Intensität der Turbulenz in einer gleichmäßigen Strömung durch die Sohlschubspannung charakterisieren lässt, ist die Korrelation vertretbar, wobei jedoch zu beachten ist, dass die Struktur der Turbulenz in einer Laborrinne mit der, die in der Natur in einem großen Strom auftritt, nicht vergleichbar ist. In Wirklichkeit kann ein Korn nur von der Schubspannung wie in einer laminaren Strömung bewegt oder nur von der Turbulenz aufgewirbelt werden, wo die Schubspannung einen Nullwert hat (RAUDKIVI, 1998). Für die Brandungszone lässt sich bislang weder die Verteilung der Sohlschubspannung noch die Turbulenzintensität flächenmäßig beschreiben.

In den numerischen Modellen des küstenparallelen Transportes wird die küstenparallele Strömung vorwiegend aufgrund des ‚radiation stress'-Konzeptes errechnet, mit dem sich die Strömung in einer stetig ansteigenden Brandungszone gut beschreiben lässt. Jedoch werden bei diesem Ansatz im Rinnenbereich eines Riff-Rinnenprofils keine Geschwindigkeiten angezeigt, obwohl Messdaten in der Natur Geschwindigkeiten in der Größenordnung von rd. 60 % des Maximalwertes in der Brandungszone ergeben haben (vgl. z. B. DETTE, 1974). Dieser „strömungsfreie" Bereich, den der Ansatz liefert, kann daher, wenn die Naturähnlichkeit simuliert werden soll, nur durch eine empirische „Korrektur" angepasst werden.

Hinzu kommt, dass die Strömung in rechnerischen Ansätzen meistens als ein tiefenintegrierter Wert ermittelt wird und die küstennormalen Strömungen nicht einbezogen werden, mit Ausnahme der 3D-Modelle, die aber für größere Gebiete einen hohen Rechenaufwand erfordern. Auch wäre in Ansätze einzubeziehen, dass küstennormale Strömungen in der Natur gleichzeitig in beiden Richtungen auftreten können, so dass das Sediment auch in beide Richtungen verfrachtet wird. Die Richtung des Nettotransportes ist hingegen von den Eigenschaften des Seeganges abhängig.

Folglich ist zu berücksichtigen, dass die Ergebnisse aus numerischen Modellen nur auf den zugrunde gelegten Annahmen und nicht auf den eigentlichen physikalischen Gesetzmäßigkeiten beruhen. Selbst wenn es erfahrenen Modellierern gelingt, plausible Ergebnisse zu präsentieren, ist es nur in seltenen Fällen möglich, diese auch auf ihre Richtigkeit hin zu verifizieren, z. B. mit Naturmessdaten. Ergebnisse aus numerischen Simulationen sind für Problemlösungen zweifellos sehr hilfreich, sie müssen aber stets richtig eingeordnet und kritisch hinterfragt werden, d. h. sie dürfen nicht als alleiniges Instrument einer Bewertung genutzt werden.

Von den rein empirischen Ansätzen zur Ermittlung des küstenparallelen Sedimenttransportpotentials ist die CERC-Formel weltweit am meisten verbreitet. Sie wurde von dem

Corps of Engineers am U.S. Army Coastal Engineering Research Center auf der Grundlage von Naturdaten entwickelt.

Die Formel verbindet empirisch die Masse des transportierten Sandes pro Sekunde unter Wasser mit dem mittleren küstenparallelen Energiefluss. Das Potential des küstenparallelen Transportes Q_s ist eine Funktion des küstenparallelen Energieflusses F_m und des Transportbeiwertes K, der für sandiges Material von der Wellensteilheit und der Unterwasserstrandneigung abhängig ist.

Die größten Variationen der küstenparallelen Komponente des Energieflusses entlang der Küste sind meistens von der Ausrichtung der Küste verursacht, sie haben einen großen Einfluss auf das Verhalten einer Küste.

Die Richtung des Energieflusses wird auch noch durch die Topographie des Meeresbodens, d. h. durch Refraktion beeinflusst, so dass sich selbst bei einem homogenen Windfeld und gradlinigem Verlauf der Küste die Richtungen um mehrere Grad ändern können. Da die küstenparallele Komponente des resultierenden Energieflusses dem Sinus des Winkels zwischen Resultierender und der Küstennormalen proportional ist, bewirkt eine Richtungsänderung von z. B. $\beta = 6°$ auf $\beta = 8°$, dass die küstenparallele Komponente des Energieflusses und der küstenparallele Transport sich rechnerisch um 33 % erhöhen. Eine Zunahme oder eine Abnahme der küstenparallelen Komponente des Energieflusses von einem Abschnitt zum anderen wird proportional das küstenparallele Transportpotential und die Geschwindigkeit der küstenparallelen Strömung ändern.

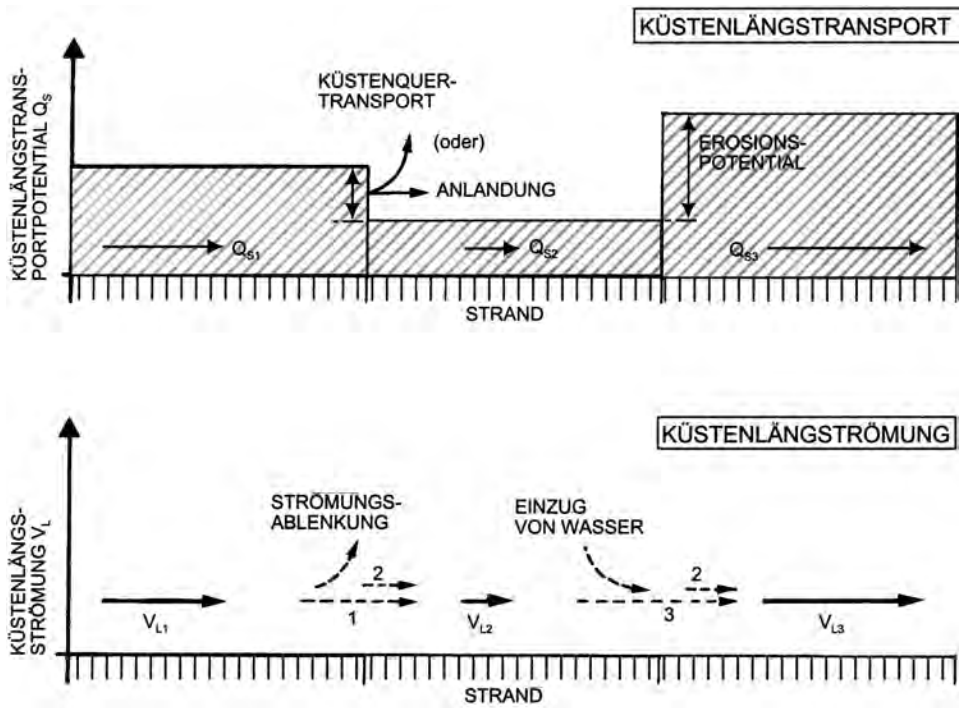


Abb. A 6.9: Schematische Verteilung des Transportpotentials entlang einer Küste infolge Refraktion und Shoaling sowie infolge veränderlichen Verlaufs der Küstenlinie. Die Küstenlängsströmung ist der küstenparallelen Komponente des Energieflusses sowie dem Küstenlängstransportpotential proportional

Wo sich an eine Küstenstrecke mit höherem Energiefluss, gleich bedeutend mit einem höheren Transportpotential, ein Abschnitt mit geringerem Energiefluss anschließt, tritt ein Drosselungseffekt auf. Vom physikalischen Verständnis her kann hier nur die Sandmenge diese Strecke küstenparallel durchlaufen, die dem lokalen Energiefluss und dem dazugehörigen Transportpotential entspricht. Der Überschuss muss entweder abgelagert oder küstennormal abtransportiert werden. Gleichfalls muss eine Abbremsung der küstenparallelen Geschwindigkeit zu einer seewärtigen Ablenkung eines Teiles der Strömung führen, wohingegen eine Zunahme der küstenparallelen Geschwindigkeit einen „Einzug" (Auffüllung) des Wassers von seewärts verursachen wird. Ebenfalls muss in einen solchen Abschnitt die fehlende Transportmenge im effektiven Transportpotential lokal aufgenommen werden, d. h. dass diese Küstenstrecke der Erosion unterliegt (Lee-Erosion). Diese Zustände sind schematisch auf Abb. A 6.9 dargestellt. Aus der Darstellung ist auch ersichtlich, dass z. B. abschnittsweise berechnete lokale küstenparallele Transportmengen nicht kumulativ entlang der Küste sind.

6.9 Bestimmung der Gesamtfracht aus Transport an der Sohle und in Suspension

Zur Vereinfachung der Berechnung wird die Gesamtmenge des Sedimenttransportes meistens in Boden- und Suspensionsfracht unterteilt. Dabei ist die Bodenfracht als der Anteil definiert, der während des Transportes mehr oder weniger ständig Kontakt zur Sohle hat. Bei sehr geringen Transportraten, d. h. bei Schönwetterlagen, wird das gesamte Sediment überwiegend als Bodenfracht transportiert. Bei ansteigender Transportrate, d. h. zunehmendem Seegang, werden die Partikel dann in Suspension transportiert, oder sie bewegen sich rollend und springend in mehreren Schichten unmittelbar oberhalb der Sohle („sheet flow"-Zustand). Entscheidend hierfür sind neben der aus Wellenbewegung und Strömung resultierenden Schubspannungsgeschwindigkeit die Eigenschaften der Sedimentpartikel, wie Dichte und Korndurchmesser.

Die Menge des insgesamt transportierten Sedimentes q_T ergibt sich aus der Bodenfracht q_B und der suspendierten Sedimentmenge q_s:

$$q_T = q_B + q_s \tag{6.24}$$

Für praktische Belange ist es bei auftretender Suspension jedoch ausreichend, den Gesamttransport q_T allein über q_s zu berechnen, da der Anteil der Bodenfracht gegenüber dem in Suspension transportierten Sediment relativ gering ist. Der Fehler, der durch eine Extrapolation der Suspensionskonzentrationsverteilung bis an die Sohle resultiert, ist im Vergleich mit anderen möglichen Fehlerquellen vernachlässigbar klein. Dagegen besteht der Transport bei schwacher Bewegung vollständig aus der Bodenfracht, wobei die Menge sehr gering ist.

Es existieren zwar auch Ansätze, die nicht zwischen Boden- und Suspensionsfracht unterscheiden, von deren Anwendung wird nach dem heutigen Kenntnisstand jedoch abgeraten.

6.10 Berechnung der Bodenfracht

Für die Berechnung der Bodenfracht unter gleichmäßiger (Fluss-)Strömung steht eine Vielzahl von Formeln zur Verfügung. Einige der bekanntesten Ansätze sind die von Du Boys (1879), Meyer-Peter u. Müller (1949), Schoklitsch (1950) oder Einstein (1942, 1950)

und BROWN (1950). Diese Formeln können jedoch nicht ohne Weiteres auf die Verhältnisse unter Welleneinwirkung übertragen werden, da die Kornbewegung bei Seegang nicht nur in eine Richtung erfolgt, sondern eine oszillierende Bewegung ist. Dennoch hat EINSTEIN mit seinen Mitarbeitern, insbesondere KALKANIS (1964), seine für stationäre Strömungen entwickelte Formel an den Transport unter Welleneinfluss angepasst.

Die von EINSTEIN entwickelte Formel beruht auf den Grundsätzen der Hydromechanik und der Wahrscheinlichkeitsrechnung; sie kann aber ebenso aus einer Dimensionsanalyse abgeleitet werden. Zur Ermittlung der Geschiebefracht bzw. Bodenfracht q_B in einer stationären, gleichgerichteten Strömung werden zwei dimensionslose Parameter durch eine Funktion der Form $\phi = f(\psi)$ miteinander verknüpft. Die beiden Parameter[1] errechnen sich dabei aus:

$$\Phi = \frac{q_B}{\sqrt{(S_S - 1)} \cdot g \cdot d^3} \tag{6.25}$$

$$\Psi = \frac{u_*^2}{(S_S - 1) \cdot g \cdot d} = \theta \tag{6.26}$$

mit: q_B = Bodenfracht [$m^3/(s \cdot m)$],
S_S = dimensionslose relative Dichte des Sedimentes = ρ_S / ρ_w [–],
ρ_S = Dichte des Sedimentes [kg/m^3],
ρ = Dichte der Flüssigkeit [kg/m^3],
d = Korndurchmesser [m],
u_* = Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle [m/s],
θ = dimensionsloser SHIELDS-Parameter [–].

Die Beziehung zwischen den beiden dimensionslosen Parametern kann nach BROWN (1950) durch die Funktion:

$$\phi = 40 \cdot \psi^3 \tag{6.27}$$

angegeben werden.

KALKANIS (1964) modifizierte später Gl. (6.26) für die Bestimmung des Transportes unter oszillierender Bewegung (siehe z. B. RAUDKIVI, 1982) und lieferte damit die Grundlage für den Ansatz von MADSEN und GRANT (1976). Diese haben gezeigt, dass sich die EINSTEIN-BROWN-Formeln an vorliegende Messwerte der Bodenfracht unter Welleneinfluss anpassen lassen. Weil es sich nun um eine instationäre, alternierende Strömung handelt, werden die Parameter ϕ und ψ als Funktion der Zeit t ausgedrückt:

$$\phi\,(t) = \frac{q_B\,(t)}{w_S \cdot d} \tag{6.28}$$

mit: w_s = Sinkgeschwindigkeit [m/s].

$$\psi\,(t) = \frac{u_*\,(t)^2}{(S_S - 1) \cdot g \cdot d} = \theta. \tag{6.29}$$

[1] Der hier verwendete Parameter ψ ist der Kehrwert von dem im Original von EINSTEIN angegebenen Parameter

Da die momentane Orbitalgeschwindigkeit $u_s(t)$ an der Sohle durch:

$$u_s\,(t)\,u_{s,\,max} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T}\right) \tag{6.30}$$

ausgedrückt werden kann und die Schubspannungsgeschwindigkeit u_* jeweils proportional zur horizontalen Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle ist, ergibt sich für ϕ die Funktion:

$$\phi\,(t) = 40 \cdot \psi^3_{max} \cdot \left(\left|\cos\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T}\right| \cdot \cos\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T}\right) \tag{6.31}$$

Die Betragsstriche in der Formel erhalten das Vorzeichen der horizontalen Orbitalbewegung und berücksichtigen damit die Richtung der Sohlschubspannung und des Transportes.

Unter der Voraussetzung, dass die Sedimentbewegung an der Sohle bereits vollständig eingesetzt hat, d. h. der kritische SHIELDS-Parameter deutlich überschritten sein muss ($\psi > 2 \cdot \psi_c$), ergibt sich die mittlere Transportrate nach MADSEN und GRANT (1976) durch Integration von Gl. (6.31) über eine halbe Wellenperiode:

$$\bar{\phi} = 12{,}5 \cdot \psi^3_{max} \tag{6.32}$$

Der Ansatz von BIJKER (1967, 1971) zur Bestimmung der Bodenfracht basiert auf der KALINSKE-FRIJLINK-Formel (KALINSKE, 1974 u. FRIJLINK, 1952). Dieser Ansatz berücksichtigt den Einfluss der Wellen nicht und ist nur anwendbar, wenn die Wellen senkrecht zur Strömung verlaufen. Die mittlere Bodenfracht für einen derartigen Zustand berechnet sich aus

$$q_B = b\,d\,(V / C)\,r \cdot g^{1/2} \exp\,(-0{,}27\,\Delta\,C^2\,d / r\,V^2). \tag{6.33}$$

Der küstenparallele Transport bei Wellen und Strömung wurde als

$$q_B = b\,d\,(V / C) \cdot g^{1/2} \exp\,\{-0{,}27\,\Delta\,d\,C^2 / r \cdot V^2\,[1 + (1/2)\,(\Sigma\,U_m / V^2)]\} \tag{6.34}$$

ausgedruckt, worin $[1+(1/2)\,(\Sigma\,U_m / V^2)] = \tau_{cwm}/\tau_c$

mit:
- b = empirischer Beiwert (~5),
- d = Korndurchmesser [m],
- g = Erdbeschleunigung [m/s^2],
- r = empirischer Beiwert zur Berücksichtigung der Sohlform [–], = $[\log\,(12\,R/k_s)/\log\,(12\,R/3 \cdot d_{90})]^{3/2}$
- ρ = Dichte des Wassers [kg/m^3],
- ρ_s = Dichte des Sediments [kg/m^3],
- C = Chézy Koeffizient
- Δ = $(\rho_s - \rho) / \rho$
- V = mittlere Geschwindigkeit
- R = hydraulischer Radius
- τ_{cwm} = mittlere Sohlschubspannung infolge Strömung und Wellen
- ζ = Beiwert (> 1).

Bei Verwendung dieser Gleichung ist zu beachten, dass die Bestimmung der Sohlschubspannung τ_0 nach BIJKER die Heranziehung diverser Beiwerte erfordert. Einzelheiten finden sich u. a. bei VAN RIJN (1989).

Der Transport in Suspension lässt sich mithilfe der Einstein-Formel

$$Q_s = 1{,}83\ q_b\ J \tag{6.35}$$

berechnen, mit $J = [\ln (33\ h/k_s)\ I_1 + I_2]$, worin h die Wassertiefe sowie I_1 und I_2 die Integrale in der Einstein-Formel bezeichnen.

Anm.: Der Ansatz von BIJKER ist zwar auch heute noch die gebräuchlichste Methode zur Bestimmung der Bodenfracht unter Welleneinwirkung. Für die ingenieurmäßige Anwendung ist der Ansatz von MADSEN und GRANT jedoch geeigneter, da hier einerseits die Wellenbewegung berücksichtigt, andererseits auf die relativ aufwendige Ermittlung von verschiedenen Beiwerten verzichtet wird und die eigentliche Berechnung weniger kompliziert ist. Für Vergleichsberechnungen mit unterschiedlichen Transportformeln ist auf BAYRAM et al. (2001) hinzuweisen.

6.11 Berechnung der Suspensionskonzentration

6.11.1 Problemstellung

Da der Großteil des Sedimentes an der Küste bei Seegang überwiegend in Suspension transportiert wird, ist es notwendig, die Verteilung der Sedimentkonzentration über die Wassertiefe zu kennen. Die Konzentrationsverteilungen innerhalb der Brandungszone unterscheiden sich dabei deutlich von denen außerhalb der Brandungszone, da durch brechende Wellen Turbulenzen erzeugt werden, die das Sediment gegenüber der Orbitalströmung an der Sohle erheblich stärker mobilisieren. Insbesondere unter Sturzbrechern entstehen hochturbulente Zustände, durch die das Sediment bis an die Wasseroberfläche aufgewirbelt werden kann. Kornzusammensetzung und Korngröße spielen dabei nur eine untergeordnete Rolle, weil die Turbulenzgeschwindigkeiten bei ausgeprägtem Seegang erheblich größer sind als die Sinkgeschwindigkeiten der Körner. Herkömmliche Berechnungsansätze, die den Transport über die Schubspannung ermitteln, sind für diesen Bereich deshalb wenig geeignet. Die Sedimentkonzentration in der Brandungszone wird daher in neueren Berechnungsansätzen zunehmend als eine Funktion der Energiedissipation bestimmt.

Zuverlässige Naturdaten über die Konzentrationsverteilung sowohl innerhalb als auch außerhalb der Brandungszone existieren bis heute kaum, was einerseits auf Probleme bei der Messgenauigkeit, andererseits auf die natürliche Streuung der Daten zurückzuführen ist. Eine der wenigen grundlegenden Arbeiten zu diesem Thema wurde von KOS'YAN et al. (1982) veröffentlicht, der ein sehr umfangreiches Datenmaterial aus Naturmessungen am Schwarzen Meer analysiert und dargestellt hat. Abb. A 6.10 zeigt beispielhaft charakteristische Korngrößen- und Sedimentkonzentrationsverteilungen über die Wassertiefe an mehreren Stationen entlang eines Querprofils. Dabei kennzeichnet Station 3 die am weitesten seewärts gelegene Position und Station 2 liegt unmittelbar in der Brecherlinie. Es ist zu erkennen, dass die Suspension am Brechpunkt in einer sehr hohen Konzentration auftritt und die Korngröße des suspendierten Sedimentes über die Wassertiefe nahezu konstant ist. Abweichend davon zeigt sich außerhalb der Brandungszone lediglich in einer sohlnahen Schicht (ca. 0,5 bis 0,7 m) suspendiertes Sediment, das durch die Diffusion der Turbulenz von der Sohle aufgewirbelt wird. Oberhalb dieser Schicht hat die Konzentrationsverteilung einen erheblich steileren Verlauf und die Korngrößenverteilung deutet auf Sedimente mit geringem Korndurchmesser hin. Diese feinen Sedimentpartikel werden auch als Schwebstoffe („wash load") bezeich-

net. Sie weisen keine ausgesprochenen Zusammenhänge bei hydromechanischer Betrachtung auf.

Eine hinreichende Kenntnis der Sedimentkonzentrationsverteilung bei Berechnungen des Sedimenttransportes ist unerlässlich, da bei gleicher Strömungsgeschwindigkeit aufgrund von unterschiedlichen Konzentrationsverteilungen der zugehörige Sedimenttransport erheblich variieren kann.

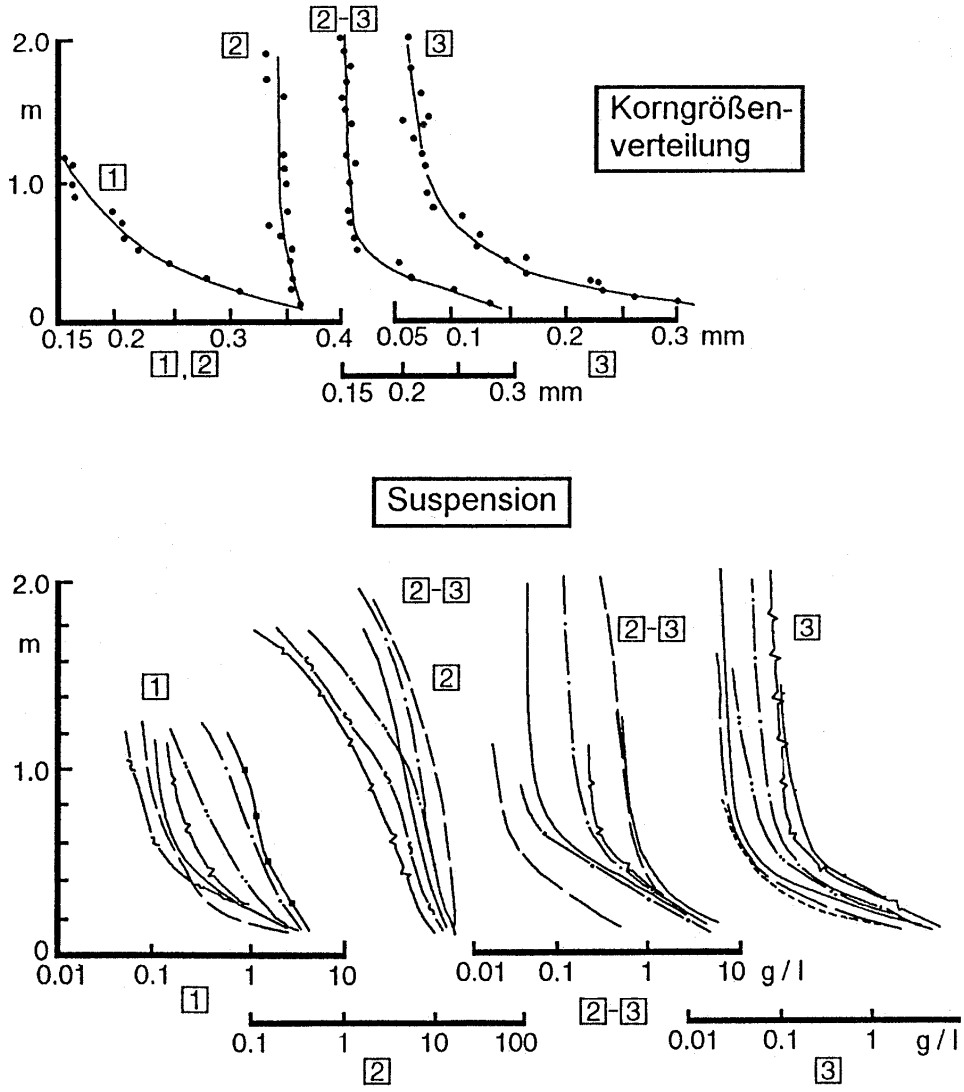


Abb. A 6.10: Korngrößen- und Konzentrationsverteilungen des suspendierten Sedimentes an vier Stationen entlang eines Querprofils am Schwarzen Meer (KOS'YAN et al., 1982 nach EAK, 1993)

6.11.2 Suspensionskonzentration außerhalb der Brandungszone

Außerhalb der Brandungszone kann die Transportrate q_s aus dem Produkt der Konzentrationsverteilung und der Sedimentgeschwindigkeit unter Einbeziehung der Wassertiefe nach RAUDKIVI u. DETTE (1991) ermittelt werden:

$$q_s = \int_{z=0}^{h} c(z) \cdot u_s(z)\, dz \tag{6.36}$$

mit: q_s = Transportrate in m^3/s pro lfd. m Breite,
z = vertikaler Abstand von der Sohle [m],
h = Wassertiefe [m],
$c(z)$ = mittlere Sedimentkonzentration in der Höhe z über der Sohle [m^3/m^3],
$u_s(z)$ = horizontale Geschwindigkeit des Sedimentes in der Höhe z [m/s].

Bei diesem Ansatz wird angenommen, dass das Sediment vorwiegend durch die Orbitalbewegung der Wellen mobilisiert und durch die Nettoströmung transportiert wird, d. h. für die horizontale Geschwindigkeit u_s des Sedimentes kann näherungsweise die horizontale Komponente der Geschwindigkeit, die sich aus dem Massentransport in gleicher Wassertiefe ergibt, eingesetzt werden.

Das Konzentrationsprofil kann in der bodennahen Schicht (bis ca. 2 m oberhalb der Sohle) durch eine einfache Exponentialfunktion ausgedrückt werden:

$$c(z) = c_0 \cdot e^{-a \cdot z} \tag{6.37}$$

mit: c_0 = Bezugskonzentration an der Sohle (z = 0) [m^3/m^3],
a = Abnahmeparameter der vertikalen Konzentrationsverteilung [1/m].

Der Abnahmeparameter a ist theoretisch linear abhängig von der Sinkgeschwindigkeit w_s des Sedimentes und umgekehrt proportional zur Produktion der Turbulenz je Masseneinheit, die wiederum proportional zu u^2/T bzw. u_m^2/T ist. Auf der Grundlage dieser Annahmen und der Analyse von Versuchsdaten aus dem GWK (Großer Wellenkanal in Hannover) im Jahre 1990 geben RAUDKIVI u. DETTE (1991) folgende Beziehung für den Abnahmeparameter a an:

$$\frac{a}{T} = 0{,}4 \cdot \left(\frac{w_s}{w_{s,r}} \right) \cdot u_m^{-2} \tag{6.38}$$

mit: a = Abnahmeparameter in [1/m],
T = Wellenperiode in [s],
$w_{s,r}$ = Sinkgeschwindigkeit von Körnern mit d = 0,25 mm in [m/s],
w_s = Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes in [m/s],
u_m = mittlere horizontale Orbitalgeschwindigkeit in [m/s].

Es konnte gezeigt werden, dass Naturdaten von NIELSEN (1984), soweit die Korngrößen denen aus dem GWK (d_{50} = 0,22 bis 0,25 mm) entsprechen, mit dem Ansatz übereinstimmen. Für andere Korngrößen liegen bislang noch keine ausreichenden Daten aus der Natur vor, um die Gleichung für allgemeine Anwendungen zu verifizieren.

Für die Bezugskonzentration c_0 an der Sohle kann in erster Näherung folgende Gleichung ermittelt werden (RAUDKIVI u. DETTE, 1991):

$$c_0 = 150 \cdot \left(\frac{w_{s,r}}{w_s}\right) \cdot \left(\frac{u_m}{T}\right)^2 \tag{6.39}$$

mit: c_0 = Bezugskonzentration an der Sohle in [kg/m³],
w_s = Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes in [m/s],
$w_{s,r}$ = Sinkgeschwindigkeit von Körnern mit d = 0,25 mm in [m/s],
u_m = mittlere horizontale Orbitalgeschwindigkeit in [m/s],
T = Wellenperiode in [s].

Auch für diese Gleichung gilt, dass dieser Ansatz aufgrund der GWK-Daten lediglich für eine Korngröße von etwa 0,25 mm verifiziert werden konnte.

6.11.3 Suspensionskonzentration innerhalb der Brandungszone

Innerhalb der Brandungszone ist die Hydrodynamik um ein Vielfaches komplexer als außerhalb der Brandungszone. Während die Orbitalgeschwindigkeiten im Tiefwasserbereich noch relativ gut rechnerisch ermittelt werden können, ist die Bestimmung der seegangserzeugten Strömungen im Bereich der Brandungszone aufgrund der Turbulenzen infolge der brechenden Wellen äußerst problematisch. Eine analytische Beschreibung der Wasserbewegung in der Brandungszone ist bislang nicht möglich. Daher kann die Sedimentkonzentration lediglich in Beziehung zur Energiedissipation gesetzt werden, die als Indikator für die Turbulenzintensität dient.

RAUDKIVI u. DETTE (1993) haben auf der Grundlage von Experimenten im GWK (DETTE et al., 1992 a und 1992 b) einen Ansatz entwickelt, der darauf beruht, dass die Verteilung der Suspension über die Tiefe nicht bzw. unmaßgeblich von überlagerten Strömungen (z. B. Tideströmungen) beeinflusst wird und eine Funktion der Energiedissipation D(x) ist, in der der Einfluss von Orbitalbewegung und der Brecherform enthalten ist. Die Verteilung der suspendierten Sedimente kann danach ebenfalls durch Gl. (6.36) beschrieben werden, der Abnahmeparameter a und die Bezugskonzentration c_0 an der Sohle müssen jedoch durch Abhängigkeiten von der lokalen Energiedissipation D beschrieben werden:

$$a = 7 \cdot T \cdot D^{-0,7} \tag{6.40}$$

$$c_0 = 0,08 \cdot (D \cdot T)^{0,55} \tag{6.41}$$

mit: a = Abnahmeparameter in [1/m],
T = Wellenperiode in [s],
D = Energiedissipation in [W/m²] = $\partial F_m/\partial x$,
F_m = Energiefluss in [W/m],
x = horizontaler Abstand von der Küstenlinie in [m],
c_0 = Bezugskonzentration an der Sohle in [kg/m³].

Diese Zusammenhänge sind jedoch lediglich als grobe Anhaltspunkte zu verstehen, da die Daten aus dem GWK eine relativ starke Streuung aufweisen. Für praktische Anwendungen konnten RAHLF (1994) sowie DETTE u. RAHLF (1994) anhand von Naturmessdaten aus

dem Küstenvorfeld von Sylt (Kampen und Rantum) nachweisen, dass der Ansatz im Vergleich zu dem CERC- und dem KAMPHUIS-Ansatz plausible Ergebnisse liefert.

PETERS (2000) hat auf der Grundlage von großmaßstäblichen Versuchen im GWK im Rahmen des EU-MAST-Projektes „SAFE" (vgl. z. B. DETTE et al., 2002) die folgenden Beziehungen für die Brandungszone ausgedrückt:

$$a = (1 / h) \exp [0{,}396 (h / H_{so})^{2{,}740} (H_s / H_{so})^{-2} (H_{so} / wT_m)^{0{,}211}] \quad (6.42)$$

und

$$c_o = \rho \exp [-4{,}159 (h / H_{so})^{-1} (H_s / H_{so})^{1{,}863} (H_{so} / w \cdot T_m)^{-0{,}137}] \quad (6.43)$$

worin T_m die mittlere Wellenperiode und w die Sinkgeschwindigkeit des Sedimentes bezeichnen. Die Energieumwandlung ist durch die lokale signifikante H_s berücksichtigt. Für das gesamte Datenkollektiv wurden hinreichende Korrelationen und zwar r = 0,929 für a sowie r = 0,762 für c_o ermittelt.

Für den Bereich der Wellenauflaufzone sind bislang keine Ansätze für die Konzentrationsverteilung bekannt, es kann aber angenommen werden, dass die Suspension nahezu gleichmäßig über die Wassertiefe verteilt ist. Die Bezugskonzentration an der Sohle weist jedoch durch den auf- und ablaufenden Wasserschwall einen wesentlich höheren Wert auf. Als Richtwert kann hier eine Konzentration c_0 in der Bandbreite zwischen 100 und 300 kg/m^3 angesetzt werden (DETTE u. RAHLF, 1994).

6.12 Berechnung des küstenparallelen Sedimenttransportes

6.12.1 Allgemeines

Wenn die Wellenanlaufrichtung zum Zeitpunkt des Wellenbrechens von der Küstennormalen abweicht, entsteht eine küstenparallele Kraftkomponente, die eine parallel zur Küste verlaufende Strömung hervorruft. Diese wellenerzeugten Strömungen können durch tidebedingte küstenparallele Strömungen noch verstärkt werden. Die mit dieser Strömung transportierte Sedimentmenge ergibt den Küstenlängstransport. Dieser steht im einfachsten Fall (z. B. gerade Küstenlinie, Vernachlässigung der Tideeinwirkung) mit der eingebrachten Seegangsenergie in einem funktionalen Zusammenhang. Die Seegangsenergie kann durch den Energiefluss in die Brandungszone (vgl. A 6.6) ausgedrückt werden.

Grundsätzlich gibt es zwei verschiedene Arten, den küstenparallelen Sedimenttransport infolge Seegang zu berechnen:

– die lokale Methode
– die integrale Methode.

Die lokale Methode basiert auf der Kenntnis der Konzentrationsverteilung nach Abschn. 6.11. und liefert die Transportmenge als Integration der lokalen Transportrate q_s über die Breite b der Transportzone:

$$Q_s = \int_{x=0}^{b} q_s \, d_x. \quad (6.44)$$

Diese Methode bezieht die physikalischen Vorgänge des Transportprozesses in die Berechnung ein und berücksichtigt sowohl die Parameter aus der Wellenbelastung (Höhe, Periode, Orbitalgeschwindigkeit) als auch die Eigenschaften des Sedimentes (Korndurchmes-

ser, Sinkgeschwindigkeit) über die Transportrate q_s. Vorteil dieser Methode sind die universellen Einsatzmöglichkeiten, d. h. es gibt z. B. hinsichtlich der Profilform keine Einschränkungen. In der Praxis ist es jedoch nicht immer möglich, diese Methode anzuwenden, da eine detaillierte Kenntnis der Wellenhöhenverteilung und der Strömungsgeschwindigkeiten über dem Profil notwendig ist.

Die integrale Methode setzt die Menge des entlang einer Küste transportierten Sedimentes in Beziehung zur küstenparallelen Komponente des Energieflusses an der Brecherlinie. Der Sedimenttransport ist damit also eine Funktion der Wellenhöhe, der Wellengeschwindigkeit und der Wellenanlaufrichtung am Brechpunkt (vgl. A 6.6). Tide- und andere auftretende Strömungen werden bei dieser Art der Berechnung nicht berücksichtigt. Diese Methoden werden auch als ‚energetische' Transportformeln bezeichnet (EAK, 1993).

6.12.2 Ansatz nach CERC

Eine der ältesten und bekanntesten integralen Methoden zur Abschätzung des küstenparallelen Sedimenttransportpotentials (vgl. A 6.8) ist die sog. CERC-Formel (SPM, 1984). Die Formel ist auf dem Energiekonzept von BAGNOLD aufgebaut, wonach die Transportrate I des Sediments bei Gewicht unter Wasser dem küstenparallelen Energiefluss F_y proportional ist, d. h.

$$I = KF_y \tag{6.45}$$

oder

$$Q_{sy} = I / [(\rho_s - \rho)\, g\, (1-n)] = \{K / [(\rho_s - \rho)\, g\, (1 - n)]\}Fy \quad (m^3 / s). \tag{6.46}$$

Die Porosität der Strandsände variiert zwischen 0,3 und 0,4, wobei der 0,4-Wert nur bei einkörnigen, groben Sand zu finden ist.

Das SPM gibt als Konstante K = 0,39 an, wenn F_{mp} mit H_s errechnet wird oder K = 0,77, wenn H_{rms} eingesetzt ist. Jedoch ist K = 0,77 / $(\sqrt{2})^{5/2}$ = 0,32 kleiner als K = 0,39.

BODGE u. KRAUS (1991) haben den K-Wert aus Natur- und Labordaten mit der Iribarren-Zahl (auch Brecherkennzahl oder „surf similarity parameter")

$$Ir_b = \tan\beta / (H_b / L_o)^{1/3} \tag{6.47}$$

als

$$K = 0{,}22 \ln Ir_b + 0{,}62 \tag{6.48}$$

verknüpft, worin tan β die Sohlneigung und H_b die Brecherhöhe bezeichnen. Durch die Anwendung der Gl. (6.48) wird die Strandneigung berücksichtigt, die die Breite der Brandungszone bestimmt und damit die Energiebelastung pro Flächeneinheit. Je schmaler die Brandungszone desto höher ist die Energiebelastung und damit das Erosions- bzw. Transportpotential. Die Korngröße ist nicht berücksichtigt, aber die angewandten Daten beinhalten Korngrößen von 0,2 mm bis 0,6 mm.

Die Anwendung der Formel auf bestimmte Küstenabschnitte an Nord- und Ostsee lieferte plausible Größenordnungen; für qualitativ vergleichende Berechnungen ist sie gut geeignet (DETTE, 2000).

6.12.3 Ansatz von KAMPHUIS

KAMPHUIS (1991) hat die folgende Transportformel für den küstenparallelen Transport aufgestellt:

$$Q_{sy} / (\rho H^3_{brns} / T_p) = 2{,}6 \times 10^{-3} (H_{brns} / L_{op})^{-1{,}25} (\tan \beta)^{0{,}75} (H_{brns} / d_{50}) \sin^{0{,}6} 2a_b \quad (49)$$

worin T_p die Periode der Wellen mit der höchsten Häufigkeit, L_{op} die dazu gehörige Tiefwasserwellenlänge, tan β die Strandneigung, a_b den Winkel der Brecher zur Küste und d_{50} die mittlere Korngröße bezeichnen. Wenn H_{bs} angewandt wird, ist der Faktor 1,3 x 10^{-3}. SCHOONEES u. THERON (1996) empfehlen aufgrund ausgewerteter Naturdaten 1,52 x 10^{-3}.

Es ist zu beachten, dass zur Beurteilung der Formel nur mit großen Fehlern behaftete Naturdaten zur Verfügung stehen.

Alle Formeln bereiten Probleme bei der Anwendung auf Riffküsten, da die Wellenparameter am Brechpunkt nicht hinreichend definiert sind, wenn die Wellen zuerst auf dem Riff und später am Strand brechen (vgl. A 6.8.1). Zusätzlich ergeben sich bei Anwendung der Formel von KAMPHUIS Schwierigkeiten bei der Ermittlung einer mittleren Strandneigung für ein Riff-Rinnen-Profil.

6.12.4 Berechnungsbeispiele

1. Beispiel

Für eine näherungsweise linear verlaufende Küstenlinie soll der Sedimenttransport in küstenparalleler Richtung über die Dauer einer 8-stündigen Sturmflut mit vorgegebener Seegangsbelastung nach der CERC-Formel abgeschätzt werden:

- Wellenhöhe am Brechpunkt: H_{bs} = 2,5 m,
- Tiefwasserwellenlänge: L_0 = 40 m,
- Wellenangriffswinkel am Brechpunkt: θ_b = 30°,
- Strandneigung: tan β = 1 : 30.

Zur Bestimmung der empirischen Konstante K wird zunächst die Brecherkennzahl nach Gl. (6.47) benötigt:

$$Ir_b = \frac{1}{30} \cdot \left(\frac{2{,}5}{40}\right)^{\frac{1}{2}} = 0{,}13.$$

Nach BODGE u. KRAUS (Gl. 6.48) ergibt sich K zu:

$$K = 0{,}22 \ln 0{,}13 + 0{,}62 = 0{,}177.$$

Mit:

$$(H_b)_{rms} = \frac{H_{bs}}{=} = \frac{2{,}5}{1{,}41} = 1{,}77 \text{ m}$$

errechnet sich der Sedimenttransport Q_s nach der CERC-Formel (Gl. 6.46) mit F_m aus Gl. (6.13):

$$Q_{sy} = 0{,}177/[(2650–1025)\, g\, (1–0{,}4)]^{-1}\, 4457{,}5\, (2{,}5/\sqrt{2})^{5/2} \sin 30°. \quad (6.50)$$

Die während der Sturmflutdauer (8 Stunden) durch einen Querschnitt transportierte Gesamtmenge (Potential) beträgt damit:

$$Q_{sy} = 8 \times 3600 \times 0{,}17 \approx 4900 \text{ m}^3. \quad (51)$$

2. Beispiel

Am Beispiel der Westküste von Sylt soll das langjährige mittlere Küstenlängstransportpotential überschläglich für die Nord- und Südhälfte ermittelt werden. Der mittlere jährliche resultierende Energiefluss F_m (Richtung und Betrag) in die Brandungszone beträgt rd. 30 000 kWh/J oder F_m = 3,42 kW/m (1960–1992). Der mittlere zugehörige küstenparallele Energiefluss ergibt sich zu rd. 3000 kWh/m oder F_{mp} = 0,350 kW/m für die Südhälfte und rd. 7500 kWh/m oder F_{mp} = 0,860 kW/m für die Nordhälfte (Abb. A. 6.11).

Es wird von Gl. (6.46) ausgegangen, mit ρ_s = 2650 kg/m^3 und ρ_w = 1025 kg/m^3 sowie (1 – n) = 0,6 ergibt sich

$$Q_{sy} = (K/9564{,}75)\, F_{mp}.$$

Über den mittleren Energiefluss F_m = 3,42 kW lässt sich mit der Annahme von j = 0,78 über Gl. 6.13 die zugehörige Wellenhöhe in der Brecherzone $(H_b)_{rms}$ berechnen, es ergibt sich

$$(H_b)_{rms} = 0{,}767 \text{ m}.$$

Gl. 6.12 liefert die zugehörige signifikante Wellenhöhe zu

$$(H_b)_s = 1{,}085 \text{ m}.$$

Die mittlere Wellenperiode vor Sylt aus Naturmessungen ist T = 4,1 s mit der zugehörigen Wellenlänge L_o = 26,2 m. Die mittlere Neigung der Brandungszone wird mit 1 : 30 angenommen, jedoch in der Wasserwechselzone ist die Neigung um 1 : 15. Die Neigung 1 : 30 liefert aus Gl. (6.47) ein Ir_b = 0,164 und Gl. (6.48) K = 0,222 (Fall A). Wird mit Rücksicht auf die Neigung in der Wasserwechselzone 1 : 20 eingesetzt, ergeben sich Ir_b = 0,246 und K = 0,311 (Fall B).

Für diese Fallbeispiele ergeben sich folgende Längstransportraten

$$Q_{sy} = 2{,}3210 \times 10^{-5}\, F_{mp} \quad \text{(Fall A)}$$
$$Q_{sy} = 3{,}2515 \times 10^{-5}\, F_{mp} \quad \text{(Fall B)}.$$

Mit F_{mp} = 860 W/m für den nördlichen Teil der Insel Sylt (Abb. A 6.11) ergeben sich folgende Transportraten:

$$Q_{sy} = 0{,}020 \text{ m}^3/\text{s} = 629\,484 \text{ m}^3/\text{Jahr} \quad \text{(Fall A)}$$
$$Q_{sy} = 0{,}028 \text{ m}^3/\text{s} = 881\,844 \text{ m}^3/\text{Jahr} \quad \text{(Fall B)}.$$

Für den südlichen Teil mit F_{mp} = 350 W/m ergibt sich entsprechend:

$$Q_{sy} = 0{,}0081 \text{ m}^3/\text{s} = 256\,185 \text{ m}^3/\text{Jahr} \quad \text{(Fall A)}$$
$$Q_{sy} = 0{,}0114 \text{ m}^3/\text{s} = 358\,890 \text{ m}^3/\text{Jahr} \quad \text{(Fall B)}.$$

Die jährliche Gesamtmenge als Transportpotential ist

$$Q_{sy} \approx 886\,000 \text{ m}^3/\text{Jahr} \quad \text{(Fall A)}$$
$$Q_{sy} \approx 1{,}24 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{Jahr} \quad \text{(Fall B)}.$$

Aus Naturmessungen vor Sylt ist bekannt, dass die Verluste von der Westküste Sylts im Mittel bei 1,1 Mio. m^3/Jahr liegen (vgl. z. B. DETTE et al., 2001). Daraus ist ersichtlich, dass die CERC-Formel die richtige Größenordnung für die Ermittlung des Küstenlängstransportes, z. B. für Anwendungen an der Nord- und Ostseeküste liefert.

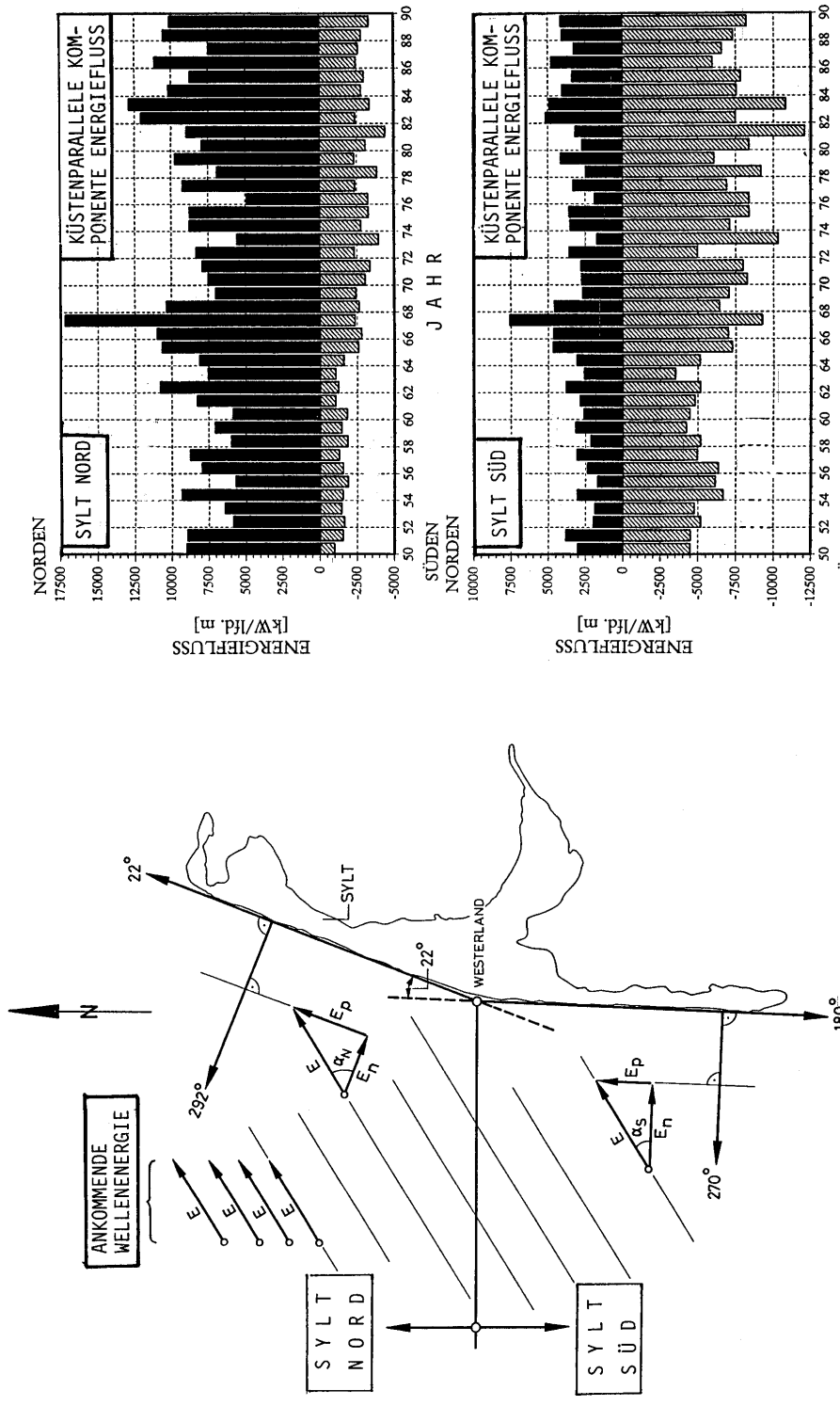


Abb. A 6.11: Rechnerische Ermittlung der küstenparallelen Komponente des jährlichen Energieflusses im Zeitraum 1950 bis 1990 aufgrund von Winddaten und Wind-Wellen-Korrelation (DETTE, 2001), hier für den Nord- und Südteil der Insel Sylt

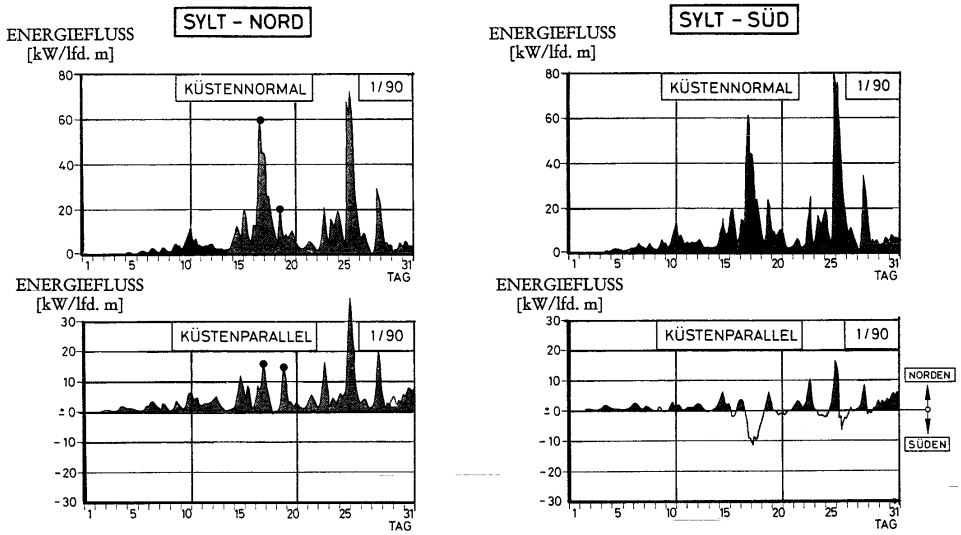


Abb. A 6.12: Zeitreihe der Komponenten (küstennormal und küstenparallel) des resultierenden Energieflusses in die Brandungszonen von Sylt-Süd und Sylt-Nord im Januar 1990 (DETTE, 1991)

Die meisten bekannten Berechnungsmethoden, wie z. B. die CERC-Formel, korrelieren den Transport nur mit der küstenparallelen Komponente F_{mp} des Energieflusses, wodurch auch beachtliche Fehler entstehen können. Dies kann beispielhaft am Energiefluss im Januar 1990 für Sylt-Nord (Abb. A 6.12) veranschaulicht werden. Mit einem stündlichen Spitzenwert von F_m = 60 kW/m führte der Energiefluss am 17. und 18.01.1990 zu einer küstenparallelen Komponente von F_{mp} = 16 kW/m, während die vergleichbare Spitze am 19.01.1990 für F_m = 20 kW/m ein F_{mp} = 14,5 kW/m lieferte, d. h., dass die beiden küstenparallelen Werte etwa die gleiche Größenordnung des Energieflusses und der Strömungsgeschwindigkeit aufweisen. Jedoch würde die Spitze des Energieflusses vom 17./18.01. nach GWK-Daten einen etwa viermal höheren Suspensionsgehalt erzeugt haben.

Die größten Sandverluste aus dem hohen Strand sind bei Verhältnissen wie am 17./18.01.1990 zu erwarten, wenn die küstenparallele Komponente klein ist und der Sand effektiv nur querverlagert wird. Mit ansteigendem F_{mp} nimmt der küstenparallele Transport zu, er bleibt aber immer klein im Vergleich zu den querverlagerten Mengen. Zum Beispiel erzeugte die Sturmflut vom 25./27.01.1990 für den nördlichen Teil ein Maximum von F_p = 38 kW/m. Über die Dauer des Sturmes von 26 Stunden ergab sich ein Energiefluss F_p = 500 kWh/m mit einem Mittelwert von 19 kW/m. Mit den K-Werten für das Berechnungsbeispiel (6.12.4) ergibt die CERC-Formel die Transportmenge über 26 Stunden zwischen 41 000 m³ und 58 000 m³. Die Auswertungen der beiden Januar-Sturmfluten und der Februar-Sturmflut im Jahre 1990 aus Vermessungsdaten des ALR Husum lieferten für den Nordteil (Länge = 13,5 km) einen Sandverlust aus dem hohen Strand von rd. 1,0 Mio. m³ (NEWE, 1994 und DETTE et al., 1994). Daraus wird ersichtlich, dass sich die küstenparallele Transportmenge über die Dauer der Sturmfluten auf die Größenordnung von rd. 100 000 m³ belief; dies entspricht etwa 10 % des Gesamtverlustes aus Düne und Strand.

Aus diesen Gründen ist es notwendig, neben der küstenparallelen Komponente des Energieflusses auch die küstennormale Komponente in einem Ansatz für den Küstenlängstransport in der Form

$$Q_{s,y} = k \int_{t_1}^{t_2} F^n F_p^{\,m} \cdot dt \qquad (6.52)$$

zu berücksichtigen (RAUDKIVI, 1998), mit F als Energiefluss, $k = [(\rho_s - \rho) \cdot g\,(1 - n)]^{-1}$ sowie n und m als empirische Konstanten.

6.13 Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes

6.13.1 Einleitung

Für die Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes werden auch die verschiedenen Ansätze, die für den küstenparallelen Transport erörtert wurden, angewandt. Der küstennormale Transport ist jedoch schwieriger zu quantifizieren, da sich die Transportrichtungen (seewärts, landwärts) infolge der Wellenbewegung laufend ändern und Transporte in beide Richtungen gleichzeitig auftreten.

Das Bild wird noch weiter durch die Rippströme erschwert, die sich in unregelmäßigen Abständen ausbilden und beachtliche Mengen des Sandes aus der Brandungszone abführen können.

In der Brandungszone ist die Strömung bei auflandigen Winden an der Oberfläche und an der Sohle jeweils landwärts und dazwischen seewärts gerichtet. Diese seewärtige Strömungskomponente kann beachtliche Mengen des suspendierten Sandes über die Brandungslinie hinaus transportieren. Der Nettotransport in der Brandungszone kann landwärts oder seewärts sein (vgl. Abschn. 6.5). Am Beispiel des Bewegungsbeginns von Sedimenten wurde bereits aufgezeigt, dass sich das Sediment mit Zunahme der Orbitalgeschwindigkeit an der Sohle bei entsprechenden Sturmereignissen über große Flächen des Meeresbodens hin und her bewegt.

In der Brandungszone ist die kritische Geschwindigkeit für den Bewegungsbeginn nur bedingt ermittelbar, da der Wert auch von der lokalen Turbulenzintensität infolge Umwandlung der Wellenenergie abhängig ist.

Die Transporte seewärts aus der Brandungszone heraus entstehen aus den geringen Unterschieden in den viel größeren Transportmengen unter Wellenberg und Wellental (kleine Differenzen großer Zahlen). Jedoch über einer riffelbedeckten Sohle kann diese Differenz sogar zu einem Transport in entgegengesetzter Richtung zu der des Massentransportes durch Wellen führen. Die Berechnung solcher Transporte ist als ungenau einzustufen, und es ist darauf hinzuweisen, dass die seewärtigen Transporte vorwiegend nur das Langzeitverhalten eines Küstenbereiches beeinflussen. Es ist weiterhin beachtlich, dass der seewärtige Transport über längere Zeiträume (Jahrzehnte sogar) den küstenparallelen Transport an Umfang übertreffen kann und somit maßgeblich zur Umformung der Küstengestaltung beiträgt. So belief sich z. B. entlang der Fischlandküste zwischen Warnemünde und Darßer Ort das Sanddargebot aus natürlichem Küstenabbruch und Rückgang sowie aus künstlich zugeführtem Sand in Form von Aufspülungen nahezu auf das 6-fache der Menge, die im küstenparallelen Transport zu den Akkumulationsflächen (Darßer Ort) gelangte (WEISS, 2001).

Die küstennormalen Transporte werden auch das Küstenprofil prägen, und bei anhaltendem Seegang wird sich eine Art Gleichgewichtszustand, d. h. ein Gleichgewichtsprofil, einstellen.

Zur Beschreibung der Beziehung zwischen der Form eines Gleichgewichtsprofils und den hydraulischen bzw. sedimentologischen Bedingungen gibt es ebenfalls unterschiedliche

Ansätze. Sie lassen sich in vier Gruppen zusammenfassen. Danach kann das Gleichgewichtsprofil als Funktion
– der Tiefwasserwellensteilheit H_0/L_0,
– der dimensionslosen Sinkgeschwindigkeit $H/(T \cdot w_s)$,
– des Verhältnisses aus Orbitalgeschwindigkeit und Fallgeschwindigkeit u/w_s und
– der Energiedissipation D
beschrieben werden. Die Ansätze der drei ersten Gruppen konnten bislang für natürliche Bedingungen noch nicht verifiziert werden (VELLINGA, 1986). Die Ansätze, die eine Abhängigkeit der Form des Strandprofils von der Verteilung der Energiedissipation innerhalb der Brandungszone berücksichtigen, sind ein Bestandteil der meisten Berechnungsmethoden (vgl. z. B. ULICZKA u. NAIRN, 1991).

Es gibt aber auch Ansätze, die davon ausgehen, dass die Form eines sich einstellenden Gleichgewichtsprofils allein von den Eigenschaften des Sedimentes abhängt (z. B. EDELMAN, 1968). Andere Modelle wiederum gehen davon aus, dass sich die einmal eingestellte Form eines Profils überhaupt nicht ändert, sondern lediglich die Lage des Profils veränderlich ist (z. B. EDELMAN, 1968).

6.13.2 Ansätze für das Gleichgewichtsprofil

BRUUN (1954) beschrieb stabile Strandprofile durch

$$h = A \cdot x^m \tag{6.53}$$

und DEAN (1977) zeigte, dass eine konstante Umwandlungsrate der Wellenenergie über die Breite der Brandungszone mit konstanter Korngröße zu einem Gleichgewichtsprofil der Form

$$h = A \cdot x^{2/3} \tag{6.54}$$

führt, worin h die Wassertiefe, x die Entfernung von der Wasserlinie und A eine Konstante bezeichnen. Dieser Zustand der Wellenenergieumwandlung ist Schwallbrechern zuzuordnen. Der Parameter A ist von den Eigenschaften des Sediments und von den Wellencharakteristika abhängig. Es gibt eine Anzahl von empirischen Ausdrücken, die A mit der Sinkgeschwindigkeit des Kornes w, dem Korndurchmesser d, der Wellensteilheit H/L usw. verknüpfen. DEAN (1987) hat die Daten von MOORE (1982) durch

$$A = 0{,}508\ w^{0{,}44} \tag{6.55}$$

beschrieben, worin w in m/s ist. Die Daten von MOORE zeigen auch, dass die n-Werte eine Verteilung haben, deren Modalwert n = 2/3 ist.

VELLINGA (1984) hat in seinem Ansatz neben dem Einfluss des Sedimentes (ebenfalls über die Fallgeschwindigkeit) zusätzlich die Tiefwasserwellensteilheit H_0/L_0 berücksichtigt. In einem halbempirischen Verfahren fand er folgende Funktion für das Gleichgewichtsprofil:

$$h = 0{,}7 \cdot \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{0{,}17} \cdot w_s{}^{0{,}44} \cdot x^{0{,}78} \tag{6.56}$$

mit: x = Abstand von der Küstenlinie in m, h = Wassertiefe an der Position x [m], H_0 = Tiefwasserwellenhöhe in m, L_0 = Tiefwasserwellenlänge in m, w_s = Sinkgeschwindigkeit in m/s.

Diese Funktion beschreibt das Profil unterhalb des Wasserspiegels bis zu einer Wassertiefe, die etwa der signifikanten Wellenhöhe H_s entspricht.

Mit Gl. (6.53) wird nicht ein Riff-Rinnen-Profil oder Transportkörper auf dem Profil beschrieben, sondern nur der Teil landwärts der Rinne.

Weiterhin ist noch zu beachten, dass x = 0 eine virtuelle Wasserlinie bezeichnet. Das Profil bei x = 0 ist senkrecht. In der Anwendung wird die der Korngröße und dem Seegang entsprechende Strandneigung an der Wasserlinie als eine Tangente zu Gl. (6.53) angepasst, d. h. die eigentliche Wasserlinie liegt landwärts von x = 0. Die Strandneigung einer stabilen Küste kann über

$$\tan \beta = C\, d_{mm}^{1,87};\ C = 0{,}45\, F^{-0,4} \tag{6.57}$$

abgeschätzt werden, worin F den Wellenenergiefluss in kW/m bezeichnet (Raudkivi, 1998; Raudkivi u. Dette, 2002). An rückgängigen Küsten kann die Strandneigung beachtlich steiler werden.

Das Gleichgewichtsprofil ist eingehend im Schrifttum behandelt, z. B. Dean (1977, 1991), Kriebel u. Dean (1985); Inman et al. (1993) und Larson (1991) für den Fall, wo sich die mittlere Korngröße über die Breite der Brandungszone seewärts verringert.

Versuche im GWK (Dette et al., 1995) haben gezeigt, dass wenn eine Küste rückgängig ist, das Profil besser durch

$$H = KA\, x^{0,3} \tag{6.58}$$

beschrieben werden kann, worin K die Größenordnung von 5 bis 7 hat. Diese Profilform geht auch aus Messdaten von der Westküste vom Fischland hervor (Raudkivi u. Dette, 2002). Wo die Küste rückgängig ist, wird das Profil über die aktive Zone flacher und an der Wasserlinie steiler, wie in Abb. A 6.5 veranschaulicht. An einzelnen Stellen erreicht die Neigung an der Wasserlinie eines 0,2-mm-Sandstrandes 1 : 10 bis 1 : 9.

6.13.3 Numerisches Modell von Kriebel

Das Modell EDUNE von Kriebel (1989) zur Voraussage der Umlagerungsmenge in küstennormaler Richtung beruht auf der Überlegung, dass sich z. B. im Verlauf eines Sturmereignisses durch den steigenden Wasserstand der Brechpunkt der Wellen in Richtung der Küste bewegt. Dabei erhöht sich die Umwandlung der Wellenenergie in der Brandungszone des Profils gegenüber dem gleichen Abschnitt im Gleichgewichtsprofil und führt damit zu einer Erosion der Strandoberfläche. Auf dieser Überlegung basierend lässt sich der Sedimenttransport Q_s an einem beliebigen Punkt innerhalb des Querprofils nach folgender Gleichung berechnen:

$$Q_s = k \cdot (D - D*) \tag{6.59}$$

mit: Q_s = Sedimenttransport in $m^3/(s \cdot m)$, D = tatsächliche Energiedissipation in W/m^3, $D*$ = Energiedissipation im Gleichgewichtsprofil in W/m^3, k = empirische Konstante in $m^5/W \cdot s$.

Die Energiedissipation in der Brandungszone eines Küstenprofils ergibt sich in Übereinstimmung mit der Linearen Wellentheorie nach AIRY-LAPLACE für den Flachwasserbereich aus:

$$D = \frac{1}{h}\,\frac{\partial F_m}{\partial x} = \frac{5}{16} \cdot \rho_w \cdot g^{\frac{3}{2}} \cdot \kappa^2 \cdot h^{\frac{1}{2}}\,\frac{\partial h}{\partial x}. \tag{6.60}$$

Die Energiedissipation in einem Gleichgewichtsprofil (Gl. 6.54) nach DEAN (1977) ist eine Konstante und berechnet sich durch:

$$D_* = \frac{5}{24} \cdot \rho_w \cdot g^{\frac{3}{2}} \cdot \kappa^2 \cdot A^{\frac{3}{2}}. \qquad (6.61)$$

Durch κ wird das Verhältnis von Wellenhöhe zu Wassertiefe beim Brechen der Welle ausgedrückt. Hier kann bei der Annahme von Schwallbrechern κ = 0,78 eingesetzt werden.

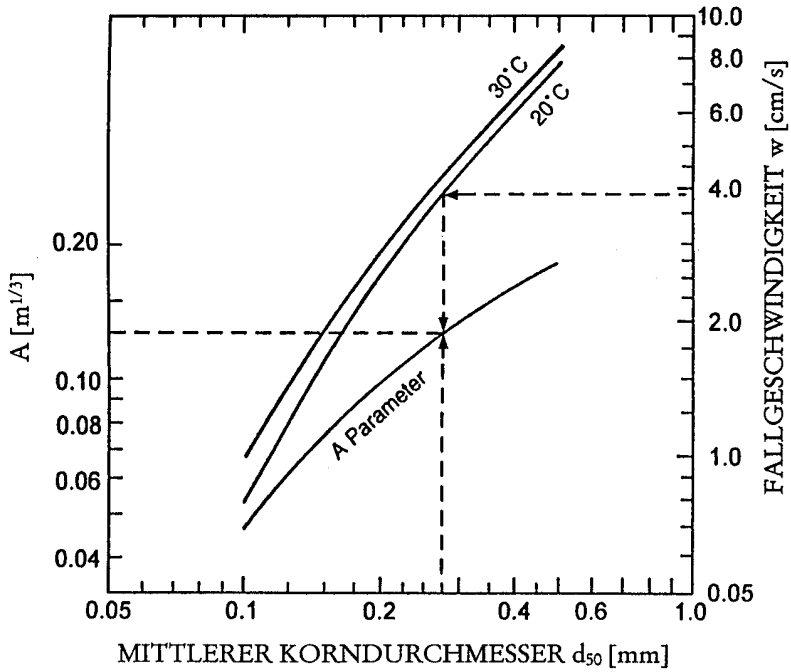


Abb. A 6.13: Zusammenhang zwischen dem Parameter A, dem mittleren Korndurchmesser d_{50} und der Fallgeschwindigkeit w_s (nach KRIEBEL, 1989)

Der Gleichgewichtsprofilparameter ist abhängig von der Korngrößenverteilung des vorhandenen Sedimentes. Für die Berechnung mit dem vorgestellten Modell kann ein empirischer Zusammenhang angenommen werden, wie er in Abb. A 6.13 angegeben ist.

Im Modell von KRIEBEL (1989) ist die empirische Konstante k standardmäßig mit $8{,}74 \cdot 10^{-6}$ m^5/Ws angegeben. In dieser Größenordnung liegt der Wert auch bei Anwendung des Modells für die Insel Sylt, so dass sich für eine schwere Sturmflut (z. B. Januar oder Februar 1990) Abbruchraten oberhalb des Scheitelwasserstandes bis etwa 100 m^3/lfd. m ergeben.

6.13.4 Numerisches SBEACH-Modell

Bei dem Modell SBEACH von LARSON (1988) handelt es sich ebenfalls um ein Quasi-2D-Modell zur Berechnung der Querprofilveränderungen infolge von küstennormalem Sedimenttransport. Für die Bestimmung des Massentransportes in der Brandungszone des Pro-

fils wird dabei ein ähnlicher Ansatz wie bei KRIEBEL verwendet. Die Gl. (6.59) wird lediglich um einen Term erweitert, der den Einfluss der lokalen Vorstrandneigung berücksichtigt. LARSON geht davon aus, dass durch eine größere Neigung der abwärts gerichtete Transport erhöht wird:

$$Q_s = k \cdot \left(D - D_* + \frac{\varepsilon}{k} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta x} \right). \tag{6.62}$$

Der zweite Ausdruck in der Klammer ist ein Koeffizient zur Berücksichtigung der Neigungsabhängigkeit; die übrigen Variablen entsprechen in ihrer Bedeutung denen nach dem Modell von KRIEBEL.

Die Richtung des Sedimenttransportes ergibt sich im Gegensatz zum Modell von KRIEBEL nicht aus dem Vorzeichen von Q_s, sondern sie wird durch ein empirisches Kriterium ermittelt. Wenn

$$\frac{H_0}{L_0} > 0{,}0007 \cdot \left(\frac{H_0}{w_s \cdot T} \right)^3 \tag{6.63}$$

ist, dann erfolgt eine Sedimentumlagerung in seewärtiger Richtung; anderenfalls stellt sich ein landwärts gerichteter Transport ein. Bei relativ langen Wellen bildet sich demnach ein Bermenprofil aus, während bei größeren Wellensteilheiten tendenziell ein Riff mit dem Sandmaterial aus dem Strandbereich aufgebaut wird. Um Konflikte mit der sich theoretisch aufgrund des Vorzeichens aus Gl. (6.62) ergebenden Transportrichtung zu vermeiden, wird bei negativem Ergebnis $Q_s = 0$ gesetzt.

6.14 Schutzbedarf sandiger Küsten

Der Schutzbedarf von Küsten ist weltweit auf die zunehmende Besiedlungsdichte in den zurückliegenden Jahrhunderten zurückzuführen. Durch menschliches Eingreifen wurden die Küsten aus vormaligen Naturlandschaften zu Kulturlandschaften mit künstlichen Küstenlinien umgeformt. Die Bedeutung des Küstenschutzes wächst mit der Dichte der Besiedlung und mit dem Wert der Bebauung. Wo früher nur einige kleine Fischerdörfer standen, befinden sich heute Großstädte, häufig mit kilometerlanger Bebauung längs der Küste, an der vielerorts katastrophale Erosionszustände vorherrschen.

Schutzbedarf bedeutet für eine Sandküste, dass im Jahresmittel mehr Sand aus dem gegebenen Küstenabschnitt hinausgeht als hereinkommt, d. h. es existiert ein Erosionszustand.

Bei menschlichen Eingriffen ist zu unterscheiden zwischen Maßnahmen zur Verhinderung und zur Reduzierung von Erosion, d. h. zwischen festen Bauwerken, die zur Verfelsung der Küste führen, und weichen Maßnahmen wie der Ersatz von Sandverlusten durch Sandvorspülungen (s. Empfehlungen D der EAK 93). Hierzu sind vielfältige Lösungsvorschläge entwickelt worden. Wichtig ist bei allen Schutzmaßnahmen, dass der betreffende Küstenabschnitt grundsätzlich immer als eine Einheit betrachtet und nicht in Einzelabschnitte (z. B. Objektschutz) aufgeteilt wird.

Ein lokaler „Schutz“ bedeutet immer, dass das Problem den angrenzenden Bereichen zugeschoben wird. Die Folgen einer solchen Vorgehensweise wurden, z. B. durch den Bau eines Längs- und Querwerkes aus Tetrapoden im Jahre 1968, zum Schutz einer Sommerhaussiedlung in Hörnum/Sylt eindeutig vor Augen geführt (vgl. z. B. DETTE, 1997) sowie der Schutz eines Anwesens in Kampen/Kliffende (vgl. z. B. NICKELS u. HEERTEN, 2000).

Die Schutzmaßnahmen, die angewendet werden, sind hauptsächlich von den Zweckvorstellungen bestimmt. Im Prinzip ermöglicht es der Stand der Bautechnik problemlos, Land durch feste Bauwerke zu schützen, wohingegen der Schutz des natürlichen Strandes mit vertretbarem Kostenaufwand wesentlich schwieriger ist. Das Land kann durch eine totale Verfelsung geschützt werden, z. B. durch eine erosionsfeste Wand. Eine derartige Maßnahme führt bekanntlich vor der Wand zu einem Strandabtrag infolge Wellenreflexion, so dass im Laufe der Zeit kein Strand mehr vorhanden sein wird.

Die Methoden zum Schutz einer sandigen Küste, die zwischen hart (Verfelsung) und weich (Sandersatz) variieren, können in folgende Zielsetzungen unterteilt werden:

- Reduzierung des wellenerzeugten Energieflusses in die Brandungszone und
- Reduzierung oder Ersatz der Sandverluste (Erosion) aus der Brandungszone.

Das Erfordernis des Küstenschutzes ist hauptsächlich bedingt durch den seegangserzeugten Energiefluss in die Brandungszone. Er lässt sich durch verschiedene Formen von Wellenbrechern beeinflussen, wozu auch ein natürlich vorhandenes Riff als Form eines der Küste vorgelagerten Wellenbrechers zu zählen ist.

Durch das Brechen der Wellen vor der Küste, z. B. über einem Riff, wird der Strand entlastet. Der Sandstrand ist der effektivste Energieumwandler, den die Natur geschaffen hat, er ist jedoch nie konstant in seiner Lage und Form. Der Strand versucht die Form des Unterwasserprofils laufend dem vorherrschenden Seegang anzupassen, d. h. jeweils ein Gleichgewichtsprofil in Abhängigkeit vom Seegang und vom vorhandenen Strandmaterial zu erreichen.

Auf dem Gleichgewichtsprofil erfolgt im Vergleich zu einem steileren Erosionsprofil die Umwandlung der Wellenenergie über eine größere Profilbreite, wodurch der küstennormale Sedimenttransport gegen Null geht und die Menge von suspendiertem Sand ebenfalls ein Minimum erreicht. Folglich weist auch der Küstenlängstransport ein Minimum auf, und ein angestrebter Strandschutz ist daher gleichbedeutend mit einer Unterhaltung der Brandungszone im Sinne eines Gleichgewichtsprofils.

Um die Sandverluste aus der Brandungszone bzw. aus dem Sandersatz durch Sandvorspülungen zur Unterhaltung der Brandungszone zu reduzieren, ist es notwendig, die küstenparallele Strömung zu verlangsamen. Dies wird an der Ostseeküste z. B. durch die durchlässige Buhnenbauweise erreicht (vgl. TRAMPENAU, 2000 sowie DETTE et al., 2002). Wo der Unterwasserstrand zu steil und der trockene Strandbereich für die Ausbildung eines Gleichgewichtsprofils zu schmal ist, bietet es sich an, durch den Einbau einer Unterwasserschwelle, z. B. am seewärtigen Ende von Buhnenfeldern, als Stütze die Brandungszone durch Sandvorspülung zu einem Gleichgewichtsprofil anzuheben. Die Stufe sollte aus nicht oder schwer erodierbarem Material hergestellt werden.

Der Schutz einer sandigen Küste bzw. das Küstenmanagement umfasst vorwiegend folgende Zielvorstellungen:

- Gewährleistung des Hochwasserschutzes beim Bemessungshochwasser als primäre Aufgabe des Küstenschutzes,
- Beibehaltung des Landschaftsbildes,
- Unterhaltung des Strandes als ein Wirtschaftsfaktor (Tourismus) und
- Minimierung des Kostenaufwandes für Erstellung und Unterhaltung Küstenschutzmaßnahmen.

Erforderliche Schutzmaßnahmen bei derartigen Vorgaben können in

- Strandunterhaltung und
- Hochwasserschutz beim Bemessungshochwasser

getrennt werden. Die Strandunterhaltung zur Beeinflussung des Küstenrückganges ist, wie bereits erwähnt, gleichzusetzen mit dem Ersetzen der Sandverluste durch wiederholte Aufspülungen. Diese Methode kann sich jedoch im Laufe der Jahre zu großen Vorspülmengen mit entsprechend hohen Kostenaufwendungen aufsummieren. Auf längere Sicht ist es daher aus volkswirtschaftlicher Sicht, bei gleichem Wirkungsgrad, notwendig, den mittleren jährlichen Sandbedarf zum Erhalt des Status quo zu minimieren.

Wenn trotz umfangreicher Sandvorspülungen am Strand und in der ufernahen aktiven Zone (an der Ostsee etwa bis zur 5-m-Tiefenlinie) eine Stabilisierung des Küstenbereiches, z. B. aufgrund großräumiger Sedimenttransportprozesse, nicht erreicht werden kann und sich die Rückgangstendenzen fortsetzen, lässt sich die Auflage der Kostenminimierung nur durch Änderungen in der bisherigen Schutzkonzeption realisieren. Es empfiehlt sich in diesem Falle die Konzentration auf den Strandschutz, um den Sandverlust aus der ufernahen Brandungszone infolge Küstenlängstransport bei alltäglichen Verhältnissen und Ausräumungen aus den Dünen bei Sturmfluten zu minimieren.

Der Strandschutz wird vorwiegend von der Brandungszone geleistet, die an rückgängigen Küsten gewöhnlich schmal und damit einer hohen Energiebelastung je Flächeneinheit ausgesetzt ist, was gleichbedeutend mit einem hohen Erosionspotential ist. Auf einem Gleichgewichtsprofil für das gegebene Strandmaterial ist die Umwandlung der Wellenenergie gleichmäßiger verteilt, mit dem Vorteil, dass sowohl der küstennormale Sedimenttransport als auch die Menge des suspendierten Sandes ein Minimum erreichen. Das bedeutet, dass auch der Küstenlängstransport ein Minimum aufweist. Folglich ist Strandschutz gleichzusetzen mit der Aufgabe, die Brandungszone zu unterhalten, d. h. überall dort, wo es die natürlichen Strandverhältnisse nicht erlauben, ein künstliches Gleichgewichtsprofil zu schaffen.

Um den Sandbedarf zur Unterhaltung eines rückgängigen Strandes zu minimieren ist es wichtig, die großen Sandmengen, die während der Sturmfluten aus dem Dünenbereich querverlagert werden, durch Kontrollmaßnahmen zu minimieren. Dieser querverlagerte Sand liegt nach der Sturmflut auf dem Gleichgewichtsprofil, das den alltäglichen Zuständen entspricht. Dieses Profil harmonisiert nicht mehr mit dem nachfolgenden normalen Seegang, der wiederum bestrebt sein wird, den vorherigen Gleichgewichtszustand wieder herzustellen. Dabei werden erhöhte Mengen des Sandes suspendiert, und der Sand wird schnell durch den küstenparallelen Transport verfrachtet. Da rückgängige Küsten Sand aus dem Küstenbereich verlieren, wird der überschüssige Sand aus der Region herausgetragen. Nur ein Teil des querverlagerten Sandes wird von dem langwelligen Seegang auf den Strand zurückgetragen.

Wie vorher erörtert, weist die Menge des mobilisierten/suspendierten Sandes auf einem Gleichgewichtsprofil ein Minimum auf. Deswegen ist es wichtig, dass auch das Profil des trockenen Strandes bei erhöhten Wasserständen näherungsweise einem Gleichgewichtsprofil entspricht. Meistens ist der trockene Strand an rückgängigen Küsten nicht breit genug, um den Seegang von der Düne fernzuhalten, so dass Dünen (und Kliffe) während schwerer Sturmfluten große Mengen, mehr als 100 m^3/lfd. m, an Substanz verlieren können. Diese Ereignisse treten im Mittel in Zeitabständen von vielen Jahren auf und werden dann auch nur einen oder zwei Tage andauern. Die großen Materialverluste können durch bauliche Maßnahmen beachtlich reduziert werden. Dette u. Raudkivi (1994) haben auf der Grundlage von Versuchen im GWK (Führböter et al., 1991) den Einbau einer Geotextil-Membran beschrieben. Die Membran ist während der Normalwetterlagen mit Sand bedeckt. Der Strand muss so ausgelegt und unterhalten werden, dass nur schwere Sturmfluten mit einem mittleren Wiederkehrintervall von rd. 10 bis 15 Jahren die Düne erreichen. Während solch höherer Sturmfluten wird die Sandbedeckung der Membran entfernt, aber die Düne wird nicht

ausgeräumt. Die Sandbedeckung kann nach der Sturmflut wieder hergestellt werden, und in Zeitabständen von rd. 15 Jahren sind die derartigen Unterhaltungskosten minimal verglichen mit den Einsparungen am Sandbedarf für regelmäßige Wiederholungsvorspülungen zur Sicherung des Hochwasserschutzes durch Dünen.

6.15 Schriftenverzeichns zu Abschnitt 6

ACKERS, P. u. WHITE, W. R.: Sediment Transport, New Approach and Analysis, Proc. ASCE, New York, Vol. 99, HY 11, 2041–2060, 1973.

BAGNOLD, R. A.: Mechanics of Marine Sedimentation. The Sea, edited by M .N. Hill, 507–508, Interscience Publication, 1963.

BAYRAM; A.; LARSON; MILLER, H. C. u. KRAUS, N. C.: Cross-Shore Distribution of Longshore Sediment Transport: Comparison Between Predictive Formulas and Field Measurements. J. Coastal Engineering, Vol. 44, 79–99, 2001.

BIJKER, E. W.: Some Considerations About Scales for Coastal Models with Movable Bed. Delft Hydraulics Lab., publication no. 50, 1967.

BIJKER, E. W.: Littoral Drift as a Function of Waves and Ccurrents. Proc. 11th Coastal Eng. Conf. (London), ASCE, New York, Vol. I, 415–435, 1968.

BIJKER, E. W.: Longshore Transport Computations. J. Waterways, Harbours and Coastal Eng. Division, ASCE, New York, WW4, 687–702, 1971.

BIRKEMEIER, W. A.: Field Data on Seaward Limit of Profile Change. J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, Vol. 111(3), 598–602, 1985.

BODGE, K. R. u. KRAUS, N. C.: Critical Examination of Longshore Transport Rate Magnitude. Proc. Coastal Sediment '91 (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 139–155, 1991.

BROWN, C. B.: Sediment Transport, Chapter XII, Engineering Hydraulics, edited by H. Rouse, Wiley & Sons, 1950.

BRUUN, P.: Coast Erosion and Development of Beach Profiles. U.S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion Board, Techn. Memo. No. 44, 1954.

CLIFTON, H. E. u. DINGLER, J. R.: Wave-Formed Structures and Paleo-Environmental Reconstruction. Developments in Sedimentology, editors B. Greenwood and R.A. Davis Jr., Elsevier Science Publishers, Amsterdam, Vol. 39, 165–198, 1984.

DEAN, R. G.: Equilibrium Beach Profiles: US Atlantic and Gulf Coast. Univ. of Delaware (Newark, USA), Ocean Eng. Report, No. 12, 1977.

DEAN, R. G.: Coastal Sediment Processes: Toward Engineering Solutions. Keynote Address. Proc. Coastal Dynamics '87 (New Orleans, USA), ASCE, New York, Vol. I, 1–24, 1987

DEAN, R. G.: Equilibrium Beach Profiles: Characteristics and Applications. J. Coastal Research, Vol. 7, No. 1, 1991.

DETTE, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher REYNOLDS-Zahlen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, TU Braunschweig, Heft 41, 1–143, 1974.

DETTE, H. H.: Energetische Betrachtungen zu seegangserzeugten Änderungen der Küstenmorphologie. Statusseminar Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Kiel, 97–124, 1991.

DETTE, H. H.; RAHLF, H.; WU, Y. u. PETERS, K.: Wave Measurements Across the Surf zone at Equilibrium Beach Profile – Prototype Experiments (1990/91) with Monochromatic Waves and Wave Spectra –. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Report No. 762, unpublished, 1992a.

DETTE, H. H.; RAHLF, H. u. PETERS, K.: Suspension measurements Across the Surf zone – Prototype Experiments (1990/91) with Monochromatic Waves and Wave Spectra –. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Report No. 763, unpublished, 1992b.

DETTE, H. H. u. RAUDKIVI, A. J.: Beach Nourishment and Dune Protection. Proc. 24th Coastal Eng. Conf. (Kobe, Japan), ASCE, New York, Vol. II, 1934–1945, 1994.

DETTE, H. H.; NEWE, J. u. PETERS, K.: Numerische Modellierung des Küstenabbruches an der Westküste der Insel Sylt. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Bericht Nr. 778, unveröffentlicht, 1994.

DETTE, H. H. u. RAHLF, H.: Küstenlängstransportmodell STP-LONG für Anwendungen an der Westküste der Insel Sylt, Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Bericht Nr. 779, unveröffentlicht, 1994.

DETTE, H. H. u. SPINGAT, F.: About rip currents at a mesotidal coast. Proc. Coastal Dynamics '95 (Gdansk, Poland), ASCE, New York, 477–488, 1995.

DETTE, H. H.; NEWE, J. u. PETERS, K.: Large Wave Flume Experiments '93. Vol. I: Data Report, Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Report No. 787, unpublished, 1995.

DETTE, H. H.: Evaluation of Long-Term Dune Recession Data. Proc. Coastal Dynamics '97 (Plymouth, UK), ASCE, New York, 634–643, 1997.

DETTE, H. H.: Der Schutzbedarf sandiger Küsten am Beispiel der Westküste des Fischlandes. Zeitschrift für Geolog. Wissenschaften, Berlin, 28(6), 647–660, 2000.

DETTE, H. H.; RAUDKIVI, A. J. u. OUMERACI, H.: Morphologische Änderungen des Unterwasserstrandes an der Westküste des Fischlandes. Die Küste, Heft 64, 2001.

DETTE, H. H.: Nearshore Wave Directional Wave Measurements for Coastal Management. Proc. 4th Int. Symp. on Wave Measurement and Analysis WAVES 2001 (San Francisco), ASCE, New York, 2001 (im Druck).

DETTE, H. H.; LARSON, M.; MURPHY, J.; NEWE, J.; PETERS, K.; RENIERS, A. u. STEETZEL, H.: Application of Prototype Flume Tests for Beach Nourishment Assessment. J. Coastal Engineering, Vol. 47, No. 2, 137–177, 2002.

DETTE, H. H.; RAUDKIVI, A. J. u. OUMERACI, H.: Permeable Pile Groins. J. Coastal Research, special issue, submitted, 2002.

DU BOYS, M. P.: Le Rhône et les Rivières à Lit affouillable. Mem. Doc., Pont et Chaussées, Ser. 5, Vol. XVIII, 1879.

DINGLER, J. R.: The Threshold of Grain Motion Under Oscillation Flow in a Laboratory Wave Channel. J. Sediment. Petrol, Vol. 49, 287–214, 1979.

EAK: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1993. Die Küste, Heft 55, 1993.

EDELMAN, T.: Dune Erosion during Storm Conditions. Proc. 11th Int. Conf. on Coastal Engineering (London), ASCE, New York, 719–722, 1968.

EINSTEIN, H. A.: Formulae for the Transport of Bed Load. ASCE Transactions, VOL. 107, Paper No. 2140, 1942.

EINSTEIN, H. A.: The Bed Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows. Technical Bulletin No. 1026, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington D.C., 1950.

ENGELUND, F. u. HANSEN, E.: A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams. Teknisk Forlag, Copenhagen, 1967.

ERCHINGER, H. F.: Strandaufspülungen als aktiver Küstenschutz vor Schutzwerken und Dünen auf Norderney und Langeoog. Die Küste Heft 43, 181–204, 1986.

FENTON, J. D. u. MCKEE, W. D.: On Calculating the Lengths of Water Waves. J. Coastal Engineering, Vol. 14, 499–514, 1990.

FRIJLINK, H. C.: Discussion des Formules de Débit Solide de KALINSKE, EINSTEIN et MEYER-PETER et MUELLER compte tenu des mesures récentes de transport dans les rivières Néerlandaise. 2ième Journal Hydraulique. Soc. Hydraulique de France, Grenoble, 98–103, 1952.

FÜHRBÖTER, A.: Über mikrobiologische Einflüsse auf den Erosionsbeginn bei Sandwatten. Wasser und Boden, 35. Jg., 106–116, 1983.

FÜHRBÖTER, A.; RAUDKIVI, A. J.; DETTE, H. H.: Untersuchungen zur Begrenzung der Ausräumung des hohen Strandes vor Dünen über die Dauer von Sturmfluten. Teil A: Theoretische Vorbetrachtungen. Teil B: Versuche im Großen Wellenkanal. Leichtweiß-Institut, TU Braunschweig, Bericht Nr. 721, unveröffentlicht, 1991.

HALLERMEIER, R. J.: A Profile for Seasonal Sand Beaches from Wave Climate. J. Coastal Engineering, Vol. 4, 253–277, 1981.

INMAN, D. L.; HANY, M.; ELWANY, M. H. S. u. JENKINS, S. A.: Shorerise and Bar-Berm Profiles on Ocean Beaches. J. Geophys. Research, Vol. 98, 18181–18199, 1993.

KALINSKE, A. A.: Movement of Sediment as Bed Load in Rivers. Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 28, No. 4, 615–620, 1947.

KALKANIS, G.: Transportation of Bed Material Due to Wave Action. U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Technical Memorandum No. 2, 1964.

Kamphuis, J. W.; Davies, M. H.; Nairn, R. B. u. Sayao, O. J.: Calculation of Littoral Sand Transport Rate. J. Coastal Engineering, Vol. 10, 1–21, 1986.

Kamphuis, J. W.: Along Shore Sediment Rate Distribution. Proc. Coastal Dynamics '91 (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 170–183, 1991.

Komar, P. D. u. Inman, D. L.: Longshore Sand Transport on Beaches. J. Geophys. Research, Vol. 75, No. 30, 5914–5927, 1970.

Komar, P. D. u. Miller, M. C.: Sediment Threshold Under Oscillatory Waves. Proc., 14th Coastal Eng. Conf. (Copenhagen), ASCE, New York, Vol. 2, 756–775, 1974.

Kos'yan, R. D.; Antysyferov, S. V.; Dachev, V. Z. u. Pykhov, N. V.: Determination of the Absolute Concentration of Suspended Sediment According to Information Obtained through Bathometers-Accumulators. Interactions of the Atmosphere, Hydrosphere and Lithosphere in the Nearshore Zone, Results of the International Experiments „Kamchiya 78", Bulgarian Academy of Science (in Russisch), 1982.

Kraus, N. C.; Larson, M. u. Kriebel, D. L.: Evaluation of Beach Erosion and Accretion Predictors. Proc. Coastal Sediments '91 (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 572–587, 1991.

Kriebel, D. L u. Dean, R. G.: Numerical Simulation of Time-Dependent Beach and Dune Erosion. J. Coastal Engineering, Vol. 9, 221–260, 1985.

Kriebel, D. L.: Users Manual for Dune Erosion Model EDUNE, U.S. Naval Academy, Annapolis, 1989.

Larson, M.: Quantification of Beach Profile Change. Lund University, Institute of Science and Technology, Report No. 1008, 1988.

Larson, M.: Equilibrium Profile of a Beach With Varying Grain Size. Proc. Coastal Sediments '91 (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 905–919, 1991.

Madsen, O. S. u. Grant, D.: Quantitative Description of Sediment Transport by Waves. Proc. 15th Coastal Eng. Conf. (Honolulu, USA), ASCE, New York, Vol. II, 1093–1112, 1976.

Meyer-Peter, E. u. Müller, R.: Formulas for Bed Load Transport. 2nd International IAHR Congress, Stockholm, 1949.

Moore, B. D.: Beach Profile Evolution in Response to Water Level and Wave Height. M.S. Thesis, Dept. of Civil Eng. Univ. of Delaware, (Newark, USA), 1982.

Newe, J.: Anwendungsorientierte Simulation von Dünen- und Aufspülprofilausräumungen bei Sturmfluten für die Westküste von Sylt. Statusseminar 1994: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt – Phase II. Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Husum, 126–143, 1994.

Nicholls, R. J.; Birkemeier, W. A. u. Hallermeier, P. J.: Application of the Depth of Closure Concept. Proc. 25th Coastal Eng. (Orlando, USA), ASCE, New York, Vol. III, 3874–3887, 1996.

Nickels, H. und Heerten, G.: Objektschutz Haus Kliffende, HANSA – Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, 137. Jg. Nr. 3, 72–75, 2000.

Nielsen, P.: Field Measurements of Time-Averaged Suspended Sediment Concentration Under Waves. Coastal Engineering, Vol. 8, 51–72, 1984.

Peters, K.: Morphodynamik in der Brandungszone sandiger Küsten – Konzentrationsverteilung suspendierter Sedimente. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig, Heft 146, 165–411, 2000.

Rahlf, H.: STP-Long: Ein numerisches Modell zur Simulation von Küstenlängstransportprozessen (Anwendungsbeispiele). Statusseminar 1994: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt – Phase II. Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Husum, 106–125, 1994.

Raudkivi, A. J.: Grundlagen des Sedimenttransportes, Springer Verlag, 1982.

Raudkivi, A. J.: Loose Boundary Hydraulics. 3rd Edition, Pergamon Press, 1990.

Raudkivi, A. J. u. Dette, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht außerhalb der Brandung. a) HANSA – Schiffahrt-Schiffbau-Hafen, 128, Jg. Nr. 23/24, 1432–1438, 1991 b) Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig, Heft 111, 330–408, 1991.

Raudkivi, A. J. u. Dette, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht in der Brandungszone. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 48. Band, 232–238, Schifffahrts-Verlag „Hansa", Hamburg, 1993.

Raudkivi, A. J.: Loose Boundary Hydraulics, 4th Edition, Balkema Verlag, Rotterdam, 1998.

RAUDKIVI, A. J. u. DETTE, H. H.: Reduction of Sand Demand for Shore Protection. J. Coastal Engineering, special issue, accepted, 2002.

RIS, R. C.: Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas. Communications on Hydraulic and Geotechnical Eng., Report No. 97-4, 1–155, 1997.

SCHOCKLITSCH, A.: Handbuch des Wasserbaus, Springer Verlag, Berlin, 1950.

SCHOONEES, J. S. u. THERON, A. K.: Improvement of the Most Accurate Longshore Transport Formula. Proc. 25th. Coastal Eng.Conf. (Orlando, USA), ASCE, New York, Vol. III, 3652–3665, 1996.

SPM: Shore Protection Manual. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Miss., USA, 1973, 1977 and 1984.

THOMPSON, E. F. u. HARRIS, D. L.: A Wave Climatology for U.S. Coastal Waters. Proc. 4th Offshore Techn. Conf. (Houston, USA), ASCE, New York, Vol. II, 675–688, 1972.

TRAMPENAU, T.: Laborexperimente zur hydraulischen Wirksamkeit durchlässiger Buhnen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig, Heft 146, 1–164, 2000.

ULICZKA, K.: Zur messtechnischen Erfassung des Sedimenttransportes unter Sheet-Flow Bedingungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, TU Braunschweig, Heft 105, 1–158, 1989.

ULICZKA, K. u. NAIRN, R. B.: Cross-Shore Sediment Transport Modelling and Comparison with Tests at Prototype Scale. Proc. Coastal Sediments '91 (Seattle, USA), ASCE, New York, Vol. I, 462–476, 1991.

VAN RIJN, L. C.: Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport. J. Hydraulic Engineering, No. 11, 1984.

VAN RIJN, L. C.: Handbook Sediment Transport by Currents and Waves. Delft Hydraulics, Report H 461, 1989.

VELLINGA; P.: A Tentative Description of a Universal Erosion Profile for Sandy Beaches and Rocky Beaches. J. Coastal Engineering, Vol. 8, 177–192, 1984.

VELLINGA, P.: Beach and Dune Erosion during Storm Surges. Delft Hydraulics Communication No. 372, Delft, 1986.

WEISS, D.: Einflüsse von Bauwerken auf die Sedimentdynamik. Tagungsband HTG Kongress '01, Hamburg, 2001.

7. Eisgang

7.1 Vorbemerkungen

Die Eisforschung als Disziplin der Physik, der Geophysik oder als Gletscherkunde reicht weit in die Vergangenheit zurück. Als fester Aggregatzustand des Wassers war das Eis schon immer Gegenstand physikalischer Untersuchungen. Hierbei handelt es sich z. B. um das Studium der Kristallisationsformen, der Temperaturleitfähigkeit, der Bestimmung der Dichte und der Veränderungen mit der Temperatur oder der Gefrieränderungen infolge verschiedener Beimengungen.

Nach 1950 hat sich die Eis-Ingenieurforschung als neue Disziplin entwickelt. Anfänglich ging es hierbei hauptsächlich um die Errichtung von Militärbasen in der Arktis, wofür z. B. die Belastungsgrenzen von Eisdecken ermittelt werden mussten. Danach haben mit der Entdeckung von Öl, Gas und mineralischen Bodenschätzen in der Arktis wirtschaftliche Gründe zu einem starken Aufschwung der Eis-Ingenieurforschung geführt. Diese mehr anwendungsorientierte Forschung kann in folgende Teilgebiete untergliedert werden:

1. Grundlagenforschung über physikalische Eigenschaften des Eises
2. Eisverhältnisse
3. Eisbrechen mit Schiffen
4. Eiskräfte auf Bauwerke
5. Hydrodynamik des Eises in strömenden Gewässern
6. Modellversuche.

7.2 Eisbildung und Arten von Eis

7.2.1 Allgemeines

Reines, luftgesättigtes Wasser hat die größte Dichte von 1,0 g/cm^3 bei + 4 °C und gefriert bei 0 °C. Durch das Vorhandensein von gelöstem Salz nimmt die Gefriertemperatur mit dem Salzgehalt linear ab (Abb. A 7.1, Kurve 1). Meerwasser mit einem Salzgehalt von 35 ‰ gefriert z. B. erst bei –1,8 °C. Auch die Temperatur, bei der die größte Dichte im Wasser auftritt, sinkt mit zunehmendem Salzgehalt (Abb. A 7.1, Kurve 2), aber nur bis –1,33 °C. Bei dieser Temperatur, zu der ein Salzgehalt von 24,7 ‰ gehört, treffen beide Kurven zusammen, so dass bei weiter steigendem Salzgehalt das Dichtemaximum des Wassers im jeweiligen Gefrierpunkt liegt. Der Salzgehalt von 24,7 ‰ wird deshalb auch als Merkmal zur Unterscheidung des Brackwassers vom Meerwasser benutzt.

7.2.2 Bildung von Oberflächeneis

Reines Oberflächeneis bildet sich nur auf stehenden oder langsam fließenden Gewässern. Bevor das Wasser an der Oberfläche gefriert, entwickelt sich mit der abnehmenden Lufttemperatur eine vertikale Dichteströmung, indem sich das Wasser an der Oberfläche durch Wärmestrahlung abkühlt, dabei an Dichte zunimmt und nach unten sinkt. Wärmeres, spezifisch leichteres Wasser steigt dafür nach oben auf. Diese Dichteströmung setzt sich so lange fort, bis überall im Wasser diejenige Temperatur herrscht, bei der das Wasser seine größte Dichte erreicht hat. Bei Meerwasser dauert dieser Vorgang länger als bei Süßwasser,

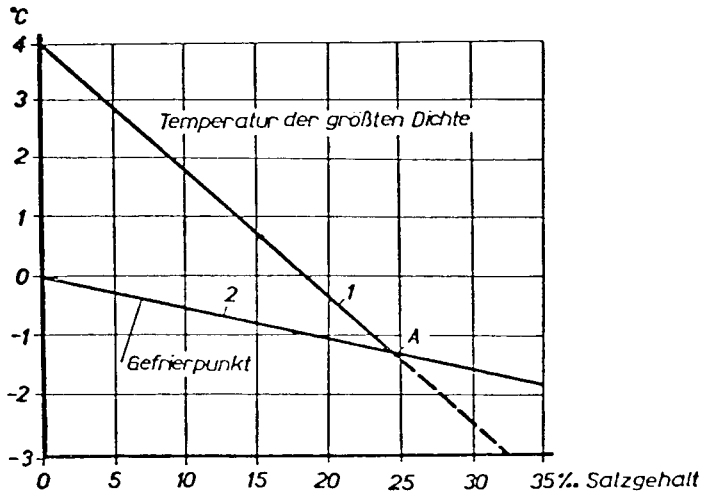


Abb. A 7.1 Veränderung des Gefrierpunktes und der Temperatur des Dichtemaximums mit dem Salzgehalt (nach POUNDER, 1965)

weil das Dichtemaximum des Meerwassers um rund 6 °C unter dem des Süßwassers liegt. Dafür gefriert das Salzwasser dann aber sofort, während die obere Schicht des Süßwassers nach dem Erreichen des Dichtemaximums erst um soviel Grad Celsius abgekühlt werden muss, wie zwischen der Temperatur des Dichtemaximums und des Gefrierpunktes liegen. Durch Turbulenzen wird der Temperaturaustausch im Wasser beschleunigt, so dass der Gefrierpunkt früher erreicht wird.

7.2.3 Bildung von Salzwassereis (Meer-Eis)

Wenn ruhiges Salzwasser gefriert, bilden sich kleine, scheibenförmige Kristallplättchen mit regelmäßiger Anordnung der Sauerstoff- und Wasserstoffatome im hexagonalen Kristallgitter (Abb. A 7.2). Aus Stabilitätsgründen schwimmen die Eisplättchen zu Beginn der Eisbildung mit ihrer im Verhältnis zu ihrer Höhe weit ausgedehnten Basisfläche auf der Wasseroberfläche. Die Symmetrie- oder c-Achse des Kristalls, die senkrecht auf der Basisfläche steht, ist in der ersten Phase der Eisbildung ebenfalls senkrecht zur ruhigen Wasseroberfläche gerichtet. Bei Wind- und Welleneinwirkung gefrieren die Eisplättchen und Eiskristalle in ungeordneter Lage zusammen.

Unterhalb der oberen 5 bis 6 cm dicken Eisschicht liegen alle c-Achsen der Kristalle mit Abweichungen von ± 5° waagerecht. Diese Ausrichtung wird durch die unterschiedliche Wärmeleitfähigkeit der einzelnen Kristallebenen bestimmt. Messungen haben ergeben, dass die Wärmeleitfähigkeit in der Basisebene des Salzwassereises 25 bis 50 % größer ist als in der Richtung der c-Achse. Daher stellen sich die Kristalle mit ihrer Basisebene in Richtung des Temperaturgradienten, also senkrecht zur Wasseroberfläche, und wachsen auch in der Basisebene senkrecht nach unten. Das Verhältnis der Länge der Kristalle zur Breite ist nahezu konstant und liegt etwa bei 2. Die Größe der Kristalle nimmt mit der Tiefe in der Eisdecke zu.

Beim Gefrieren der Eisplättchen scheidet sich das Salz als Salzlauge ab, so dass die Eisplättchen selbst aus reinem Eis bestehen. Die Salzlauge wird zwischen den Eisplättchen in

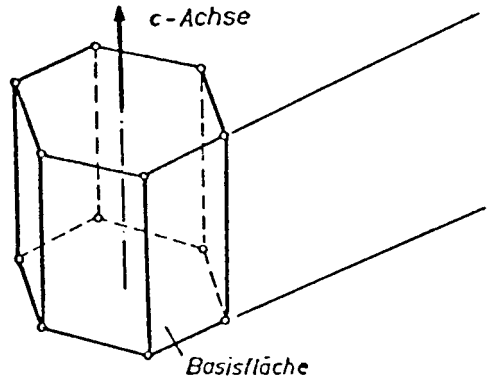


Abb. A 7.2: Vereinfachtes Modell eines hexagonalen Kristallgitters

länglichen Zellen eingeschlossen. Die Konzentration der Salzlauge steht mit der sie umgebenden Temperatur des Eises im Gleichgewicht. Die unteren 2 bis 3 cm einer Eisdecke besitzen keine Festigkeit, da sich zwischen den senkrecht stehenden Eisplättchen noch keine Eisbrücken gebildet haben.

Wie in Abb. A 7.3 schematisch dargestellt, können beim Meer-Eis mindestens vier Schichten unterschieden werden:

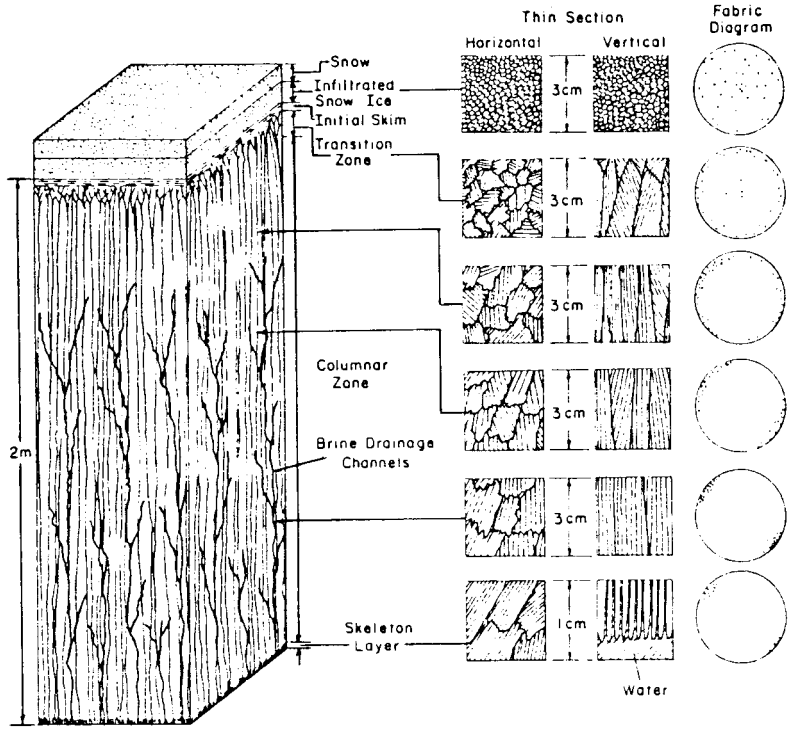


Abb. A 7.3: Schematische Darstellung mit den verschiedenen Schichten von einjährigem Meer-Eis (nach SCHWARZ u. WEEKS, 1977)

1. Oberschicht, 1 bis 3 cm dick, Kristalle ungeordnet
2. Übergangsschicht, 3 cm dick, Kristalle ordnen sich mit c-Achse horizontal
3. Säulenschicht
4. Lamellenschicht, 1 cm dick.

Durch Mikroaufnahmen sind die Größenverhältnisse der Salzlaugenzellen und deren Verteilung im Eiskristall bestimmt und danach das auf Abb. A 7.4 dargestellte Modell von der Struktur des Meer-Eises entworfen worden. Nach diesem Modell wächst das Eis in Richtung der c-Achse. Zwischen den Eisplättchen, die eine mittlere Eisdicke von a_o = 0,46 mm haben, befinden sich die Salzlaugenzellen als senkrechte Kanäle mit elliptischem Querschnitt. Die mittlere Länge der Salzlaugenzellen wird mit „g“ und der mittlere Abstand zwischen den Zellen in Längsrichtung mit „g_o“ bezeichnet.

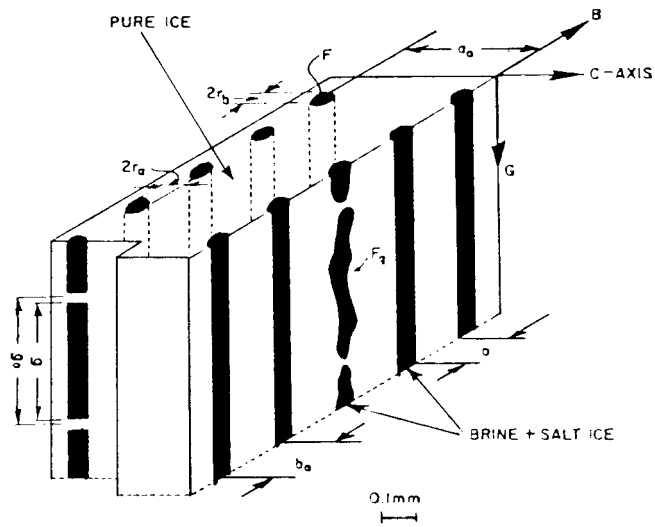


Abb. A 7.4: Modell der Struktur des Salzwassereises (nach ANDERSON, 1958)

Zwischen der Festigkeit des reinen Eises (σ) und der des Salzwassereises (σ_0) lässt sich allein aufgrund der Verminderung der wirksamen Fläche und durch die Salzlaugenzellen folgende Beziehung aufstellen:

$$\sigma = \sigma_0 (1 - \psi).$$

Darin ist σ_0 = Festigkeit eines Eises ohne Salzgehalt
ψ = prozentuale Querschnittsverminderung durch die Salzlaugenzellen.

Aus zahlreichen Versuchen hat sich zumindest bis zu einem bestimmten Salzlaugenanteil ergeben, dass die Festigkeit σ von $\sqrt{\upsilon_b}$ abhängt:

$$\sigma = \sigma_0 (1 - c \sqrt{\upsilon_b}).$$

Der Beiwert c ändert sich mit der Art des Eises und des Spannungszustandes.

Das Salzlaugenvolumen υ_b wird einmal durch den Salzgehalt des Wassers bestimmt, aus dem sich das Eis bildet, zum anderen ändert sich dieses Salzlaugenvolumen auch mit der Zeit

und mit der Temperatur. Bei –8,2 °C beginnt sich die Salzlauge $Na_2SO_4 \cdot 10\ H_2O$ und bei –22,9 °C die Kochsalzlösung $NaCl \cdot 2H_2O$ zu verfestigen. Erst bei –54 °C ist dieser Vorgang abgeschlossen. Durch die Kristallisierung der Salze wird das Eis fester, indem die Salzkristalle wie eine Art von Bewehrung wirken.

Eine weitere Veränderung des Salzlaugenanteils tritt mit der Zeit dadurch ein, dass die gewöhnlich senkrecht angeordneten Salzlaugenzellen aus Gründen der Schwerkräfte und zur Aufrechterhaltung des Gleichgewichtes von Temperatur und Salzlaugenkonzentration zur wärmeren Unterseite des Eises hindurchwachsen. Auf diese Weise wird mit der Zeit der größte Teil des Salzes aus dem Eis ausgeschieden. Für einjähriges Eis ist ein Salzgehalt von 4 ‰ normal. Langsames Gefrieren veringert den Salzgehalt im Eis ebenso wie eine Zunahme der Eisdicke.

7.2.4 Bildung von Süßwassereis

Das Süßwassereis unterscheidet sich vom Salzwassereis im Wesentlichen dadurch, dass
1. die Salzlaugenzellen fehlen,
2. die Kristallgröße um eine Dimension kleiner ist und
3. die Verunreinigungen im Allgemeinen geringer sind.

Alle drei Veränderungen bewirken eine größere Homogenität des reinen Eises, die häufig allein durch Luftblasen gestört wird.

Bei ruhigem Wetter bilden sich an der Wasseroberfläche zuerst einzelne lange Eisnadeln. Dazwischen entstehen hexagonale, schneestern-ähnliche Kristalle, die sich mit ihrer Basisfläche parallel auf die Wasseroberfläche legen. Damit steht die c-Achse in der oberen Eisschicht ebenso wie beim Salzwassereis senkrecht. Darunter schwankt bei reinem Eis die Richtung der c-Achse; sie ist aus bisher nicht erklärbaren Gründen teilweise senkrecht und teilweise waagerecht ausgerichtet. Entsprechend der Entstehung, der Struktur und der Textur für das Frischwassereis ist eine Klassifizierung vorgeschlagen worden, in der zwischen primärem, sekundärem und tertiärem Eis unterschieden wird.

Das reine Eis taut zuerst an den Rändern der Kristallkörner und nicht, wie das Salzwassereis, an den Oberflächen der Plättchen und von den Salzlaugenzellen aus. Dadurch schmilzt das Salzwassereis früher und schneller als das reine Eis.

7.2.5 Bildung von Schwebeis

In einem schnell fließenden Gewässer bewirkt die Turbulenz eine starke Durchmischung des Wassers, so dass zeitlich überall im Wasserkörper die gleiche Dichte und auch die gleiche Temperatur herrschen. Beim Erreichen des Gefrierpunktes ist dadurch das Wasser bis zur Sohle hinunter „eisbereit“. In diesem Zustand bilden sich bei weiterer Abkühlung einzelne kleine Eiskristalle, die zunächst in kolloidaler Form, dann als dünnblättrige Eisplättchen in der gesamten unterkühlten Wassermasse umherschweben und daher Schwebeis oder auch Sulzeis genannt werden. Als solche bereiten sie besonders an den Kühlwassereinläufen von Kraftwerken Schwierigkeiten, weil sie die Rechen verstopfen können.

Nach eingehenden Messungen wurde festgestellt, dass für das Entstehen von Schwebeis neben der Turbulenz auch ein Temperatursturz im Wasser um den Gefrierpunkt herum von mehr als 0,01 °C je Stunde auftreten muss. In Gewässern mit geringer Turbulenz, in denen die Unterkühlung nur die obere Wasserschicht erfasst, bilden sich in dieser oberen Schicht ebenfalls lose, unzusammenhängende Eiskristalle. Dieses sogenannte Kristalleis ist aber nur

als Entwicklungsstufe für die sich anschließende Schollenbildung anzusehen. Wenn Schwebeis oder Kristalleis mit der Strömung in Gewässer gelangt, auf denen bereits eine Eisdecke vorhanden ist, lagert es sich teilweise von unten an die bestehende Eisdecke an und beschleunigt ihr Dickenwachstum.

7.2.6 Bildung von Grundeis

Über die Entstehung des Grundeises sind mehrere Theorien aufgestellt worden. Die wohl beste und auch heute allgemein anerkannte Erklärung für die Bildung von Grundeis ist aufgrund von Naturmessungen aufgestellt worden. Hiernach gelten für die Bildung von Grundeis zunächst die gleichen Voraussetzungen wie für das Schwebeis, also große Turbulenz im Wasser und ein Temperatursturz von mehr als 0,01 °C je Stunde. Dieser Temperatursturz ist nur in sehr klaren, kalten Nächten möglich. Die Unterkühlung des Wassers muss aber bis zur Sohle hinunterreichen und auch noch die obere Bodenschicht erfassen. Dann nämlich wachsen die schwebenden Eisplättchen an der unterkühlten Bodenschicht fest und es bildet sich das sogenannte Grundeis. Bei wieder ansteigenden Temperaturen oder wenn das Grundeis zu mächtig und damit die Auftriebskräfte zu groß geworden sind, schwimmt es zusammen mit dem anhaftenden Boden in Form von Eisschollen an die Oberfläche.

Auf den Wattflächen der Nordseeküste entsteht ebenfalls eine Art Grundeis, indem der Wattboden bei Niedrigwasser trockenfällt und durch unmittelbare Wärmeausstrahlung gefriert. Mit steigendem Wasserstand werden diese Wattflächen wieder überspült und dabei mit einer Eisschicht überzogen, die während jeder Tide dicker wird. Erst bei höheren Wasserständen (Hochwasser bei Springtide oder einsetzendem Windstau) schwimmen die entstandenen Eisfelder auf.

7.3 Eisfestigkeiten

7.3.1 Allgemeines

Die Festigkeiten des Eises werden nach Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, Scherfestigkeit und Biegefestigkeit beurteilt. Diese Festigkeiten sind abhängig vom Salzgehalt, vom Luftgehalt, von der Verformungsgeschwindigkeit, von der Temperatur und von der Belastungsrichtung im Verhältnis zur Kristallorientierung. Die bisher gewonnenen und veröffentlichten Ergebnisse über Festigkeiten sind nur begrenzt brauchbar, weil nahezu jeder Forscher seine eigene Untersuchungsmethode angewendet hat. Zur Behebung dieses unerfreulichen Zustandes hat das Eiskomitee der *International Association of Hydraulic Research* (IAHR) im Jahre 1973 ein Standardisierungskomitee gebildet, das Empfehlungen über das Prüfen von Eisfestigkeiten im Druckversuch, Zugversuch und Biegeversuch ausgearbeitet hat.

7.3.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit von Frischwassereis und von Meer-Eis ist im hohen Maße von der Verformungsgeschwindigkeit abhängig. Mit zunehmender Verformungsgeschwindigkeit steigt die Druckfestigkeit zunächst an, erreicht bei einer Verformungsgeschwindigkeit von $\varepsilon = 0{,}003\ s^{-1}$ ein Maximum und fällt dann bei höheren Verformungsgeschwindigkeiten wieder ab. Abb. A 7.5 zeigt eine solche Abhängigkeit für drei verschiedene Eistemperaturen und

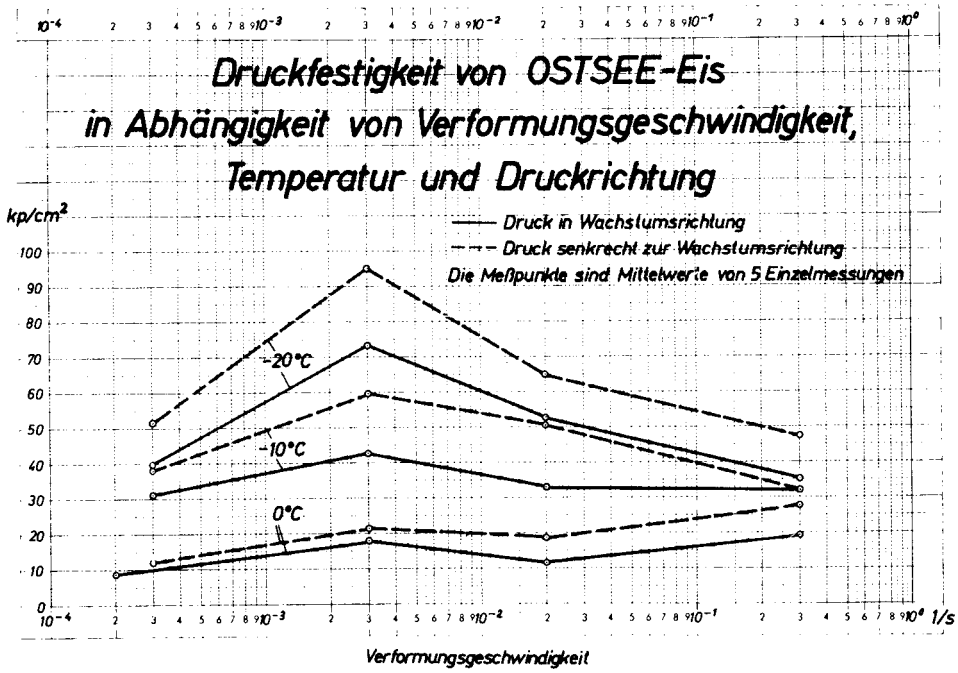


Abb. A 7.5: Würfeldruckfestigkeit von Ostsee-Eis (Meer-Eis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (SCHWARZ, 1964)

für die Belastungsrichtungen senkrecht und parallel zur Wachstumsrichtung des Eises. Diese Festigkeitswerte sind aus Würfeldruckversuchen mit Ostsee-Eis gewonnen worden; sie liegen etwa um 33 % höher als wenn die Festigkeit im einaxialen Spannungszustand mit prismatischen oder zylindrischen Körpern gewonnen worden wäre. Entsprechende Werte für Frischwassereis (Elbe-Eis) sind in Abb. A 7.6 dargestellt. Wenn bei der Berechnung des Eisdrucks auf Bauwerke eine Bezugsfestigkeit zugrunde gelegt werden soll, dann sind die hinsichtlich der Verformungsgeschwindigkeit maximalen Festigkeitswerte anzusetzen, weil die maximale Festigkeit liefernde Verformungsgeschwindigkeit bei jedem Eisdruckvorgang vorkommt.

Mit sinkender Temperatur des Eises steigt die Festigkeit stark an, und zwar die des Frischwassereises um 450 kN/m² je Grad C und die des Meer-Eises (Ostsee) um 250 kN/m² je Grad C. Mit zunehmendem Salzgehalt oder Salzlaugenvolumen im Eis, υ_b, nimmt die Festigkeit des Meer-Eises dagegen ab. Als Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Salzlaugenvolumen wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$\sigma_c = 16{,}5 \cdot 10^5 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\upsilon_b}{0{,}275}}\right) [\mathrm{N / m^2}].$$

Diese Gleichung ist aus Versuchsergebnissen entwickelt worden.

Untersuchungen über den Einfluss der Druckrichtung zur Kristallrichtung haben ergeben, dass die Festigkeit des Frischwassereises um etwa 20 % größer ist, wenn das Eis parallel zur Wachstumsrichtung abgedrückt wird, als senkrecht dazu. Entsprechende Versuche mit

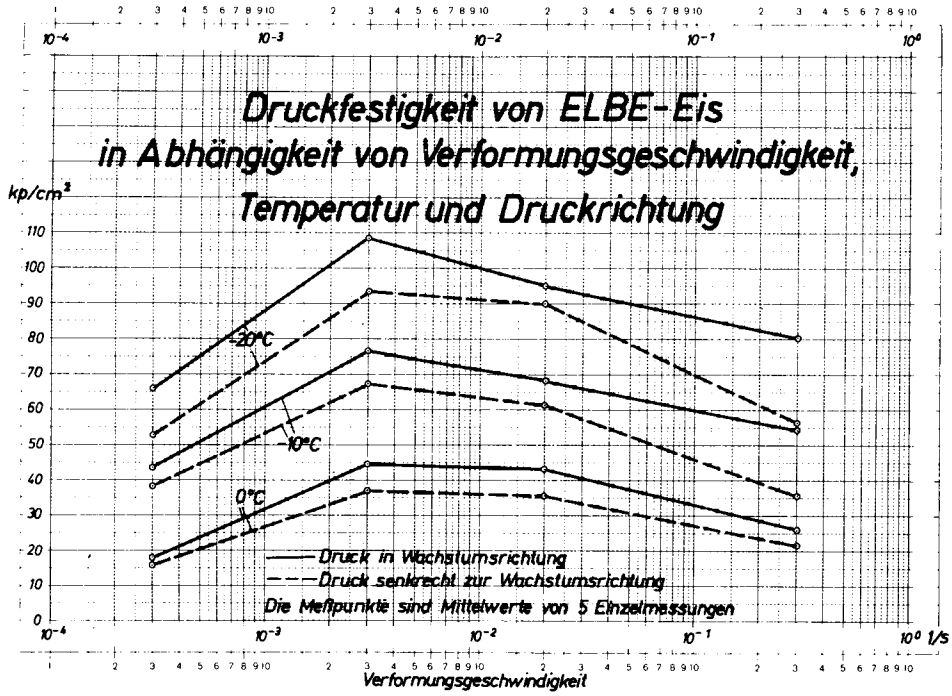


Abb. A 7.6: Würfeldruckeis von Elbe-Eis (Frischwassereis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (SCHWARZ, 1964)

Meer-Eis haben unterschiedliche Tendenzen gezeigt. Möglicherweise lässt sich der Unterschied mit den verschiedenartigen Untersuchungsmethoden erklären. Sicher ist, dass die Druckfestigkeit des Eises sehr stark von der Belastungsrichtung abhängt, das heißt, dass das Eis deutlich anisotrope Eigenschaften hat.

7.3.3 Zugfestigkeit

Im Gegensatz zur Druckfestigkeit ist die Zugfestigkeit des Eises kaum von der Verformungsgeschwindigkeit abhängig. Das ist für Frischwassereis (Abb. A 7.7) und für Meer-Eis (Abb. A7.8) festgestellt worden. In Abb. A 7.7 ist außerdem die deutlich geringere Zugfestigkeit im Verhältnis zur Druckfestigkeit des Frischwassereises zu erkennen.

Die Zugversuche für Meer-Eis haben eine sehr starke Abhängigkeit der Festigkeit von der Belastungsrichtung ergeben. Das Eis war zwei- bis dreimal fester, wenn die Zugkraft parallel zur Wachstumsrichtung aufgebracht wurde, als senkrecht dazu. Dieses Ergebnis (Abb. A 7.8) zeigt auch, dass die Zugfestigkeit mit der Wurzel des Salzlaugenvolumens abnimmt.

Für diese Beziehung sind die folgenden Gleichungen empirisch ermittelt worden:

$$\sigma_t \text{ (vertikal)} = 15{,}4 \cdot 10^5 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{v_b}{0{,}311}}\right) [\text{N/m}^2]$$

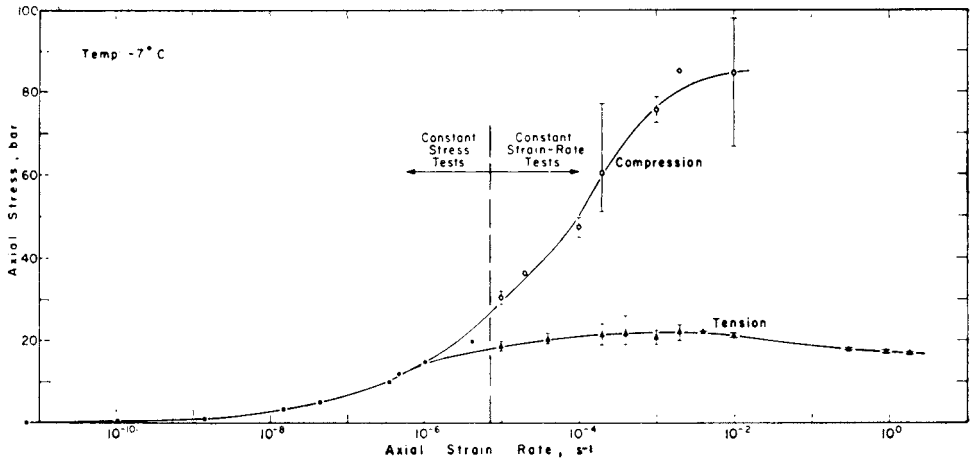


Abb. A 7.7: Druck- und Zugfestigkeit von Schnee-Eis (–7 °) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit (nach HAWKES u. MELLOR, 1972)

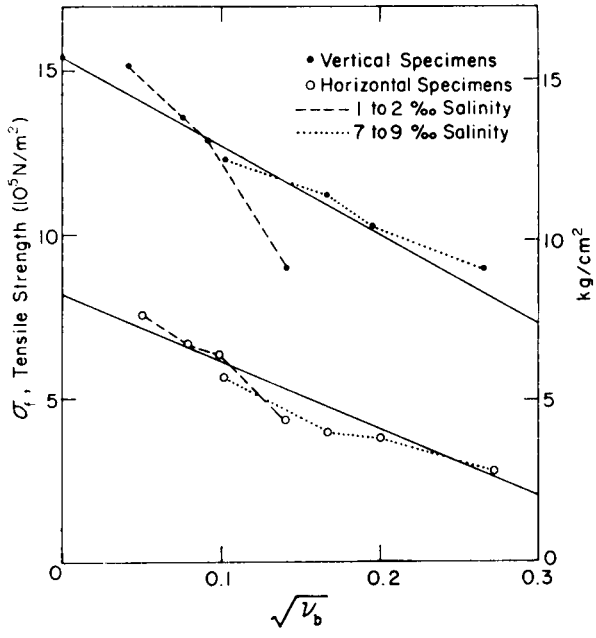


Abb. A 7.8: Zugfestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach DYKINS, 1970)

$$\sigma_t \text{ (horizontal)} = 8{,}2 \cdot 10^5 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\upsilon_b}{0{,}142}}\right) [\text{N/m}^2].$$

7.3.4 Biegefestigkeit

Die Biegefestigkeit ist keine mechanische Grundgröße. Sie wird aber häufig als Bezugsgröße angegeben, weil sie sich durch Biegebalkenversuche relativ einfach bestimmen lässt. Obwohl Eis ein anisotropes Material mit einer nichtlinearen Spannungsverteilung über die Höhe des Balkens ist, wird die in der Elastizitätslehre gebräuchliche Gleichung zur Berechnung der Biegespannung benutzt:

$$\sigma_f = \frac{6 \cdot Pl}{b \cdot h^2}.$$

Eine genauere Berechnung der tatsächlichen Biegespannung ist möglich; die hierfür erforderlichen Eingangsgrößen lassen sich aber nur mit erheblichem Aufwand ermitteln, so dass verabredet ist, der Einfachheit halber die Biegefestigkeit des Eises durch die auf der Elastizitätstheorie aufgebauten Gleichungen zu berechnen. Es muss hierbei jedoch darüber Klarheit bestehen, dass die Ergebnisse nur eine Indexfestigkeit darstellen und nicht für theoretische Arbeiten über das Brechen von Eis herangezogen werden können. Um dennoch möglichst nach einheitlichen Versuchsverfahren die Biegefestigkeiten zu ermitteln, sind vom IAHR-Standardisierungs-Ausschuss (1980) Empfehlungen aufgestellt worden.

Die bestehenden Kenntnisse über die Biegefestigkeit des Eises werden im Folgenden kurz zusammengefasst:

- Die Biegefestigkeit von Frischwassereis und von Meer-Eis ist nur unmerklich von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig.
- Mit dem Salzgehalt (Salzlaugenvolumen) nimmt die Biegefestigkeit ab (Abb. A 7.9). Dies wird durch die Gleichung

$$\sigma_f = 10{,}3 \cdot 10^5 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\upsilon_b}{0{,}209}}\right) [N/m^2]$$

beschrieben.

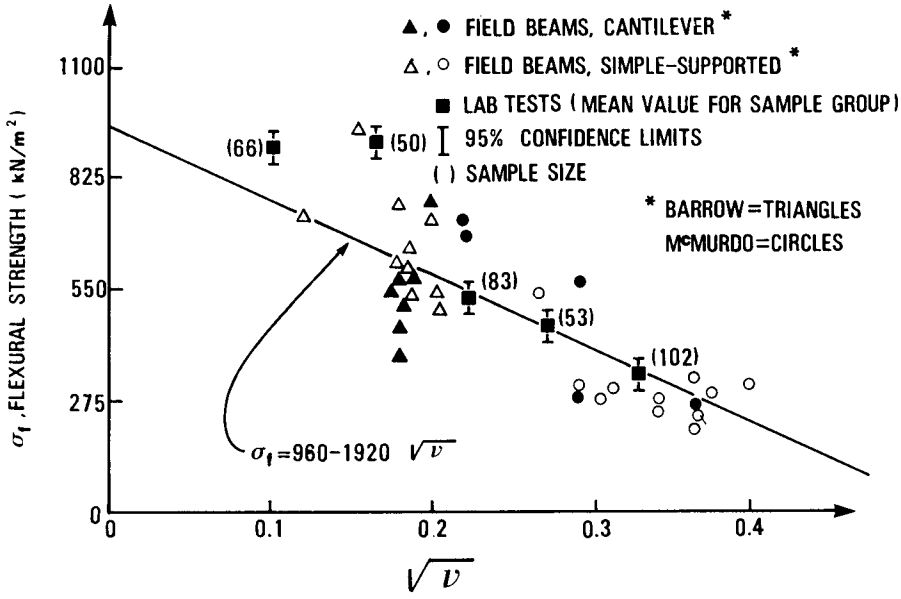


Abb. A 7.9: Biegefestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach VAUDREY, 1977)

– Die Biegefestigkeit hängt mit der Zugfestigkeit des Eises durch ein additives Glied von 150 kN/m² zusammen.
– Über den Einfluss der Temperatur und der Belastungsrichtung gibt es bisher nur wenig Informationen.

7.3.5 Scherfestigkeit

Über die Scherfestigkeit des Eises ist bisher relativ wenig bekannt; vielleicht deshalb, weil die Versuche zu ihrer Bestimmung recht kompliziert sind. Der einzig sinnvolle Versuch zur Bestimmung der Scherfestigkeit des Eises ist der Torsionsversuch. Die bisher bekannten Werte der Scherfestigkeit liegen in der Größenordnung der Biege- beziehungsweise Zugfestigkeit des Eises. Im Zusammenhang mit der Entwicklung von Eisbrechern ist es besonders bemerkenswert, dass die Scherfestigkeit von Salzwassereis parallel zur Wachstumsrichtung des Eises nur etwa halb so groß ist wie die Biegefestigkeit.

7.3.6 Zwei- und dreiaxiale Festigkeit des Eises

Zweidimensionale Druckfestigkeitsversuche mit Frischwassereis ergeben, dass die Druckfestigkeit des Eises bei Querdehnungsbehinderung in der gleichen Weise von der Verformungsgeschwindigkeit abhängt wie in einaxialen Druckfestigkeitsversuchen. Wesentlich aber ist das Ergebnis, dass die Druckfestigkeit unter Querdehnungsbehinderung etwa doppelt so groß ist wie im eindimensionalen Druckfestigkeitsversuch. Dies gilt allerdings nur, wenn die Ausdehnung des Eises senkrecht zur Wachstumsrichtung behindert wird.

Dreidimensionale Festigkeitsuntersuchungen von Frischwassereis haben gerade begonnen. Erste Erkenntnisse sind, dass die Zugfestigkeit abnimmt, wenn das Verhältnis des hydrostatischen Druckes zur Zugspannung steigt und die Druckfestigkeit sich verdoppelt, wenn der hydrostatische Druck auf 30 MN/m² ansteigt, dann aber langsam mit weiter steigendem hydrostatischen Druck abnimmt (Abb. A 7.10). Dreidimensionale Versuche für Meer-Eis werden auch bei der *Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt* unternommen.

7.3.7 Zusammenfassung der Eisfestigkeiten

In der Tab. A 7.1 sind die verschiedenen einaxialen Festigkeiten für Frischwassereis und für Meer-Eis bei rund 0 °C gegenübergestellt.

7.4 Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck

7.4.1 Allgemeines

Die obere Grenze der Eisdruckbelastung von Bauwerken wird durch die Festigkeit des Eises in dem entsprechenden Spannungszustand bestimmt. Beim Zusammentreffen von Treibeisfeldern mit senkrechten Stützen geht die Verformung zwei- oder dreidimensional vor sich. Da über das zwei- und dreidimensionale Bruchkriterium von Meer-Eis bisher nur wenig bekannt ist, sind rein theoretische Verfahren zur Berechnung der horizontalen Eisdruckkräfte auf Bauwerke heute noch nicht möglich. Es gibt aber eine Reihe von experimentellen

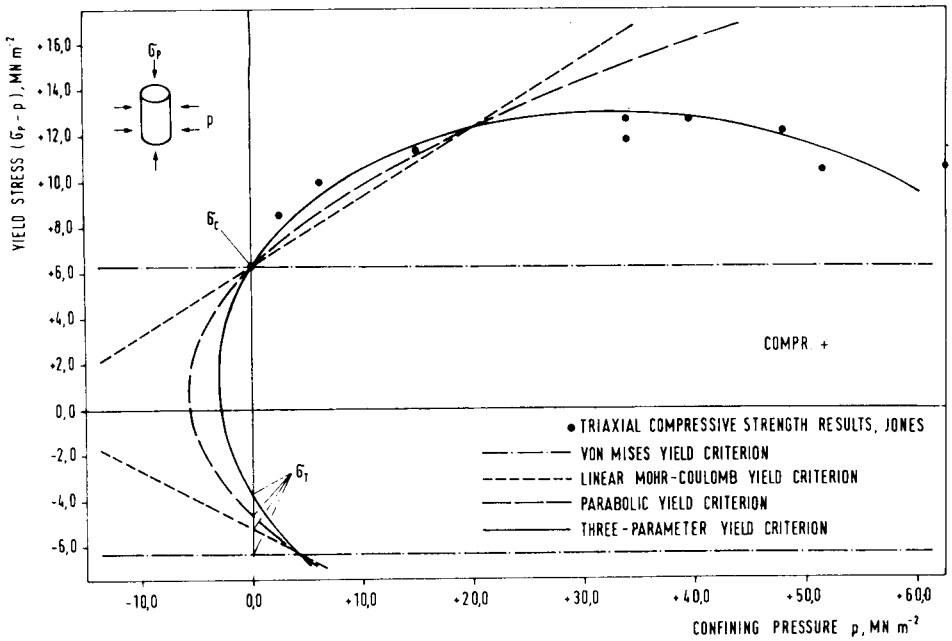


Abb. A 7.10: Dreiaxiale Druckfestigkeit von Frischwassereis (nach JONES, 1978)

Untersuchungen mit Modellen und an der Großausführung, die eine empirische Berechnung der Eisdruckkräfte ermöglichen. Diese Untersuchungen erstrecken sich allerdings weitgehend nur auf Eisdruckkräfte auf schlanke Bauwerke, bei denen die horizontalen Kräfte nahezu ausschließlich Eisbrechkräfte sind. Bei Bauwerken größerer Breite müssen neben den aus dem Brechen des Eises sich ergebenden Kräften auch solche berücksichtigt werden, die sich aus dem Räumen der gebrochenen Eisschollen aus dem Querschnittsbereich des Bauwerkes ergeben. Die für die Berechnung dieser Räumkräfte zutreffenden Annahmen sind nicht gesichert. Daher wird vorgeschlagen, in diesem Falle die Voraussage der Eisdruckbelastung durch Modellversuche, insbesondere für Eisverhältnisse wie Packeis und Presseisrücken, vorzunehmen.

Tab. A 7.1: Festigkeiten von Frischwasser- und Meer-Eis

Art der Festigkeit	Frischwassereis x 10^2 kN / m^2	Meer-Eis x 10^2 kN / m^2
Druck	35 – 40	12–15
Zug*)	15	8–10
Zug**)	8	3– 5
Scheren	15	4– 6
Biegung	8	4

*) Zugrichtung senkrecht zur Eisoberfläche
**) Zugrichtung parallel zur Eisoberfläche

7.4.2 Arten der Eisdruckbelastung

Wenn kleinere Eisschollen auf senkrechte, schlanke Pfähle auftreffen, werden sie durch örtliche Kerbwirkung des Pfahles entgegen der Treibrichtung aufgespalten. Von einer gewissen Schollengröße an, die von der Eisdecke und dem Pfahldurchmesser abhängt, entsteht ein Schneidevorgang, bei dem der Pfahl die Eisscholle aufschneidet. Hierbei tritt der zwei- bis dreidimensionale Spannungszustand im Eis vor dem Pfahl auf, weil eine Verformung des Eises zur Seite hin behindert wird. Der hierbei auftretende Bruchvorgang (Abb. A 7.11) wird als Spaltbruch (cleavage failure) bezeichnet.

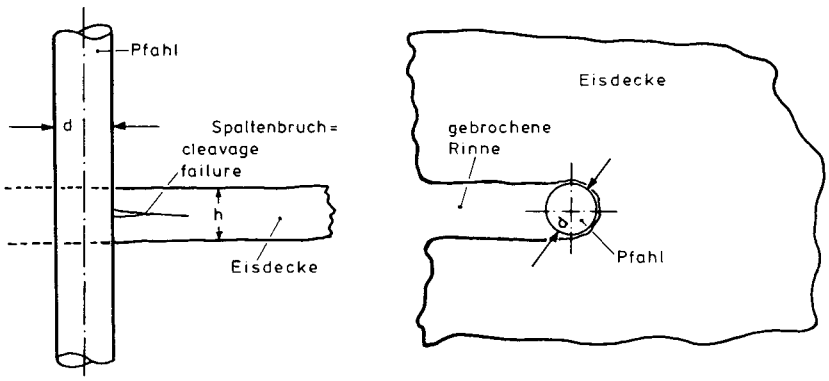


Abb. A 7.11: Spaltbruchversagen der Eisdecke

Vor breiten, senkrechten Bauwerken wird beim Aufprall einer kleineren Eisscholle das Eis im Kontaktbereich örtlich zermalmt, ohne dass dabei ein horizontaler Spaltbruch oder ein senkrechtes Aufspalten der Eisscholle auftreten. Nach Modellversuchen am *Iowa Institute of Hydraulic Research* ist bei einem Verhältnis Pfahlbreite zu Eisdicke > 10 aber auch die Stabilitätsgrenze der Eisdecke erreicht, so dass es nach anfänglichen Spaltbrüchen aufgrund der im Eis vorhandenen Beulspannungen zu einem Stabilitätsversagen der Eisdecke kommt.

Die größten Eisdruckkräfte einer ebenen, großflächigen Eisdecke treten dann auf, wenn das Bauwerk in die Eisdecke eingefroren ist und sich diese Eisdecke durch Wind- und Strömungseinwirkung oder auch Aufprall weiterer Eisfelder in Bewegung setzt. In diesem Fall, der übrigens an der Nordseeküste wegen der wechselnden Tidewasserstände und der starken Strömungen kaum auftritt, ist der Kontakt zwischen Eis und Bauwerk besonders eng, so dass der sogenannte Kontaktwert 1,0 beträgt.

Zusätzlich zu den Eis-Brechkräften treten bei breiten Bauwerken auch Eis-Räumkräfte auf, wobei die gebrochenen Eisschollen aus dem Querschnittsbereich der Bauwerke geräumt werden müssen. Hierbei sind Reibungseinflüsse zwischen dem Bauwerk und dem Eis, aber auch die Scherwiderstände zwischen den einzelnen Eisbruchstücken zu berücksichtigen. Eisräumwiderstände treten auch auf, wenn unkonsolidiertes Packeis gegen die Bauwerke treibt. In diesem Fall baut sich vor dem Bauwerk eine Eissammlung auf, und das nachdrückende Packeis gleitet in sogenannten Gleitebenen an dem Bauwerk vorbei. Aus Versuchen ist bekannt, dass die hierbei auftretenden Kräfte weit geringer sind als die beim Brechen einer geschlossenen Eisdecke.

Eine weitere Form der Eisdruckbelastung stellen Brucheisfelder dar, die in ihrem oberen Teil bereits wieder zusammengefroren sind. Insbesondere dieser Belastungsfall ist bisher noch wenig untersucht worden, obwohl er neben dem Brechwiderstand ebener Eisdecken und Presseisrücken die höchsten Eisdruckkräfte erwarten lässt.

Als wahrscheinlich ungünstigste Art der Eisbelastung von Bauwerken im Küstengebiet von Nord- und Ostsee sind einjährige Presseisrücken anzusehen, die in ihrem oberen Teil konsolidiert (zusammengefroren) sind und eine Eisbarriere aus Brucheis von mehreren Metern Dicke darstellen. Hierbei muss berücksichtigt werden, dass ein Presseisrücken etwa 4,5 mal so tief ins Wasser eintaucht, wie er aus dem Wasser herausragt.

Zusammenfassend ergeben sich folgende Eisdruckzustände auf senkrechte Bauwerke:
- Durchschneiden eines homogenen Eisfeldes
- Bauwerk ist im Eisfeld eingefroren und Eisfeld beginnt zu treiben
- Bauwerk wird von treibendem Packeis belastet
- Bauwerk ist im Packeis eingefroren, das in Bewegung gerät
- Bauwerk durchschneidet Presseisrücken oder Presseishügel.

Wesentlich abgemindert können die Eisdruckkräfte werden, wenn das Eis nicht auf Druckfestigkeit, sondern auf Biegung beansprucht wird, d. h., wenn die Druckflächen der Bauwerke geneigt sind (geneigte Pfähle oder konische Körper). Bei breiten Bauwerken und ausreichender Wassertiefe sind die Eisdruckkräfte eines nach unten einfallenden Konus geringer als die eines nach oben einfallenden konischen Körpers, weil dabei als Schwerewiderstand des Eises nur die Auftriebskräfte wirken.

7.4.3 Berechnung der Eisdruckkräfte auf senkrechte, schlanke Stützen

Die Berechnung der horizontalen Eisdruckkräfte auf senkrechte Stützen beruht auf Erkenntnissen, die bei Messungen der Eisdruckkräfte an der Eider sowie in der *Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt* (HSVA) und im *Iowa Institute of Hydraulic Research* (IIHR) gewonnen wurden. Die hiernach berechneten Eisdruckkräfte stimmen sehr gut mit den Ergebnissen russischer und japanischer Wissenschaftler sowie den HSVA-Messungen in China (Abb. A 7.12) überein.

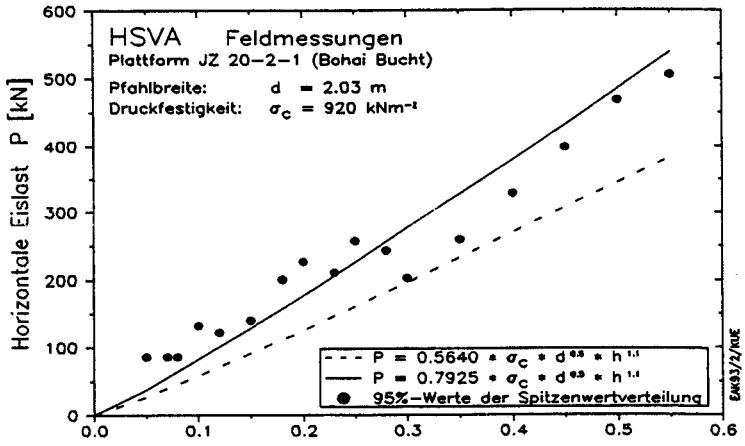


Abb. A 7.12: Horizontale Eislast als Funktion der Eisdicke am Bauwerk JZ 20-2-1 in der Bohai-Bucht

Danach beträgt die Eisdruckkraft auf eine schlanke, runde, senkrechte Stütze

$$P = c \cdot \sigma_c \cdot d^{0,5} \cdot h^{1,1}$$

mit c = 0,5640 [$m^{0,4}$] Kontaktbeiwert für sprödes Eis
c = 0,7925 [$m^{0,4}$] Kontaktbeiwert für plastisches Eis
c = 1,1280 [$m^{0,4}$] Kontaktbeiwert bei eingefrorenem Bauwerk
P = horizontale Eisdruckkraft [kN]
σ_c = einaxiale Druckfestigkeit des Eises [kN/m^2]
bei einer Dehnungsgeschwindigkeit $\delta\epsilon / \delta t = 0{,}003$ [s^{-1}]
d = Pfahlbreite [m]
h = Eisdicke [m].

Auch von der HSVA im Rahmen eines von der EU geförderten Forschungsprojektes in den Wintern 1999 bis 2002 durchgeführte Messungen der Eiskräfte auf einen Leuchtturm in der nördlichen Ostsee bestätigen grundsätzlich die o.a. Formel. Nach Abschluss der Messungen in 2003 und der Auswertung aller Messdaten wird es sicherlich ein verbessertes Verfahren zur Berechnung von Eiskräften auf Wasserbauwerke geben, das u. a. Eisverhältnisse differenzierter betrachtet.

Parallel zu diesem EU-Projekt wird 2002 eine ISO-Arbeitsgruppe mit der Aufstellung von internationalen Normen für Eiskräfte auf Bauwerke beginnen, in der auch Deutschland vertreten ist. Ergebnisse werden in 4 bis 5 Jahren vorliegen, die dann für deutsche Verhältnisse angepasst in den nächsten EAK Eingang finden sollten.

7.4.4 Flächenbezogene Eisvolumensumme und maximale Eisdicke im deutschen Küstengebiet

Wichtig für die Berechnung des Treibeisdruckes auf Bauwerke ist die Frage, welche Eisdickenwerte entsprechend den klimatischen und hydraulischen Gegebenheiten örtlich möglich sind.

Im Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie liegen die an zahlreichen Orten der Ostseeküste (seit 1879) und Nordseeküste (seit 1897) angestellten Eisbeobachtungen gesammelt vor, worunter auch Angaben über die Eisdicke enthalten sind. In Abb. A 7.13 ist nach diesen Beobachtungen der Eisreichtum – angegeben durch die flächenbezogenen Eisvolumensummen – der deutschen Nordseeküste von 1897 bis 2001 und der deutschen Ostseeküste von 1879 bis 2001 graphisch dargestellt.

Die flächenbezogene Eisvolumensumme ergibt sich aus den bis zum Winterende aufsummierten täglichen Produkten von Eisbedeckungsgrad und Eisdicke. In der Abbildung sind auch die die Stärke des Eiswinters kennzeichnenden Eiswintertypen (schwach, mäßig, stark, sehr stark, extrem stark) aufgeführt. Für die Berechnung des Eisdruckes werden im Folgenden die überwiegend in den vier extrem starken Eiswintern beobachteten maximalen Dicken des ebenen Eises in Zentimetern angegeben:

Nordseeküste		Ostseeküste	
Eiderdamm	70	Nord-Ostsee-Kanal	45
übriges nordfriesisches		Förden	50
Wattengebiet	50–60	Wismarbucht	70
Helgoland	50	Greifswalder Bodden	70

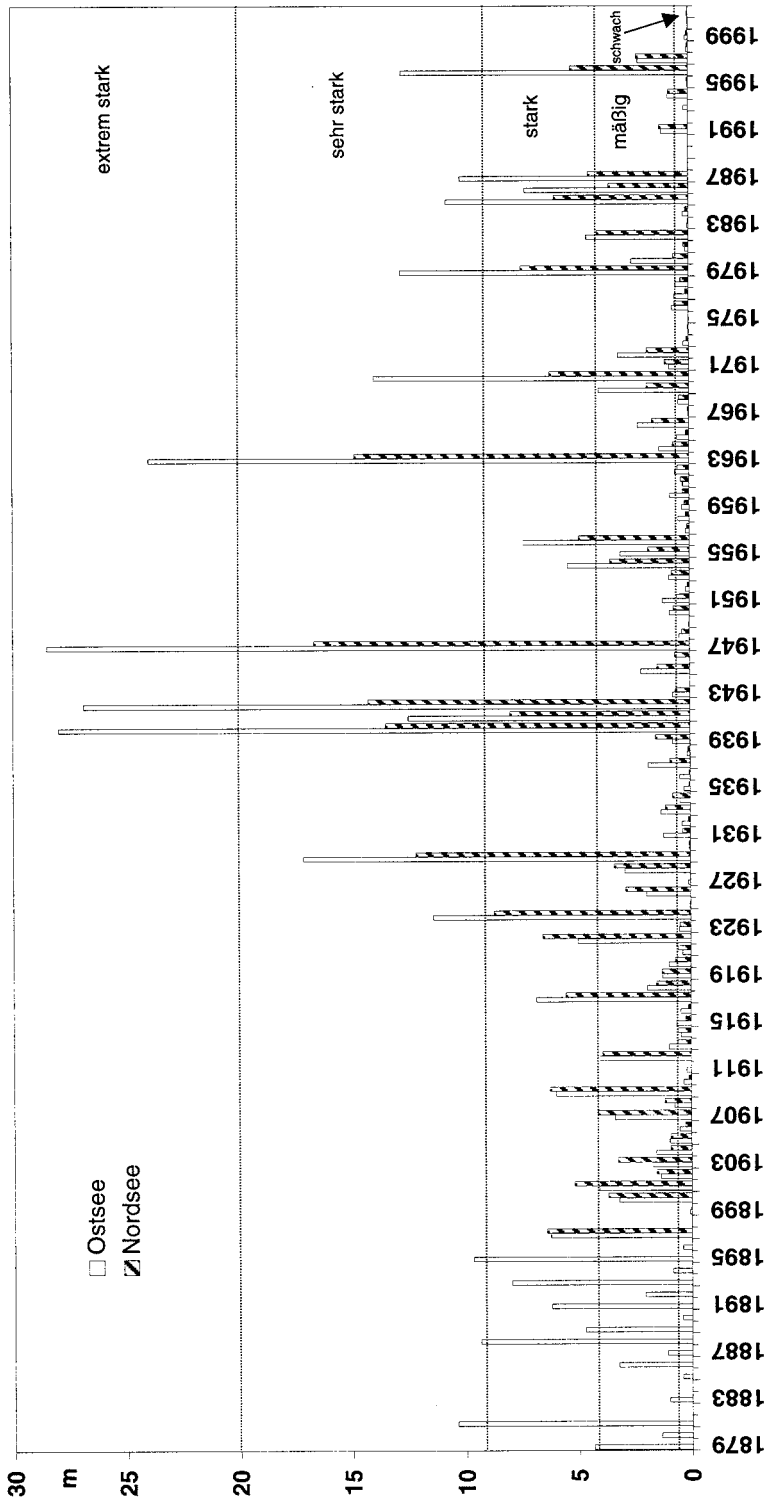


Abb. A 7.13: Die flächenbezogene Eisvolumensumme der deutschen Nordseeküste von 1897–2001 und der deutschen Ostseeküste von 1879–2001 (1946 keine Daten). Die horizontalen punktierten Linien gelten nur für die Eiswintertypen der deutschen Ostseeküste

Neuwerk, Elbe	60	Außenküste *:	
Wilhelmshaven		Laboe bis Insel Als	
Tankerlöschbrücke	60	Nordküste von Fehmarn	50–70
Hohe Weg Leuchtturm	60	Schönberg bis Staberhuk	50–70
ostfriesisches Wattengebiet	50	Swinemünde bis Saßnitz	50–70

* In einem breiten Gürtel kam bis zu 1 m dickes kompaktes Eis vor.

In der westlichen Ostsee betrug auf See westlich der Linie Mön-Hiddensee die maximale Dicke des ebenen Eises großflächig 50–70 cm, östlich dieser Linie 40–50 cm. Durch starke Winde und die Wasserströmung wird das Eis aufgebrochen und zusammengeschoben. Die als Folge der Deformationsvorgänge des Eises entstehenden Presseisrücken hatten in der Kieler und Lübecker Bucht sowie im Fehmarnbelt eine maximale Höhe von bis zu 4 m über der Wasseroberfläche, in der Mecklenburger Bucht von bis zu 3 m. Es ist nicht bekannt, bis zu welchem Ausmaß die aufeinander geschichteten Eisstücke zusammengefroren waren. Diese Kenntnis ist jedoch für die Bestimmung der maximalen Eisdruckkräfte auf Bauwerke, die außerhalb der Küste errichtet werden sollen, sehr wichtig.

Um dem berechtigten Sicherheitsbedürfnis Rechnung zu tragen, wird vorgeschlagen, die Eisdicken und Eisfestigkeiten Häufigkeitsverteilungskurven zu entnehmen, die aus Langzeitmessungen von Lufttemperatur und Salzgehalt im Wasser für die verschiedenen Orte bestimmt werden. Die für die Berechnung der Wahrscheinlichkeitsfunktionen erforderlichen Rechenprogramme sind bei der *Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt* vorhanden.

7.5 Schriftenverzeichns zu Abschnitt 7

ANDERSON, D. L.: A Model for Determining Sea Ice Properties. Artic Sea Ice. U.S. National Academy of Science, National Research Council, Publication 598, Washington, 1958.

DYKINS, J. E.: Ice Engineering – Tensile Properties of Sea Ice Grown in a Confined System. U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Technical Report R68g, 1970.

HAWKES J. u. MELLOR, M.: Deformation and Fracture of Ice Under Uniaxial Stress. Journal of Glaciology, Vol. 11, No. 61, 1972.

IAHR: Standardization of Testing Methods for Ice Properties Proposed by the Working Group of the IAHR Section on Ice-Problems. Journ. of Hydraulic Research 18, No. 2, 1980.

JONES, ST. J.: Triaxial Testing of Polycrystalline Ice. Proc. of 3rd. Intern. Conf. on Permafrost, Edmonton, Alberta, 1978.

POUNDER, E. R.: Physic of Ice, Pergamon Press, 1965.

SCHWARZ, J. u. WEEKS, W. F.: Engineering Properties of Sea Ice. Journ. of Glaciology, Vol. 19, No. 81, p. 499–531, 1977.

SCHWARZ, J.: Treibeisdruck auf Pfähle. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Uni. Hannover, H. 24, 1964.

VAUDREY, K. D.: Determination of Mechanical Sea Ice Properties by Large Scale Field Beam Tests. 4th Intern. Conf. on Port an Ocean Eng. under Artic Cond., St. Johns, Nfdl, 1977.

Ergänzende Literatur

DYKINS, J. E.: Ice-Engineering-Material Properties of Saline Ice for a Limited Range of Conditions. U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Techn. Report R 720, 1971.

KOSLOWSKI, G.: Die flächenbezogene Eisvolumensumme, eine neue Messzahl für die Bewertung des Eiswinters an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins und ihr Zusammenhang mit dem Charakter des meteorologischen Winters. Dt. hydrogr. Z. 42, 61–80, 1989.

KOSLOWSKI, G. u. WARNECKE, R.: Beobachtungen des Eisbedeckungsgrades und der Eisdicke an der deutschen Küste zwischen Ems und Trave in den Wintern 1954/55 bis 1986/87. Meereskundliche Beobachtungen und Ergebnisse Nr. 72. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 80, 1991.

KOSLOWSKI, G.: Der Eiswinter 19../.. im deutschen Küstengebiet zwischen Ems und Trave 1987/88 bzw. 1988/89, 1989/90 in Dt. hydrogr. Z. 40 bzw. Z. 42, Z 43.

KOSLOWSKI, G.: Der Eiswinter 19../.. im deutschen Küstengebiet zwischen Ems und Oder 1990/91 bzw. 1991/92 in Dt. hydrogr. Z. 44.

STRÜBING, K.: Mitteilung der flächenbezogenen Eisvolumensumme der deutschen Nord- und Ostseeküste (s. Abb. A 7.13), BSH.

WEEKS,W. F.: The Mechanical Properties of Sea Ice. Ice Pressure against Structures. Proceedings Conference, Laval University, Quebec, November 1966, Ottawa, 1968.

8. Statistische Analyse extremer Ereignisse

Die Bedeutung extremer hydrodynamischer Ereignisse, insbesondere im Hinblick auf die konstruktive Bemessung von Küstenschutzwerken aber auch für funktionelle Gesichtspunkte, ist im Einzelnen in den Empfehlungen A 2, A 3 und A 4 der EAK 2002 dargestellt. Ferner wurden dort Hinweise zur Festlegung von erforderlichen Wahrscheinlichkeiten und zugehörigen Sicherheiten sowie Überschreitungswahrscheinlichkeiten als Grundlage für die Auswahl von Eingangsdaten für Bemessungsaufgaben dargelegt.

Im Folgenden werden als Grundlage für die Untersuchung extremer hydrodynamischer Größen (Wasserstände, Seegangsereignisse und Strömungen) die Grundlagen der statistischen Analyse seltener Ereignisse dargestellt. Hierbei werden im Wesentlichen extreme Einzelereignisse und deren Eintrittswahrscheinlichkeit sowie die Extrapolation auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten betrachtet. Basierend hierauf werden die Grundzüge der bivariaten Statistik dargestellt. Die Bewertung extremer Ereignisse muss immer auch die Betrachtung physikalisch möglicher Grenzzustände mit einschließen. Grundsätzlich gilt folgende Reihenfolge bei der statistischen Analyse extremer Ereignisse:

- Datenerfassung, Prüfung, Plausibilitätskontrollen,
- Auswahl und Bewertung der Stichprobe,
- Auswahl geeigneter Verteilungsfunktionen,
- Anpassung der Verteilungsfunktion an die Stichprobe,
- Bewertung der Anpassung und Ermittlung von Konfidenzintervallen,
- Extrapolation der Daten auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten und
- Wahl von Eingangsdaten für die Bemessung.

Die folgenden Kapitel sollen dem planenden Ingenieur einen Einstieg in die Problematik geben und – ohne dass ein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben werden kann – ihm Hinweise zu den im Bereich des Küstenwasserbaus national wie international vielfach angewendeten extremwertstatistischen Verfahren geben. Es ist nicht das Ziel, statistische Lehrbücher zu ersetzen oder den in Lehrbücher möglichen Detaillierungsgrad auch nur annähernd zu erreichen. Daher wird auf die Ableitung und Wiedergabe von Gleichungen soweit möglich verzichtet.

Einleitend werden zur Einführung in die Thematik einige wesentliche Konzepte und Auswertemethoden der Statistik kurz dargestellt und einige wesentliche Begriffe erläutert. Im übrigen gelten auch für die in Kap. 8.1 beschriebenen Analyseverfahren die in Kap. 8.2 näher erläuterten generellen Voraussetzungen an eine Stichprobe.

8.1 Begriffsbestimmung/Grundlagen der Statistik

Die Statistik liefert mathematische Modelle für die Informationsreduktion von Datenreihen. Sie ist ein Teilgebiet der mathematischen Stochastik und umfasst die Bereiche beschreibende (deskriptive) Statistik, die sich im Wesentlichen mit der Ermittlung von Parametern für Daten befasst und beurteilende (schließende) Statistik, mit der aus den Stichprobenwerten auf die Eigenschaften der Grundgesamtheit geschlossen wird.

Mit den Methoden der beschreibenden Statistik werden aus den verfügbaren Daten bzw. aus der gewählten Stichprobe charakteristische Parameter, Verteilungen und statistische Beziehungen (Korrelation und Regression) berechnet.

Die wichtigsten charakteristischen Parameter einer Stichprobe sind Mittelwert (8.4),

Standardabweichung und Varianz (8.5) sowie die Schiefe (Skewness, 8.6) und die Wölbung (Kurtosis, 8.7). Sie lassen sich aus den statistischen Momenten und Zentralmomenten der Daten (8.1 und 8.2) ableiten. Die statistischen Momente werden im Allgemeinen in ihrer erwartungstreuen[1] Form (8.3) angewendet.

Moment q:
$$M_{xq} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (x_i)^q \tag{8.1}$$

Zentralmoment q:
$$M_{cxq} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x})^q \tag{8.2}$$

Moment q:
$$\tilde{M}_{xq} = \left(\frac{n^{(q-1)}}{q-1} \right)_{j=1} \cdot M_{xq},\ q >= 1 \tag{8.3}$$

Zentralmoment q:
$$\tilde{M}_{cxq} = \left(\frac{n^{(q-1)}}{q-1} \right)_{j=1} \cdot M_{cxq},\ q >= 1$$

$$\overline{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} x_i \tag{8.4}$$

$$\tilde{s}_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x})^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i^2 - n \cdot \overline{x}^2) \tag{8.5}$$

$$s_x = + \sqrt{\tilde{s}_x^2}$$

$$C_{sx} = \frac{\tilde{M}_{cx3}}{(\tilde{M}_{cx2})^{3/2}} = \frac{1}{s_x^3} \frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x})^3 \tag{8.6}$$

---

[1] Der Begriff erwartungstreue Schätzung bedeutet, dass der berechnete Erwartungswert des Moments gleich dem Moment der Grundgesamtheit ist. Erwartungstreue Werte werden im Allgemeinen gekennzeichnet mit einer Tilde (~) über dem Bezeichner. Die Forderung nach Erwartungstreue ist im Zusammenhang mit der langzeitstatistischen Bewertung von Daten die wichtigste Forderung, die an Schätzwerte von Grundgesamtheitsparameter gestellt wird (vgl. PLATE, 1993). Daneben sind als Anforderung an die Schätzung folgende Forderungen gebräuchlich (vgl. z. B. PLATE, 1993; SACHS, 1984 o. DVWK, 1999):
- **robuste Schätzung** (Änderung der Stichprobe ergibt nur geringe Änderung des Schätzwertes)
- **wirksame Schätzung** (Abweichung des Schätzwertes von den Einzelwerten wird minimal)
- **konsistente Schätzung** (für unendlich viele Stichprobenwerte muss der wahre Wert des Grundgesamtheitsparameters ermittelt werden)
- **ausreichende Schätzung** (alle zur Verfügung stehenden Daten werden benutzt).

$$g_{x2} = \frac{\tilde{M}_{cx4}}{(\tilde{M}_{cx2})^2} = \frac{\tilde{M}_{cx4}}{\tilde{s}_x^4} \tag{8.7}$$

Zur Ermittlung von Verteilungsfunktionen werden die Daten einer Stichprobe (hydrographische Daten liegen üblicherweise in diskreten meist zeitlich äquidistanten Zeitschritten – minütlich, stündlich, ... – vor) der Größe nach geordnet, in Klassen eingeteilt, und die Häufigkeit des Auftretens innerhalb einer Klasse wird durch Auszählen ermittelt. In ein Diagramm aufgetragen ergibt sich hieraus die absolute bzw. nach Division durch die Gesamtzahl der in der Stichprobe enthaltenen Daten die relative Klassenhäufigkeitsfunktion (vgl. Abb. A 8.1). Die entstandene Treppenfunktion kann durch eine Kurve ausgeglichen werden, so dass eine kontinuierliche Häufigkeitsfunktion – die Häufigkeitsdichte – entsteht. Durch Integration der Häufigkeitsdichte kann die Summenhäufigkeit der Stichprobe ermittelt werden.

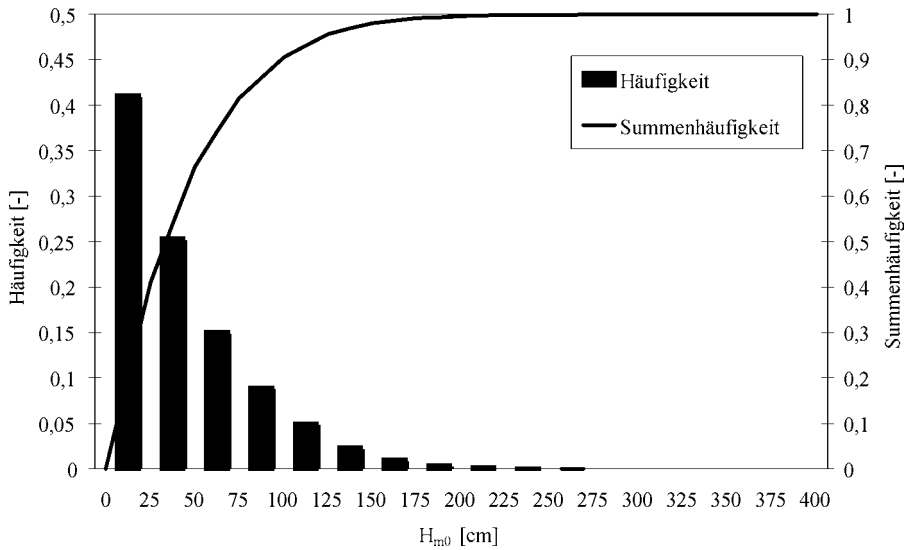


Abb. A 8.1: Klassenhäufigkeit einer Stichprobe und kumulierte Häufigkeit (Summenhäufigkeit) (Bsp. signifikante Wellenhöhen vor Heiligenhafen), FRÖHLE (2000)

Theoretische Verteilungsfunktionen werden durch ihre Dichtefunktion f(x) und ihre Verteilungsfunktion F(x) (8.8) beschrieben. Der Funktionswert der Verteilungsfunktion an der Stelle x ist definiert als die Wahrscheinlichkeit, dass das betrachtete Merkmal eines beliebig aus der Grundgesamtheit ausgewählter Datensatzes (beliebige Zufallsvariable X) kleiner ist als x. Die Wahrscheinlichkeit selbst wird i.A. als Grenzprozess der relativen Häufigkeit definiert (8.9).

$$F(x): = P(X < x) = P_u(X) \tag{8.8}$$

mit: P = Wahrscheinlichkeitsfunktion
P_u = Unterschreitungswahrscheinlichkeit

$$P(x_i < X = \lim_{n \to \infty} \frac{n_x}{n} = P_u(X) \tag{8.9}$$

mit: P = Wahrscheinlichkeitsfunktion
P_u = Unterschreitungswahrscheinlichkeit
n_x = Ordnungszahl des Wertes x
n = Gesamtanzahl der Werte.

Die Dichtefunktion berechnet sich für stetige differenzierbare Verteilungen aus der Beziehung:

$$f(x) = \frac{dF(x)}{dx} \tag{8.10}.$$

Umgekehrt lässt sich nach Gl. 8.11 für Verteilungen bei bekannter Dichtefunktion auch die Verteilungsfunktion berechnen:

$$F(x) = \int_{-\infty}^{x} f(x) \cdot dx \tag{8.11}.$$

Die Formen von theoretischen Verteilungsfunktionen, wie beispielsweise die der Normalverteilung, der Log-Normalverteilung oder der Gammaverteilung, werden (vgl. auch Kap. 8.3) durch die Verteilungsparameter – im Allgemeinen: Formparameter, Lageparameter und Maßstabsparameter – festgelegt. Für die Anpassung von Verteilungsfunktionen an Stichproben werden die Verteilungsparameter mit der Graphischen Methode, der Regressionsmethode, der Methode der Momente oder mit der Maximum-Likelihood-Methode geschätzt[2].

Bestehen die Datensätze der Stichprobe aus mehreren Merkmalen (mehrdimensionale Stichprobe), so können zusätzlich zu den zuvor beschriebenen Möglichkeiten für jedes einzelne Merkmal der Stichprobe die Eigenschaften verschiedener zusammengehöriger Merkmale ermittelt werden. Beispiele für mehrdimensionale Stichproben sind die Daten zweier oder mehrerer benachbarter Messstationen, die gemeinsame Betrachtung von Tidehub und Flutdauer an einem Tidepegel oder die Betrachtung von Wellenhöhe und Wasserstand in einem Gebiet.

Bei mehrdimensionalen Stichproben ergibt sich häufig die Fragestellung, ob zwischen zwei Variablen ein Zusammenhang besteht und von welcher Güte/Stärke der Zusammenhang ist. Dazu kann neben visuellen Methoden, die häufig zumindest qualitativ zu einem sehr guten Ergebnis führen, die Korrelationsanalyse angewendet werden. Zur Abschätzung des Zusammenhangs zwischen zwei Variablen X und Y wird häufig die parametrische Punktmomenten-Korrelation (8.12) angewendet. Hierbei wird jedoch vorausgesetzt, dass beide Variablen (X, Y) aus einer normalverteilten Grundgesamtheit stammen oder die Stichproben durch geeignete Transformationen in die Normalverteilung überführt worden sind und, dass ferner ein linearer Zusammenhang zwischen X und Y untersucht wird.

[2] Im Folgenden wird die Ermittlung der Verteilungsparameter, dem Sprachgebrauch der Statistik folgend, als Parameterschätzung bezeichnet. Der Begriff ‚Schätzen der Parameter' impliziert in diesem Zusammenhang – im Gegensatz zum allgemeinen Sprachgebrauch – nicht eine subjektive Beeinflussung der Parameter, sondern deutet an, dass die Grundgesamtheitsparameter aus Stichprobendaten natürlich nicht mit letzter Sicherheit ermittelt werden können, da die Grundgesamtheit üblicherweise nicht verfügbar ist und die Stichprobe nur einen (im Allgemeinen sehr geringen) Teil der Grundgesamtheit enthält (vgl. SACHS, 1984).

$$r_{xy} = \frac{s_{xy}}{\sqrt{s_{xx} \cdot s_{yy}}} \tag{8.12}$$

mit: $S_{xy} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x}) \cdot (y_i - \overline{y})$

$$S_{xx} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - \overline{x}) \cdot (x_i - \overline{x}) = s_x$$

$$S_{yy} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (y_i - \overline{y}) \cdot (y_i - \overline{y}) = s_y$$

Für nicht normalverteilte Variablen kann häufig einfacher der Spearmansche Rang-Korrelationskoeffizient (8.13) als Maß für die Abhängigkeit beliebig verteilter Stichproben herangezogen werden.

$$r_s = 1 - \frac{6 \cdot \sum_{i=1}^{n} D_i^2}{n(n^2 - 1)} \tag{8.13}$$

mit: D_i = Differenzen der Rangplätze l_i, k_i des i-ten Wertes.

Aus dem Korrelationskoeffizienten r_s wird die Maßzahl (Prüfgröße) $z = r_s \cdot \sqrt{n-1}$ ermittelt und bei ausreichend großer Stichprobe ($n > 29$) für ein vorgegebenes Signifikanzniveau gegen die Standardnormalverteilung geprüft.

Ist ein statistischer Zusammenhang zwischen zwei Variablen vorhanden, kann dieser vielfach durch eine Regressionsanalyse der Stichprobe ermittelt werden. Zur Beschreibung der Zusammenhänge kommen lineare oder nichtlineare Ansatzfunktionen f(x) in Frage. Die Parameter der Ansatzfunktionen werden häufig mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate ermittelt. Neuere Ansätze zur Ermittlung der Parameter nichtlinearer Regressionsansätze – die mit den üblichen Verfahren nicht ermittelt werden können – sehen die Anwendung neuronaler Netze (z. B. ROJAS, 1993 o. RÖSKE, 1997) oder stochastischer Suchmethoden (WITZKE, 1991) vor.

Hier wird kurz das häufig angewendete Prinzip der Methode der kleinsten Fehlerquadrate beschrieben. Die Summe der Fehlerquadrate kann errechnet werden durch:

$$F = \sum_{i=1}^{n} \left(f(x) - y_i\right)^2 \tag{8.14}.$$

Aus der Forderung, dass die Summe der Fehlerquadrate ein Minimum werden soll, folgt, dass die partielle Ableitung der Fehlerfunktion F nach jeden Parameter c_i der Ansatzfunktion f(x) Null werden muss:

$$\frac{\partial F}{\partial c_i} \stackrel{!}{=} 0 \tag{8.15}.$$

Es entsteht ein bestimmtes Gleichungssystem, das nach Trennung der Variablen mit geeigneten mathematischen Mitteln häufig gelöst werden kann. Für den Fall einer linearen Abhängigkeit von X und Y (Ansatzfunktion: $y = c_1 + c_2 x$) ergibt sich das zu lösende Gleichungssystem zu:

$$\begin{aligned} c_1 n \quad &+ \quad c_2 \sum_{i=1}^{n} x_i \quad = \quad \sum_{i=1}^{n} y_i \\ c_1 \sum_{i=1}^{n} x_i \quad &+ \quad c_2 \sum_{i=1}^{n} x_i^2 \quad = \quad \sum_{i=1}^{n} x_i \cdot y_i \end{aligned} \tag{8.16}$$

Für den Fall bekannter nichtlinearer Abhängigkeiten zwischen den Variablen X und Y ist es häufig möglich, durch Transformation der untersuchten Variablen eine leichter zu handhabende lineare Beziehung zu erhalten.

Die beurteilende Statistik basiert auf der Wahrscheinlichkeitsrechnung. Grundlage für Berechnungen in der beurteilenden Statistik ist eine Stichprobe, da Totalerhebungen – insbesondere bei Messungen in der Natur – nicht oder nur mit großem Kosten- und Zeitaufwand möglich sind. Diese Stichprobe muss zufällig aus der Grundgesamtheit ausgewählt werden (Zufallsstichprobe), sie muss homogen sein und alle Elemente der Stichprobe müssen der gleichen Grundgesamtheit entstammen. Aus der Stichprobe werden mit den Methoden der beurteilenden Statistik die Eigenschaften der Grundgesamtheit geschätzt und mögliche Fehler für die Schätzung (Schätzfehler) angegeben. Hierbei steht die Prüfung von Hypothesen über die Grundgesamtheit und die Anwendung statistischer Tests im Vordergrund.

Bei der Durchführung eines statistischen Tests wird auf der Grundlage einer Nullhypothese und ggf. einer der Nullhypothese entgegengesetzten Alternativhypothese sowie eines frei wählbaren Signifikanzniveaus (i.a. $\alpha = 0{,}05$, $\alpha = 0{,}01$, $\alpha = 0{,}005$ oder $\alpha = 0{,}001$) aus den Daten der gewählten Stichprobe eine vom gewählten Test abhängige Prüfgröße ermittelt und mit den entsprechenden Werten der zugehörigen Prüfverteilung (z. B. Normalverteilung, Student-t-Verteilung, χ^2-Verteilung, KOLMOGOROFF-SMIRNOFF(KS)-Verteilung) verglichen. Durch den Vergleich von Prüfgröße und Prüfverteilung wird dann entschieden, ob die Nullhypothese auf dem gewählten Signifikanzniveau nicht verworfen werden muss. Eine – häufig gewünschte – positive Bestätigung einer Nullhypothese kann durch statistische Tests nicht erreicht werden.

Statistische Tests werden eingeteilt in Signifikanztests (hier wird lediglich das Signifikanzniveau einer Nullhypothese untersucht), Parametertests (Überprüfung von Hypothesen über statistische Parameter) und Anpassungstests (Überprüfung, ob eine beobachtete Verteilung einer vermuteten Verteilung übereinstimmt). Im Zusammenhang mit wasserbaulichen Fragestellungen wichtige Testverfahren sind u. a.: Trendtest von *Cox u. Stuart* (Signifikanztest), Phasenhäufigkeitstest von *Wallis u. Moore* (Unabhängigkeit einer Stichprobe, Signifikanztest), Mittelwerttests (Signifikanztest), Ausreißertests (Signifikanztest), KS-Test (Anpassungstest), χ^2-Test (Anpassungstest), $n\omega^2$-Test (Anpassungstest). Einen Einstieg in die Teststatistik gibt beispielsweise SACHS (1984).

Zur Bestimmung von Vertrauensbereichen für statistische Parameter (Konfidenzintervalle) wird auf die Ausführungen Kap. 8.4.3 verwiesen.

8.2 Datenerfassung, Prüfung und Auswahl der Stichprobe

Voraussetzungen für jede weitergehende statistische Analyse von Daten sind:
- Gleichwertigkeit,
- Homogenität,
- Unabhängigkeit und
- Repräsentanz

der Daten.

Somit ist als Datengrundlage für jede statistische Untersuchung hydrographischer Daten immer ein geschlossener Datensatz mit konstanter zeitlicher Auflösung erforderlich. Nur hierdurch wird gewährleistet, dass alle Datensätze einer Stichprobe statistisch gleichwertig im Sinne von gleichgewichtig sind. Hierzu müssen ggf. in den Messungen vorhandene Datenlücken aufgefüllt werden (vgl. hierzu z. B. FRÖHLE, 2000).

Ferner müssen Daten, die als Eingangsdaten für eine statistische Analyse verwendet werden sollen, im statistischen Sinne homogen[3] sein, d. h. die Daten müssen demselben statistischen Versuch entstammen und dürfen keine systematischen Unterschiede aufweisen (vgl. auch PLATE, 1993). Für die Anwendung auf hydrographische Größen bedeutet dies, dass die Position eines Messgeräts während einer Messkampagne nicht geändert werden darf und, dass auch das grundsätzliche Messprinzip bzw. die Genauigkeit der Daten nicht grundlegend geändert werden sollte. Ferner darf auch das hydrodynamische Gesamtsystem beispielsweise durch Bauwerke nicht grundlegend verändert werden. Diese Bedingung kann bei Naturmessungen – insbesondere bei Langzeitmesskampagnen – allein schon aus organisatorischen Gründen nicht immer erfüllt werden, muss aber bei der statistischen Analyse und insbesondere bei der Bewertung von Aussagen, die aus der statistischen Analyse der Daten abgeleitet werden, berücksichtigt werden.

Homogenität der Daten impliziert, dass die Daten plausibel und trendfrei sind. Vielfach wird der Untersuchung der Plausibilität von Messdaten nur wenig Beachtung geschenkt. Es wird angenommen, dass die aufgezeichneten (Mess-)Daten korrekt, ohne Ausreißer und ohne systematische Abweichungen sind. Aus Erfahrungen mit der Auswertung von Messdaten jedweder Art kann jedoch direkt abgeleitet werden, dass die Plausibilität von Messdaten grundsätzlich angezweifelt werden sollte. Schon einfache vergleichende Darstellungen der Messgrößen geben häufig einen ersten Eindruck von möglichen Fehlern.

Ohne Anspruch auf Vollständigkeit werden in Abb. A 8.2 einige ausgewählte Beispiele möglicher Plausibilitätsuntersuchungen von langzeitstatistischen Seegangsdaten dargestellt.

Mit Plausibilitätsuntersuchungen werden nicht zwangsläufig alle Messfehler und Fehlmessungen entdeckt, jedoch lassen sich insbesondere einzelne Ausreißer in der Stichprobe (Beispiel a, d), Zeitversatz zwischen zwei Datenreihen (Beispiel b), Sprünge in den Daten (Beispiel c) aber auch mögliche schleichende Veränderungen (z. B. Nullpunktdrift eines Gerätes) mit vergleichsweise einfachen Mitteln feststellen.

Zum Nachweis und zur Ermittlung möglicher Trends sowie periodischer Komponenten in den Daten, die als Folge des säkularen Meeresspiegelanstiegs beispielsweise in Wasserstandsdaten häufig vorkommen, werden statistische Tests zur Trendanalyse sowie Methoden der Zeitreihenanalyse (häufig Mittelwertbildung und lineare Regression) verwendet. Ein wichtiger statistischer Test zum Nachweis eines Trends oder einer Trendänderung ist beispielsweise der Trendtest nach COX u. STUART (vgl. SACHS, 1984).

Stichprobe für die extremwertstatistische Bewertung von Daten ist im Allgemeinen eine aus den verfügbaren Datensätzen ausgewählte Teilserie. Der Umfang der Stichprobe und die Datensätze, die für die Stichprobe ausgewählt werden, sind in Abhängigkeit von der untersuchten Fragestellung jeweils problemabhängig zu definieren. Stichprobendaten, die als Eingangsdaten für die Untersuchung und statistische Bewertung extremer Ereignisse benutzt werden, müssen – der statistischen Fragestellung entsprechend – immer der Grundgesamtheit der extremen Ereignisse entstammen. Hierbei dürfen mögliche unterschiedliche Grundgesamtheiten nicht miteinander vermischt werden. Ferner ist es erforderlich, dass die für die

[3] „Inhomogenität bedeutet nicht Unbrauchbarkeit des Materials, sondern erfordert Berücksichtigung der Inhomogenität in der Auswertung“ (SACHS, 1984).

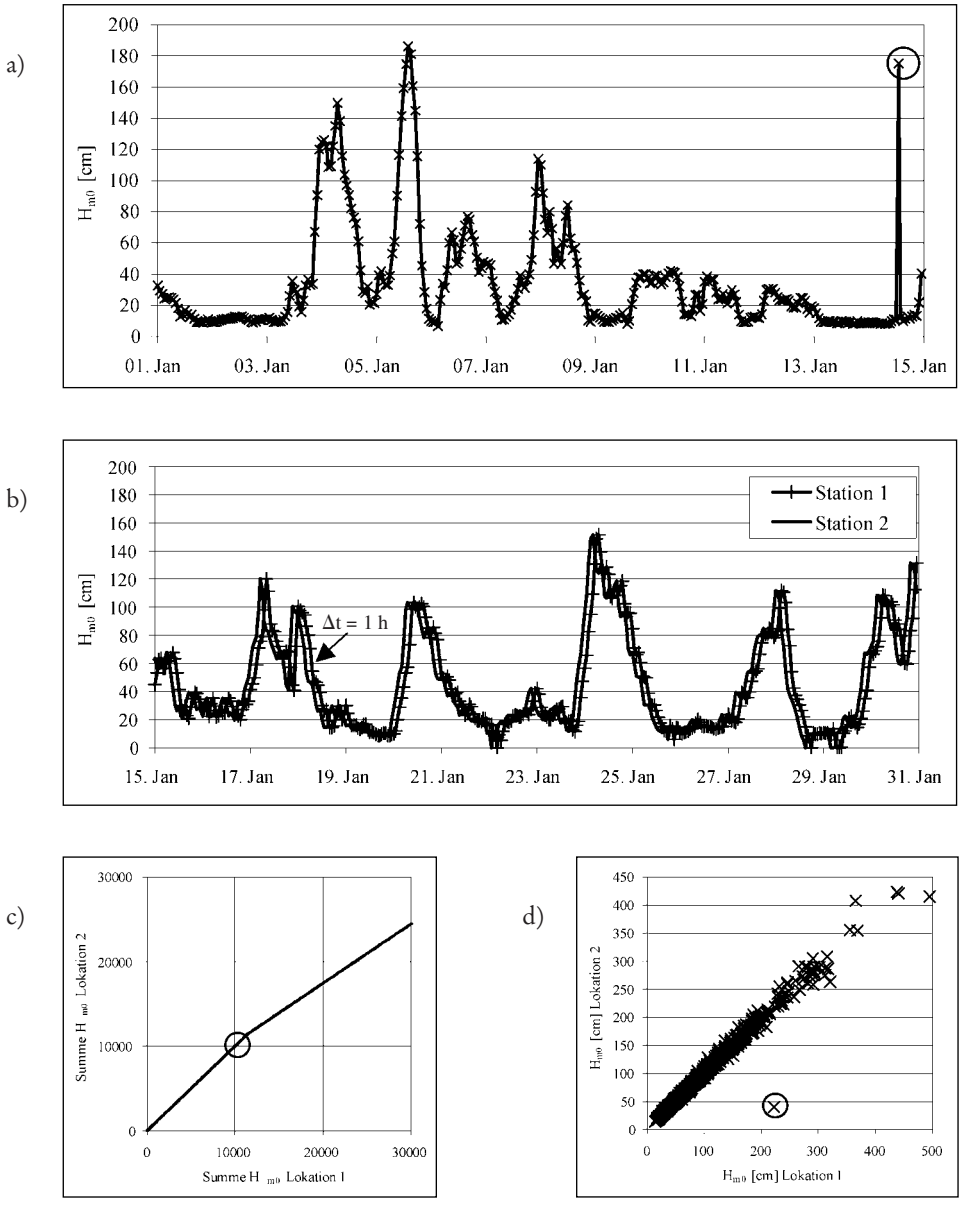


Abb. A 8.2: Beispiele für Plausibilitätsuntersuchungen am Beispiel von Seegangsdaten

Untersuchungen berücksichtigten Einzelereignisse im statistischen Sinne unabhängig voneinander sind (z. B. GODA, 1988) und ggf. vorhandene Trends vor der statistischen Analyse eliminiert werden. Eine Stichprobe enthält somit reellwertige Datensätze einer oder mehrerer Zufallsvariablen, die stochastisch unabhängig und identisch verteilt sind.

Bei der Untersuchung extremer hydrographischer Ereignisse haben sich verschiedene mögliche Stichproben aus der verfügbaren Gesamtheit der Daten bewährt (z. B. ISAACSON u.

MacKenzie, 1981; Mathiesen et al., 1994; Goda, 1988; Fröhle u. Kohlhase, 1999; Fröhle, 2000; DVWK, 1999):

– Jährliche Maximalwerte (jährliche Serie),
– Monatliche Maximalwerte und
– Peak-Over-Threshold-(POT)Werte (partielle Serie).

Bei der Auswahl der Stichprobe muss sichergestellt werden, dass jedes Extremereignis auch nur jeweils einmal in der Stichprobe berücksichtigt wird.

Die Wahl der Gesamtheit der verfügbaren Datensätze als Stichprobe ist im statistischen Sinne nicht korrekt, da hierbei Daten aus der Grundgesamtheit der extremen Ereignisse mit Daten aus anderen Grundgesamtheiten vermischt werden; auch sind Daten einer Gesamtstichprobe im Allgemeinen nicht untereinander unabhängig.

Die Definition von POT-Werten ist in Abb. A 8.3 am Beispiel von Seegangsdaten dargestellt. Es wird deutlich, dass nicht nur der eigentliche Grenzwert ($H_{m0,thres}$) festgelegt wird, sondern auch ein sog. Basiswert ($H_{m0,bas}$), mit dem das Ende eines Extremereignisses definiert wird. Dieser Basiswert ($H_{m0,bas}$) entspricht in einem Seegebiet immer einem Ereignis, welches als durchschnittlich eingeordnet werden kann. Durch die Festlegung eines Basiswertes wird verhindert, dass im Falle von fluktuierenden Wellenhöhen und somit resultierenden relativen Maxima oberhalb des Grenzwertes während eines einzelnen Extremereignisses Daten aus diesem Extremereignis häufiger als einmal berücksichtigt werden (vgl. hierzu Abb. A 8.3). Dieses Kriterium kann sinngemäß auch auf Jahresmaxima sowie monatliche Maximalwerte angewendet werden.

Weitere Möglichkeiten zur Definition von Extremereignissen (POT) und zur Vermeidung der Überbewertung einzelner Extremereignisse finden sich z. B. bei van Vledder et al. (1993). Häufig wird eine zeitliche Begrenzung zwischen zwei Extremereignissen eingeführt. Hierzu sind jedoch detaillierte Untersuchungen zu Dauer und zeitlichem Abstand extremer Ereignisse erforderlich, für die häufig die Datenbasis fehlt bzw. die meist aufbauend auf die

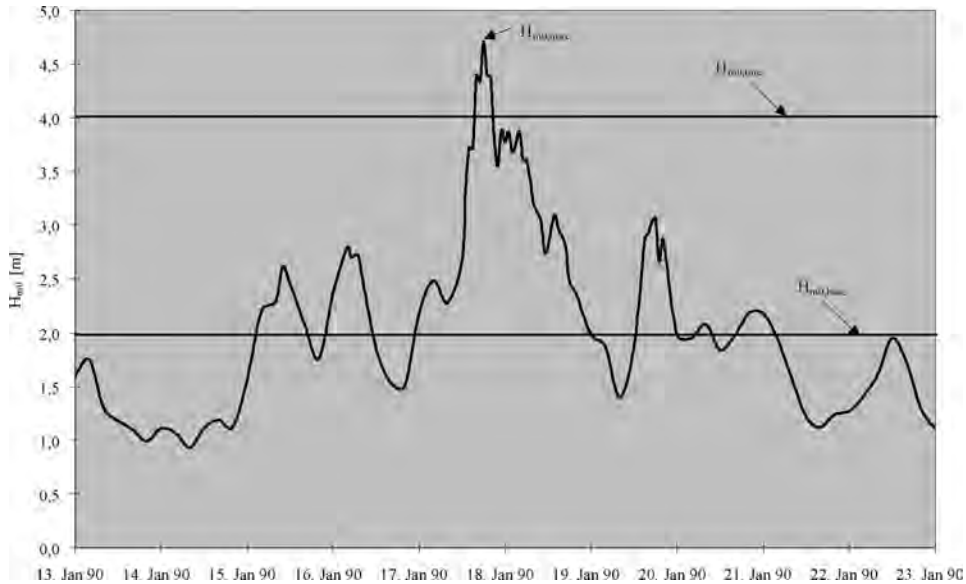


Abb. A 8.3: Zur Definition von Peak-Over-Threshold-Werten (POT-Werten)

Untersuchungen extremer Einzelereignisse durchgeführt werden. Ferner kann es zu Widersprüchen bei der Wahl des erlaubten Zeitabstandes bei sehr langen einzelnen Sturmereignissen einerseits und bei schnell aufeinander folgenden Extremereignissen andererseits kommen.

Die physikalisch exakte Definition einzelner hydrodynamischer Extremereignisse auf der Grundlage klimatischer Randbedingungen mit einer Auswertung von Zugbahnen von Tiefdruckgebieten ist mit vertretbarem Aufwand für Untersuchungen im Küstenwasserbau im Allgemeinen nicht möglich, zumal – insbesondere für lange Zeiträume – die hierzu notwendigen Informationen (Wetterkarten) nicht verfügbar sind oder nur mit unverhältnismäßig großem Aufwand gewonnen werden können.

Die Definition und endgültige Festlegung der Stichproben für extremwertstatistische Untersuchungen erfolgt generell auf der Grundlage des Zeitraums, für den Seegangsdaten verfügbar sind. Bei langen Zeitreihen, die beispielsweise bei Wasserstandsdaten häufig verfügbar sind, sind Jahresmaxima, bei kurzen Zeitreihen Monatsmaxima sinnvoll. Stichproben auf der Basis von POT-Werten sind in jedem Fall sinnvoll anwendbar. Für eine ausreichend lange Zeitreihe sollten sich jedoch die Ergebnisse der extremwertstatistischen Untersuchungen unabhängig von der ausgewählten Stichprobe (Jahresmaxima, Monatsmaxima, POT-Werte) nicht grundlegend voneinander unterscheiden. Hinweise zum erforderlichen Datenumfang werden im Kap. 8.6 gegeben.

Ist die Stichprobe zusammengestellt, wird diese auf statistische Abhängigkeiten der Daten hin untersucht. Zudem muss ein ggf. vorhandener Trend vor weiteren statistischen Auswertungen ermittelt und aus der Stichprobe eliminiert werden. Hinweise zur Untersuchung möglicher Trends gibt beispielsweise PLATE (1993).

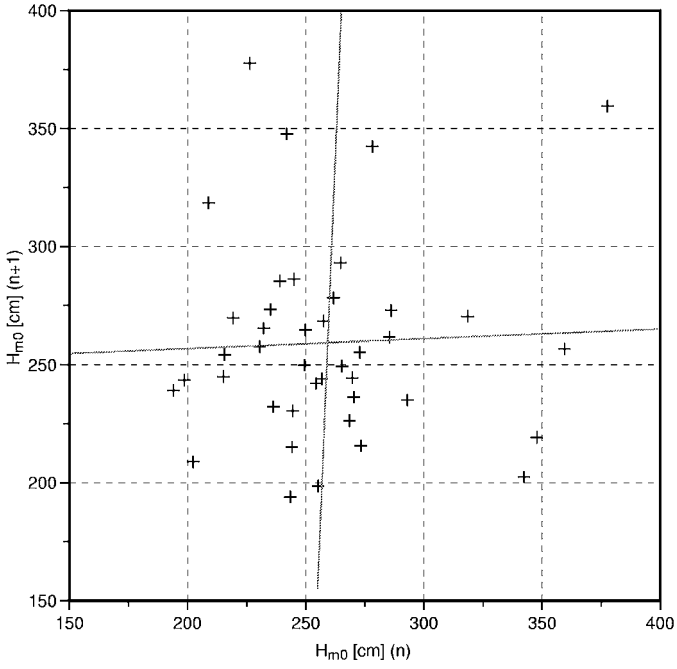


Abb. A 8.4: Korrelationsuntersuchungen von Extremwertdatensätzen, $H_{m0,max}$ des Ereignisses n+1 als Funktion von $H_{m0,max}$ des Ereignisses n mit zugehörigen linearen Regressionsgeraden, (r = –0,02). Beispiel: Jahresmaxima signifikanter Wellenhöhen (FRÖHLE, 2000)

Die statistische Unabhängigkeit der Stichprobe wird mit Methoden der Teststatistik (z. B. Phasenhäufigkeitstest nach WALLIS u. MOORE) untersucht. Eine weitere statistisch relevante Aussage über die Unabhängigkeit von Stichproben ergibt sich aus einer Korrelationsanalyse der Daten (GODA, 1988).

In Abb. A 8.4 sind beispielhaft zur Bewertung von Abhängigkeiten innerhalb der Stichprobe die signifikanten Wellenhöhen zweier direkt aufeinanderfolgender Ereignisse (n, n+1) gegeneinander dargestellt. Schon aus der Auftragung der Daten ist zu erkennen, dass die direkt aufeinander folgenden Daten unabhängig voneinander sind. Die Berechnung der linearen Korrelation zwischen den aufeinander folgenden Daten ergibt einen Korrelationskoeffizienten von r = – 0,02. Die Stichprobendaten sind somit statistisch unkorreliert und weisen keinen Zusammenhang auf.

Für den Fall, dass statistische Tests oder Korrelationsanalysen ergeben, dass die Daten der Stichprobe nicht unabhängig voneinander sind, sollte – sofern möglich – eine andere Stichprobe gewählt werden.

8.3 Extremwertstatistische Verteilungsfunktionen

Grundlage für weiterführende Untersuchungen von Eintrittswahrscheinlichkeiten extremer Ereignisse ist die Verteilungsfunktion der gewählten Stichprobe. Analyse und Bewertung extremer Ereignisse erfolgen im Allgemeinen auf der Grundlage statistischer Extremwert-Verteilungen, beispielsweise die Log-Normal-Verteilung, Verteilungen aus der Familie der Extremal-Verteilungen (hier vielfach die Extremal-I und die WEIBULL-Verteilung) sowie Verteilungen aus der Familie der Gamma-Verteilungen (PEARSON-III-, Log-PEARSON-III- und Exponential-Verteilung) (FRÖHLE, 2000; DVWK, 1999). Die theoretischen Grundlagen der Verteilungen sowie die mathematischen Ableitungen der Dichte- und Verteilungsfunktionen aus den jeweiligen Grundformen sind z. B. bei JOHNSON u. KOTZ (1970a, 1970b, 1972) JOHNSON et al. (1994, 1995) oder bei PLATE (1993) dargestellt.

Die Dichte- und Verteilungsfunktionen der im Küstenwasserbau für extremwertstatistische Analysen gebräuchlichen Verteilungen sind in Tab. A 8.1 zusammengefasst. Außer für die nur in der 2-parametrischen Form existierenden Extremal-I-Verteilung sind jeweils die 3-parametrischen Formen der Verteilungen angegeben. Die 2-parametrischen Formen der Verteilungen erhält man für $x_0 = 0$. Auf die Darstellung von Verteilungen, die als Sonderform direkt aus den in Tab. A 8.1 gegebenen Verteilungen abgeleitet werden können (z. B. RAYLEIGH-, Exponential-Verteilung), wird hier verzichtet (vgl. hierzu JOHNSON et al., 1994 und 1995).

8.4 Anpassung von Verteilungsfunktionen

8.4.1 Plotting Position

Als Voraussetzung für viele extremwertstatistische Untersuchungen einer Stichprobe ist es notwendig, jedem einzelnen Datensatz der Stichprobe eine Eintrittswahrscheinlichkeit zuzuordnen, d. h. seine Plotting-Position zu ermitteln. Hierzu werden zunächst die Datensätze der Stichprobe – beginnend mit dem größten Wert – der Größe nach geordnet. Der Index i zeigt den Rang des entsprechenden Datensatzes an. Der Wert i = 1 korrespondiert mit dem größten Wert in der Stichprobe, i = n mit dem kleinsten Wert. Den geordneten Datensätzen

Tab. A 8.1: Dichte- und Verteilungsfunktionen für ausgewählte statistische Verteilungen
(* Verteilungsfunktion im Allgemeinen nicht geschlossen integrierbar ⇒ numerische Lösung)

	Dichtefunktion	**Verteilungsfunktion**
WEIBULL-Verteilung ($\beta>1$, $\alpha>0$, $x_0<x$)	$f(x) = \frac{\beta}{\alpha} \cdot \left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta-1} \cdot \exp\left(-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta}\right)$	$F(x) = 1 - \exp\left[-\left[\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)^{\beta}\right]\right]$
Log-Normal-Verteilung ($\beta>0$, $x_0<x$)	$f(x) = \frac{\exp\left[-\ln(x-x_0)-\alpha)^2/2\beta^2\right]}{(x-x_0)\cdot\beta\sqrt{(2\pi)}}$	$F(x) = \int_{x_0}^{x} f(x)\cdot dx^*$
Extremal-I-Verteilung ($\beta>0$)	$f(x) = \frac{1}{\beta} \cdot \exp\left\{\frac{x-\alpha}{\beta} - \exp\left[-\frac{x-\alpha}{\beta}\right]\right\}$	$F(x) = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\alpha}{\beta}\right)\right]$
Extremal-III-Verteilung ($\alpha>x$, $\gamma>0$)	$f(x) = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)^{(\gamma-1)} \cdot \exp\left(-\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)^{\gamma}\right)$	$F(x) = \exp\left(-\left(\frac{\alpha-x}{\beta}\right)^{\gamma}\right)$
PEARSON-III-Verteilung ($\beta>0$, $\alpha>1$, $x_0<x$)	$f(x) = \frac{(x-x_0)^{\alpha-1}}{\beta^{\alpha}\cdot\Gamma(\alpha)} \cdot \exp\left[\frac{-(x-x_0)}{\beta}\right]$	$F(x) = \int_{x_0}^{x} f(x)\cdot dx^*$
Log-PEARSON-III-Verteilung ($\beta>0$, $\alpha>1$, $x_0<x$, $x_0>0$)	$f(x) = \frac{\left(\ln(x)-\ln(x_0)\right)^{\alpha-1}}{x\cdot\beta^{\alpha}\cdot\Gamma(\alpha)} \cdot \exp\left[\frac{-\left(\ln(x)-\ln(x_0)\right)}{\beta}\right]$	$F(x) = \int_{x_0}^{x} f(x)\cdot dx^*$

der Stichprobe werden dann Plotting-Positionen zugeordnet. Gebräuchliche Formeln zur Berechnung der Plotting-Positionen sind in Tab. A 8.2 zusammengefasst.

Die Formel von WEIBULL (Tab. A 8.3), bei der die geschätzte Plotting-Position dem Mittelwert der Eintrittswahrscheinlichkeit des k-ten Wertes in einer Stichprobe von n-Werten (PLATE 1993) und somit dem Erwartungswert entspricht (GUMBEL 1958), bildet die Grundlage für vielfältige extremwertstatistische Auswertungen.

Für graphische Analysen extremer Ereignisse auf der Grundlage von Wahrscheinlichkeitspapier, welches gemäß Tab. A 8.3 konstruiert wird, sollte sie jedoch nur mit Vorsicht angewendet werden, da sie hier bei der Zuordnung der Wahrscheinlichkeiten häufig nicht unerhebliche Abweichungen bei der Ermittlung der Funktionsparameter bzw. bei der Bewertung der Anpassung erzeugt (CARTER u. CHALLENOR (1983) oder GODA (1988), dort als Bias – Abweichung vom Erwartungswert der Plotting Position – bezeichnet). In solchen Fällen wird – sofern die Verteilung der Stichprobe unbekannt ist – empfohlen, die von HAZEN (1914) vorgeschlagene Formel zur Berechnung der Plotting-Position anzuwenden, da sie bei unterschiedlichsten Formen der Verteilung der Daten akzeptable Ergebnisse ergibt, d.h.,

Tab. A 8.2: Ausgewählte Gleichungen zur Ermittlung der Plotting-Position eines Datensatzes (i = Rang des Datensatzes; n = Anzahl der Datensätze der Stichprobe)

Name	Gleichung
HAZEN (1914)	$p_i = \frac{i - 0{,}5}{n}$
WEIBULL / GUMBEL (1958)	$p_i = \frac{i}{n + 1}$
BLOM (1958)	$p_i = \frac{i - 3/8}{n + 1/4}$
GRINGORTON (1963)	$p_i = \frac{i - 0{,}44}{n + 0{,}12}$
GODA (1988)	$p_i = \frac{i - (0{,}2 + 0{,}27 \cdot \sqrt{n})}{n + (0{,}12 + 0{,}23 \cdot \sqrt{n})}$

geringe Abweichungen vom Erwartungswert der Ergebnisse gibt (CUNNANE 1978). Als Plotting-Position wird bei der Formel von HAZEN (1914) die Mitte des Wahrscheinlichkeitsintervalls zwischen zwei benachbarten Werten gewählt.

Ist die wahrscheinliche Verteilung der Daten/Stichprobe bekannt, kann es häufig vorteilhaft sein, speziell modifizierte Formeln bzw. direkt aus der Verteilungsfunktion abgeleitete sog. „expected probability plotting-position" zur Berechnung der Plotting-Position zu wählen. Hierdurch kann vielfach der Bias der den Stichprobendaten zugeordneten Wahrscheinlichkeiten deutlich vermindert werden (CARTER u. CHALLENOR, 1983). So empfiehlt sich die Formel von BLOM (1958) für die Untersuchung normalverteilter Daten, die Formel von GRINGORTON (1963) für ExtremaI-I verteilte und die Formel von GODA (1988) für die Untersuchung WEIBULL-verteilter Daten. Weitere Hinweise zur Auswahl von „Plotting position" Formeln geben die Veröffentlichungen von CUNNANE (1978) und GODA (1988), die sich detailliert mit der Wirksamkeit und dem Bias von Formeln zur Berechnung der Plotting-Position befassen.

8.4.2 Methoden der Anpassung

Die Eigenschaften der statistischen Verteilungen (Dichte- und Verteilungsfunktionen) werden durch die Parameter (vgl. Tab. A 8.1) der jeweiligen Verteilung bestimmt. Nach der Auswahl einer statistischen Verteilung als mögliche Verteilung der Stichprobe bleibt die Ermittlung der Verteilungsparameter, welche die beste empirische Anpassung der gewählten Verteilung an die Stichprobendaten ergeben. Hierzu sind mehrere Methoden verfügbar.

Die graphische Methode ist die einfachste und anschaulichste Methode. Die Stichprobendaten werden auf Wahrscheinlichkeitspapier der ausgewählten Verteilung aufgetragen. Zur Anpassung der Verteilung an die Daten wird eine Ausgleichsgerade durch die

Daten gelegt. Die Bewertung der Anpassung und die Minimierung der Abweichungen zwischen den Stichprobendaten und der Verteilung erfolgt optisch. Die Parameter der Verteilung werden aus der Steigung der Ausgleichsgeraden und aus den Achsenabschnitten ermittelt (D'Agostino u. Stevens, 1986).

Das Hauptproblem bei der graphischen Methode besteht darin, dass die Anpassung an die Daten immer subjektiv beeinflusst bleibt. Das bedeutet, dass auch von erfahrenen Ingenieuren oder Statistikern im Allgemeinen keine gleichen Anpassungen an gleiche Datensätze bei gleicher zugrunde gelegter Verteilungsfunktion zu erwarten sind. Ein weiteres Problem bei der graphischen Methode besteht darin, dass es nicht möglich ist, für alle wichtigen extremwertstatistischen Verteilungsfunktionen Wahrscheinlichkeitspapier zu erstellen und somit die Parameter der Verteilung nicht immer bestimmbar sind. Die Achseneinteilungen von Wahrscheinlichkeitspapier wichtiger Verteilungsfunktionen sind in Tab. A 8.3 zusammengefasst. Daneben ist es in der Statistik auch üblich, die Achseneinteilung mittels Monte-Carlo-Simulation bzw. analytisch für den jeweiligen Anwendungsfall zu ermitteln.

Ein unschätzbarer Vorteil der graphischen Methode ist, dass für die Anpassung an die Daten nicht zwangsläufig eine Gerade gewählt werden muss und somit grundsätzlich jede beliebige (auch nicht fest definierte) Verteilungsfunktion für die Anpassung an die Daten möglich wird. Die so ermittelte Verteilung und auch die Verteilungsparameter können dann natürlich nicht bestimmt werden.

Tab. A 8.3: Mögliche Achseneinteilung für ausgewählte Verteilungen
* exakte Berechnung nicht möglich, Näherung nach
D'Agostino u. Stevens (1986) mit $t = \sqrt{-\ln\left(4 \cdot p_i \cdot (1 - p_i)\right)}$

Verteilung	**Abszisse**	**Ordinate**
Normalverteilung	x_i	$\text{sign}(p - 0{,}5)\left(1{,}238\ t\ (1 + 0{,}0262\ t)\right)$ *
Log-Normalverteilung	$\ln(x_i)$	$\text{sign}(p - 0{,}5)\left(1{,}238\ t\ (1 + 0{,}0262\ t)\right)$ *
Weibull-Verteilung	$\ln(x_i)$	$\ln\left(-\ln\left(1 - p_i\right)\right)$
Extremal I-Verteilung	x_i	$\ln\left(-\ln\left(1 - p_i\right)\right)$
Exponential-Verteilung	x_i	$-\ln\left(1 - p_i\right)$

Die Regressionsmethode (Methode der kleinsten Fehlerquadrate) ist die analytische Umsetzung der graphischen Methode. Bei der Regressionsmethode werden die Daten zunächst gemäß Tab. A 8.3 linearisiert. Nach der Linearisierung wird nach der linearen Regressionsrechnung (Minimierung der Fehlerquadrate) eine Ausgleichsgerade durch die Daten gelegt. Aus der Steigung der Ausgleichsgeraden und dem Achsenabschnitt werden analog zur graphischen Methode die Parameter der zugrunde gelegten Verteilungsfunktion berechnet. Es ist darauf hinzuweisen, dass Korrelationsrechnungen in Abhängigkeit vom Zeitpunkt der Transformation – d. h. vor oder nach der Berechnung des Zusammenhangs – zu unterschiedlichen Ergebnissen führen, auch wenn scheinbar gleiche mathematische Operationen durchgeführt wurden. Diese Abweichungen ergeben sich daraus, dass mit der Datentransformation jeder einzelne Datensatz und somit auch der Abstand zwischen zwei Datenpunkten transformiert wird. Es ergeben sich somit unterschiedliche relative Gewichte

der jeweiligen Abweichungen, welche dann im Allgemeinen zu einer veränderten Ausgleichsfunktion führen.

Bei der Momentenmethode werden die Verteilungsparameter aus den Momenten (1. Moment [Mittelwert, 8.4], 2. Moment [Varianz, 8.5], usw.) ermittelt. Die Momentenmethode hat den Vorteil, dass sie sehr einfach anwendbar ist und häufig zu guten Schätzwerten für die Verteilungsparameter führt. Dies gilt insbesondere dann, wenn das erste und das zweite Moment der Stichprobe ausreichen, um die Verteilungsparameter zu ermitteln. Bei kleinen Stichproben oder bei schiefen Verteilungen kann die Schätzung mit der Momentenmethode zu sehr großen Schätzfehlern (Bias) führen. In Tab. A 8.4 sind die Momentenschätzer für ausgewählte extremwertstatistische Verteilungen zusammengefasst.

Das wichtigste Verfahren zur Ermittlung von Schätzwerten für die Parameter einer Verteilung aus der Stichprobe ist die Maximum-Likelihood-Methode. Sie wurde von FISHER (1912) in allgemeiner Form eingeführt.

Die Maximum-Likelihood-Methode geht, unter der Annahme, dass die gemessenen Stichprobenwerte unabhängige Ereignisse des durch die Dichtefunktion beschriebenen Zufallsprozesses sind, von der Wahrscheinlichkeitsdichte f(x) der bekannten Verteilungsfunktion aus. Die Wahrscheinlichkeit des Auftretens der einzelnen Stichprobenwerte x_i ist somit $f(x_i)$. Die Likelihoodfunktion (L) entspricht der Wahrscheinlichkeit, dass die Elemente der Stichprobe in der vorhandenen Form auftreten (8.17). Sie hängt somit von den Werten x_i der Stichprobe und dem Funktionsverlauf f(x) der Wahrscheinlichkeitsdichte ab.

$$L = f(x_1, u_i) \cdot f(x_2, u_i) \cdot \ldots \cdot f(x_n, u_i) \tag{8.17}$$

Die Maximum-Likelihood-Methode berechnet den Parameterwert u bzw. die Parameterwerte u_i der Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion welcher/welche mit größter Wahrscheinlichkeit eintreten, d. h. für den/die die Likelihood-Funktion ein Maximum hat (8.18).

Tab. A 8.4: Momentenschätzer für ausgewählte Verteilungen (FRÖHLE, 2000 nach WMO, 1988)

Verteilung	**Momentenschätzer**
WEIBULL	$\bar{x} = \alpha \cdot \Gamma\left(\frac{1}{\beta} + 1\right)$ $var = \alpha^2 \cdot \left[\Gamma\left(\frac{2}{\beta} + 1\right) - \left(\Gamma\left(\frac{1}{\beta} + 1\right)\right)^2\right]$
Log-Normal	$\bar{x} = \exp\left(\alpha + \frac{\beta^2}{2}\right)$ $var = \exp(2\alpha) \cdot \exp(\beta^2) \cdot [\exp(\beta^2) - 1]$
Extremal-I	$\bar{x} = \alpha + \gamma \cdot \beta$ $var = \frac{\pi^2}{6} \cdot \beta^2$

$$\frac{\partial L}{\partial u_i} = 0; \quad \frac{\partial^2 L}{\partial u_i^2} < 0 \tag{8.18}$$

Die Anwendung des Prinzips kann häufig vereinfacht werden, wenn die Likelihood-Funktion logarithmiert wird (PLATE, 1993).

Die Maximum-Likelihood-Methode lässt sich nicht für alle Verteilungen analytisch lösen; in solchen Fällen muss die Lösung numerisch erfolgen.

Die Maximum-Likelihood-Methode führt außer für sehr geringe Stichprobenumfänge zu kleinen Schätzfehlern für die Verteilungsparameter (vgl. CARTER u. CHALLENOR, 1983 u. PLATE, 1993). In Tab. A 8.5 sind die Maximum-Likelihood-Schätzer für ausgewählte Verteilungen zusammengestellt.

Zur Verminderung des Bias wird für die o. a. Anpassungsmethoden die sog. Jack-knife-Methode angewendet. Die Verteilungsparameter einer Stichprobe mit n-Werten werden n-Mal berechnet, wobei der Reihe nach jeweils ein Stichprobenwert ($n_i = n - 1$) nicht berücksichtigt wird. Aus den n-Verteilungsparametern werden dann durch Mittelwertbildung die endgültigen Schätzwerte ermittelt. Hierdurch kann der Bias der geschätzten Parameter von $f(1/n)$ auf $f(1/n^2)$ vermindert werden (vgl. CARTER u. CHALLENOR, 1983).

Tab. A 8.5 : Maximum-Likelihood-Schätzer für ausgewählte Verteilungen (FRÖHLE, 2000 nach WMO, 1988)

Verteilung	**Maximum-Likelihood-Schätzer**
WEIBULL	$\hat{\alpha} = \sqrt[\beta]{\frac{1}{n}\sum x_i^{\hat{\beta}}}$ $\hat{\beta} = \frac{1}{\frac{\sum x_i^{\hat{\beta}} \log(x_i)}{\sum x_i^{\hat{\beta}}} - \frac{1}{n}\sum \log(x_i)}$
Log-Normal	$\hat{\alpha} = \sum \frac{\log(x_i)}{n}$ $\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum (\log(x_i) - \hat{\alpha})^2}$
Extremal-I	$\hat{\alpha} = -\hat{\beta} \log \cdot \left(\frac{1}{n}\sum \exp\left(\frac{-x_i}{\hat{\beta}}\right)\right)$ $\hat{\beta} = \frac{1}{n}\sum x_i - \frac{\sum x_i \exp\left(\frac{-x_i}{\hat{\beta}}\right)}{\sum \exp\left(\frac{-x_i}{\hat{\beta}}\right)}$

Für die Anpassung von hydrographischen Daten an extremwertstatistische Verteilungsfunktionen sind die Maximum-Likelihood-Methode und die Momentenmethode grundsätzlich besonders gut geeignet, da die Anpassung der Daten direkt auf Basis der Stichprobe erfolgen kann und keine weitere Zuordnung von Wahrscheinlichkeiten zu den einzelnen Datensätzen erfolgen muss.

Detaillierte numerische Vergleichsuntersuchungen zur Bewertung verschiedener Methoden zur Anpassung von Daten an die Extremal-I-Verteilung wurden von CARTER u. CHALLENOR (1983) durchgeführt. Zusammenfassend wird von CARTER u. CHALLENOR festgestellt, dass für die Momentenmethode und die Maximum-Likelihood-Methode die Abweichungen insgesamt am geringsten sind. Für kleinere Stichproben ($n \cong 10$) sollte die Jackknife-Methode für die Maximum-Likelihood-Schätzer angewendet werden, um den zu erwartenden Bias zu reduzieren. Bei der Momentenmethode sollten die erwartungstreuen Schätzer der Momente (8.3–8.7) den Parameterschätzungen zugrunde gelegt werden.

Bei der Regressionsmethode und allen weiteren aus der graphischen Methode abgeleiteten Verfahren hängen die zu erwartenden Abweichungen von der verwendeten Plotting-Position-Formel (Tab. A 8.2) und von der verwendeten Achsentransformation ab. Für die von CARTER u. CHALLENOR untersuchte Extremal-I-Verteilung ergaben sich die größten Abweichungen für die Plotting-Formel von GUMBEL, die geringsten für eine direkt aus der Extremal-I-Verteilungfunktion abgeleitete sog. „expected probability plotting position".

8.4.3 Vertrauensbereiche (Konfidenzintervalle)

Bei der Anpassung von Verteilungen an Stichproben wird jeweils nur ein (der bestmögliche) Parametersatz geschätzt. Dieser Parametersatz ist jedoch als Folge der möglichen Streubreite der Verteilungsparameter mit Unsicherheiten behaftet. Daher weist auch die Verteilungsfunktion eine Streubreite auf. Als Maß für die Streubreite der geschätzten Verteilungsparameter oder der geschätzten Verteilungsfunktion dienen Vertrauensbereiche (sog. Konfidenzintervalle). Diese besagen, dass die gesuchte Größe mit einer definierten, vorher festgelegten Wahrscheinlichkeit (Signifikanzniveau) innerhalb der Grenzen des Konfidenzintervalls gefunden werden kann. Zum Beispiel liegt die Verteilungsfunktion der Stichprobendaten mit 90%-iger Wahrscheinlichkeit innerhalb des 90%-Konfidenzintervalls der Verteilungsfunktion.

Ausgehend von der Annahme, dass Abweichungen einzelner Werte von der geschätzten Verteilungsfunktion nur zufällig auftreten können, kann die Verteilung der Abweichungen mit einer Normalverteilung $N(\mu, \sigma)$ beschrieben werden. Mittelwert ist die geschätzte Verteilungsfunktion. Die Standardabweichung σ_{x_T} wird bei gegebener Verteilung und für festgelegte Werte (x_i) nach 8.19 berechnet. Für ein gegebenes Signifikanzniveau kann somit das Konfidenzintervall $x_T(\gamma)$ der geschätzten Verteilungsfunktion ermittelt werden. Die theoretischen Grundlagen für die Ableitung der Gl. 8.19 sind z. B. bei PLATE (1993) angegeben.

Die aus der Variabilität möglicher Ereignisse resultierenden Unsicherheiten der Parameteranpassung können auf der Grundlage von Monte-Carlo-Simulationsrechnungen bestimmt werden (MATHIESEN et al., 1994).

$$x_T(\gamma) = \overline{x}_T + \sigma_{x_T} \cdot \eta'_\gamma \tag{8.19}$$

$$\text{mit: } \sigma^2_{x_T} = \frac{\sigma^2_x}{n} \cdot \left[1 + K_T \cdot C_{sx} + \frac{K_T^2}{4}(K_x - 1)\right]$$

K_x = Kurtosis (Gl. 8.7)
C_{sx} = Schiefe (Gl. 8.6)
K_T = η'_γ = Standardisierte Normalverteilung für die Konfidenzzahl γ bzw. die Fraktile T (Tab. siehe z. B. PLATE, 1993).

8.4.4 Bewertung der Anpassung

Grundsätzlich sind für extremwertstatistische Untersuchungen alle denkbaren stetigen Verteilungen geeignet und im Allgemeinen ist auch eine Anpassung der Stichprobe an eine gewählte Verteilungsfunktion und somit die Schätzung der Verteilungsparamter unabhängig von der gewählten Methode problemlos möglich. Ob die gewählte Verteilungsfunktion mit den ermittelten Verteilungsparametern jedoch der Verteilung der Stichprobe entspricht und somit die Verteilung der Grundgesamtheit bekannt ist, kann mit der Schätzung der Verteilungsparameter allein nicht beantwortet werden.

Eines der Hauptprobleme bei extremwertstatistischen Untersuchungen ist die Bewertung der Güte der Anpassungen, d. h. die Beantwortung der Fragen, ob

- einerseits die Verteilungsfunktion der Stichprobe und somit die der zugrunde liegenden Grundgesamtheit und die angepasste Verteilungsfunktion der gewählten statistischen Verteilung zumindest im statistischen Sinne gleich sind und, ob
- andererseits die gewählte statistische Verteilung im Vergleich zu anderen Verteilungen eine bessere Anpassung an die Stichprobe ergibt und somit der Grundgesamtheit besser entspricht.

Grundsätzlich werden bei der Bewertung der Anpassung von Daten an Verteilungsfunktionen die visuelle Methode, die Berechnung von Korrelationskoeffizienten, statistische Tests sowie weitere, häufig jedoch lediglich für Spezialfälle aussagefähige Methoden angewendet.

Die Bewertung der Güte der Anpassung verschiedener Verteilungen mittels der visuellen Methode wird analog zur Anpassung von Verteilungsfunktionen an Stichproben durchgeführt. Die Stichprobendaten werden zusammen mit den Verteilungsfunktionen der ausgewählten Verteilungen in Wahrscheinlichkeitspapier eingetragen und optisch miteinander verglichen. Hierbei ist es zum einfacheren Vergleich auch möglich, mehrere Verteilungsfunktionen in ein Wahrscheinlichkeitsdiagramm einzutragen. So kann die Güte der Anpassung mehrerer Verteilungen direkt miteinander verglichen werden. Für die Bewertung der Güte der Anpassung können auch die Konfidenzintervalle (Vertrauensbereiche) der Verteilungsfunktion herangezogen werden, die auf der Basis der Streuung der Stichprobendaten um den Mittelwert berechnet werden.

Bei der Korrelationsmethode wird nach Linearisierung der Daten (vgl. Tab. A 8.3) der Korrelationskoeffizient $0 \leq |r_{xy}| \leq 1$ (8.12) zwischen der kumulierten Wahrscheinlichkeit und den Stichprobendaten berechnet. Der Korrelationskoeffizient ist ein Maß für den Zusammenhang zwischen zwei Variablen X, Y. Je größer der Betrag des Korrelationskoeffizienten $|r_{xy}|$ ist, desto stärker ist der Zusammenhang zwischen den beiden untersuchten Variablen. Eine generelle Aussage zur Abhängigkeit des Zusammenhangs der beiden untersuchten Variablen vom Korrelationskoeffizienten – wie es häufig gefordert wird – kann nicht gegeben werden, da die Bewertung unterschiedlicher Korrelationskoeffizienten von

der Anzahl der Stichprobenwerte abhängig ist. Beispielsweise weisen Stichproben mit gleichem Korrelationskoeffizienten $r_{xy} = 0{,}90$ in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang im statistischen Sinn ein unterschiedliches Maß an Zusammenhang auf. Unter der Voraussetzung, dass die beiden untersuchten Variablen voneinander unabhängig und jeweils normalverteilt sind, kann jedoch auf der Basis der Student-t-Verteilung ein Test auf Unkorreliertheit (Korreliertheit) der Variablen durchgeführt werden.

Ein gewichtiger Nachteil der Korrelationsmethode im Hinblick auf die Bewertung von Anpassungen von Stichproben an statistische Verteilung ist, dass die Korrelationskoeffizienten der linearen Regressionsrechnung nur für – zumindest annähernd – normalverteilte Variablen sinnvoll zu interpretieren sind. Korrelationsuntersuchungen für nicht normalverteilte Variablen sind dementsprechend nicht sinnvoll (SACHS, 1984).

Alternativ zur Korrelationsmethode kann ein Test auf Unabhängigkeit mittels des Rang-Korrelationskoeffizienten von *Spearman* (8.13) durchgeführt werden, der nicht von normalverteilten Variablen ausgeht.

Neben dem Rang-Korrelationskoeffizienten von *Spearman* kommen weitere statistische Tests zur Bewertung des Zusammenhangs zwischen Stichprobendaten und Verteilungsfunktionen in Frage. Weit verbreitete Anpassungstests sind der χ^2-Test und der KOLMOGOROFF-SMIRNOFF-Test (K-S-Test). In der Hydrologie wird der $n\omega^2$-Test (z. B. KLUGE, 1996) häufig verwendet. Die angeführten Tests sind unabhängig von der zugrunde liegenden Verteilung und sind damit auch für nicht normalverteilte Daten aussagekräftig.

Mit Anpassungstests wird bestimmt, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Daten einer Stichprobe aus einer gewählten Verteilung stammen. Über das sog. Signifikanzniveau eines Tests wird die Anpassungsgüte der Verteilungsfunktion an die Stichprobe abgeschätzt; ein direkter Vergleich mehrerer Verteilungen über die berechneten Prüfgrößen eines Tests ist ebenfalls zulässig.

Als Prüfgröße wird beim K-S-Test die maximale Abweichung zwischen der Stichprobe und der untersuchten Verteilungsfunktion herangezogen, beim χ^2-Test die Summe der relative quadratischen Abweichungen zwischen der erwarteten und der beobachteten Häufigkeit einer Klasse[4] und beim $n\omega^2$-Test das Integral über die quadratischen Abweichungen zwischen der empirischen und der untersuchten Verteilung. Die Testgrößen der ausgewählten statistischen Testverfahren sind in Tab. A 8.6 zusammengefasst.

Aus der Prüfgröße wird mit der entsprechenden Verteilung (KS-Verteilung, χ^2-Verteilung, $n\omega^2$-Verteilung) das Signifikanzniveau des Zusammenhangs zwischen Verteilungsfunktion und Stichprobe ermittelt.

8.5 Extrapolation auf geringe Wahrscheinlichkeiten

Ist die (wahrscheinliche) Verteilungsfunktion der Stichprobendaten bekannt, kann hieraus auf die Wahrscheinlichkeit des Eintretens beliebiger Ereignisse geschlossen werden. Nach dem Konzept von VON MISES (1936) kann die Wahrscheinlichkeit als Grenzprozess der relativen Häufigkeit aufgefasst werden (8.9). Die mittlere Eintrittswahrscheinlichkeit

[4] Der χ^2-Test hängt von der Anzahl der Klassen und somit von der gewählten Klassenbreite ab. Die Zahl der Freiheitsgrade (FG) der χ^2-Verteilung berechnet sich zu:

$$FG = k - 1 - a$$

mit: k = Anzahl der Klassen, a = Anzahl der Parameter der untersuchten Verteilung.

Tab. A 8.6 : Ausgewählte Anpassungstests und zugehörige Testgrößen (nach PLATE, 1993 u. KLUGE, 1996)

Test	Testgröße
KOLMOGOROFF-SMIRNOFF-Test	$k = \max \lvert F_B - F_E \rvert$
χ^2-Test	$\chi^2 = \sum_{i=1}^{k} \frac{(F_{B_i} - F_{E_i})^2}{F_{E_i}}$
$n\omega^2$-Test	$n\omega^2 = n \cdot \int_{x=-\infty}^{\infty} [F_B(x) - p_E(x)]^2 \, dF(x)$

mit: F_B = Eintrittswahrscheinlichkeit Stichprobenwerte;
F_E = Eintrittswahrscheinlichkeit Vergleichsverteilung ;
p_E = empirische Eintrittswahrscheinlichkeit Stichprobenwert.

eines einzelnen Ereignisses in einem definierten Wiederholungszeitraum kann abgeleitet werden zu:

$$P_u = 1 - \frac{B}{n \cdot W} \; [-] \tag{8.20}$$

mit: P_u = Unterschreitungswahrscheinlichkeit
B = Beobachtungszeitraum der Stichprobe
W = Wiederholungszeitraum
n = Gesamtanzahl der Werte der Stichprobe.

Aus der Verteilungsfunktion (Tab. A 8.1) wird der zur Unterschreitungswahrscheinlichkeit zugehörige Wert ermittelt. Als Grundlage für die Bestimmung der Unterschreitungswahrscheinlichkeit wird häufig das mittlere Wiederkehrintervall (z. B. 20, 50 oder 100 Jahre) herangezogen. Hierbei muss davon ausgegangen werden, dass sich die Bedingungen im betrachteten Zeitraum nicht ändern.

Zusätzlich kann die Extrapolation auf geringe Eintrittswahrscheinlichkeiten auch für eine Sicherheit gegen die Überschreitung innerhalb eines definierten Zeitraums erfolgen. Ausgehend von der aus dem BERNOULLI-Experiment abgeleiteten Binomial-Verteilung[5] (8.21) kann die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Einzelereignisses mit definierter Eintrittswahrscheinlichkeit berechnet werden. Die Binomial-Verteilung geht für große n in die Poisson-Verteilung (8.22) über.

$$P\,(y \le k; n) = \sum_{y=0}^{k} \binom{n}{y} \cdot p^y \cdot (1-p)^{(n-y)} \tag{8.21}$$

mit: k = Anzahl der betrachteten Ereignisse
n = Gesamtanzahl der Ereignisse
p = Eintrittswahrscheinlichkeit des Einzelereignisses
y = aktuelles Ereignis (Laufvariable)

[5] Die Binomial-Verteilung gibt die Wahrscheinlichkeit an, mit der ein Ereignis mit der Eintrittswahrscheinlichkeit p y-mal in n Versuchen eintritt.

$$P\,(y \le k;\, L) = \sum \frac{(a \cdot L)^y}{y!} \cdot e^{-a \cdot L} \qquad (8.22)$$

mit: a = mittlere Anzahl von Ereignissen je Intervall
L = Intervallänge
k = Anzahl der betrachteten Ereignisse
y = aktuelles Ereignis (Laufvariable).

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein 100-jährliches Ereignis in den nächsten 100 Jahren auch tatsächlich mindestens einmal eintritt, lässt sich aus der Binomial-Verteilung mit den Parametern m = 100, p = 0,01 (1 / 100) und k ≤ 100 zu P = 0,634 (entsprechend P = 63,4 %) berechnen. Entsprechend kann die Eintrittswahrscheinlichkeit für ein Ereignis, das in den nächsten 100 Jahren mit einer Wahrscheinlichkeit von 5 % eintritt, zu rd. $P = 5{,}1282 \cdot 10^{-4}$ (1/1950) berechnet werden. Die Zuordnung von Bemessungszeitraum, Eintrittswahrscheinlichkeit im Bemessungszeitraum und zugehörigem mittlerem Wiederholungszeitraum eines Ereignisses kann Abb. A 8.5 entnommen werden.

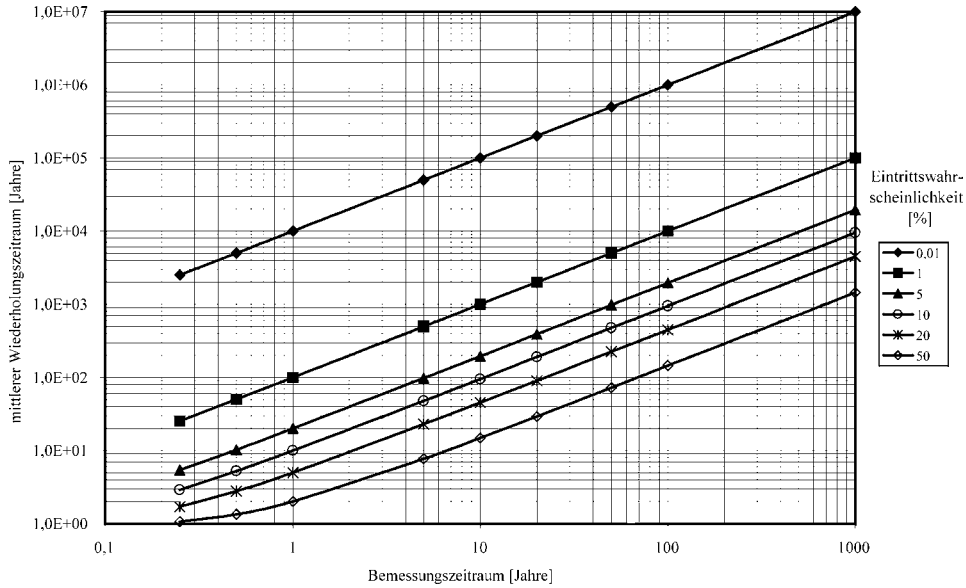


Abb. A 8.5: Mittlerer Wiederholungszeitraum eines Ereignisses in Abhängigkeit vom Bemessungszeitraum und der Eintrittswahrscheinlichkeit im Bemessungszeitraum

8.6 Erforderliche Datenbasis

Bei der Bewertung der extrapolierten Daten stellt sich die Frage nach der statistischen Relevanz der aus der Stichprobe ermittelten extremen Ereignisse für das Projektgebiet. Es ist zu beurteilen, inwiefern auf der Basis der verfügbaren Stichprobe eine Extrapolation der Daten auf die gewählte Wahrscheinlichkeit bzw. den gewählten Zeitraum sinnvoll möglich ist. Ein weit verbreiteter Überschlagsansatz geht davon aus, dass die Daten etwa auf den

3-fachen Zeitraum extrapoliert werden dürfen. Diese Angabe beruht auf theoretischen Untersuchungen von WANG u. LE MEHAUTE (1983), die für die Exponentialverteilung die mittleren prozentualen Abweichungen von 90%-Konfidenzintervallen der Erwartungswerte (von WANG u. LE MEHAUTE bezeichnet als „Unsicherheit" – uncertainty –) untersucht haben.

Bei dem von WANG u. LE MEHAUTE gewählten Kriterium zur Beurteilung der Genauigkeit der Vorhersage werden die aus dem statistischen Ansatz zur Extrapolation der Daten und die aus der Veränderung der Datengrundlage resultierenden Abweichungen miteinander vermischt, so dass die Beurteilung der allein aus der Verlängerung der Datenbasis resultierenden Verbesserung der Vorhersageergebnisse nicht direkt möglich ist.

Untersuchungen für Seegangsdaten auf der Grundlage von Monte-Carlo-Simulationsrechnungen (FRÖHLE, 2000) haben ergeben, dass der zeitliche Umfang der erforderlichen Datenbasis nahezu unabhängig ist vom Zeitraum, auf den die Daten extrapoliert werden. Es ist vielmehr so, dass für extremwertstatistische Untersuchungen eine verlässliche Datenbasis über einen definierten Mindestzeitraum verfügbar sein muss, um die Abweichungen des Ergebnisses vom entsprechenden Erwartungswert der Grundgesamtheit in einer überschaubaren Größenordnung zu halten. Für die Verhältnisse an der deutschen Nordseeküste sowie der deutschen Ostseeküste ist nach den statistischen Simulationsrechnungen ein Zeitraum von rd. 20 Jahren erforderlich, für den verlässliche Seegangsdaten verfügbar sein müssen (vgl. Abb. A 8.6). Sinngemäß sind diese Angaben auch auf andere hydrographische Größen übertragbar, da auch hier die gleichen statistischen Verteilungsfunktionen (WEIBULL-, Extremal-, Log-Normal-Verteilung, etc.) für die Untersuchungen benutzt werden.

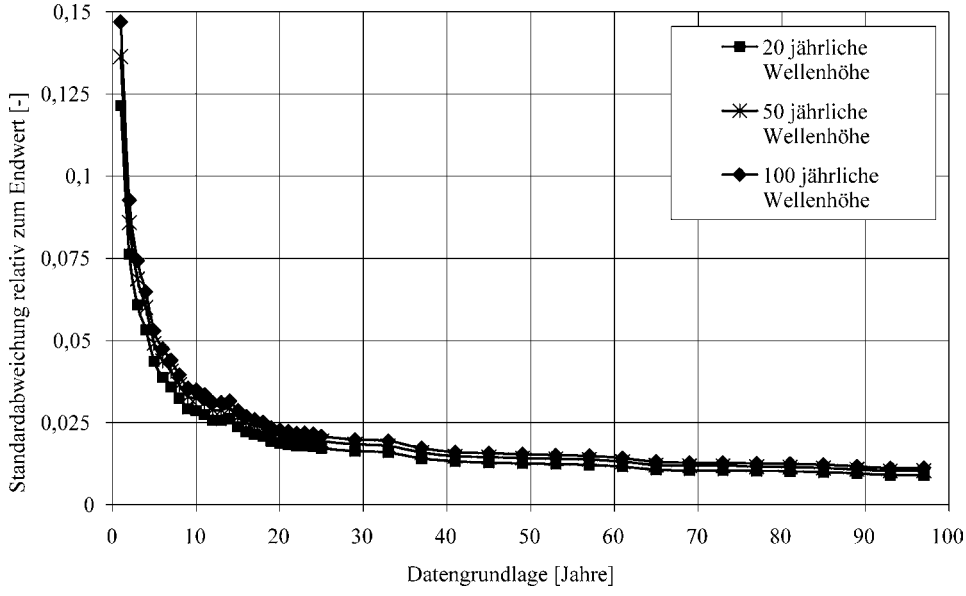


Abb. A 8.6: Standardabweichung der extrapolierten Wellenhöhen in Abhängigkeit von der Datengrundlage (Jahre) für ausgewählte Jährlichkeiten

8.7 Physikalische Grenzbedingungen

Neben den aus der zur Verfügung stehenden Datengrundlage und den aus der statistischen Methodik resultierenden Unsicherheiten, ist es empfehlenswert, für die Bewertung der Ergebnisse extremwertstatistischer Untersuchungen immer auch physikalisch mögliche Grenzen der hydrodynamischen Parameter zu berücksichtigen.

Die Ursache möglicher Grenzbedingungen ist in starkem Maße abhängig von der jeweils untersuchten physikalischen Größe aber auch vom jeweiligen Projektgebiet. Beispielsweise können bei Seegangsmessungen mögliche extreme Wellenhöhen in einem Projektgebiet direkt von der Wassertiefe abhängig sein; bei Wasserstandsmessungen können in einem Projektgebiet mit Überschreiten eines bestimmten Wasserstandes (z. B. durch Überfluten von Polderflächen) die Systemeigenschaften komplett verändert werden, so dass die Gewinnung von homogenen Stichproben nur für Werte oberhalb bzw. unterhalb dieser Grenze möglich wird. Liegen alle Werte der Stichprobe unterhalb dieser Grenze, so ist die Extrapolation über den Grenzwert hinaus nicht sinnvoll möglich.

Ein weiteres Kriterium zur Begrenzung hydrodynamischer Parameter resultiert aus einer – möglicherweise – im Projektgebiet vorhandenen Begrenzung der erzeugenden Kräfte bzw. der maximal möglichen Wirklänge auf die Wasseroberfläche. Hieraus können für alle hydrodynamischen Größen (Wasserstand, Strömung, Seegang) obere Grenzen für die jeweils betrachteten Parameter resultieren.

8.8 Ausreißer

Ausreißer (engl. outlier) sind einzelne Datensätze, die extrem viel größer oder extrem viel kleiner sind als der Rest der Daten. In der Statistik werden Ausreißer häufig definiert als Ereignisse, die um mehr als das Vierfache der Standardabweichung vom Mittelwert abweichen (SACHS, 1984). Für normalverteilte Grundgesamtheiten ist die Irrtumswahrscheinlichkeit bei dieser Definition eines Ausreißers geringer als 0,02 %. Für nicht normalverteilte Grundgesamtheiten ist die Irrtumswahrscheinlichkeit entsprechend zu bestimmen.

Die Ursachen für das Auftreten von Ausreißern können vielfältig sein. Im Allgemeinen handelt es sich um Messfehler oder um Daten, die einer anderen Grundgesamtheit entstammen als der Rest der Stichprobe.

Ausreißer gehören mit großer Wahrscheinlichkeit nicht der Grundgesamtheit der restlichen Daten an. Sie müssen dementsprechend vor der weiteren Analyse der Daten aus der Stichprobe entfernt werden, da sie ansonsten zu einer Verfälschung der statistischen Untersuchungen führen. Bei der Analyse extremer Ereignisse ist beim Auftreten von Ausreißern immer zu prüfen, ob diese Datensätze möglicherweise einer anderen Grundgesamtheit angehören, die dann gegebenenfalls maßgebend für die Extremwertanalyse werden kann.

Andere Methoden zur Berücksichtigung von Ausreißern werden insbesondere in der Hydrologie häufig angewendet (z. B. SACKL, 1987; DVWK, 1999); diese sind jedoch im statistischen Sinne nicht korrekt und führen zu verfälschten Ergebnissen bei der Interpretation der Stichprobe.

8.9 Bivariate Statistik

Für die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus ist die separate Betrachtung einzelner physikalischer Größen (Wasserstände, Strömungen, Seegang, etc.) innerhalb extremer Ereignisse häufig nicht hinreichend. Beispielsweise sind zur Bewertung der Sicherheit

von Bauwerken neben der statistischen Verteilung extremer Wasserstände im Allgemeinen auch die statistische Verteilung zugehöriger maximaler signifikanter Wellenhöhen oder weiterer Seegangsparameter (Wellenperiode und Wellenanlaufrichtung) sowie anderer Größen zur Beschreibung extremer Ereignisse (z. B. Dauer extremer Ereignisse oder Zeitintervall zwischen extremen Ereignissen) von Bedeutung. Obwohl diese Größen im statistischen Sinne grundsätzlich unabhängig voneinander sind, sind die Verteilungen häufig miteinander korreliert.

Die Berechnung von Eintrittswahrscheinlichkeiten zweier oder mehrerer unabhängiger Größen setzt mehrdimensionale statistische Ansätze voraus. Für praktische Anwendungen sind diese auf zwei Dimensionen (zwei unabhängige Zufallsvariablen, bivariate Verteilungen) begrenzt, da bereits für drei unabhängige Zufallsvariablen die Wahrscheinlichkeitsfunktionen nicht mehr anschaulich sind und der Rechenaufwand groß wird (vgl. SACKL, 1987).

Methodisch kommen für die Berechnung von gemeinsamen, bedingten Eintrittswahrscheinlichkeiten zweier unabhängiger Zufallsvariablen (hier: X, Y) grundsätzlich zwei Vorgehensweisen in Frage:

– bivariate Methode, d. h. die Anwendung bivariater Verteilungen (Tab. A 8.7) für die beiden Zufallsvariablen
– ‚kombinierte univariate' Methode, d. h. die Ermittlung der Verteilung der korrelierten Zufallsvariable (Y) für die vorgegebene Zufallsvariable (X).

Die Anwendung von bivariaten Verteilungsfunktionen hat den Vorteil, dass jeweils eine in sich geschlossene Lösung des Problems erreicht wird. Es gibt jedoch nur eine beschränkte Auswahl von mathematisch geschlossen definierten bivariaten Verteilungen. Häufig ist ledig-

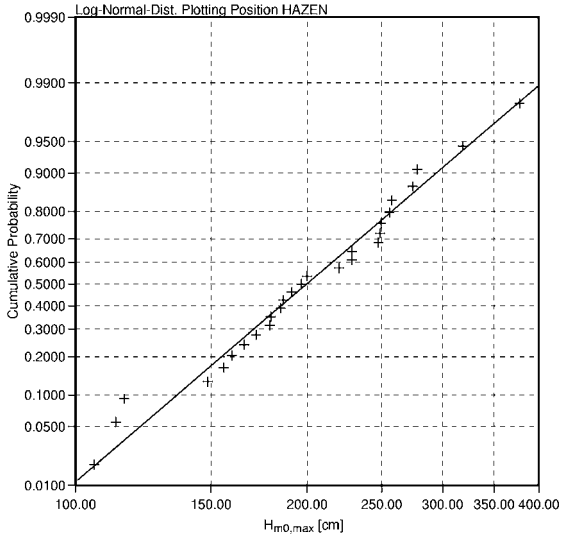
Tab. A 8.7: Dichte- und Verteilungsfunktionen bivariater Verteilungen

	Dichtefunktion
Bivariate Normal-Verteilung	$f(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-r^2}} \cdot \exp\left\{-\frac{1}{2(1-r^2)}\left[\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)^2 - 2r\left(\frac{x-\mu_x}{\sigma_x}\right)\left(\frac{x-\mu_y}{\sigma_y}\right) + \left(\frac{x-\mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right]\right\}$
Bivariate WEIBULL-Verteilung	$f(x, y) = \left[\frac{\zeta y^{\zeta-1}}{\eta^\zeta} e^{-\left(\frac{y}{\eta}\right)^\zeta}\right]\left[\frac{\beta x^{\beta-1}}{\alpha^\beta} e^{-\left(\frac{x}{\alpha}\right)^\beta}\right]$
Bivariate Log-Normal-Verteilung	$f(x, y) = \frac{0{,}5}{\sqrt{1-\alpha_{xy}^2}\pi\sigma_x\sigma_y xy}$ $\exp\left[-\frac{0{,}5}{1-\alpha_{xy}^2}\left[\frac{(\ln(x)-\mu_x)^2}{\sigma_x^2} - \frac{2\alpha_{xy}(\ln(x)-\mu_x)(\ln(y)-\mu_y)}{\sigma_x\sigma_y} + \frac{(\ln(y)-\mu_y)^2}{\sigma_y^2}\right]\right]$
Bivariate WEIBULL Log-Normal-Verteilung	$f(x, y) = \left[\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-\mu}{\sigma}\right)^2}\right]\left[\frac{\beta(y-\gamma)^{\beta-1}}{\pi\alpha^\beta} e^{-\left(\frac{y-\gamma}{\alpha}\right)^\beta}\right]$

lich die Dichtefunktion mathematisch definiert und die Verteilungsfunktionen müssen numerisch integriert werden. Oftmals können Berechnungen auch nur nach Transformation der realen Verteilungen in die Normalverteilung angestellt werden (vgl. z. B. SACKL, 1987).

Für praktische Anwendungen ist die kombinierte univariate Methode häufig günstiger, da hier die Verteilungen der einzelnen Zufallsvariablen frei wählbar und mischbar sind und die Ermittlung der am besten passenden Verteilung ferner anhand von differenzierten Stichproben durchgeführt werden kann. Somit ist häufig eine bessere Anpassung an die Daten möglich. Nachteilig ist, dass die gemeinsame Verteilungsfunktion und auch die gemeinsame

a)



b)

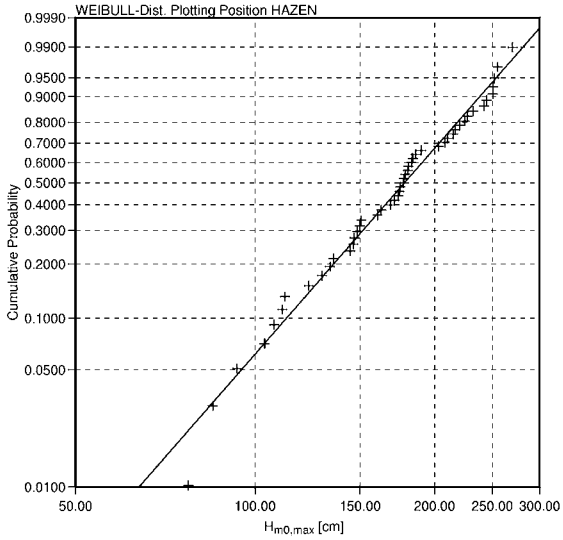


Abb. A 8.7: Verteilung extremer signifikanter Wellenhöhen für a) niedrige (Wst ≤ 400 cm PN) und b) hohe Wasserstände (Wst ≥ 600 cm PN) (Projektgebiet Heiligenhafen, Zeitraum 1957–1999)

Dichtefunktion der Zufallsvariablen mathematisch nicht eindeutig definiert und weitere mathematisch-analytische Betrachtungen somit häufig nicht durchführbar sind.

Die Anpassung der bivariaten Verteilungen an eine Stichprobe erfolgt mit der Methode der Momente oder mit der Maximum-Likelihood-Methode. Bei der kombinierten univariaten Methode kommen ferner die graphische und die Regressionsmethode in Betracht. Die Beurteilung der Güte der Anpassung von bivariaten Verteilungen an eine Stichprobe und die Ermittlung von Konfidenzintervallen ist komplex; optische Anpassungsverfahren kommen nicht in Frage. Bei bivariaten Verteilungen können der mittlere Betrag der Abweichungen und/oder die mittlere quadratische Abweichung zwischen den Stichprobenwerten und der Verteilungsfunktion Grundlage für die Beurteilung sein. Wegen der vergleichsweise geringen Anzahl bivariater Verteilungen und der häufig – insbesondere bei der statistischen Bewertung extremer Ereignisse – vergleichsweise geringen Datendichte ist die Beurteilung der Anpassungsgüte nicht immer eindeutig.

Einen detaillierten Überblick über bivariate Verteilungen geben z. B. SACKL (1987) sowie JOHNSSON u. KOTZ (1972). Hierbei beschränkt sich SACKL auf die Darstellung von Untersuchungen mit der bivariaten Normalverteilung in Kombination mit Variablentransformation.

Anwendungsbeispiele für bivariate Methoden sind beispielsweise die gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit von Wasserständen und zugehörigen Wellenhöhen (vgl. Abb. A 8.7), die statistische Bewertung der Dauer eines Extremereignisses und maximaler signifikanter Wellenhöhe (vgl. Abb. A 8.8) oder die gemeinsame Verteilung von Windsee und Dünung. Nähere Angaben zur gewählten Methodik der Beispiele finden sich bei FRÖHLE (2000).

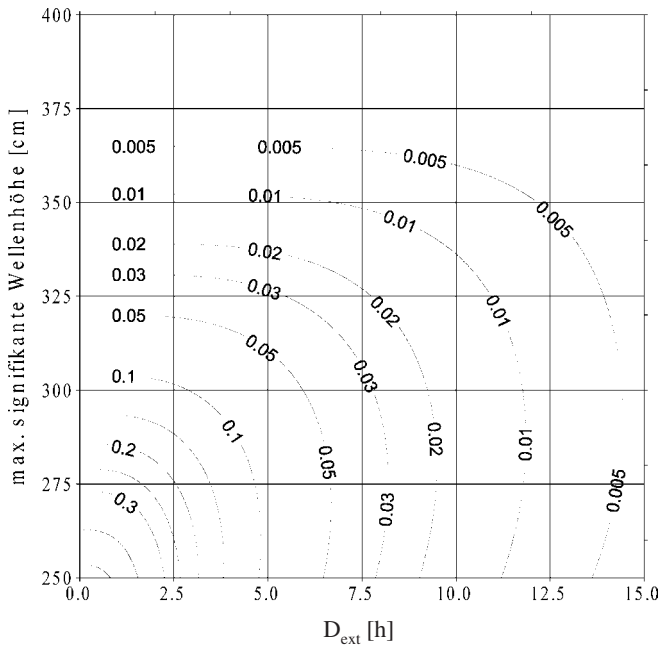


Abb. A 8.8: Gemeinsame Überschreitungswahrscheinlichkeit der Dauer (D_{ext}) und der maximalen signifikanten Wellenhöhe ($H_{m0,max}$) innerhalb eines Extremereignisses (Daten Heiligenhafen, Ostsee) (Kombinierte univariate Methode, Vergleichswellenhöhe für die Berechnung der Dauer $H_{m0,vgl} = 2{,}46 \hat{=}$ 1-jährliche Wellenhöhe)

Es ist darauf hinzuweisen, dass bei der Bewertung der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeiten von Wasserständen und Wellenhöhen gemäß der Fragestellung ein Unterschied besteht zwischen der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Wellenhöhen und zugehöriger Wasserstände und der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Wasserstände und zugehöriger Wellenhöhen.

8.10 Schriftenverzeichns zu Abschnitt A 8

Blom, G.: Statistical Estimates and Transformed Beta-Variables. John Wiley & Sons, 1958.

Carter, D. J. T. u. Challenor, P. G.: Methods of Fitting the Fisher-Tippett Type 1 Extreme Value Distribution, Ocean Engineering, Vol. 10, pp. 191–199, 1983.

Cunnane, C.: Unbiassed Plotting Positions – a Review. Journal of Hydrology Vol.37, No.3/4, 1978.

D'Agostino u. Stevens: Goodness of Fit Techniques. Statistics: Textbooks and Monographs, Vol. 68, Marcel Dekker, Inc., New York, 1986.

DVWK: Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, DVWK Merkblätter 251/1999, Bonn, 1999.

Fisher, R. A.: On an Absolute Criterion for Fitting Frequency Curves. Messenger of Mathematics, 41, pp 155–160, 1912.

Fröhle, P.: Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus. Rostocker Berichte aus dem Fachbereich Bauingenieurwesen, Heft 2, Rostock 2000.

Fröhle, P. u. Kohlhase, S.: Statistical Assessment of Sea State within Extreme Events. Proc. MEDCOAST 99, Antalya, Turkey 1999.

Goda, J.: On the Methodology of Selecting Design Wave Height. Proc. 21st Int. Conf. on Coastal Engineering, Costa del Sol, 1988.

Gumbel, E. J.: Statistics of Extremes. Columbia University Press, New York, 1958.

Gringorton, I. I.: A Plotting Rule for Extreme Probability Paper. Journal of Geophysical Research, Vol. 68, No. 3, 1963.

Hazen, A.: Storage to be Provided in Impounding Reservoirs for Municipal Water Supply. Trans. Am. Soc. Civil Engineers, Paper 1308/77, 1914.

Isaacson de, M. St. Q. u. MacKenzie, N. G.: Long-Term Distribution of Ocean Waves: A Review. Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 107, No. WW2 1981.

Johnsson, N. L. u. Kotz, S.: Continuous Univariate Distributions – 1. John Wiley and Sons, New York, 1970a.

Johnsson, N. L. u. Kotz, S.: Continuous Univariate Distributions – 2. John Wiley and Sons, New York, 1970b.

Johnsson, N. L. u. Kotz, S.: Distributions in Statistics: Continuous Multivariate Distributions. John Wiley and Sons, New York, 1972.

Johnsson, N. L.; Kotz, S. u. Balakrishnan, N.: Continuous Univariate Distributions – 1. John Wiley and Sons, New York, 1970a (2. Auflage 1994).

Johnsson, N. L.; Kotz, S. u. Balakrishnan, N.: Continuous Univariate Distributions – 2. John Wiley and Sons, New York, 1970b (2. Auflage 1995).

Kluge, C.: Wahrscheinlichkeitsanalyse von Hochwasserabflüssen. Dresdner Berichte 7, Dresden 1996.

Mathiesen, M.; Goda, Y.; Hawkes, P. J.; Mansard, E.; Martin, M. J.; Peltier, E.; Thompson, E. F. u. van Vledder, G.: RecommendedPractice for Extreme Wave Analysis. Journal of Hydraulic Research, Vol. 32 1994.

Mises, R. v.: Wahrscheinlichkeit, Statistik und Wahrheit. Springer Verlag, Berlin, 1936.

Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst & Sohn, Berlin, 1993.

Rojas, R. : Theorie der neuronalen Netze. Springer, Heidelberg, 1993.

Röske, F.: Sea Level Forecasts Using Neural Networks. In: Deutsche Hydrographische Zeitschrift – German Journal of Hydrography, Vol. 49, No. 1, Hamburg 1997.

SACHS, L.: Angewandte Statistik. Springer Verlag, Berlin, 1984.

SACKL, B.: Ermittlung von Hochwasser-Bemessungsganglinien in beobachteten und unbeobachteten Einzugsgebieten. Institut für Hydromechanik, Hydraulik und Hydrologie der Technischen Universität Graz, 1987.

VLEDDER, VAN, G.; YOSHIMI; GODA, Y.; HAWKES, P.; MANSARD, E.; MARTIN, M. J.; MATHIESEN, M.; PELTIER, E. u. THOMPSON, E.: Case Studies of Extreme Wave Analysis: a Comparitive Analysis. Proceedings of the Second International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis, July 25–28, 1993, New Orleans, Louisiana 1993.

WANG, S. u. LE MEHAUTE, B.: Duration of Measurements and Long-Term Wave Statistics. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 109, No. 2, May 1983.

WITZKE, U.: Dem Zufall eine Chance. c't Heft 7, Verlag Heinz Heise, Hannover, 1991.

WMO: World Meteorological Organisation „Guide to Wave Analysis and Forecasting". WMO No. 702, Wave Climate Statistics, Genf, 1988.

Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100

Empfehlungen B 2002

Geotechnische Untersuchungen von See- und Tidestromdeichen

Inhalt

1. Vorbemerkungen ... 303
2. Geotechnische Untersuchungen von Untergrund und Deichböden ... 306
2.1 Durchführung von Untergrundaufschlüssen ... 308
2.2 Bodenkennwerte des Untergrundes ... 309
3. Einbauanforderungen der Deichböden ... 313
3.1 Anforderungen an nichtbindige Böden ... 313
3.2 Anforderungen an bindige Böden ... 314
3.3 Besonderheiten des Kleis als Abdeckboden ... 315
4. Hydraulik in Deich und Untergrund ... 316
5. Belastungen und Sicherheiten ... 317
6. Erdstatische Nachweise zur Standsicherheit ... 318
7. Setzungen ... 323
8. Sackungen ... 325
9. Schrumpfungen bindiger Deckschichten ... 325
10. Geotechnische Messungen ... 326
11. Beispiele geotechnischer Messungen ... 327
12. Schriftenverzeichnis ... 334

1. Vorbemerkungen

An den Küsten der Nord- und Ostsee sowie an den Tideflüssen werden seit Jahrhunderten Deiche zum Schutz gegen Sturmfluten und Hochwässer errichtet, deren Bauweisen und Profile auf der Grundlage von bautechnischen Erfahrungen einerseits und den Seegangsbelastungen andererseits entstanden sind. Schäden nach Sturmfluten und Hochwässern haben durch Verstärkungen zu immer größeren Deichquerschnitten geführt, wobei an Nord- und Ostseeküste regionale Unterschiede im Bodenaufbau bestehen, Kramer (1989); Homeier, Siebert, Kramer (1969).

In der Gegenwart werden Deiche und Deichverstärkungen viel schneller als früher gebaut, so dass – insbesondere bei bindigen und organischen Weichböden als Untergrund – zur Setzungs- und Standsicherheitsbeurteilung geotechnische Untersuchungen erforderlich sind. Voraussetzung dafür sind sowohl Aussagen über die geohydraulischen Verhältnisse als auch Kenntnisse über die bodenmechanischen Eigenschaften von Deichboden und Untergrund. Meist an der Nord- aber auch an der Ostseeküste sind oder werden die Deiche auf nacheiszeitlich bindigen oder organischen Weichschichten gegründet (Abb. B 1). Infolge Sedimentation sind diese Böden sehr heterogen geschichtet, bestehen aus Ton-, Schluff-, Sand- und

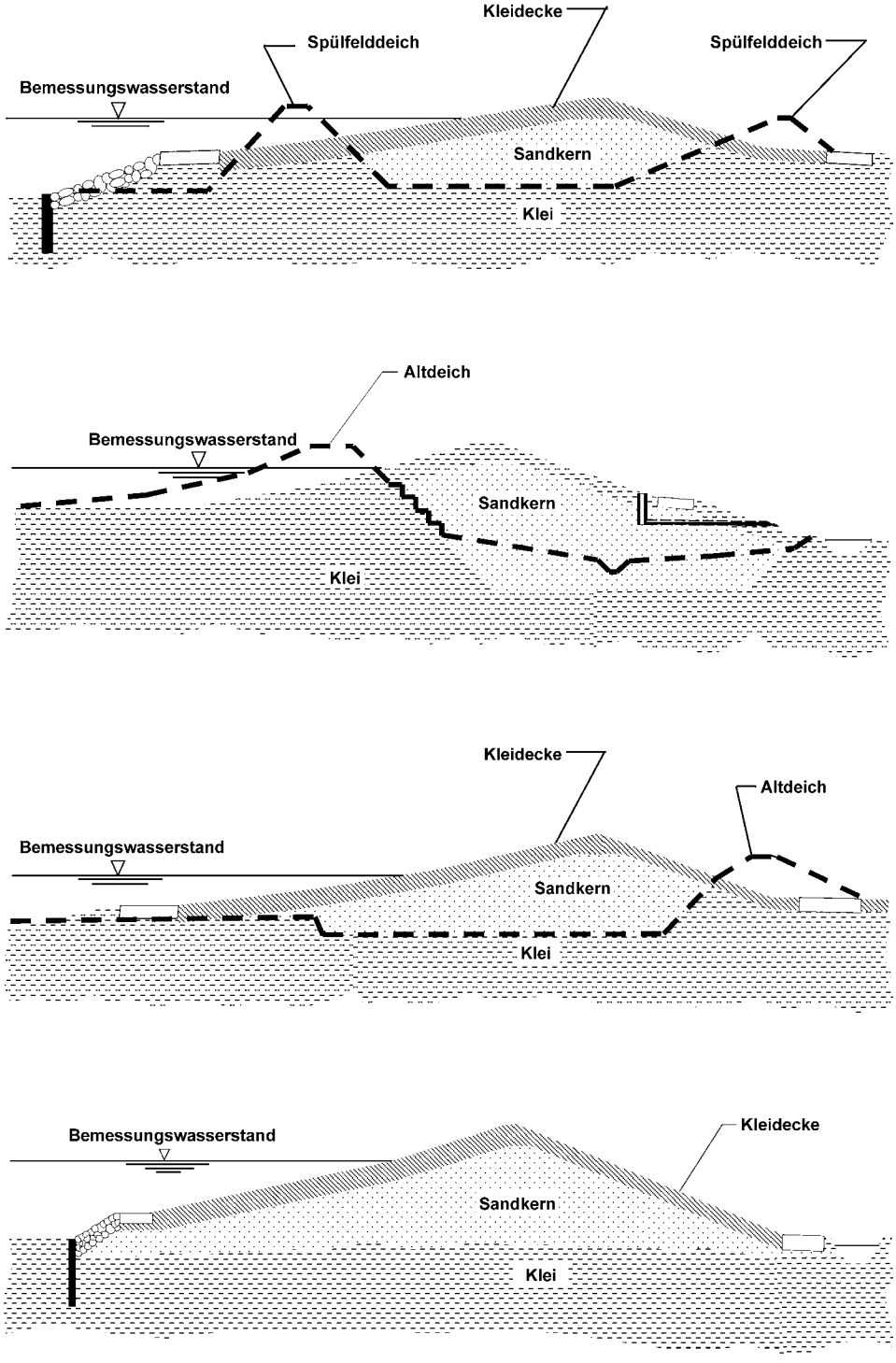


Abb. B 1: Bodenaufbau von Deichprofilen an der Nordseeküste

organischen Anteilen unterschiedlicher und wechselnder Zusammensetzung und besitzen damit unterschiedliche bodenmechanische Eigenschaften. Ein sandiger Klei mit Sandbändern an der Nordsee verhält sich beispielsweise anders als ein torfiger Klei mit Torflagen, ebenso wie an der Ostsee eine sandige Mudde gegenüber einer Torfmudde.

Die Deiche an der Nordsee bestehen überwiegend aus einem Sandkern und Kleidecken (Abb. B 1) oder auch nur aus Klei. An der Ostsee sind sie in Mecklenburg-Vorpommern meist aus Sanden geschüttet und mit natürlichen bindigen Böden (Lehm, Mergel) oder künstlichen Belägen (Pflasterungen) abgedeckt (Abb. B 2). Die Ostseedeiche in Schleswig-Holstein bestehen meist aus Lehm und/oder Mergel. Die ökologischen Forderungen gehen jedoch dahin, statt der klassischen Erdbaustoffe auch weniger geeignete Böden – wie z. B. tonarmen, schluffigen Feinsand – zu verwenden. Dass diese Böden Schwierigkeiten beim Einbau

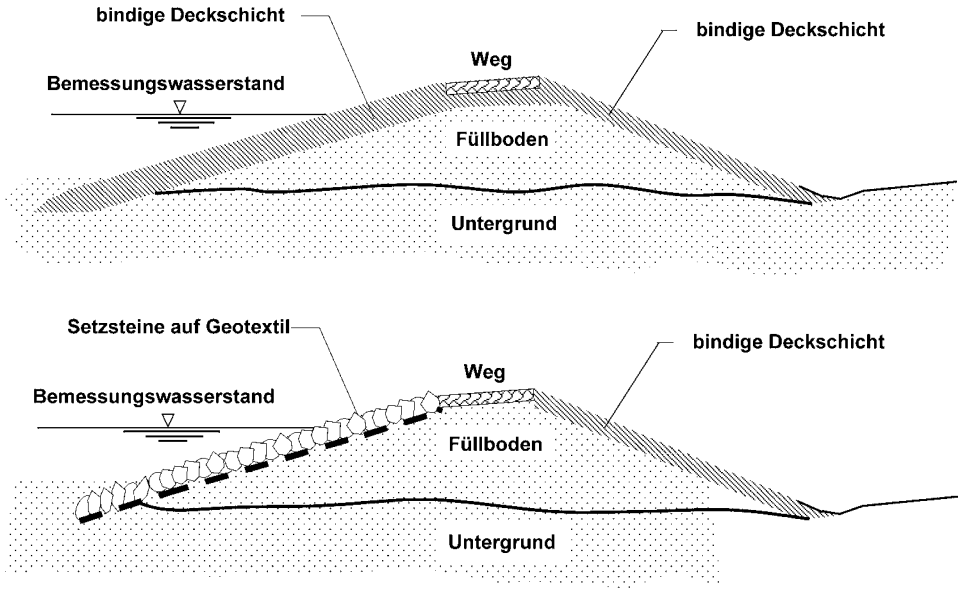


Abb. B 2: Bodenaufbau von Deichprofilen an der Ostseeküste

und im Hinblick auf die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit Probleme bereiten, liegt auf der Hand. Daher erfordern Deichbaumaßnahmen heute oft eine intensivere geotechnische Bearbeitung und Begleitung als bisher.

Die Querschnittsabmessungen und Böschungsneigungen werden vor allem von den örtlich unterschiedlichen Wellen- und Wasserbelastungen der Sturmfluten bestimmt und richten sich vereinzelt auch nach den zur Verfügung stehenden Platzverhältnissen. Die Höhen der Deichkronen ergeben sich auf der Grundlage der jeweiligen Bemessungs- oder Sturmflutwasserstände zuzüglich Wellenauflaufhöhen und Sicherheitszuschlag (s. Abschn. A 2).

Im Unterschied zu Dämmen an Binnenwasserstraßen in Auftragsstrecken werden See- und Tidestromdeiche zum temporären Rückhalt des Wassers gebaut. Wegen der zeitlich begrenzten Wasserbelastung treten im Deichkörper daher überwiegend instationäre Strömungsverhältnisse auf, die maßgeblich von den Bodenarten, deren Durchlässigkeiten sowie vom Schichtenaufbau beeinflusst werden. Darüber hinaus müssen die Deichdecken erosi-

onsstabil sein, um dem Wasserangriff und -überlauf infolge Wellen zu widerstehen. Die natürlichen mineralischen Deichdecken müssen deshalb bei ausreichender Qualität und Verdichtung sorgfältig eingebaut sein.

Erfahrungen zu geotechnischen Untersuchungen von See- und Tide-Stromdeichen aus früheren Deichbaumaßnahmen sind bereits zahlreich in der Literatur beschrieben (Kramer, 1989; Homeier, Siebert u. Kramer, 1969; EAK 1993; Kühn u. Panten, 1989; Bröskamp 1976; DVWK 1992). Sinngemäß sind auch die Erfahrungen mit Flussdeichen nach DVWK (1986) zu beachten.

2. Geotechnische Untersuchungen von Untergrund und Deichböden

Grundlegende Hinweise und Empfehlungen zur Baugrunduntersuchung für Deichbauzwecke und Baustoffgewinnung sind in der Empfehlung B der EAK 1993 gegeben. Um Standsicherheit und Verformung von Küstenschutzwerken beurteilen zu können, sollten die geotechnischen Fragen von einem ortskundigen, fachkompetenten Gutachter bearbeitet werden, der die typischen Böden der norddeutschen Küste an Nord- und Ostsee sowie den Tidestromdeichen kennt. Im Ergebnis ist für jede Deichbaumaßnahme ein geotechnisches Gutachten oder eine Stellungnahme zu erstellen. Bevor allerdings das Untersuchungsprogramm festgelegt wird, sollten für den Deichbauabschnitt und seine Nachbarbereiche

- Altaufschlüsse, geotechnische Stellungnahmen und Gutachten früherer Deichbaumaßnahmen,
- geologische Karten und Bestandsunterlagen sowie
- geotechnische Datenbanken, z. B. Geologisches Landesarchiv,

gesichtet werden. In der Regel ist der grundsätzliche Aufbau von Untergrund und bestehendem Deichkörper aus den vorgenannten Archivunterlagen früherer Baumaßnahmen so weit bekannt, dass nach deren Aufarbeitung für die geplante Bauaufgabe nur noch ganz gezielte Baugrunduntersuchungen erforderlich sind.

Die Tab. B 1 gibt eine Übersicht der geotechnischen Untersuchungsmethoden und der daraus resultierenden Angaben, die für den Untergrund und den Boden als Baustoff maßgebend sind. Weitere Einzelheiten zur Baugrunduntersuchung sind in der Empfehlung B der EAK 1993 und im DIN-Taschenbuch *Erkundung und Untersuchung des Baugrundes* angegeben bzw. geregelt. Darüber hinausgehende spezielle geotechnische Angaben liefert CUR (1996).

In den Deichtrassen stehen häufig gering tragfähige nacheiszeitliche Weichböden marinen Ursprungs an. Die nacheiszeitlichen Ablagerungen im norddeutschen Küstenbereich zeichnen sich durch einen häufigen Wechsel zwischen nichtbindigen und bindigen sowie organischen Sedimenten aus. An der Nordsee und den Tideflüssen sind dies Schlick, Torf und Klei, an der Ostsee vorwiegend die Bodenarten Mudde und Torf. Die Mächtigkeit der Weichschichten kann bis zu 35 m betragen. Demnach finden die Aufschlussbohrungen und Sondierungen meist in schwierigen Untergrundverhältnissen statt, wo die Qualität der Baugrundaufschlüsse ein besonders hohes Maß erfordert. Wenn aus Kostengründen in diesen Weichböden dann auch noch einfache Bohrverfahren wie z. B. gerammte Kleinbohrungen gewählt werden, so schränkt dies die geotechnische Aussagekraft hinsichtlich Standsicherheit, Verformung und Bauausführung von Deichbaumaßnahmen deutlich ein. Baugrundaufschlüsse mit gerammten Kleinbohrungen können beispielsweise wegen der Pfropfenwirkung in der Bohrschappe oder durch Kernverluste bei ausfließendem Bohrgut im Grundwasser die

Tab. B 1: Untersuchungsmethoden mit geotechnischen Aussagen

Untersuchungsmethode	Ergebnisse, Aussagen etc.
Bohrungen	– Bodenarten, Schichtenaufbau, Schichtgrenzen – Bohr-, Kern- und Sonderproben (ungestörte Bodenproben) für Laborversuche – Grundwasserhorizonte bzw. -spiegel
Sondierungen	– Drucksondierungen – Erkundung von Schichtenaufbau – Überprüfung von Altbohrungen – Festigkeitsbestimmung (Lagerungsdichten) nichtbindiger Böden – Durchlässigkeitsbestimmung über Porenwasserdruckmessungen – Flügelsondierungen – Anfangsscherfestigkeiten von Weichböden
Laborversuche	– zur Klassifizierung – Korngrößenverteilungen – Wassergehalte – Konsistenz und Plastizität – Feucht-, Trocken-, Korndichten – Glühverluste und Kalkgehalte – Proctordichten – zur Bestimmung der bodenmechanischen Eigenschaften – Anfangs- und Endscherfestigkeiten – Durchlässigkeiten – Zusammendrückbarkeiten (Steifemodule) – Schrumpfverhalten
Messungen bzw. in-situ-Versuche	– Grund- und Sohlwasserdruckmessungen – Porenwasserdruckmessungen – Neigungsmessungen – Setzungs- und Extensometermessungen – Probeschüttungen

Bohrergebnisse so verfälschen, dass konventionelle Bohrungen mit der Entnahme von hochwertigen, ungestörten Sonderproben und einwandfreien Bohrkernen immer vorzuziehen sind. Dies gilt nicht nur für die marinen Weichböden, sondern in den Feldern der Bodenentnahme auch für schwach plastische bindige Böden wie Geschiebelehm und Geschiebemergel an der Ostseeküste, die bei unqualifizierten Probenentnahmen aufweichen und kein zutreffendes Bild von den tatsächlichen Festigkeiten vermitteln.

Für eine sichere Standsicherheits- und Verformungsbeurteilung ist die Bestimmung der bodenmechanischen Parameter – insbesondere Anfangsscherfestigkeit und Steifemodul – von maßgebender Bedeutung. Dies setzt die einwandfreie Gewinnung von Bodenproben und die fachgerechte Durchführung der Bohr- und Sondierarbeiten voraus. Um dies auch zu gewährleisten, sollten die Baugrundaufschlüsse, Sondierungen und Messungen im Feld im Rahmen der Qualitätssicherung von einer Fachaufsicht vor Ort überwacht werden. Es empfiehlt sich, dass dem geotechnischen Gutachter die Verantwortung für die Qualitätssicherung der Bohrarbeiten und Felduntersuchungen übergeben wird, da sie die Grundlagen für seine Aussagen sind.

Bei besonders schwierigen Baugrundverhältnissen ist eine wirtschaftliche Lösung der Baumaßnahme oft erst durch eine Probeschüttung als in-situ-Versuch kalkulierbar, die von sorgfältigen Messungen der Setzungen, der horizontalen Verschiebungen, der Porenwas-

serüberdrücke, der Größe der Verdrängungskörper usw. zu begleiten ist. Art und Umfang der Messungen sollten mit dem geotechnischen Gutachter festgelegt werden, dem auch die Überwachung und Beurteilung der Messergebnisse obliegt.

2.1 Durchführung von Untergrundaufschlüssen

Zur Baugrunderkundung sind Bohrungen nach DIN 4021 auszuführen, wobei die erbohrten Bodenarten nach DIN 4022 Teil 1 bzw. DIN 18196 benannt und die Ergebnisse nach DIN 4023 dargestellt werden. Bei einem Linienbauwerk – wie einem Deich – sollten die Ergebnisse in einem geotechnischen Längsschnitt aufgetragen werden. Hauptbohrungen sollten dafür im Abstand von etwa 50 bis 200 m in der Bauwerkstrasse vorhanden sein. Bei schwierigen geologischen Verhältnissen sowie bei Unregelmäßigkeiten im Untergrund sind zusätzliche Aufschlüsse durchzuführen, wobei sich Kleinbohrungen nach DIN 4021 als Nebenbohrungen anbieten. In jedem Fall sollte ein hinreichender Überblick über die Baugrundverhältnisse auch längs eines Streifens auf beiden Seiten des Deiches gewonnen werden (EAU 1996, E 1). Die Bohrtiefe richtet sich nach der Mächtigkeit der die Setzungen und die Standsicherheit beeinflussenden Bodenschichten (DIN 4020). Weiche Bodenschichten sollten jedoch bis zum tragfähigen Untergrund erkundet werden.

Zusätzlich zum Bodenaufbau sind die Grundwasserverhältnisse über einen längeren Zeitraum zu beobachten. Daher sollten ausgewählte Bohrungen als Grundwassermessstellen nach DIN 4020 und DIN 4021 ausgebaut werden.

Um die Feinschichtung des Untergrundes zuverlässig erkennen zu können, bietet sich als Bohrverfahren bei Hauptbohrungen ein Baugrundaufschluss mit durchgehender Gewinnung gekernter Bodenproben an (DIN 4021, Tab. 1). Bei allen bindigen und organischen Bodenarten können die maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte zuverlässig nur an ungestörten Bodenproben bestimmt werden. Daher sind zusätzlich zu den Kernproben Sonderproben der Güteklasse 1 bis 2 gem. DIN 4021 zu entnehmen.

Zur Ermittlung der Lagerungsdichte und Festigkeit nichtbindiger Böden werden noch zusätzlich Sondierungen nach DIN 4094 erforderlich. Um die Anzahl der Sondierungen gezielt und in einem möglichst wirtschaftlichen Rahmen durchzuführen, ist die Festlegung der Sondierpunkte und Sondiertiefen erst nach Durchführung der Bohrungen sinnvoll.

Drucksondierungen haben sich dabei als geeignetes Sondierverfahren erwiesen, um die Festigkeit von nichtbindigen Böden zu bestimmen und daraus die maßgebenden Bodenkennwerte abzuleiten. Durch getrennte Registrierung von Spitzendruck und Mantelreibung können außerdem in Verbindung mit Schlüsselbohrungen Schichtenaufbau und Schichtgrenzen bestimmt werden. Drucksondierungen mit gleichzeitiger Porenwasserdruckmessung lassen ebenfalls eine gute Aufschlussmöglichkeit bei Wechsellagerungen von nichtbindigen und bindigen Böden zu. Durch Dissipationstests, bei denen innerhalb einer organischen oder bindigen Schichtenfolge der Sondenvorschub gestoppt wird und in einer nachfolgenden Ruhepause der Abbau des Porenwasserüberdrucks gemessen wird, lässt sich nach Levadoux u. Baligh (1986) der Konsolidierungsbeiwert und indirekt der Durchlässigkeitsbeiwert vor Ort ermitteln. Dieses zumeist erst nach der eigentlichen Baugrunderkundung angewandte Untersuchungsverfahren bietet dort große Vorteile, wo Bemessungskriterien für eine Schütthöhenbegrenzung auf tonigen und organischen Weichschichten im Untergrund zu ermitteln sind.

Falls Drucksondierungen nicht durchführbar sind, kann im Ausnahmefall auf die Ausführung von Rammsondierungen zur Ermittlung der Festigkeiten von nichtbindigen Bo-

denschichten zurückgegriffen werden. Der Eindringwiderstand bei Rammsonden wird, trotz verdickter Spitze, durch Mantelreibung am Gestänge beeinflusst. Das ist besonders dann der Fall, wenn im Untergrund bindige Bodenschichten eingelagert sind oder wenn nichtbindige Böden eine besonders hohe Lagerungsdichte aufweisen. Deshalb sind Rammsondierungen im Gegensatz zu Drucksondierungen weder zur Feststellung von Schichtgrenzen noch von Bodenarten geeignet. Der Einsatz von Rammsonden ist sinnvoll für maximale Untersuchungstiefen bis ca. 5 m bei der leichten Rammsonde und bis 12 m bei der schweren Rammsonde. Für noch größere Untersuchungstiefen oder im freien Wasser kommt die Standard-Penetration-Sonde (SPT) zur Anwendung. Diese Sonde arbeitet wie eine Rammsonde und wird am Seil hängend in einer Bohrung auf der Bohrlochsohle eingesetzt. Einzelheiten zur Handhabung und Abmessungen von Sondiergeräten sind in der DIN 4094 geregelt.

Die Feldflügelsonde nach DIN 4096 dient zur Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit bindiger und organischer Weichböden. Die Flügelsonde wird entweder direkt in den Boden gepresst oder von der Bohrlochsohle aus eingesetzt. Feldflügelsondierungen sind dann durchzuführen, wenn aus breiigen bis weichen bindigen Böden keine Sonderproben zu gewinnen sind.

2.2 Bodenkennwerte des Untergrundes

Um Bodenkennwerte für die angetroffenen Bodenschichten angeben zu können, sind Laborversuche an Bodenproben durchzuführen sowie Sondierergebnisse auszuwerten. Bodenproben werden sowohl für nichtbindige als auch für bindige Bodenarten zur Ermittlung von Klassifikationsmerkmalen und erdstatischen Kennwerten benötigt, wobei letztere für bindige und organische Böden nur an Sonderproben durch Laborversuche und für nichtbindige Bodenarten aufgrund von Sondierergebnissen bestimmt werden.

Zur Klassifikation und Zustandsbeschreibung des Bodens sind die in Tab. B 2 zusammengestellten Laborversuche durchzuführen, die Ergebnisse über Korngrößen, Dichte des Bodens und Wassergehalte sowie über die im Boden enthaltenen Nebenbestandteile liefern.

Tab. B 2: Laborversuche zur Klassifikation und Zustandsbeschreibung von Böden

Titel	Norm
Wassergehalt; Bestimmung d. Ofentrocknung	DIN 18121
Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen)	
a) Laborversuche	DIN 18122
b) Feldversuche	DIN 4022 Teil 1
Bestimmung der Korngrößenverteilung	DIN 18123
Bestimmung der Korndichte	DIN 18124
Bestimmung der Dichte des Bodens	DIN 18125
Bestimmung des Glühverlustes	DIN 18128
Bestimmung des Kalkgehaltes	DIN 18129

Nach DIN 18122 werden für bindige Böden zunächst die Fließ-, Ausroll- und Schrumpfgrenzen bestimmt. Die hiernach ermittelte Konsistenzzahl I_c führt jedoch bei sensitiven und inhomogenen Böden (z. B. Klei und Geschiebemergel) im Vergleich zu der nach DIN 4022 Teil 1 vorgenommenen Ansprache zu unterschiedlichen Ergebnissen in der Kon-

Tab. B 3: Konsistenz in Abhängigkeit von der Anfangsscherfestigkeit nach KIEKBUSCH, 1999

Anfangsscherfestigkeit c_u [kN/m²]	Benennung der Konsistenz
< 2	flüssig
2–6	breiig
6–20	sehr weich
20–60	weich
60–200	steif
200–600	halbfest
> 600	fest

sistenz. Nach SCHUPPENER u. KIEKBUSCH (1988) sowie KIEKBUSCH (1999) kann die Konsistenz durch Bestimmung der Scherfestigkeit des undränierten Bodens (Anfangsscherfestigkeit c_u), z. B. mit dem Taschenpenetrometer zutreffender gemäß Tabelle B 3 eingestuft werden.

Die Wasserdurchlässigkeit wird bei bindigen und gemischtkörnigen Böden nach DIN 18130 ermittelt. Bei Sanden kann die Wasserdurchlässigkeit unter Berücksichtigung der Ungleichförmigkeit U und der Lagerungsdichte D zutreffender nach BEYER (1964) als nach DIN 18130 bestimmt werden. Ein Pumpversuch vor Ort liefert die genauesten Angaben.

Mit den erdstatischen Kennwerten wird das Verhalten des Bodens bei Belastungsänderungen beschrieben, wobei zwischen dem Anfangszustand und dem Endzustand unterschieden wird. Für den Anfangszustand ist die Scherfestigkeit des undränierten Bodens (Anfangsscherfestigkeit) maßgebend, während für den Endzustand die Scherfestigkeit des dränierten und konsolidierten Bodens (Endscherfestigkeit) anzusetzen ist.

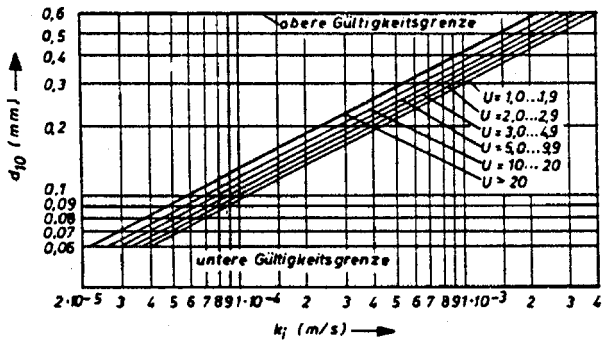


Abb. 1. Beziehung zwischen d_{10} und der Durchlässigkeit k in Abhängigkeit von U nach Beyer (WWT, H. 6, S. 165, 1964)

d_a = Korngröße in mm, welche (100 – n) % Gewichtsanteile größerer Körner und n % kleinerer einer gegebenen Körnung trennt
d_{10} = definiert als „wirksame Korngröße“ für n = 10
U = $^d60/d_{10}$ = Ungleichförmigkeit einer Körnung
k_i = Wasserdurchlässigkeit einer Körnung i mittlerer Lagerungsdichte
k = $(\Sigma k_i \cdot a_i)/\Sigma a_i \approx$ mittlere Wasserdurchlässigkeit eines Bodens, der aus mehreren Schichten der Dicke a_i unterschiedlicher Körnung besteht

Abb. B 3: Beziehung zwischen d_{10} und der Durchlässigkeit k in Abhängigkeit von U nach BEYER (1964)

Die zur Bestimmung der jeweiligen Scherfestigkeit üblichen Versuche sind in Tab. B 4 zusammengestellt. Dafür sind ungestörte Bodenproben erforderlich, die durch Entnahme und Transport nicht verändert sein dürfen.

Tab. B 4: Labor- und Feldversuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit

	Anfangsscherfestigkeit Für den undränierten Boden kann ermittelt werden:		**Endscherfestigkeit** Für den dränierten Boden kann ermittelt werden:	
Erstkonsolidierte und wassergesättigte Böden	a) Totaler Reibungswinkel φ_u aus:		Winkel der Gesamtfestigkeit φ'_s aus:	
	UU-Versuch	DIN 18137	CU-Versuch	DIN 18137
			CD-Versuch	DIN 18137
	b) Kohäsion c_u aus:			
z. B.	UU-Versuch	DIN 18137		
Klei, Mudde	Einaxialversuch	DIN 18136		
	Taschenpenetrometer			
	Laborflügelversuch			
	Feldflügelsondierung	DIN 4096		
Überkonsolidierte und wassergesättigte Böden	a) Totaler Reibungswinkel φ_u aus:		Effektiver Reibungswinkel φ'	
	UU-Versuch	DIN 18137		
	b) Kohäsion c_u aus		b) Effektive Kohäsion c' aus:	
z. B.				
Lauenburger Ton	UU-Versuch	DIN 18137	CU-Versuch	DIN 18137
Geschiebemergel	Einaxialversuch	DIN 18137	CD-Versuch	DIN 18137
	Taschenpenetrometer			
	Laborflügel			

Wird die Anfangsscherfestigkeit c_u aus Flügelsondierungen ermittelt, sind die gemessenen Werte in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl I_p nach EAU 1990, E88, abzumindern.

Ein Maß für die Zusammendrückbarkeit von Böden ist der Steifemodul E_s, der bei bindigen Böden durch Kompressionsversuche ermittelt wird. Für Setzungsberechnungen ist bei erstkonsolidierten Böden der Steifemodul aus dem Erstbelastungsast und bei überkonsolidierten Böden aus dem Wiederbelastungsast zu ermitteln. Nach Brinch-Hansen u. Lundgren (1960) soll der Kompressionsversuch bei überkonsolidierten Böden in der Erstbelastung so durchgeführt werden, dass eine Rückverdichtung der Bodenprobe erfolgt.

Zur Auswertung von Spitzendrucksondierungen hinsichtlich der Scherfestigkeit und Kompressibilität bindiger Weichschichten siehe Senneset et al. (1982).

Da in nichtbindigen Böden keine Sonderproben entnommen werden können, sind deren Festigkeiten aus den Ergebnissen von Sondierungen empirisch abzuleiten.

Bei Drucksondierungen, die gegenüber von Rammsondierungen die zuverlässigeren Ergebnisse liefern, ist der Spitzenwiderstand q_c ein Maß für die Festigkeit des Bodens. Mit „Festigkeit“ ist hier summarisch die Eigenschaft eines nichtbindigen Bodens bezeichnet, die durch seine Lagerungsdichte, Korngröße und Kornrauigkeit gekennzeichnet ist und sich in der Größe des Steifemoduls E_s sowie des Reibungswinkels φ' äußert. Dabei kann in Anlehnung an das Beiblatt 1 der DIN 4094 von dem in Tab. B 5 angegebenen Zusammenhang zwi-

Tab. B 5: Bewertung von Drucksondierergebnissen zur Ermittlung der Festigkeit von Sanden und Kiesen

Spitzenwiderstand q_c [MN/m²]	Charakteristischer Reibungswinkel φ'	Steifemodul E_s [MN/m²]	Benennung der Festigkeit
< 2	≤ 30	< 15	sehr gering
2–6	30°–35°	15–50	gering
6–11	35°–37,5°	50–80	mittel
11–19	37,5°–40°	80–100	groß
> 19	≥ 40°	> 100	sehr groß

schen dem Sondierergebnis, der Größe des charakteristischen Reibungswinkels φ', dem Steifemodul E_s und der Benennung der Festigkeit ausgegangen werden.

Sollten in Ausnahmefällen Rammsondierungen erforderlich werden, können der Reibungswinkel φ' und das Steifemodul E_s aus dem Eindringwiderstand N_{10} (Schlagzahlen pro 10 cm Eindringung) nach DIN 4094 ermittelt werden. Bei Standard-Penetration-Tests (SPT) kann zusätzlich auch PIANC (1984) herangezogen werden.

Die bei Spitzendrucksondierungen gemessene örtliche Mantelreibung erlaubt nach Weiss (1990) Rückschlüsse auf die Bodenart und Schichtenfolge.

Für Ausführungsentwürfe sind für die Scherfestigkeit charakteristische Werte anzugeben, die in DIN 4020 und EAU definiert sind. Bei Berechnungen nach EAU (1990) sind die charakteristischen Werte den dort genannten Grundwerten gleichzusetzen und müssen daher mit den Sicherheitsbeiwerten nach Abs. 1.13 (E 96) abgemindert werden. Berechnungen nach dem neuen Sicherheitskonzept nach EAU (1996), Abs. 0.2, erfolgen mit den dort angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten, mit denen die charakteristischen Bodenkennwerte abgemindert werden. Der Nachweis globaler Sicherheiten wird mit den charakteristischen Werten geführt.

Für bindige und nichtbindige sowie organische Bodenarten bei Deichbaumaßnahmen als Untergrund oder Baustoff sind vom geotechnischen Gutachter die vorgenannten Bodenkennwerte zu ermitteln und als charakteristische und/oder Bemessungskennwerte anzugeben. Angaben über Bodenkennwerte zur Vorbemessung ohne detaillierte bodenmechanische Feld- und Laboruntersuchungen können der Tab. E 9-1 der Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen EAU (1996) entnommen werden.

Auf Grundlage der Bodenkennwerte und unter Bewertung von Labor- und Felduntersuchungen sind außerdem qualitative Aussagen über weitere Bodeneigenschaften wie Wasser- und Frostempfindlichkeit, Baugrundtragfähigkeit und Befahrbarkeit zu machen. Maßgebend für die Erdbaumaßnahmen im Deichbau ist die Klassifizierung der verschiedenen Böden nach den gültigen Erdbau-Normen, damit der Unternehmer den Geräteeinsatz kalkulieren und optimieren kann. Die Tab. B 6 gibt einen Überblick der dafür anzuwendenden Normen und Empfehlungen.

In den DIN-Normen 18300 (Erdarbeiten) und 18311 (Nassbaggerarbeiten) werden die Böden nach ihrer Festigkeit beim Lösen klassifiziert. Bei den bindigen Bodenarten richtet sich diese Klassifizierung vorwiegend nach den Konsistenzgrenzen. Werden die Konsistenzgrenzen abweichend von DIN 18122 bzw. 4022 auf Grundlage der Anfangsscherfestigkeit c_u (nach Tab. B 3) festgelegt, ist der Erdbauunternehmer im Rahmen der Ausschreibung darauf hinzuweisen.

Tab. B 6: Normen und Empfehlungen zur Klassifizierung des Bodens für Baggerarbeiten

Titel	Norm/Empfehlung
Erd- und Grundbau Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke	DIN 18196
Erdarbeiten	DIN 18300
Nassbaggerarbeiten	DIN 18311
Classification of soils and rocks to be dredged	PIANC (1984)

Beim Baggern dichtgelagerter Sande findet entlang der Schnittfläche eine Kornauflockerung mit Porenraumvergrößerung (Dilatation) statt, die bei geringdurchlässigem Feinsand infolge verzögertem Wasserzutritts zu einem Druckverlust an der Schneide mit einer deutlichen Zunahme der zum Lösen erforderlichen Schnittkraft führen kann (Verbeek, 1984).

Erfahrungen zur Beurteilung von Böden bei Baggerarbeiten hinsichtlich Geräteeinsatz, -leistung und Wirtschaftlichkeit sind bei Bobzin (1989), Verbeek (1984) und Bröskamp (1976) beschrieben.

3. Einbauanforderungen an Deichböden

Nicht nur für den Untergrund müssen Bodenkennwerte vorliegen, sondern auch für die in den Deichen einzubauenden Böden. Diese sind nicht nur für die Standsicherheitsbeurteilung während der Bauphase, sondern auch für zukünftige Beanspruchungen nach Fertigstellung des Bauwerkes maßgebend. Neben dem Bodenmaterial ist das Maß der Verdichtung entscheidend für die anzusetzenden Bodenkennwerte.

3.1 Anforderungen an nichtbindige Böden

Deiche sind im Gegensatz zu Straßen und Bahndämmen weniger empfindlich gegen Sackungen und Setzungen. Deshalb können an die Verdichtung eines sandigen Deichkerns im Regelfall geringere Anforderungen gestellt werden als an einen nach ZTVE-StB 76 errichteten Straßendamm. Deichkerne werden meistens in kombiniertem Spül- und Trockenbauverfahren hergestellt (Bröskamp, 1976). Aus bautechnischen Gründen soll der Feinkornanteil ≤ 0,063 mm im Spülsand im Mittel 15 % nicht überschreiten, um eine zügige Entwässerung des Spülfeldes und Profilierung des Deichkörpers zu ermöglichen.

Die Lagerungsdichte innerhalb eines Spülkörpers hängt u. a. von der Körnung des Ausgangsmaterials (Ungleichförmigkeitsgrad), der Konzentration des Spülgemisches, der Spülgeschwindigkeit, der Art des Spülfeldes (offen/geschlossen) und der Höhe des Wasserspiegels im Spülfeld ab. Aus Erfahrungen mit aufgespülten Seedeichen im Küstenbereich (Richwien u. Wehner, 1988) werden im Allgemeinen Proctordichten von D_{Pr} = 93 % bis 103 % erreicht, was einer mitteldichten bis dichten Lagerung entspricht. Am Spülfeldende kann sie bis auf D_{Pr} = 83 % abfallen, was einer lockersten Lagerung entspricht. Diese Proctordichten zeigen, dass in solchen Deichen keine einheitliche Lagerungsdichte erreicht wird. Deshalb sollte bei Standsicherheitsuntersuchungen von geringer Festigkeit der Sande (s. Tab. B 5) ausgegangen werden. Erfahrungsgemäß sind die heute üblicherweise mit 1:3 bis 1:6 und flacher

geneigten Böschungen der Seedeiche mit diesen geringen Festigkeiten ausreichend standsicher. Falls für die Standsicherheit höhere Bodenkennwerte erforderlich sind, so kann dies durch Wahl besseren Materials, durch Steuerung des Spülbetriebes und durch Tiefenverdichtung erreicht werden. Dies ist dann unbedingt durch Sondierungen zu kontrollieren.

Für den im Trockenbetrieb aufgesetzten sandigen Deichkern kann eine lagenweise Verdichtung durchgeführt werden. Dabei ist ein Mindestwert für die Proctordichten von $D_{Pr} = 93$ % einzuhalten.

Unter Deichverteidigungswegen sollte der aufgesetzte, nichtbindige Boden bis in 0,5 m Tiefe unter dem Rohplanum auf $D_{Pr} = 100$ % verdichtet werden.

3.2 Anforderungen an bindige Böden

Die Eigenschaften eines bindigen Füllbodens im Deichkern sind abhängig von der Trockendichte und dem Verdichtungsgrad zu ermitteln. Dazu werden an dem einzubauenden Boden neben den vorgenannten Klassifikationsversuchen im geotechnischen Labor Proctorversuche durchgeführt. Hinsichtlich der Eignung als Baustoff im Wasserbau wird auf die in Tab. B 7 angegebenen Zusammenhänge verwiesen. Außerdem gelten die Empfehlungen in Tab. 5 der DIN 18196.

Tab. B 7: Anforderungen an bindige Böden im Wasserbau nach STRIEGLER (1968)

Plastizität	W_L [%]	I_P [%]	ρ_{Pr} [t/m³]	W_{Pr} [%]	E_s [MN/m²] bei Proctorwerten	Verdichtbarkeit
schwach	< 25	< 8	> 1,9	< 11	> 2	gut
mittel	25–40	8–20	1,9–1,75	11–17	2–1,5	normal
stark	40–55	20–32	1,7–1,6	17–22	1,5–1	mäßig
sehr stark	> 55	> 32	< 1,6	> 22	< 1	schlecht bis unmöglich

Wo der Erdbaukörper aus lagenweise eingebautem und verdichtetem bindigen Boden besteht, sollte vor Baubeginn ein Prüffeld angelegt werden, auf dem die Eignung des vorgesehenen Verdichtungsgerätes erprobt wird. Insbesondere ist dabei der Zusammenhang zwischen Einbauschichtdicke, Zahl der Übergänge des vorgesehenen Verdichtungsgerätes und der nach den Laborversuchsergebnissen geforderten Trockendichte zu ermitteln, woraus der erreichte Verdichtungsgrad folgt. Im Deichkern soll bei der Verdichtung von bindigem Boden mindestens ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 92$ % erreicht werden, wobei der Gehalt an luftgefüllten Poren 12 % nicht übersteigen darf. Der Einbau des Bodens ist ständig mit den am Prüffeld geeichten Verfahren daraufhin zu kontrollieren, ob das Schüttgut nach Art und Verdichtung die getroffenen Voraussetzungen erfüllt. Bei Deichschüttungen sollte ein Kontrollversuch je 2500 m³ eingebauten Bodens vorgesehen werden.

Bei bindigen Abdeckböden – außer Klei – sollte bei ausreichend plastischen Eigenschaften der Mindestwert für den Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 95$ % betragen. Weitere Einzelheiten sind in EAK 2002 dem Abschn. 3 der Empfehlung G zu entnehmen.

3.3 Besonderheiten des Kleis als Abdeckboden

Der Klei nimmt an der deutschen Nordseeküste eine Sonderstellung ein. Seine Kohäsion macht ihn widerstandsfähig gegen Wellenangriff. Deshalb wird Klei bevorzugt zur Böschungsabdeckung (Kleidecke) auf Sandkernen verwendet, was meistens wirtschaftlich gegenüber anderen Baustoffen ist und das Landschaftsbild nicht beeinträchtigt. So werden die guten Eigenschaften des schnell entwässernden, befahrbaren Sandes mit dem höheren Erosionswiderstand des Kleis gegenüber dem Wellenangriff verbunden.

Die schlechte Verdichtbarkeit des im gewachsenen Zustand im Allgemeinen wassergesättigten Kleis kann in Kauf genommen werden. Es dürfen jedoch zwischen den eingebauten Kleiklumpen keine Hohlräume verbleiben. Nach den bei Deichneubauten der letzten Jahre gesammelten Erfahrungen gelingt das beim Einbau in Lagen von 30 bis 50 cm Dicke, die mit Planierraupen unter möglichst hohem Flächendruck angedrückt werden. Bei der Verwendung von angetrocknetem, weich- bis steifplastischen bindigen Altdeichmaterial ist eine Zerstörung der Klumpen durch Umsetzen und lagenweise Verdichtung mit schweren Raupenfahrzeugen oder besser Schaffußwalzen zum Schließen der Hohlräume besonders wichtig.

Die Befahrbarkeit eines weichen bindigen Bodens hängt entscheidend von der Anfangsscherfestigkeit c_u ab. Nach Bartels-Langweige (1987) ist dessen uneingeschränkte Bearbeitbarkeit gegeben bei Erdbaugeräten mit

geringem Bodendruck	(σ = 22–40 kN/m^2)	für	$c_u \geq 14$ kN/m^2
mittlerem Bodendruck	(σ = 40–58 kN/m^2)	für	$c_u \geq 18$ kN/m^2
hohem Bodendruck	(σ > 58 kN/m^2)	für	$c_u \geq 22$ kN/m^2.

Tab. B 8: Grenzwerte der Bodeneigenschaften für Klei im Deichbau

	Bodeneigenschaft	Grenzwerte
a)	Gehalt an organischen Bestandteilen (Glühverlust)	v_{gl} < 10 %, max. 15 %
b)	Sandanteil (d < 0,06 mm)	< 40 %
c)	Tonanteil (d < 0,002 mm)	> 10 (15) %
d)	Fließgrenze Ausrollgrenze Plastizitätszahl	w_L > 25 (45) % w_P > 15 (25) % I_P > 10 (20) %
e)	Anfangsscherfestigkeit	c_u > 20 (30) kN/m^2
f)	Trockendichte	0,85 (1,0) < ρ_d < 1,45 t/m^3
g)	Einbauwassergehalt	80 (60) % > w > 30 %

Ein für die Deichabdeckung geeigneter Klei sollte die in Tab. B 8 genannten Grenzwerte der Bodeneigenschaften erfüllen. Diese Grenzwerte sind mit geotechnischen Laborversuchen zu überprüfen. Die eingeklammerten Zahlenwerte gelten für besonders exponierte Seedeiche. Weitergehende Angaben zum Abdeckboden aus Klei sind Abschn. 3.2.2.1 der Empfehlung G zu entnehmen.

Diese Anforderungen beruhen auf Erfahrungen, die bei Deichverstärkungen und Deichneubauten an der deutschen Nordseeküste gesammelt wurden. Die Qualitätssicherungen a) bis e) gelten für Kleidecken auf Außen- und Innenböschungen.

4. Hydraulik in Deich und Untergrund

Bei Sturmfluten und Hochwasser ist bei See- und Tidestromdeichen zwischen den äußeren Wasserdrücken an der Wasserseite und daraus resultierenden Innenwasserdrücken im und unter dem Deichkörper zu unterscheiden. Die äußeren Wasserlasten treten als hydrostatische Kräfte und Kräfte der auf- und ablaufenden Wellen in Abhängigkeit von den Sturmflut- und Hochwasserständen auf und lassen sich bei Standsicherheitsberechnungen als Bemessungswasserstände durch Ansätze nach Empfehlung A der EAK (1993) und der vorhergehenden Empfehlung A berücksichtigen. Der hydrostatische Druck wirkt stets senkrecht auf die belastete Fläche, z. B. wasserseitige Deichabdeckung, und ist abhängig von der Tiefe unter dem freien Wasserspiegel. Änderungen in den Schicht- und Grundwasserständen infolge Sturmflut oder Hochwasser sind zeitabhängig, was sich in der Größe von Porenwasser, Strömungs- und Sohlwasserdruck äußert und damit auch Auswirkungen für die Standsicherheit von Deichen hat.

Die Aufsättigung und Ausbildung einer Sickerlinie im Deich wird zum einen von den geotechnischen Randbedingungen wie Bodenarten, Schichtenaufbau, Schichtdicken und Durchlässigkeiten bestimmt, zum anderen von der Dauer eines Hochwassers bzw. einer Sturmflut beeinflusst. Bei sandigen Deichkörpern mit bindigen Abdeckungen aus Klei, Geschiebemergel o. ä. ist auf der sicheren Seite liegend von einer stationären Sickerlinie für den jeweiligen Bemessungswasserstand auszugehen. Dies gilt insbesondere dann, wenn der seeseitige Böschungsfuß bei diesen Deichen ohne Dichtung durchlässig ausgebildet ist. Oftmals wird der seeseitige Fußbereich bewusst offen ausgebildet, damit das bei Sturmflut und Hochwasser eingedrungene Sickerwasser bei Rückgang des Außenwasserstandes schnell genug wieder abfließen kann, ohne die Deichabdeckung durch Aufbrüche zu gefährden. Die Ermittlung stationärer Sickerlinien kann mit gängigen Rechenprogrammen erfolgen, um dann in den Standsicherheitsberechnungen berücksichtigt zu werden. Beispiele für die Ausbildung von möglichen Sickerlinien zeigt die Abb. B 4.

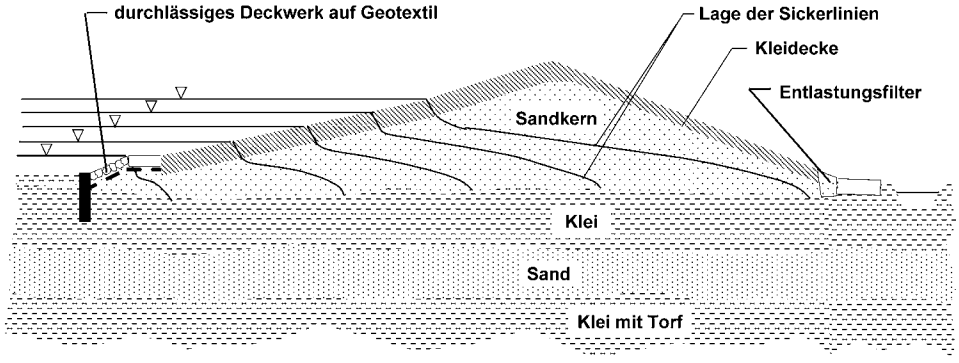


Abb. B 4: Schematische wasserstandsabhängige stationäre Sickerlinien im Deichkörper bei verschiedenen Sturmflutwasserständen

Heute stehen aber auch Finite-Elemente-Programme zur Berechnung instationärer Grundwasserströmungen zur Verfügung, mit denen die Ausbildung von Sickerlinien und die Aufsättigung im Deichkörper simuliert werden kann. Deren Genauigkeit hängt jedoch maßgeblich von den bodenmechanischen Eingangsparametern wie horizontale und vertikale Durchlässigkeit, Kornaufbau und Dichte innerhalb einer Bodenschicht ab. Gerade die Weichböden an Nord- und Ostsee aus Klei und Mudde schwanken hinsichtlich ihrer Kornzusammensetzung und Feinschichtung aus Sedimentation (z. B. Feinsand- und Torfbänder) oftmals so stark, dass die numerischen Grundwassermodelle nicht uneingeschränkt angewendet werden können. Parameterstudien mit diesen Rechenmodellen geben daher eine Abschätzung der möglichen geohydraulischen Verhältnisse in und unter dem Deich. Numerische Grundwassermodelle können als Ersatz für kleinmaßstäbliche Modellversuche und früher angewandte Analogverfahren dienen.

Bei Deichen und deren Untergrund aus vorwiegend bindigen Böden ohne nennenswerte Sandeinlagerungen kann wegen der geringen Durchlässigkeiten auf eine Ermittlung der geohydraulischen Verhältnisse verzichtet werden. Gleiches gilt auch für landseitig mit Sand verstärkte Deiche, deren seeseitige Böschungs- und Fußbereiche aus undurchlässigem, bindigem Boden bestehen (siehe oberen Deichquerschnitt in Abb. B 1).

Beim Deichbau im Spülverfahren werden zur Entwässerung des Sandkerns häufig Rohrdränagen eingebaut, deren hydraulische Wirksamkeit nicht nur im Bauzustand, sondern auch im Endzustand verfolgt werden muss. Es wird empfohlen, die entlastende Wirkung von Dränagen am landseitigen Böschungsfuß nur dann in Ansatz zu bringen, wenn ihre Wirksamkeit ständig kontrolliert wird und jederzeit wiederherstellbar ist.

Die geohydraulischen Verhältnisse im und unter dem Deich sind den Untersuchungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit zugrunde zu legen (KÄRCHER, GOTTHEIL u. KLAIBER, 1997). Unter Gebrauchstauglichkeit ist hier u. a. die Gefahr von Erosionen an der Abdeckung bei Wellenlauf und Wellenüberlauf zu sehen (RICHWIEN, 1995).

5. Belastungen und Sicherheiten

Die See- und Tidestromdeiche müssen auf wenig tragfähigen Weichböden zunächst standsicher hergestellt werden und später den Belastungen aus Wasserdruck und Wellenangriff widerstehen. Daher ist aus geotechnischer Sicht für beide Fälle zu prüfen, ob rechnerisch eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden kann. Wesentliche Grundlage für derartige Standsicherheitsnachweise sind die Belastungsannahmen sowie Bodenaufbau und Bodenkennwerte.

Im Bauzustand ergeben sich die maßgeblichen Belastungen aus den Schüttungen, die in großer Mächtigkeit in kurzer Zeit aufgebracht werden. Durch Standsicherheitsnachweise auf Grund- und Böschungsbruch ist zu prüfen, ob und mit welcher Sicherheit die Schüttlasten vom Untergrund aufgenommen werden können. Diese Nachweise sind insbesondere dann zu fordern, wenn es sich um Deichbaumaßnahmen auf wenig tragfähigen Weichböden (z. B. sehr weiche Torfe, Klei- und Muddeböden) handelt. Im Bauzustand sollten im Sinne der DIN 1054 die Sicherheiten für den Lastfall 2 zugrunde gelegt werden. Es können unter Einbeziehung der Beobachtungsmethode aber auch geringere Sicherheiten zugelassen werden, wenn durch Grund- und Böschungsbrüche eine Gefährdung von Personen und Sachgegenständen auszuschließen ist.

Im Gebrauchszustand am Ende der Bauzeit (Endzustand) ergeben sich die Belastungen aus den maßgebenden Wasserständen der Bemessungssturmflut bzw. dem Bemes-

sungshochwasser mit den jeweiligen Verweilzeiten. Abhängig vom Bodenaufbau sind darauf aufbauend die hydraulischen Verhältnisse im Deich und Untergrund nach Abs. 4 zu ermitteln und bilden die Grundlage für die erdstatischen Nachweise. Die rechnerischen Sicherheiten sollten über den zulässigen Sicherheiten der jeweiligen Normen (z. B. DIN 4084 bei Böschungsbruchberechnungen) liegen. Dies gilt auf jeden Fall für Neubaumaßnahmen, während bei bestehenden Deichen gleichfalls unter Einbeziehung der Beobachtungsmethode und jederzeit möglicher Zusatzmaßnahmen auch geringere Sicherheiten vertretbar sind.

6. Erdstatische Nachweise zur Standsicherheit

Beim Bau von See- und Tidestromdeichen ist die Standsicherheit rechnerisch nachzuweisen. Dabei muss ausreichende Sicherheit gegen
– Gelände- und Böschungsbruch,
– hydraulischen Grundbruch sowie
– Materialtransporte infolge Erosion und Suffosion
vorhanden sein.

Die Berechnung der g l o b a l e n Standsicherheit von Böschungen ist in der DIN 4084, Ausgabe Juli 1981, geregelt. Dort wird nach dem Lamellenverfahren für kreisförmige Gleitflächen die ungünstigste Gleitfläche mit der geringsten Sicherheit ermittelt. Beispielhaft sind derartige Gleitkreisuntersuchungen in Abb. B 5 dargestellt.

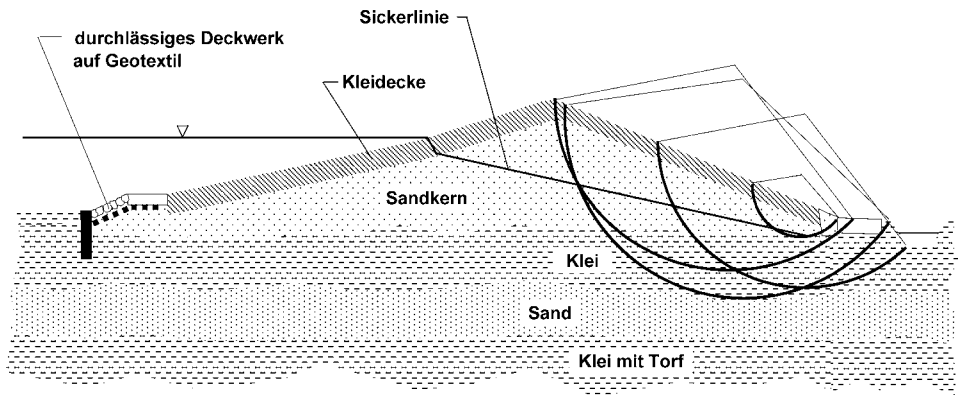


Abb. B 5: Nachweis der globalen Standsicherheit an der luftseitigen Böschung

Bei den Böschungsbruchberechnungen ist nicht nur der Deichkörper, sondern vor allem auch der Untergrund zu betrachten. Da die Deiche oftmals aus einem Sandkern bestehen und auf weichem Untergrund geringer Scherfestigkeit (z. B. Klei an der Nord- und Mudde an der Ostsee) gegründet werden, schneiden die kritischen Gleitkreise tief in den Untergrund ein und treten weit land- bzw. seeseitig vom Böschungsfuß aus. In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass die Standsicherheit sowohl für die Scherfestigkeit des undränierten Bodens (Anfangsscherfestigkeit) als auch für die Scherfestigkeit des dränierten Bodens (Endscherfestigkeit) nachzuweisen ist und die geringste Sicherheit für den Nachweis maßgebend wird. In der DIN 4084 Beiblatt 2 – Berechnungsbeispiele – zeigt das Beispiel 2 den typischen

Fall einer Böschungsbruchuntersuchung für See- und Tidestromdeiche auf wenig tragfähigem Untergrund. Es zeigt sich dort, dass die Gleitflächen mit ungünstigster Sicherheit mit den Kennwerten der Anfangsscherfestigkeit stets an der Unterkante der Weichschicht liegen. Darüber hinaus ist – wie in Abb. B 6 dargestellt – neben den kreisförmigen Gleitkreisen die Böschungsbruchsicherheit im Fall von eingelagerten Weichschichten in der Gründungsebene auch mit nichtkreisförmigen Gleitkörpern in Anlehnung an JANBU (1954) zu untersuchen.

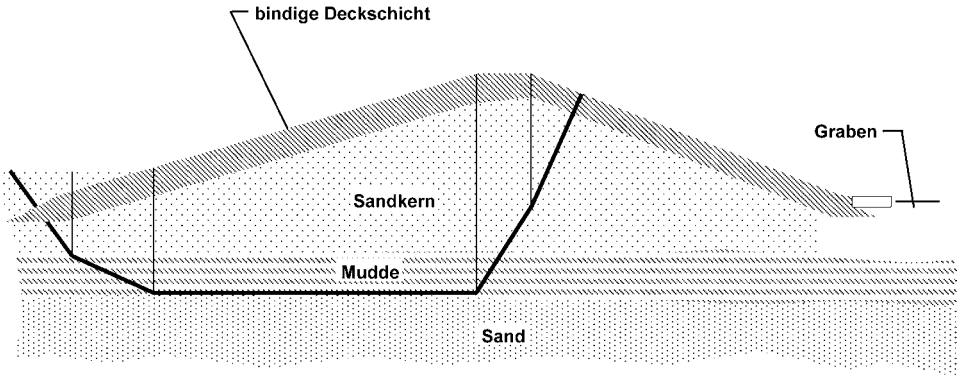


Abb. B 6: Beispiel einer Standsicherheitsuntersuchung nichtkreisförmiger Gleitkörper eines Ostseedeiches

Neben dem Lamellenverfahren für kreisförmige Gleitflächen sind nach DIN V 4084-100 auch Bruchmechanismen mit geraden Gleitflächen nach dem Blockgleit-Verfahren zu untersuchen. Gerade bei Deichverstärkungen lassen sich mit dieser Methode zutreffendere Bruchmechanismen überprüfen, so dass sie bei Standsicherheitsuntersuchungen besonders zu empfehlen ist.

Für eine erste überschlägliche Standsicherheitsuntersuchung von Deichen auf weichem bindigen Boden ohne Wasserdurchströmung kann für den Bauzustand das Diagramm aus GRASSHOFF, SIEDEK u. KÜBLER (1969) angewendet werden, was nachfolgend in Abb. B 7 dargestellt ist. Danach kann mit einer bekannten Deichlast ($\gamma_D \cdot h$) und Böschungsneigung (n) sowie vorgegebenem Verhältnis von h/t die Stabilitätszahl F abgelesen und hieraus die erforderliche Scherfestigkeit c_u der weichen Schicht für die Sicherheit $\eta = 1$ berechnet werden.

Die globale Standsicherheit von Deichen auf wenig tragfähigem Untergrund wie Klei, Torf und Mudde kann durch Bewehrungen aus Geokunststoffen erhöht werden (TEMMLER, 1995). Die Bewehrungen aus Geokunststoffen werden dazu in der Deichaufstandsfläche verlegt und übernehmen bei einer Überschüttung zusätzlich in Ansatz zu bringende widerstehende Zug- und Scherkräfte. In der EBGEO 1997 sind Hinweise und Beispiele angegeben, wie Bewehrungen aus Geokunststoffen bei den Standsicherheitsnachweisen zu berücksichtigen sind.

Durch den Einbau von Vertikaldräns aus Kunststoffen, Sand oder geotextilummantelten Sandsäulen wird die vertikale Entwässerung von Weichböden verbessert und damit die Konsolidation und Zunahme der Tragfähigkeit beschleunigt. Dies ist allerdings nur in Sonderfällen erforderlich. Die Bemessung der Vertikaldräns hinsichtlich gegenseitigem Abstand hängt von den vorhandenen Durchlässigkeiten und den geforderten Konsolidationszeiten ab.

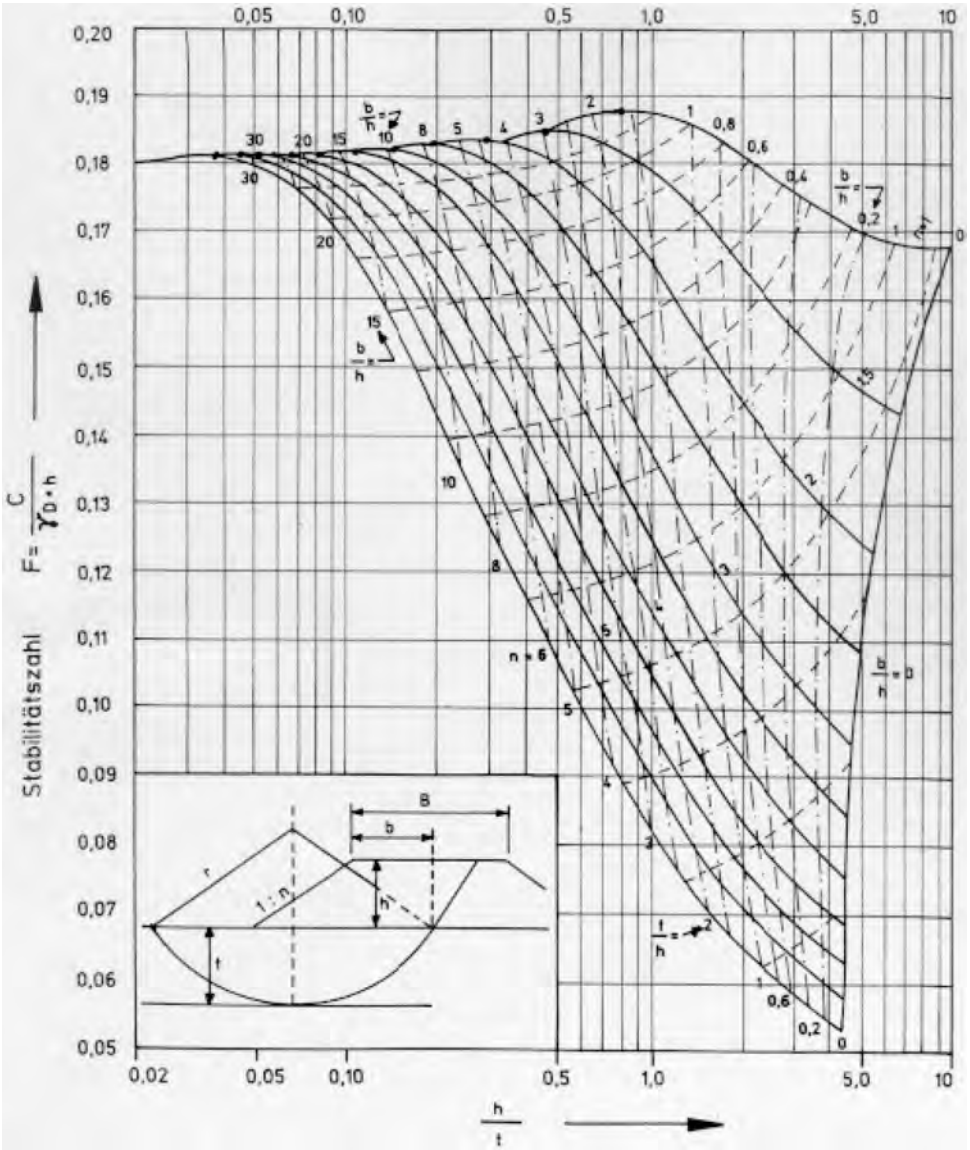


Abb. B 7: Standsicherheitsabschätzung für den Bauzustand nach SIEDEK, GRASSHOFF, KÜBLER (1969)

Die l o k a l e Standsicherheit ist mit böschungsparallelen Gleitflächen nachzuweisen, wenn Sickerwasser infolge Aufsättigung und Durchströmung an der luftseitigen Böschung austritt. Bei nichtbindigen Böden (Sanden) wird die Sicherheit aus dem Quotienten

– oberhalb der Sickerlinie mit $\eta = \tan\varphi / \tan\beta$ und
– unterhalb der Sickerlinie mit $\eta = (\tan \varphi/2)/\tan\beta$

errechnet, wobei φ als charakteristischer Reibungswinkel und β als Böschungswinkel eingehen. Alternativ und bei kohäsiven Böden sind flach einschneidende oberflächennahe Gleitfugen gemäß den Böschungsbruchberechnungen der DIN 4084 zu untersuchen. Die zuläs-

sige Sicherheit sollte bei Sicherstellung einer geschlossenen Grasnarbe den Wert η_{zul} = 1,2 nicht unterschreiten.

Bei Hochwasser oder Sturmflut ist für eine landseitige undurchlässige Deckschicht der Nachweis auf hydraulischen Grundbruch oder sinngemäß gegen Auftrieb im Sinne von Abs. 3.2 der EAU (1996) zu führen. Beim hydraulischen Grundbruch vermindern sich durch die Wirkung der überwiegend nach oben gerichteten Strömung die wirksamen Spannungen im Boden, so dass der Boden sowohl seine tragende als auch stützende Funktion verliert. Ein Beispiel für eine typische Situation für einen hydraulischen Grundbruch bzw. einen Nachweis der Auftriebssicherheit zeigt die Abb. B 8.

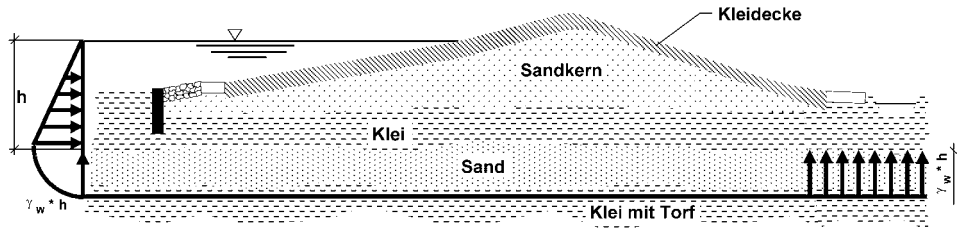


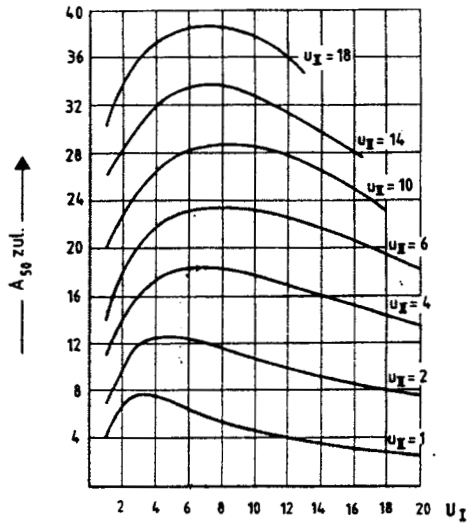
Abb. B 8: Hydraulischer Grundbruch landseitig vom Deichfuß

Die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist definiert als der Quotient der nach unten gerichteten Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb und der nach oben wirkenden Strömungskraft (s. Abs. 3.2, EAU, 1996). Die Strömungskraft lässt sich entweder aus Strom- und Potentialnetzen ableiten oder aus numerischen Berechnungen ermitteln. Es wird empfohlen, für den ungünstigsten Fall eine Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch von $\eta > 1{,}2$ einzuhalten.

Die Strömungskraft des Wassers kann Teile der Kornfraktionen von Bodenschichten oder den ganzen Boden in Bewegung setzen und somit zu Materialtransporten führen. Diese können in See- und Tidestromdeichen als Suffosion und Erosion immer dann wirksam werden, wenn eine Aufsättigung und Durchströmung infolge Hochwasser und Sturmflut stattfindet (s. Abs. 3.4).

- Bei Suffosion werden die Einzelkörner der feineren Fraktion eines ungleichförmigen nichtbindigen Bodens durch die Strömungskraft des Wassers durch die Poren der gröberen Fraktion transportiert und verlassen damit den Boden. Das Erdstoffskelett der gröberen Fraktion bleibt zwar bestehen, kann aber durch die Zunahme des Strömungsgefälles in seiner Stabilität gefährdet werden und dann zu einem Fließen des Bodens führen.
- Kontakterosion findet an der Schichtgrenze (Kontaktfläche) von fein- zu grobkörnigem, nichtbindigem Boden statt, indem der feinere Boden infolge Strömungskraft des Wassers durch den Porenraum des gröberen Bodens transportiert wird. Dadurch vermindert sich das Bodenvolumen an der Schichtgrenze und verschlechtert die Stützung seitlicher und oberhalb liegender Bodenschichten.
- Rückschreitende Erosion – oder auch Piping genannt – entsteht in einem durchströmten Deich immer dann, wenn Einzelkörner durch hohe Strömungsgradienten an der landseitigen Böschung forttransportiert werden und sich bei Fortsetzung dieses Vorgangs im Boden in Richtung der Wasserseite bevorzugte Röhren oder Hohlräume ausbilden. Im ungünstigsten Fall kommt es zu einem Erosionsbruch und einer Gefährdung der Deichstandsicherheit.

In Anlehnung an die Nomenklatur von BUSCH u. LUCKNER (1974) gibt es hinsichtlich des Materialtransportes mehrere Arten von Suffosion und Erosion, die jeweils mit demselben Nachweis behandelt werden. Beim Nachweis ausreichender Sicherheit gegen Materialtransport ist im ersten Schritt zu untersuchen, ob ein Transport von Feinstbestandteilen des Bodens bei der vorhandenen Poren- und Korngeometrie überhaupt möglich ist. Wegen der breiten Anwendungsgrenzen wird zur Überprüfung dieses g e o m e t r i s c h e n Kriteriums das Verfahren von CISTIN u. ZIEMS (1967) und BAW – MAK (1989) empfohlen.



A_{50} = Verhältnis der mittleren Korndurchmesser D_{50} der Deckschicht und d_{50} des zu schützenden Bodens
U_I = Ungleichförmigkeitszahl des Bodens
U_{II} = Ungleichförmigkeitszahl der Deckschicht

Abb. B 9: Diagramm zum Nachweis von Materialtransport nach CISTIN u. ZIEMS (1967)

Kann das geometrische Kriterium nicht erfüllt werden, d. h. ist das vorhandene Abstandsverhältnis $A_{50\ vorh} = D_{50}/d_{50}$ größer als das zulässige Abstandsverhältnis $A_{50\ zul}$ nach Abb. B 9, so ist im weiteren Schritt zu prüfen, ob die Schleppkraft der Sickerströmung überhaupt ausreicht, um einen Materialtransport von Feinstanteilen im Boden hervorzurufen. Dieses h y d r a u l i s c h e Kriterium gilt als erfüllt, wenn im Boden das hydraulische Gefälle i_{vorh} aus den hydraulischen Berechnungen unter dem kritischen hydraulischen Gefälle i_{krit} nach BUSCH u. LUCKNER (1974) liegt. Wenn weder das geometrische noch das hydraulische Kriterium eingehalten sind, finden Materialtransporte statt, die sich nur durch eine filterstabile Zwischen- und Auflastschicht unterbinden lassen. Diese Filterschicht sollte aus einem mineralischen Kornfilter bestehen, der nach dem Merkblatt BAW „Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen“ (MAK, 1989) zu bemessen ist. Sofern nachweislich keine Verockerungsgefahr besteht, kann alternativ zum Kornfilter auch ein Geotextil als Filter verwendet werden, dessen Bemessung nach dem Merkblatt BAW – MAG (1993) erfolgen kann.

Erfahrungsgemäß sind Materialtransporte infolge Suffosion und innere Erosion an den Tidestrom- und Seedeichen der Nordseeküste kaum zu befürchten, da beim Deichbau dort vorwiegend bindige Böden mit organischen Beimengungen aus Klei bzw. sandigem und

torfigem Klei sowie mehr oder weniger schluffige Fein- und Mittelsande als nichtbindige Böden verwendet werden, die kornanalytisch gut aufeinander abgestimmt sind. Bei den Seedeichen der Ostseeküste können Materialtransporte allerdings bei deutlichen Unterschieden zwischen den fein- und grobkörnigen Böden infolge Durchströmung schon eher maßgebend werden. Der Planer und sein geotechnischer Gutachter sind daher bei jeder Deichbaumaßnahme aufgefordert, die standsicherheitsgefährdende Wirkung von Materialtransporten für den jeweiligen Schichtenaufbau und die verwendeten Bodenarten zu überprüfen.

7. Setzungen

See- und Tidestromdeiche im Küstengebiet werden meist auf wenig tragfähigem (kompressiblem) Untergrund gegründet, so dass die Setzungen im Hinblick auf die erforderlichen Überhöhungsmaße und damit bei den Erdarbeiten zu berücksichtigen sind. In vielen Fällen reicht es aus, Setzungsmaße und Setzungsdauer näherungsweise zu ermitteln. Diese Setzungsabschätzungen liefern bei Deichneubauten oder annähernd symmetrischen Deichaufhöhungen hinsichtlich der Größenordnung zutreffende Angaben und können durch Setzungsberechnungen nach DIN 4019 und numerische Verformungsberechnungen verfeinert werden. Genauere Setzungsberechnungen sind immer dann zu empfehlen, wenn bei Altdeichverstärkungen unsymmetrische Schüttungen vorgenommen werden.

In Weichböden unterscheidet man drei Setzungsanteile:

- Bei der Lastaufbringung treten volumenkonstante Verformungen, das sind Setzungen unter der Last und Bodenverdrängung nach den Seiten sowie neben der Last nach oben, als sogenannte Initialsetzungen ein. Wird der Boden überlastet, so überwiegen die Initialsetzungen gegenüber den Setzungsanteilen; im Extremfall tritt Grundbruch ein.
- Dann folgen die Konsolidationssetzungen, bei denen der Boden unter der Last zusammengedrückt wird. Wegen seiner geringen Durchlässigkeit entsteht zunächst Porenwasserüberdruck, der anfangs einen Teil der Last trägt und zur Auspressung von Porenwasser führt. Diese Entwässerung dauert so lange, bis die Druck- und Reibungsspannungen zwischen den Bodenpartikeln im Gleichgewicht mit der aufgebrachten Last sind.
- Zeitlich parallel mit den Konsolidationssetzungen, über die Phase der messbaren Porenwasserüberdrücke hinausreichend, kriecht der Boden so lange, bis die Kohäsionsanteile der Spannungen abgebaut und durch Reibungsspannungen zwischen den Bodenpartikeln aufgenommen sind. Dies sind die Kriechsetzungen.

Bei ausreichender Standsicherheit gegen Böschungsbruch sind beim Deichneubau auf Weichschichten die Initialsetzungen gegenüber den Konsolidations- und Kriechsetzungen im Allgemeinen gering. Das ist vor allem auf die günstige Belastungsfigur der Seedeiche mit ihren flachen Böschungen zurückzuführen, wie sie heute gebaut werden. Eine genaue Ermittlung der Zusatzspannungen aus der Deichlast im Untergrund nach DIN 4019 lohnt meist nicht, da bei den üblichen Deichabmessungen (6 bis 9 m Höhe und ≥ 80 m Breite) die Belastung von der Mitte zu den Laströndern hin allmählich abnimmt. Die seitliche Ausbreitung der Spannungen aus der Deichlast in der Weichschicht ist dann nicht sehr groß, so dass mit guter Näherung die Setzung s an jeder Stelle aus dem linearen Ansatz

$$s \approx \gamma \cdot H \cdot \Sigma \frac{h}{E_s} \text{ [m]}$$

berechnet werden kann.

s = Setzung [m]
γ = Feuchtwichte des Deichbodens [kN/m^3]
H = Höhe des aufgebrachten Deichkörpers [m]
h = Mächtigkeit der einzelnen Weichschicht [m]
E_s = Steifemodul der einzelnen Weichschicht [kN/m^2].

Bei einer Altdeichverstärkung auf weichem Untergrund ist eine genauere Spannungsermittlung nach DIN 4019 in der Regel zu empfehlen. In einem solchen Fall sind die Setzungen unter der im nicht bzw. im wenig vorbelasteten Bereich liegenden neuen Böschung oft größer als unter der meist im höher vorbelasteten Bereich liegenden neuen Deichkrone. Bei der Begradigung einer gewundenen Altdeichlinie sollte besonders auf eine ausreichende Überhöhung der vorher unbelasteten Deichabschnitte geachtet werden.

Die Setzungsanteile aus den tragfähigen Bodenschichten unterhalb der Weichschicht sind vernachlässigbar klein.

Die Deiche müssen beim Bau um das errechnete Setzungsmaß überhöht werden. Die Böschungsabdeckungen erfahren bei der Setzung eine Stauchung, die infolge der flachen Böschung aber unerheblich ist.

Die Setzungsdauer t kann für Deichneubauten bei beidseitiger Entwässerung des weichen Untergrundes nach folgender Formel grob abgeschätzt werden:

$$t = \frac{\gamma_w}{k \cdot E_s} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 [s]$$

t = Setzungsdauer [s]
γ_w = Wichte des Wassers [kN/m^3]
k = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]
h = Mächtigkeit der Weichschichten [m].

Wenn die Weichschicht nur nach oben oder nach unten entwässern kann, weil auf der gegenüberliegenden Seite ein undurchlässiger Boden angrenzt, ist statt h/2 die volle Schichtdicke h zu berücksichtigen.

Bei größerer Streuung des Steifemoduls E_s, besonders aber des Durchlässigkeitsbeiwertes k, empfiehlt es sich, für diese beiden Parameter plausible obere und untere Werte in obiger Formel anzuwenden und schließlich eine Mittelbildung zur Errechnung der Setzungszeit vorzunehmen.

Von den errechneten Setzungen treten etwa 50 % bereits innerhalb von etwa 20 % der errechneten Zeit ein, während ca. 80 % der Setzungen nach Verlauf von ca. 50 % dieser Zeit zu erwarten sind (Abb. B 10).

Der zeitliche Verlauf der Setzungen ist bei Deichverstärkungen außer vom Untergrund auch vom Kronenabstand Alt-/Neudeich abhängig (Temmler, 1985).

Da die Setzungen an den Nordsee- und Tidestromdeichen maßgeblich durch stark wechselnden Untergrund aus Torf- und Kleiböden unterschiedlicher Kornzusammensetzung und geologischer Vorbelastungen geprägt werden, sollten auch gemessene Setzungen aus früheren Deichbaumaßnahmen mit vergleichbaren Schütthöhen und ähnlichem Untergrundaufbau zur Setzungsbeurteilung herangezogen werden. Gerade aus Setzungsmessungen früherer Deichbaumaßnahmen lassen sich in Verbindung mit den rechnerischen Setzungsmaßen zutreffende Aussagen zur erforderlichen Überhöhung beim Deichbau ableiten. Vor allem aber sollten die Setzungsmessungen der ersten Schüttphase ausgewertet

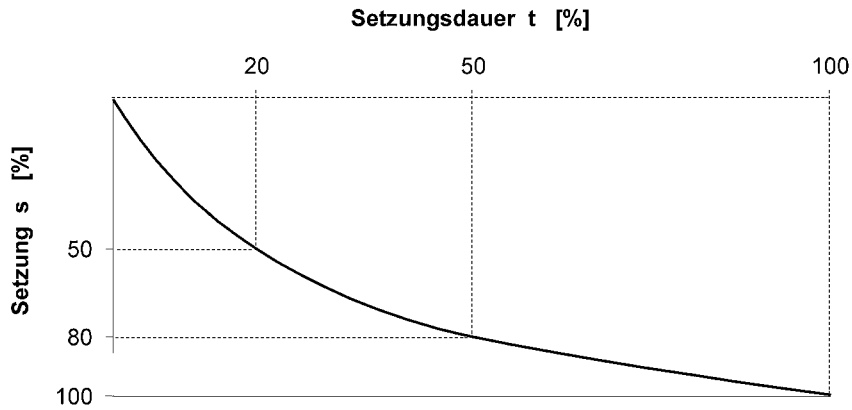


Abb. B 10: Typischer Zeit-Setzungsverlauf im Weichboden unter Deichneubauten

werden, um die Restsetzungen mit hinreichender Zuverlässigkeit durch eine grafische Darstellung der Zeit/Setzung mit logarithmischer Zeitachse zu extrapolieren (s. Abschn. 12).

8. Sackungen

Neben den Setzungen im Untergrund infolge Konsolidation sind für die Überhöhung beim Deichbau auch die Sackungen im Deichkörper zu berücksichtigen, die gegenüber den Setzungen allerdings deutlich geringer sind. Sackungen im Sandkern treten immer dann auf, wenn der Deichkörper nicht aufgespült, sondern im Trockenen mit Erdbaugeräten aufgesetzt wird. Bei Aufsättigung infolge von Sturmflut und Hochwasser finden dann Kornumlagerungen statt, deren Sackung von der beim Einbau erzielten Lagerungsdichte, dem Ausmaß der Aufsättigung und der dazugehörigen Sandmächtigkeit abhängt. Bei der Festlegung der Überhöhung empfiehlt es sich, Sackungen mit etwa 5 % bis 10 % der Schütthöhe zuzüglich zu den Setzungen zu berücksichtigen (EAU, 1996, Abs. 7.8).

Bei einer Deichschüttung aus bindigem Boden lässt sich das Sackmaß deutlich reduzieren, wenn der Bodeneinbau lagenweise mit Verdichtung erfolgt (siehe Empfehlung B der EAK, 1993).

9. Schrumpfungen bindiger Deckschichten

Die bindige Deckschicht erfährt Schrumpfungen durch witterungsbedingte Aus- und Antrocknung. Dies kann nach dem Bodeneinbau im Laufe der Zeit durch extrem trockene Sommer erfolgen. Untersuchungen in Nordfriesland und bei der Aufgrabung von Deichabdeckungen an der Westküste Schleswig-Holsteins ergaben, dass die Austrocknung erwartungsgemäß in der stark durchwurzelten Mutterbodenauflage am größten ist und bei vergleichbarer Zusammensetzung des Abdeckmaterials mit zunehmender Tiefe nach einer angenähert parabolischen Verteilung – wie in Abb. B 11 – abklingt. Bei den zu Schrumpfungen neigenden tonreichen Kleiauffüllungen ist der beim Einbau vorhandene Feuchtigkeitszustand – erkennbar an der ursprünglichen blau- bis schwarzgrauen Färbung – zumeist in Tiefen ab 0,8 bis 1,2 m unter GOK noch vorhanden.

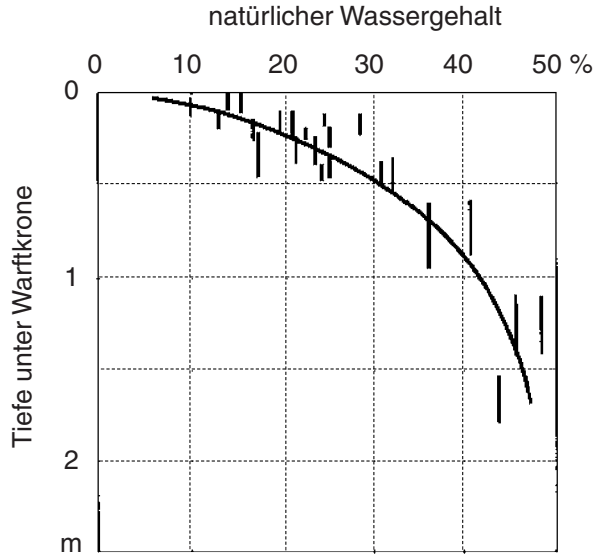


Abb. B 11: Zunahme des Wassergehaltes mit der Tiefe in bindigen Abdeckböden von Warftverstärkungen auf der Hallig Langeness (gemessen am 15.5.1996, TEMMLER LANU SH)

Die vertikale Schrumpfung einer Kleidecke infolge Austrocknung kann je nach Einbauwassergehalt und organischem Anteil etwa bis zu 10 % der ursprünglich eingebauten Schichthöhe erreichen. Eine horizontale Schrumpfung führt in bindigen Abdeckungen zwar zu Rissen, die sich im Regelfall allerdings bei Durchfeuchtung infolge von Niederschlägen wieder schließen. Weitere Einzelheiten zum Schrumpfverhalten beim Einbau bindiger Deichabdeckungen sollten vom beratenden Geotechniker im Vorwege beantwortet werden, damit Missverständnisse zwischen Auftraggeber und bauausführender Firma, z. B. bei der Verwendung von schlickigem Boden breiiger Konsistenz oder witterungsbedingt aufgeweichtem Boden, ausgeschlossen werden.

10. Geotechnische Messungen

Erfahrungen mit dem Deichbau haben immer wieder gezeigt, dass die Standsicherheits- und Setzungsbeurteilungen maßgeblich von den Belastungsannahmen und Bodenparametern abhängen. Zur Verifikation werden daher bei fast allen Deichbaumaßnahmen geotechnische Messungen herangezogen, die später auch in die Erfahrungssammlung der planenden und ausführenden Stellen einfließen (TEMMLER, 1983). Die geotechnischen Messungen beschränken sich dabei nicht nur auf die Bauausführung, sondern sollten in repräsentativen Querschnitten auch später – insbesondere bei Hochwasser und Sturmflutereignissen – fortgeführt und ausgewertet werden. Darüber hinaus bilden geotechnische Messungen auch die Grundlage zur Ursachenermittlung von Schadensfällen (TEMMLER, 1985).

Bei Deichbaumaßnahmen auf kompressiblen Weichböden im norddeutschen Küstengebiet sind S e t z u n g smessungen unverzichtbar. Sie dienen zur Beobachtung der Konsolidation einzelner Schüttlagen sowie der gesamten Deichschüttung und bilden die Grundlage zur Festlegung der Überhöhung für die Erdarbeiten. Neben der geodätischen Flächenauf-

nahme erfolgt die punktuelle Ermittlung der Setzungen über herkömmliche Setzungspegel oder Magnetsetzungslote. Alternativ können auch Extensometermessungen sinnvoll sein. Setzungen quer zum Deichbauwerk lassen sich durch Horizontalinklinometer oder hydrostatische Setzungsgeber bestimmen.

Die hydraulischen Verhältnisse im Deich und Untergrund können durch Grundwassermessstellen – ggf. in verschiedenen Schichten durch Sperrschichten voneinander getrennt – oder bei Ermittlung der Wasserdruckhöhen in bestimmten Bodenschichten durch abgepackerte Wasserdruckaufnehmer ermittelt werden. Die Messung der Grundwasserstände sollte kontinuierlich und automatisiert erfolgen, um neben den saisonalen Schwankungen den Einfluss bei Hochwasser und Sturmflut im Deich und Untergrund auch tatsächlich zu erfassen. Eine Dauerüberwachung ausgewählter Grundwassermessstellen durch Wasserdruckaufnehmer bietet sich daher an.

Bei kritischen Schüttungen auf wenig tragfähigem, bindigem Untergrund ist es angebracht, baubegleitend zur Konsolidationsbeurteilung Porenwasserdruckmessungen durchzuführen. Sie sind dabei auch eine Entscheidungshilfe, nach welcher Liegezeit die nächste Schüttlage aufgebracht werden kann, ohne die Standsicherheit zu gefährden (Temmler, 1985). Porenwasserdruckmessungen in bindigen Böden sind allerdings schwierig und setzen umfangreiche Erfahrungen voraus.

Horizontale Bodenverschiebungen in wenig tragfähigem Untergrund als Folge der Deichschüttung lassen sich punktuell durch Neigungsmessungen erfassen. Dies ist immer dann zu empfehlen, wenn im oder direkt hinter dem Deich auf Pfählen tiefgegründete Ingenieurbauwerke (wie z. B. Sielbauwerke o. ä.) oder Häuserbebauung vorhanden sind. Bei Pfahlgründungen ist horizontaler Kleischub infolge der Deichschüttung zu untersuchen, dessen Größe durch Inklinometermessungen verifiziert werden sollte. Bei benachbarter Häuserbebauung sollte neben Setzungsmessungen auch auf zusätzliche Inklinometermessungen zur Beweissicherung nicht verzichtet werden.

Einen Überblick und weitere Einzelheiten über den Einsatz geotechnischer Messungen liefert die Zusammenstellung von Kuntsche (1996). Grundsätzlich sollten Erfordernis und Durchführung der geotechnischen Messungen mit dem baubegleitenden geotechnischen Gutachter abgesprochen werden, um den Messumfang für die Bauaufgabe zu optimieren. Auch die fachtechnische Begleitung und Bewertung der geotechnischen Messungen sollte diesem Gutachter übertragen werden, um Rückschlüsse auf die erdstatischen Berechnungen zu ziehen und Aussagen über geotechnische Auswirkungen der Deichbaumaßnahme zu erhalten.

11. Beispiele geotechnischer Messungen

Nachfolgend sind für jüngste Deichbaumaßnahmen beispielhaft die Ergebnisse geotechnischer Messungen dargestellt. Dabei handelt es sich um baubegleitende Setzungs-, Verschiebungs- und Porenwasserdruckmessungen im Rahmen der Deichbaumaßnahme Glückstadt-Süd an der Unterelbe.

Die Deichbaumaßnahme Glückstadt-Süd umfasst das Aufsetzen einer mehr als 4 m hohen Deichkappe auf einem bereits 1977 mit Sand aufgespülten Gelände, die Verfüllung eines tiefen Grabens, die Überbauung eines im Zuge der Baumaßnahme teilweise geräumten Spülfeldes, den Bau eines neuen Deichabschnittes zwischen dem elbseitigen Spülfeld von 1977 und dem Verstärkungsabschnitt im Altdeichbereich. Im Lageplan auf Abb. B 12 sind die einzelnen Deichbaumaßnahmen dargestellt. Darüber hinaus enthält die Abb. B 13 charakteristische Querschnitte.

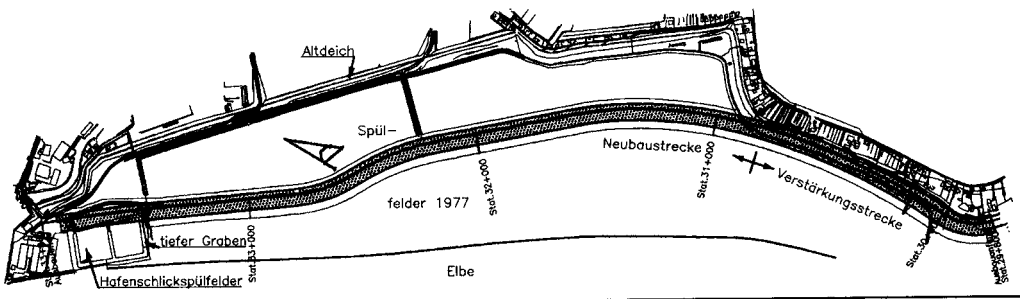


Abb. B 12: Lageplan der Deichbaumaßnahme

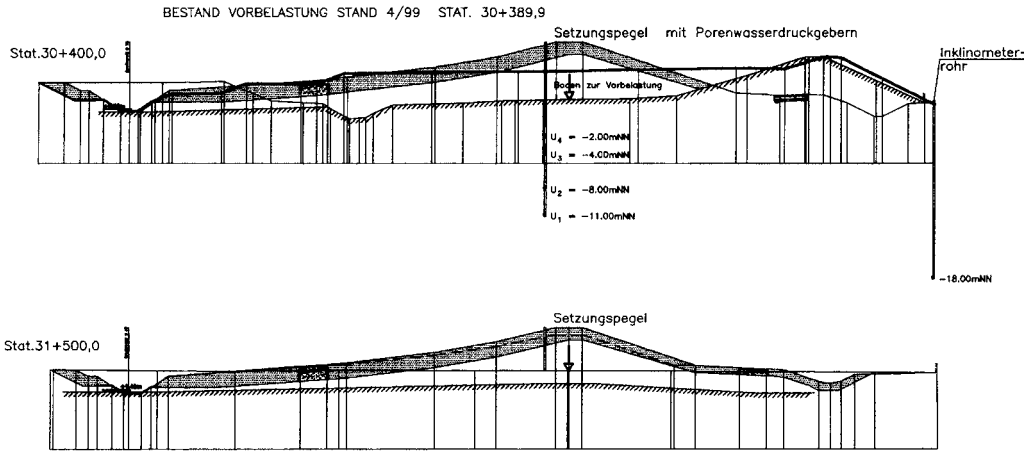


Abb. B 13: Charakteristische Deichquerschnitte

Die Setzungsmessungen in Abb. B 14 und B 15 stellen nur einen kleinen Ausschnitt der Gesamtuntersuchungen dar. Hierzu ist anzumerken, dass die Aufschüttung des neuen Deichkerns aus dem Bodenaushub zweier tiefer Randgräben recht unregelmäßig erfolgte und der eigentliche Schüttbeginn innerhalb der Strecke bis zu mehrere Wochen variierte. Für eine einheitliche grafische Darstellung der Messergebnisse wurden diese Unterschiede generalisiert und im Detail nicht berücksichtigt, so dass bei der Setzungsauftragung mit der Registrierung der Restsetzungen aus der mehr als 4 m hohen flächenhaften Aufschüttung von 1977 einerseits und/oder Sofortsetzungen aus volumenkonstanten Bodenverdrängungen andererseits in der Anfangsphase der Messungen unterschiedliche geotechnische Vorgänge erfasst sind.

Die nivellitisch an insgesamt 24 konventionellen Stangenpegeln kontrollierten Setzungen ergaben für den Zeitraum zwischen Spülende (1977) und Deichbaubeginn (1997) für den gesamten Messzeitraum einen nahezu linearen Verlauf der gemessenen Setzungen gegen den Logarithmus der Liegezeit der Schüttung. Auf diesen – auch anderenorts von Temmler (1985) gemachten – Erfahrungen aufbauend, lassen sich die zu erwartenden zusätzlichen Setzungen S_{zus} (Restsetzungen) für eine unveränderte Schütthöhe nach der Formel

$$S_{zus} = \Delta S \cdot \log \frac{t_n}{t_x} \quad \text{mit}$$

t_n = beliebiger zukünftiger Zeitpunkt in Tagen nach Schüttbeginn
t_x = Ausgangszeitpunkt (i. d. R. Ist-Zustand) in Tagen nach Schüttbeginn
ΔS = Setzmaß (cm) pro logarithmischer Zeitdekade, gemessen oder extrapoliert aus der im entsprechenden Maßstab aufgetragenen Zeit-Setzungslinie

überschlägig errechnen. Hierbei sind einzelne offensichtliche Messfehler (z. B. scheinbare Hebungen bei gleichbleibender Schütthöhe) auszugleichen und die entsprechenden, geglätteten Messwerte dem Kurventrend anzupassen.

Für die in Abb. B 15 dargestellten Zeit-Setzungslinien von jeweils sieben Messstationen sind die gemessenen und für eine angenommene Liegedauer von fünf Jahren errechneten Setzungen in den Diagrammen tabellarisch angegeben.

In der zweiten Bauphase der Deichverstärkung Glückstadt-Süd wurde der Kern des neuen Deichprofils aus der bisherigen Sandvorschüttung hergestellt und zugleich der benachbarte alte Kleideich zur Gewinnung von bindigem Deichabdeckmaterial abgetragen. Zur Abschätzung des Scherfestigkeitszuwachses aus der Teilkonsolidierung der Weichschichten unter der Vorschüttung wurden an zwei Messstationen Porenwasserdruckmessungen mit jeweils vier Druckaufnehmern in unterschiedlichen Tiefen in vorgebohrte Löcher eingesetzt und verdämmt.

Die gemessenen, in Abb. B 16 in ihrem zeitlichen Verlauf dargestellten Wasserdruckdifferenzen schließen neben den Porenwasserüberdruckschwankungen im Grundwasserspiegel im Deichkörper durch Wassereinstau bei ergiebigen Niederschlägen sowie durch sturmflutbedingten elbseitigen Wasserzufluss im Winterhalbjahr 1998/99 mit ein. Die auf den jeweiligen Ausgangswert nach dem Abklingen einbaubedingter Störungen bezogenen Porenwasserüberdrücke zeigen deutliche Beziehungen zum Bodenaufbau. Für jeden Messgeber wurde zum Vergleich das Porenwasserdruckverhältnis $r_{u(max)}$ als Quotient zwischen dem maximalen Porenwasserüberdruck Δu_{max} und der zugehörigen Zusatzspannung aus der neuen Bauwerkslast σ_{zus} ermittelt und in der jeweiligen Tabelle angegeben.

Zur Kontrolle auflastbedingter landseitiger Horizontalverschiebungen des auf weichem Untergrund ruhenden teilweise abgetragenen Altdeiches gegen vorhandene deichnahe Hinterlandbebauung wurden an zwei Stellen am landseitigen Böschungsfuß Inklinometerrohre installiert und messtechnisch überwacht. Die bei Dkm 30 + 200 gemessenen, wenn auch bisher geringen Horizontalverschiebungen als Folge der elbseitigen Vorbelastung sind in Abb. B 17 für die verschiedenen Messzeitpunkte tiefenbezogen aufgetragen sowie in Abb. B 18 als zeitliche Veränderung der maximalen Hauptverschiebung (Σ HV_{max}) grafisch dargestellt. Auch die Altdeichverschiebung klingt nahezu geradlinig mit dem Logarithmus der Belastungsdauer ab.

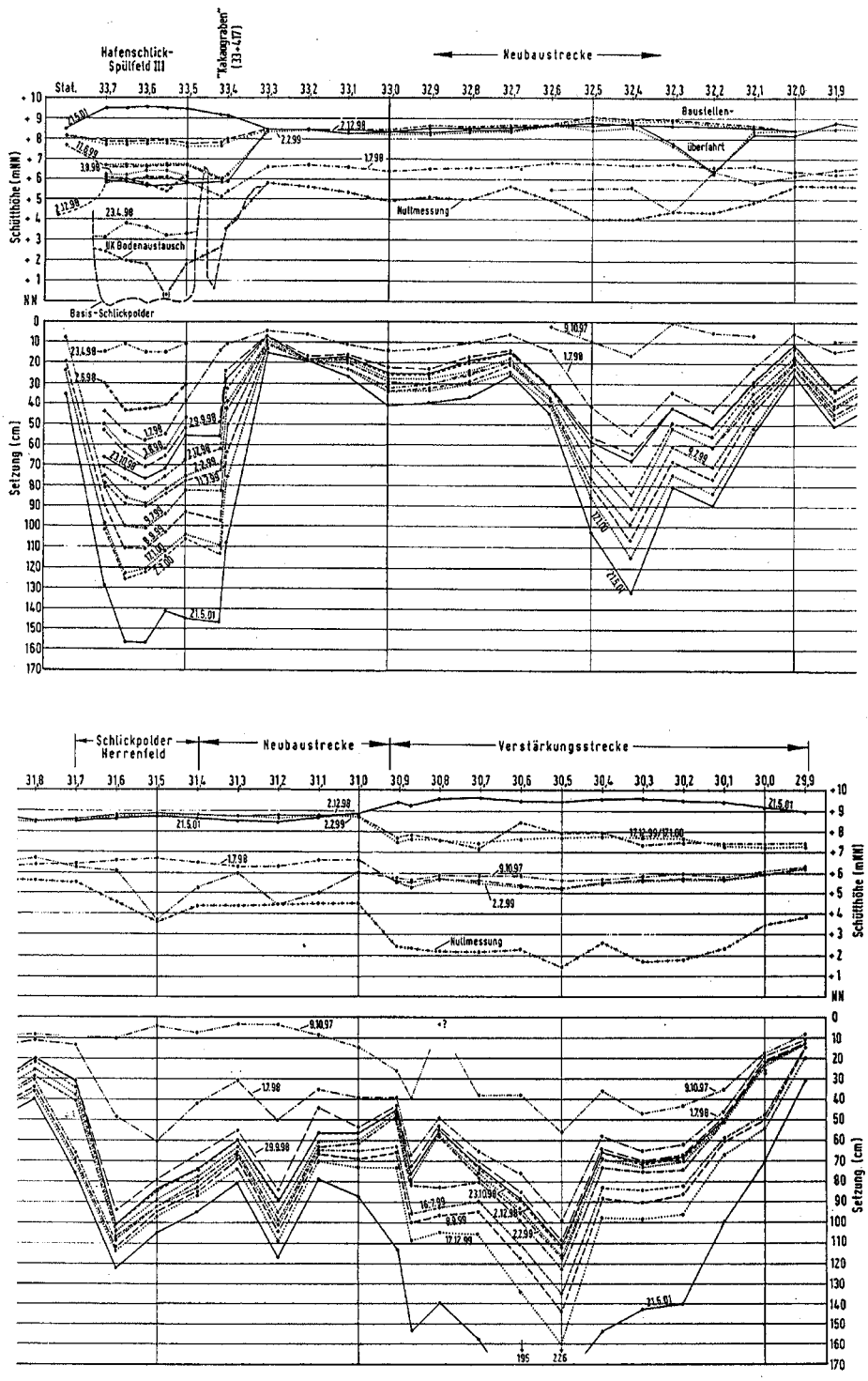
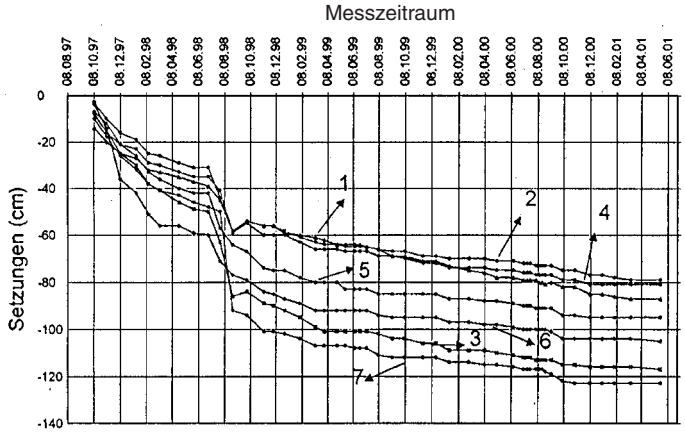


Abb. B 14: Schütthöhen und Setzungen entlang der Deichtrasse Glückstadt-Süd



Nr.	Stat.	Δ S (cm) log-Zeitdekade		S_t (cm) für t_n = 1355 d (21.05.2001)	S_{rest} (cm) für t_n = 5005 d (21.05.2011)	S_{gesamt} (cm) für t_n = 5005 (21.05.2011)
		Phase 1	Phase 2			
1	31,0	27,0	72,0	87	40,9	128
2	31,1	30,5	47,5	79	27,0	106
3	31,2	52,0	52,5	117	29,8	147
4	31,3	32,0	46,3	81	26,3	107
5	31,4	56,5	44,3	95	25,1	120
6	31,5	49,5	42,5	105	24,1	129
7	31,6	45,5	47,0	123	26,7	150

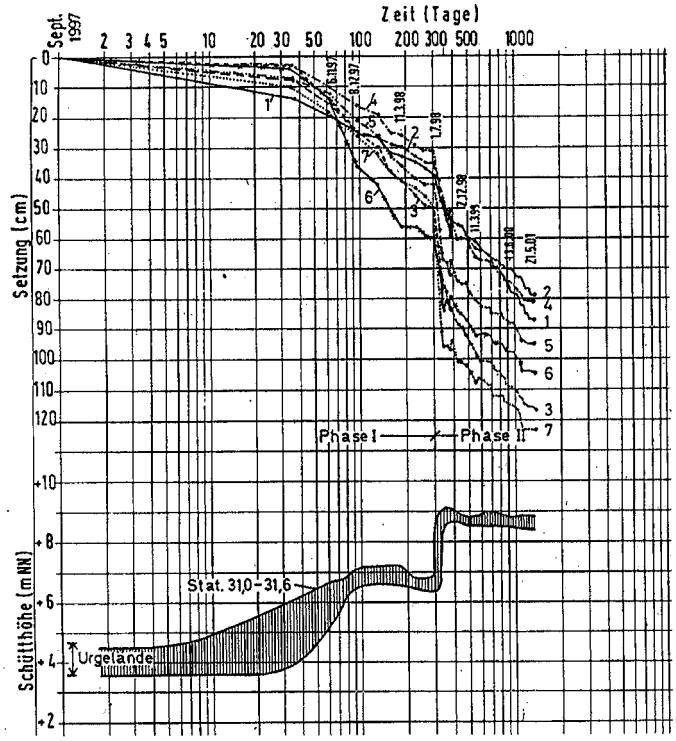
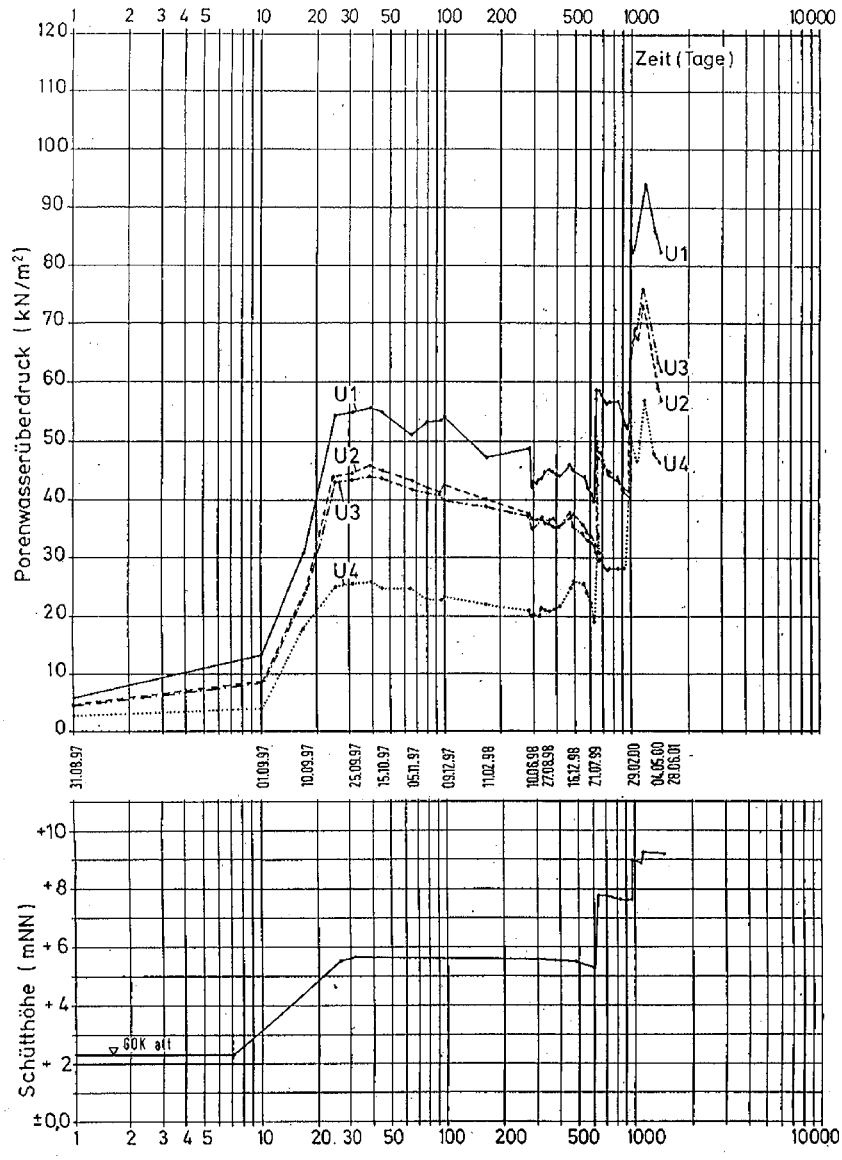


Abb. B 15: Setzungsmessungen verschiedener Stationen mit Prognose der Restsetzungen für den Verstärkungsabschnitt



Station 30 + 870

Geber Nr.	Tiefe m u. GOK	Tiefe m NN	ΔU_{max}	$r_{u\,(max)}$	r_u 21.05.2001
U 1	9,0	- 7,0	94,0	0,710	0,623
U 2	6,0	- 4,0	73,0	0,551	0,426
U 3	4,0	- 2,0	75,5	0,570	0,430
U 4	2,5	10,5	57,0	0,430	0,347

Abb. B 16: Ergebnisse von Porenwasserdruckmessungen im Verstärkungsabschnitt

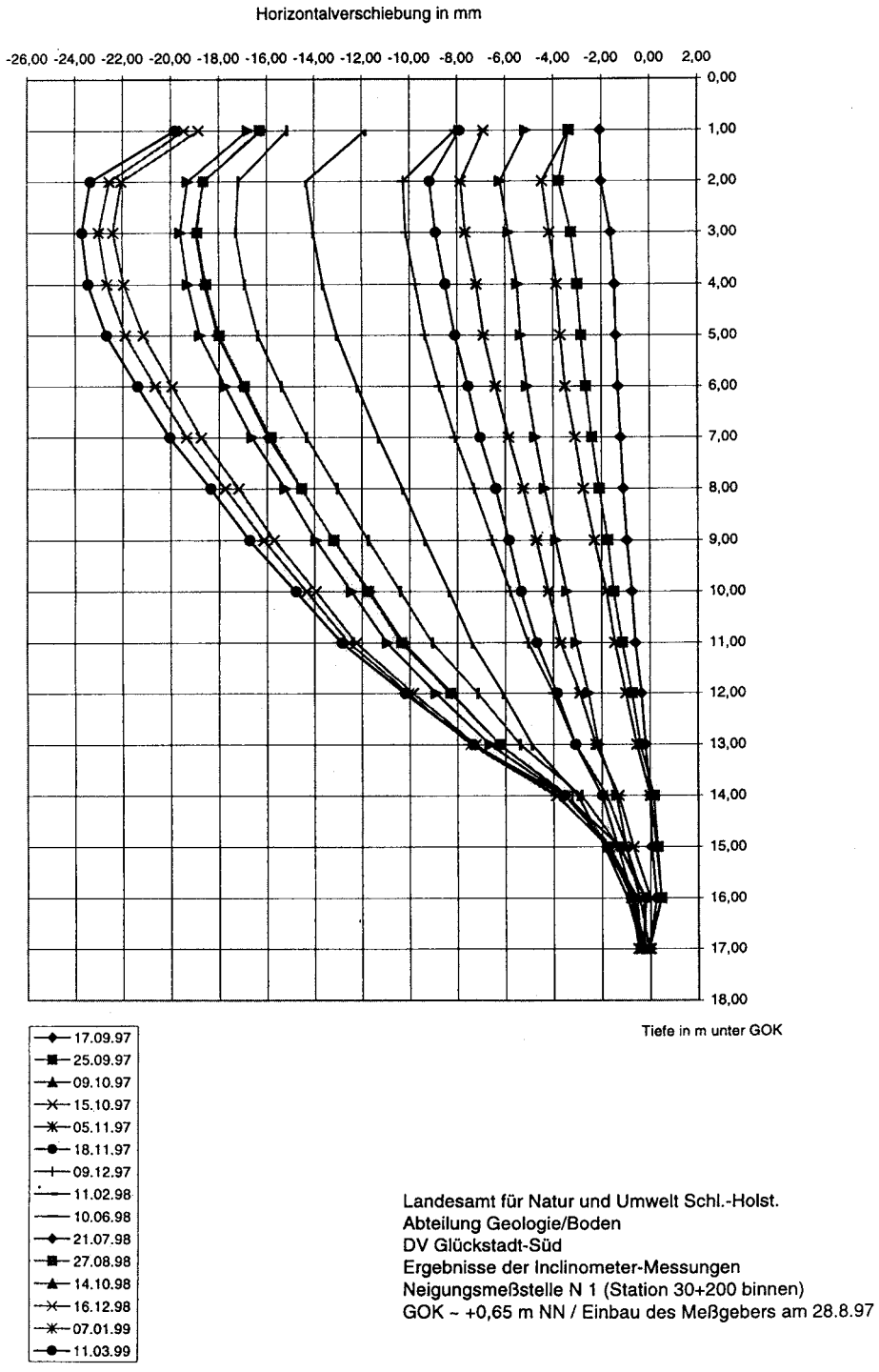


Abb. B 17: Tiefenbezogene Darstellung der Horizontalverschiebungen bei Dkm 30 + 200 Glückstadt-Süd

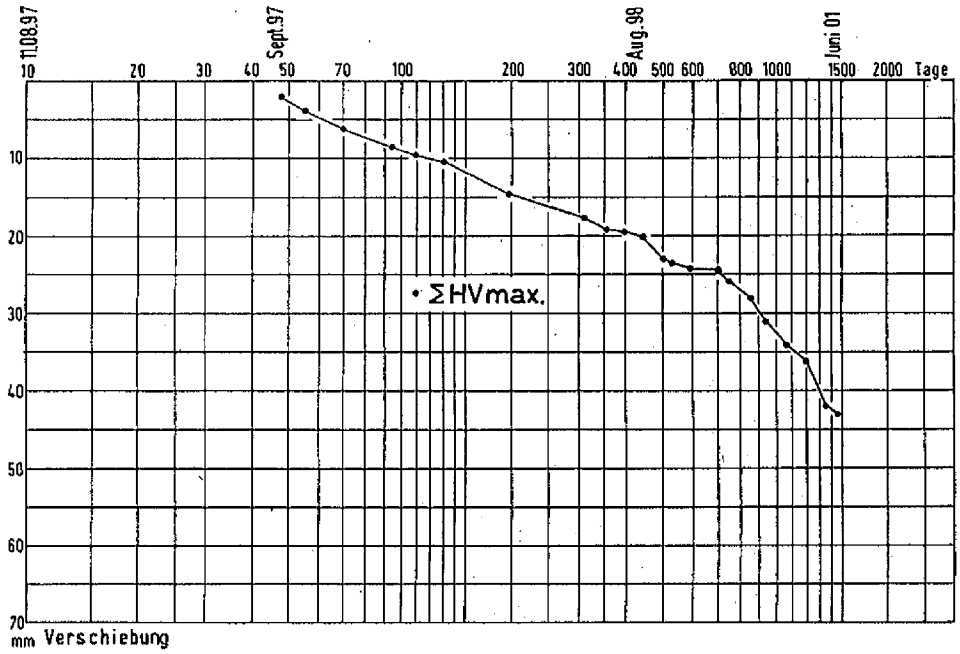


Abb. B 18: Zeitliche Veränderung der maximalen Hauptverschiebung bei DKm 30 + 200 Glückstadt-Süd

12. Schriftenverzeichnis

Bartels-Langweige, J.: Zur Befahrbarkeit bindiger Böden mit Raupenfahrzeugen, Schriftenr. d. Inst. f. Bauwirtschaft u. Baubetrieb, K. Simons (Hrsg.), TU Braunschweig, 1987.

Beyer, W.: Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve, Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 6, 1964.

Bobzin, H.: Praktische Nassbaggerei, Mitt. d. Franzius-Inst. f. Wasserbau u. Küsteningenieurwesen d. Univ. Hannover, H. 69, 1989.

Brinch-Hansen, J. u. Lundgren, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik, Springer, Berlin 1960.

Bröskamp, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis, Vereinigung der Nassbagger-Unternehmungen e.V., 1976.

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW): Merkblatt – Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK) – Ausgabe 1989.

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Merkblatt – Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG) – Ausgabe 1993.

Busch, K.-F. u. Luckner, C.: Geohydraulik, Leipzig: VEB Verlag 1973 und Stuttgart: Enke, 1974.

Cistin, J. u. Ziems.: Zum Problem mechanischer Deformationen nichtbindiger Lockergesteine durch die Sickerwasserströmung in Erddämmen, Wasserwirtschaft-Technik, 17. Jahrgang, 1967.

CUR (Centre of Civil Engineering Research and Codes): Building on Soft Soils, Design and Construction of Earth Structures Both on & into Highly Compressible Subsoils of Low Betrink Capacity, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1996.

DVWK, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.: Historischer Küstenschutz, Verlag Konrad Wittwer. Stuttgart, 1992.

DIN, Deutsches Institut für Normung e.V.: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds, DIN-Taschenbuch 113, 8. Auflage, Beuth-Verlag 1991.

EAK: Die Küste – Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co, Heide/Holstein, H. 55, 1993.

EBGEO: Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen – , Hrsg. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Ernst & Sohn, Berlin, 1997.

Grasshoff; Siedek; Kübler: Erd- und Grundbau, Teil 3, Werner Verlag, Düsseldorf, 1969.

Homeier, H.; Siebert, E.; Kramer, J.: Ostfriesland im Schutze des Deiches, Bd. II, Verlag Gerhard Rautenberg, 1969.

Janbu: Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis. Proc. Europ. Conf. on stability of Earth, Slopes. Bd. III, Stockholm, 1954.

Kärcher, K.; Gottheil, K.-M.; Klaiber, J.-S.: Zur Standsicherheit, Auftriebssicherheit und Erosionsstabilität von Flussdeichen, Geotechnik Nr. 4, 1997.

Kiekbusch, M.: Beziehung zwischen Konsistenzzahl und der undränierten Scherfestigkeit, Bautechnik (Heft 9), 1999.

Kramer, J.: Kein Deich Kein Land Kein Leben: Geschichte des Küstenschutzes an der Nordsee. Verlag Gerhard Rautenberg, 1989.

Kühn, H. J. u. Panten, A.: Der frühe Deichbau in Nordfriesland. Herausgegeben vom Landesamt für Vor- und Frühgeschichte in Schleswig-Holstein und vom Nordfriisk Instituut, Verlag Nordfriisk Instituut Bräist/Bredstedt, NF 1989.

Kuntsche, K.: Empfehlungen zum Einsatz von Mess- und Überwachungssystemen für Hänge, Böschungen und Stützbauwerke, Geotechnik Nr. 2/1996.

Levadoux, J.-N. u. Baligh, M.-M.: Consolidation after Undrained Piezocone Penetration. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 7, July 1986, Teil 1: S. 707–726, 1986.

Merkblätter Flussdeiche 210, Hrsg.: Arbeitskreis Flussdeiche des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK), Paul-Parey-Verlag, 1986.

PIANC: Permanent International Ass. Of Navigation Congresses (PIANC). Classification Of Soil & Rocks To Be Dredged. Supplement to Bulletin No 47, Brussels (Belgium), 1984.

Richwien, W. u. Wehner, T.: Bodenmechanische Kennwerte gespülter Seedeiche im norddeutschen Küstenraum, Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (TIS), H. 10, S. 544–549, 1988.

Richwien, W.: Universität Essen: Kritische Beanspruchungen von Deichböden – Versagensformen und Nachweiskonzepte – , Beitrag beim HTG-Kongress in Hannover 1995.

Schuppener, B. u. Kiekbusch, M.: Plädoyer für die Abschaffung und den Ersatz der Konsistenzzahl, Geotechnik 4/1988.

Senneset, K., Janbu, N. u. Svano, G.: Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests. Proc. 2nd Europ. Symposium on Penetrating Testing, Amsterdam, S. 863–870, 1982.

Striegler, W.: Bodenmechanische Grenzwerte zur Verdichtung natürlicher Erdstoffe im Wasserbau. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 2, 1968.

Temmler, H.: Analyse von Grundbrüchen beim Deichbau in Schleswig-Holstein. Bericht der 5. Nat. Tag. Ing.-Geol., Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (Hrsg.), Essen, 1985.

Temmler, H.: Deichbau mit Geokunststoffen auf Hafenschlick an der Unterelbe. 4. Informations- und Vortragsveranstaltung über Kunststoffe in der Geotechnik, München, Geotechnik Sonderheft 1995, S. 56–64, 1995.

Temmler, H.: Messungen beim Deichbau in Schleswig-Holstein. Vortragsband zum Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau , Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (Hrsg.), Essen, 1983.

Verbeek, P. R. H.: Soil Analysis and Dredging, Terra et Aqua No. 28, Okt., S. 11–21, 1984.

Weiss, K.: Baugrunduntersuchungen im Feld, in SMOLTCZYK, U. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, 4. Aufl., T. 1, S. 83 ff., Ernst u. Sohn, Berlin, 1990.

Normen

DIN 1054	Zulässige Belastung des Baugrunds (November 1976)
DIN V 1054–100	Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau nach dem Konzept mit Teilsicherheiten (April 1995)
DIN 4019 Teil 1 u. 2 mit Beiblättern	Setzungsberechnungen
DIN 4019 Teil 1	Baugrund, Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung (1979)
DIN 4019 Teil 2	Baugrund, Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung (1981)
DIN V 4019-100	Setzungsberechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheiten
DIN 4020	Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke (1990)
DIN 4021	Baugrund; Aufschluss durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben (1990)
DIN 4022	Benennen und Beschreiben von Boden und Fels
DIN 4022 Teil 1	Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels (1987)
DIN 4023	Baugrund- und Wasserbohrungen; Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse (1984)
DIN 4084	Gelände- und Böschungsbruchberechnungen (Juli 1981)
DIN V 4084-100	Gelände- und Böschungsbruchberechnungen nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten
DIN 4094	Baugrund; Erkundung durch Sondierungen (1990)
DIN 4096	Baugrund; Flügelsondierung; Maße des Gerätes, Arbeitsweise, Auswertung (1980)
DIN 18121 Teil 1	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt; Bestimmung durch Ofentrocknung (1976)
DIN 18121 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Wassergehalt; Bestimmung durch Schnellverfahren (1989)
DIN 18122 Teil 1	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze (1976)
DIN 18122 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Schrumpfgrenze (1987)
DIN 18123	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung (1983)
DIN 18124	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Korndichte; Kapillarpyknometer – Weithalspyknometer (1989)
DIN 18125 Teil 1	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Laborversuche (1986)
DIN 18125 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Feldversuche (1986)
DIN 18128	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung des Glühverlusts (1990)
DIN 18129	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Kalkgehaltsbestimmung (1990)
DIN 18130 Teil 1	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes; Laborversuche (1989)
DIN 18136	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit; Einaxialversuch (1987)
DIN 18137 Teil 1	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen (1990)
DIN 18137 Teil 2	Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Triaxialversuch (1990)
DIN 18196	Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke (1988)
DIN 18300	Erdarbeiten – in: Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), Teil C, Hrsg. vom DIN Deutsches Institut für Normung e. V.; Beuth, Berlin 1988

DIN 18311 Nassbaggerarbeiten – in: Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) Teil C, Hrsg. vom DIN Deutsches Institut für Normung e. V.; Beuth, Berlin (1988).

EAU 1990 + 1996 Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen, Häfen und Wasserstraßen, 1990 + 1996, 8. + 9. Auflage, Berlin/München, Verlag W. Ernst & Sohn

ZTVE-StB 76 Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau; Der Bundesminister für Verkehr, Abt. Straßenbau (Hrsg.)

Empfehlungen C 2002

Baustoffe für Küstenschutzwerke

Inhalt

1. Einführung ... 340

2. Boden ... 341

3. Natursteine ... 342
3.1 Allgemeine Anforderungen ... 342
3.2 Spezielle Anforderungen ... 343
3.2.1 Pflastersteine ... 343
3.2.2 Schüttsteine ... 343
3.2.3 Trockenrohdichte und Druckfestigkeit ... 344
3.2.4 Verwitterungsbeständigkeit ... 344
3.3 Qualitätsüberwachung ... 345

4. Künstliche Steine ... 345
4.1 Anforderungen ... 345
4.2 Verwendung ... 345
4.3 Prüfungen ... 346

5. Beton ... 346
5.1 Einführung ... 346
5.2 Europäische und Deutsche Normen ... 346
5.3 Ausgangsstoffe ... 347
5.4 Anforderungen und Zusammensetzung ... 347
5.4.1 Widerstand gegen Meerwasser ... 350
5.4.2 Widerstand gegen Wellen, Strömung und sonstige mechanische Angriffe ... 352
5.4.3 Hoher Frost- und Tausalzwiderstand ... 353
5.4.4 Betonzusätze ... 353
5.4.5 Weitere Anforderungen an die Dauerhaftigkeit ... 354
5.4.6 Bauteilkatalog für Bauteile im Meerwasser ... 355
5.5 Betonpflastersteine und Betonplatten ... 355
5.6 Unterwasserbeton ... 358
5.7 Ausgussbeton ... 360
5.8 Teilverguss von Steinschüttungen ... 361
5.9 Bodenverfestigung mit Zement ... 363
5.10 Sand-Zement-Schüttsteine ... 364

6. Asphalt ... 364
6.1 Allgemeines ... 364
6.2 Mineralstoffe ... 364
6.3 Bindemittel ... 365
6.4 Asphaltbeton, Gussasphalt und Sandasphalt ... 365
6.5 Hohlraumreiche Bitumen-Mineralstoff-Gemische ... 366
6.6 Asphalt-Eingussmassen ... 367
6.7 Fugenvergussmasse ... 367
6.8 Bitumensand ... 368
6.9 Sondergemische ... 368
6.10 Prüfungen ... 368

7. Geokunststoffe ... 370
7.1 Allgemeines ... 370

7.2 Rohstoffe ... 371
7.3 Geotextilien ... 372
7.3.1 Allgemeines ... 372
7.3.2 Gewebe ... 372
7.3.3 Vliesstoffe ... 373
7.3.4 Verbundstoffe ... 377
7.4 Geotextilverwandte Produkte ... 379
7.5 Dichtungsbahnen ... 380
7.6 Dichtungsbahnen verwandte Produkte ... 382
7.6.1 Geosynthetische Tondichtungsbahnen ... 382
7.7 Zusammenfassung ... 383

8. Holz ... 384
8.1 Allgemeines ... 384
8.2 Physikalische Eigenschaften ... 384
8.3 Zulässige Spannungen ... 384
8.4 Dauerhaftigkeit ... 385
8.5 Schutzmaßnahmen ... 385

9. Stahl ... 389
9.1 Allgemeines ... 389
9.2 Anforderungen und Eigenschaften ... 389
9.3 Stahlspundwände ... 389
9.4 Stahlpfähle ... 392
9.5 Drahtnetze und Drahtgeflechte ... 392

10. Schriftenverzeichnis ... 393
Zu Abschnitt 2: Boden ... 393
Zu Abschnitt 3: Natursteine ... 393
Zu Abschnitt 4: Künstliche Steine ... 394
Zu Abschnitt 5: Beton ... 394
Zu Abschnitt 6: Asphalt ... 395
Zu Abschnitt 7: Geokunststoffe ... 396
Zu Abschnitt 8: Holz ... 396
Zu Abschnitt 9: Stahl ... 397

1. Einführung

Baustoffe für Küstenschutzwerke müssen dem Verwendungszweck und den örtlichen Bedingungen entsprechen. Ihre Eignung ist zu beurteilen und zu prüfen, außerdem sind die Umweltbelange und die Prüfung der Umweltverträglichkeit zu berücksichtigen. Diese Untersuchungen beziehen sich nicht nur auf die ökologisch bedeutsamen Eigenschaften der Baustoffe, sondern auch auf deren Gewinnung oder Herstellung, den Transport, die spätere Wiederverwendung oder Wiederverwertung und den Einsatz von Recyclingbaustoffen.

Die hauptsächlich verwendeten Baustoffe sind:

Boden	Asphalt
Natursteine	Geokunststoffe
Künstliche Steine	Holz
Beton	Stahl

Für Eignung, Lieferung, Lagerung, Verarbeitung und Einbau der Baustoffe sind die einschlägigen Normen, Vorschriften und Zulassungsbedingungen maßgebend. Darüber hinaus sind die zugehörigen Richtlinien und Empfehlungen zu beachten, die zusammen mit dem einschlägigen Schrifttum – getrennt nach Baustoffen – im Abschnitt 10 aufgeführt sind.

2. Boden

See- und Tidestromdeiche sind Erdbauwerke aus natürlichen Böden. Die Böden stellen somit den wesentlichen Baustoff eines Deiches dar. Dabei ist zwischen Böden für den Deichkern und für die Deichabdeckung zu unterscheiden. Während an die Böden der Deichabdeckung weitergehende Anforderung hinsichtlich Erosionsbeständigkeit, Dichtigkeit und Schrumpfverhalten zu stellen sind, müssen für Böden im Deichkern ausreichende bautechnische Eigenschaften hinsichtlich Standsicherheit, Setzungen und Einbau vorhanden sein.

Der Boden als Baustoff für den Deichbau wurde bereits in Empfehlungen B 2002 und im Abschn. 3 der Empfehlungen G 2002 ausführlich behandelt. Die nachstehenden Ausführungen sollen eine Übersicht geben und das Thema durch erläuternde Hinweise und Ergänzungen abrunden. Für die als Baustoff vorgesehenen Böden im Deichbau müssen Angaben zu den bautechnischen Eigenschaften wie Scherfestigkeit, Verdichtungsfähigkeit, Zusammendrückbarkeit, Durchlässigkeit, Witterungs- und Erosionsempfindlichkeit sowie Frostempfindlichkeit vorliegen. Darüber hinaus sollte ergänzend eine geotechnische Beschreibung und Klassifikation nach den gültigen Erdbaunormen (DIN 18196, DIN 18300 und DIN 18311) vorgenommen werden. Die Ergebnisse der Bodenbeurteilung sollten in einem geotechnischen Bericht bzw. Baugrund- oder Bodengutachten angegeben sein. Erst wenn die geotechnischen Eigenschaften der Böden eindeutig beschrieben sind, kann eine Entscheidung über Eignung und weitere Verwendung getroffen werden.

In den Abschn. 1 bis 3 der Empfehlungen B 2002 „Geotechnische Untersuchung von See- und Tidestromdeichen“ und im Abschn. 3 der Empfehlungen G 2002 „See- und Tidestromdeiche“ sind geotechnische Angaben zu den erforderlichen Kenngrößen und Verdichtungsanforderungen von Böden im Deichbau gemacht. Die nachfolgende Tabelle C 1 liefert für verschiedene deichbaurelevante Böden an Nord- und Ostsee Hinweise auf die in den Empfehlungen B 2002 und G 2002 angegebenen Grenzwerte der Bodeneigenschaften und Mindestwerte für die Verdichtungsanforderungen.

An der Nordseeküste bestehen die Deiche überwiegend aus Sandkernen und Kleidecken oder auch nur aus Klei. An der Ostseeküste in Mecklenburg-Vorpommern sind die Deiche i.d.R. aus Sanden geschüttet und mit bindigen Böden oder künstlichen Belägen abgedeckt. Die Ostseedeiche in Schleswig-Holstein bestehen meist entweder ganz aus bindigem Boden oder aus einem Sandkern mit bindiger Abdeckung.

Die grobkörnigen Böden aus Sanden werden im Trocken- oder Spülbetrieb im Deichkern eingebaut. Aus ökologischen und wirtschaftlichen Forderungen lässt sich der Deichkern nicht immer aus reinem Sand herstellen; es müssen vielmehr weniger geeignete Böden – wie z. B. gemischtkörnige Böden aus Sand und Schluff – verwendet werden. Dass diese Böden Schwierigkeiten beim Einbau und Probleme im Hinblick auf die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit bereiten, ist in Kauf zu nehmen. Deshalb ist dafür eine intensivere geotechnische Untersuchung und vor allem Begleitung in der Bauausführung notwendig.

Bei der Wahl von bindigen Böden als Deichbaustoff ist zu unterscheiden, ob der feinkörnige Boden im Deichkern oder als Deichabdeckung eingebaut wird. Beim Einbau im Deichkern können auch Böden verwendet werden, deren Erosionsbeständigkeit und Schrumpfverhalten unter den Anforderungen für Deichabdeckungen liegen. An den Deichen der Nordseeküste wird Klei wegen seiner guten Widerstandsfähigkeit gegen Wellenangriff als Deichabdeckung verwendet. An den Deichen der Ostseeküste wurde überwiegend Geschiebemergel oder Geschiebelehm – vereinzelt auch eiszeitliche Schluffe und Tone

Tab. C 1: EAK-Empfehlungen zu den deichbaurelevanten Böden an Nord- und Ostsee in Deichkern und Deichabdeckung

Bodenarten	Küstenbereich	Deichelement	EAK-Empfehlung
Sande (grobkörnige Böden)	Nord- und Ostsee	Deichkern	B 2002 Abschn. 3.1 G 2002 Abschn. 3.2.1.1
Geschiebemergel /-lehm (feinkörnige Böden)	Ostsee	Deichkern	B 2002 Abschn. 3.2 G 2002 Abschn. 3.2.1.3
		Deichabdeckung	B 2002 Abschn. 3.2 G 2002 Abschn. 3.2.2.2
Wattsande (gemischtkörnige Böden)	Nordsee	Deichkern	G 2002 Abschn. 3.2.1.2
Geschiebesande (gemischtkörnige Böden)	Ostsee	Deichkern	G 2002 Abschn. 3.2.1.2
Klei (organogene Böden)	Nordsee	Deichabdeckung	B 2002 Abschn. 3.3 G 2002 Abschn. 3.2.2.1
Eiszeitliche Schluffe u. Tone (feinkörnige Böden)	Ostsee	Deichabdeckung	G 2002 Abschn. 3.2.2.3
Baggergut	Nord- und Ostsee	Deichabdeckung	G 2002 Abschn. 3.2.3

– als Abdeckung eingebaut. Bei jüngsten Deichbaumaßnahmen wurde auch bindiges Baggergut als Teil der Deichabdeckung verwendet, sofern die chemischen und organischen Inhaltsstoffe in ökologischer Hinsicht unbedenklich sind.

3. Natursteine

3.1 Allgemeine Anforderungen

Natursteine werden im Küstenschutz überwiegend für Schüttungen als sog. Wasserbausteine für Deckwerke und deren Fußsicherungen, seltener für Setzpacklagen und Pflasterungen verwendet. Wasserbausteine sind nach den Technischen Lieferbedingungen (TLW, 1997) Steine unterschiedlicher Größe und unregelmäßiger Form (und aus unterschiedlichen Materialien), die für wasserbauliche Schutz- und Regulierungsbauwerke verwendet werden. Sie werden auch als Schüttung für den Aufbau der Baukörper von Buhnen, Längswerken und Sohlsicherungen sowie für den Schutz von Molen, Strandmauern u. a. eingesetzt. Natursteine im Seewasserbau sollen eine hohe Festigkeit und Rohdichte haben, um die auftretenden statischen und dynamischen Beanspruchungen durch Auflast und Wasserkräfte aufnehmen zu können. Sie müssen zudem verwitterungsbeständig sein, u. a. frei von schädlichen Rissen, Schieferungen und mergeligen, sandigen oder tonigen Einlagerungen, um den Beanspruchungen durch Wasser, Luft, Frost und den biologischen wie chemischen Einflüssen zu widerstehen. Scharfe Kanten, raue Flächen, eine weitgehend kubische Form und ein gleichmäßig dichtes Gefüge sind weitere Anforderungen.

Als Wasserbausteine sind insbesondere Erstarrungsgesteine geeignet; Sandsteine und Quarzite werden ebenfalls verwendet. Mineralgefüge, Schichtung und Porosität sind für die Witterungsbeständigkeit und den Widerstand gegen Beanspruchungen aus Frost-Tau-Wechseln ausschlaggebend.

Die an den deutschen Küsten vor allem verwendeten Gesteine sind in Tab. C 2 zusammengestellt.

Tab. C 2: Im deutschen Küstengebiet verwendete Natursteine

Gesteinsart	Dichte ρ_0 t/m³	mittl. Schüttdichte ρ_s^e bei Porenvol. von 40 bis 45 % t/m³	Herkunft
Basalt	2,9 … 3,1	1,70	Mittelrhein, ehem. Tschechoslowakei
Labradorit	2,9 … 3,1	1,70	Norwegen
Norit	2,9 … 3,1	1,70	Norwegen
Diorit	2,8 … 3,0	1,65	verschiedene
Gabbro	2,8 … 3,0	1,65	Herkunftsländer
Diabas	2,8 … 2,9	1,65	Harz, Schweden
Granit	2,6 … 2,8	1,55	Schweden, Bornholm
Syenit	2,6 … 2,8	1,55	
Quarzporphyr	2,55 … 2,8	1,55	verschiedene
Grauwacke	2,6	1,50	Herkunftsländer
Piesberger Karbonquarzit	2,6	1,50	Raum Osnabrück
Quarzit	2,6	1,50	Harz

3.2 Spezielle Anforderungen

3.2.1 Pflastersteine

Aus Felsgestein gewonnene, behauene Pflastersteine müssen quaderförmig sein und ebene Oberflächen haben. Unbehauene (bruchraue) Pflastersteine sollen eine quaderähnliche, parallelflächige Form aufweisen. Die Abmessungen werden nach dem Verwendungszweck und den einwirkenden Kräften festgelegt.

3.2.2 Schüttsteine

Schüttsteine sind gebrochene Natursteine, deren Größe und Gewichte von der Dicke und der Beanspruchung der Schüttsteinlage und ihrer konstruktiven Ausbildung – mit oder ohne Verguss – abhängig sind.

Die Abmessungen von Schüttsteinen sind nach dem Verwendungszweck und den einwirkenden Kräften aus Wellen, Strömung, Schiffsschraubenstrahl und Eis in Größenklassen festgelegt (Tab. C 3).

Es reicht im Allgemeinen aus, stichprobenartig etwa 10 Steine nachzumessen und im Übrigen die Steingrößen nach Augenschein abzuschätzen. Für ungebundene Steinschüttungen darf eine Lieferung bis zu 10 Gew.-% Wasserbausteine mit Überlängen und bis zu 15 Gew.-% mit Unterlängen enthalten. Der Anteil von Steinen mit Längen unter 5 cm sind bei den Größenklassen I und II nur bis zu 5 Gew.-% zugelassen.

Tab. C 3: Größenklassen von Schüttsteinen (TLW, 1997)

Größenklasse	Abmessungen[1] in cm
0	5–15
I	10–20
II	10–30
III	15–45
IV	20–60
V[2]	35–100

1 Die gegebenen Grenzwerte einer Klasse gelten für die jeweils größte Steinlänge.
2 Klasse V gilt nur für Schüttsteine aus Felsgestein.

Um eine gute Verkeilung der eingebauten Schüttsteine zu erreichen, darf der Anteil ungünstig geformter Steine bis zu 20 Gew.-% einer Lieferung betragen. Ungünstig geformt sind Steine, bei denen das Verhältnis der kleinsten zur größten Steinlänge 1 : 3 überschreitet.

Das erforderliche Einzelgewicht unverklammerter Schüttsteine ist in erster Linie nach der Beanspruchung durch Wasserkräfte, nach der Rauigkeit und Neigung der Böschung, ihrer Lage (einzeln oder verkeilt) sowie abhängig von der Rohdichte und Form der Steine zu wählen. Bei einem verklammerten Deckwerk sind geringere Steingewichte möglich. Das Einzelgewicht sollte jedoch nicht kleiner als 20 kg sein. Das Schüttgewicht schwankt je nach Größe und Rohdichte der Steine zwischen 1,4 und 1,6 t/m^3 und ist jeweils an Ort und Stelle zu bestimmen. Für teil- und vollvergossene Steinschüttungen sind bei Über- und Unterlängen jeweils die Grenzen von 10 Gew.-% einzuhalten, bei Längen unter 5 cm bei Größenklasse I und II von 3 Gew.-%.

3.2.3 Trockenrohdichte und Druckfestigkeit

Die Trockenrohdichte ist nach DIN 52102 zu bestimmen und darf im Mittel den Wert von 2,3 kg/dm^3 nicht überschreiten (Einzelwerte ≥ 2,27 kg/dm^3). Anzustreben ist eine Rohdichte >2,5 kg/dm^3.

Die Druckfestigkeit ist nach DIN 52105 zu bestimmen. Sie muss im lufttrockenen Zustand der Proben im Mittel mindestens 80 N/mm^2 betragen (Einzelwerte ≥ 70 N/mm^2, Prüfung von mindestens 10 Wasserbausteinen).

3.2.4 Verwitterungsbeständigkeit

Die Verwitterungsbeständigkeit ist nach DIN 52106, die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck nach DIN 52103 zu bestimmen. Ist die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck < 0,5 Gew.-% und treten bei der Wasserlagerung keine Risse oder sonstige Anzeichen von Schäden auf, so gelten die Wasserbausteine als verwitterungsbeständig. Ein Frostversuch ist dann in der Regel nicht erforderlich.

Ist die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck >0,5 Gew.-%, so sind in jedem Fall Frostversuche nach dem Luftfrostverfahren erforderlich. Die Frostprüfung gilt als bestan-

den, wenn der Gewichtsverlust unter 0,5 Gew.-% bleibt und keine Schäden wie Risse und Abplatzungen auftreten.

3.3 Qualitätsüberwachung

Die Qualitätseigenschaften der Natursteine werden in den Lieferwerken durch Eigen- und Fremdüberwachung kontrolliert. Im Rahmen der Prüfungen werden Abmessungen, Trockenrohdichte, Druckfestigkeit, Wasseraufnahme und Verwitterungsbeständigkeit regelmäßig ermittelt.

4. Künstliche Steine

4.1 Anforderungen

Als künstliche Steine werden im Küstenwasserbau Eisenhütten- und Metallhüttenschlacke, Betonsteine und Sand-Zement-Steine verwendet. Voraussetzung dafür ist, dass sie die Qualitätsanforderungen (s. Abschn. 4.3) erfüllen. Ziegelsteine sind heute bei Neubauten nicht mehr gebräuchlich, es sei denn als Verblendmauerwerk. Betonsteine werden in Abschn. 5 behandelt.

Eisenhüttenschlacke wird als künstliche Gesteinsschmelze bei der Erzeugung von Roheisen und Stahl gewonnen. Metallhüttenschlacke entsteht bei der Gewinnung von Kupfer und Zink aus Erzen oder Sekundärstoffen. Alle Schlackenarten müssen bei Verwendung als Baustoff in kristalliner Form vorliegen und dürfen keine Verunreinigungen enthalten. Der Anteil an schaumigen und glasigen Schlackenstücken darf 5 Gew.-% nicht überschreiten. Sie müssen raumbeständig, frost- und wetterbeständig sein und ein dichtes Gefüge haben. Die Qualität muss den Anforderungen der DIN 4301 „Eisenhüttenschlacke und Metallhüttenschlacke im Bauwesen“ sowie den Bedingungen des Abschn. 3.1 „Natursteine“ entsprechen. Bei Metallhüttenschlacken liegen zzt. über die mögliche Auslaugung von Schadstoffen keine gesicherten Daten vor. Es wird empfohlen, diese Frage beim Einsatz derartiger Baustoffe zu beachten. Dazu wird auf die Veröffentlichungen von Bertsch u. Seehaus, 2002, sowie Gebauer et al., 2001, verwiesen.

4.2 Verwendung

Eisenhüttenschlacke und Metallhüttenschlacke werden im gebrochenen Zustand als Schotter und Split, ungebrochen als Schüttsteine und gegossen als Schlackenformsteine eingebaut. Für Eisenhüttenschlacke als Gesteinskörnung für Beton gilt DIN 4226 (s. Abschn. 5). Schlackenformsteine sollen vollkantig sein und ebene Flächen mit möglichst geschlossener Struktur aufweisen. Die Kopfflächen von Kupferschlackensteinen müssen gesandet oder gesplittet sein.

Die Rohdichten sollen für Eisenhüttenschlacke ≥ 2,4 kg/dm^3, für Metallhüttenschlacke ≥ 3,5 kg/dm^3 betragen. Die Schüttgewichte für Schotter sollten bei Eisenhüttenschlacke über 1,4 kg/dm^3, bei Metallhüttenschlacke über 1,5 kg/dm^3 liegen. Kupferschlackensteine werden mit Rohdichten von 3,6 und 2,9 kg/dm^3 eingesetzt. Damit werden bei Stückgewichten zwischen 35 kg und 63 kg Flächenlasten von 5,25 bis 12,60 kN/m^2 erreicht.

4.3 Prüfungen

Die Prüfung der gesteinsphysikalischen Eigenschaften der künstlichen Steine sollte mindestens erfassen:
– Beurteilung der Kanten, Kopf- und Seitenflächen nach Augenschein,
– Abmessungen und Gewicht,
– Rohdichte nach DIN 52102 (s. Abschn. 3) und
– Frost- und Wetterbeständigkeit nach DIN 52104 bzw. DIN 52106 (s. Abschn. 3).

5. Beton

5.1 Einführung

Der „moderne" Beton ist i.d.R. ein 5-Stoff-Gemisch aus Zement, grober und feiner Gesteinskörnung, Wasser, Zusatzmittel(n) und Zusatzstoff(en). Er enthält seine Eigenschaften durch Hydratation des Zements.

Für den Bau von Küstenschutzwerken werden Ortbeton, vorgefertigte Betonbauteile, Stahlbetonbauteile und Spannbetonbauteile verwendet. Zum Ortbeton zählen auch Sonderbauweisen wie Unterwasserbeton, Ausgussbeton, Spritzbeton, Fugenverguss und Steinverklammerung. Zu den vorgefertigten Bauteilen gehören neben schweren Formkörpern (z. B. Tetrapoden), großformatigen bewehrten Platten, Pflaster- und Treppensteinen u. a. auch große einschwimmbare konstruktive Bauelemente (z. B. Gründungscaissons), Molen, Schutzmauern, Buhnen, Wellenbrecher und schwimmende Bauwerke.

Für die Dauerhaftigkeit der Betonbauwerke sind neben der Betonzusammensetzung die fachgerechte Verarbeitung und eine frühzeitig einsetzende und ausreichend lange Nachbehandlung ausschlaggebend (s. Abschn. 5.4). Bei Stahlbeton und Spannbetonbauteilen kommt dem Schutz der Bewehrung durch eine ausreichend dicke und gleichzeitig dichte Betondeckung ebenfalls eine für die Dauerhaftigkeit des Bauwerks maßgebende Bedeutung zu.

5.2 Europäische und Deutsche Normen

Die harmonisierten europäischen Bauproduktnormen für Zement sind im November 2000 erschienen: DIN EN 197-1 „Zement – Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement" und DIN EN 197-2 „Konformitätsbewertung", dazu für Regelungen der Zemente mit besonderen Eigenschaften die sog. Restnorm 1164 „Zement mit besonderen Eigenschaften – Zusammensetzung, Anforderungen, Übereinstimmungsnachweis". Dieses aus drei Normen bestehende Paket ersetzt DIN 1164-1 und –2 seit April 2001.

Ähnliches gilt auch für den Baustoff Beton. Mit der Herausgabe und Einführung der Betonnormen DIN 1045-1, DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3 und DIN 1045-4 im Jahr 2001/2002 werden Planung und Ausführung von Bauwerken aus Beton und die Herstellung von Beton neu geregelt. Parallel dazu erschienen zahlreiche begleitende Normen, z. B. betr. Gesteinskörnungen (Zuschläge), Flugasche und Silikastaub als mögliche Bestandteile des Betons sowie Prüfnormen, die zu beachten sind.

Für die im Betonbau tätigen Fachleute bedeutet dies eine Umstellung auf neue technische Inhalte, Regeln und Verfahren. Neben einer veränderten Terminologie gilt auch eine

Neuordnung der Verantwortlichkeiten der am Bau Beteiligten. Mit den strukturellen Änderungen in den Normen werden vor allem die Leistungen und Pflichten des Planenden erweitert und deutlicher beschrieben. Die Betonnormung legt neben der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit gleichrangig die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen als Entwurfskriterium fest.

Der Umgang mit dieser neuen Normengeneration ist wegen der neuen Strukturen, neuen Begriffe, neuen Verfahrensweisen und neuen Anforderungen in der Anfangszeit ungewohnt. Deshalb werden in den beiden folgenden Abschnitten die für Planung, Entwurf und Bauausführung wesentlichen Kernbereiche dieser Normen durch schnell zu erfassende Tafeln vorgestellt. Diese Übersichten sollen eine praktische Hilfe bieten, bewährte Planungsvorgänge nach den neuen Baunormen auszuführen.

5.3 Ausgangsstoffe

Als Bindemittel dürfen nur Zemente nach DIN EN 197-1 und DIN 1164 oder bauaufsichtlich zugelassene Zemente verwendet werden. Darüber hinaus ist der zulässige Anwendungsbereich des Zementes in Abhängigkeit von der Expositionsklasse einzuhalten (DIN EN 206-1/DIN 1045-2; Tab. F. 3). Zu den Gesteinskörnungen für Beton (früher als Betonzuschlag bezeichnet) zählen gebrochene und ungebrochene dichte Gesteinskörnungen aus natürlichem Gestein sowie künstlich hergestellte Körnungen, wie z. B. aus Hochofen- und Metallhütten-Stückschlacke. Sie müssen hinsichtlich Kornzusammensetzung, Reinheit, Festigkeit, Kornform sowie Widerstand gegen Frost und Verschleiß erhöhten Anforderungen genügen, die in DIN EN 206-1/DIN 1045-2 und DIN 4226 festgelegt sind. Insbesondere sind die Anforderungen für Frostangriff mit Taumittel und mäßiger bzw. hoher Wassersättigung einzuhalten. Dies bedeutet, dass Gesteinskörnungen einen Magnesium-Sulfat-Wert (Masseverlust nach fünfmaligem Eintauchen in gesättigte Magnesiumsulfatlösung) von 25 (MS_{25}) bzw. 18 (MS_{18}) Masse-% unterschreiten müssen. Darüber hinaus wird empfohlen, den Frostwiderstand (Masseverlust nach 10 Frost-Tauwechseln) auf $\leq$ 1 Masse-% zu begrenzen (F_1). Bei der Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen ist die Alkali-Richtlinie zu beachten. Die Bauteile sind in die Feuchtigkeitsklasse WA („feucht + Alkalizufuhr von außen“) zuzuordnen, und es sind NA-Zemente mit niedrigem wirksamen Alkaligehalt einzusetzen.

Als Zugabewasser ist Trinkwasser sowie im Allgemeinen in der Natur vorkommendes Wasser geeignet. Auszuschließen ist Wasser, das Bestandteile enthält, die das Erhärten oder andere Eigenschaften des Betons ungünstig beeinflussen oder den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen (u. U. Industrieabwässer, Moorwasser, Sickerwasser von Halden usw.). Im Zweifelsfall ist die Eignung des Wassers zur Betonherstellung zu untersuchen. Als geeignet gilt auch Restwasser nach der DAfStb-Richtlinie für Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel. Meerwasser darf nur für unbewehrten und bewehrten Beton nicht berührende Bauteile verwendet werden.

5.4 Anforderungen und Zusammensetzung

Der neuen Normengeneration im Betonbau (DIN 1045-1, DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4) liegt neben dem Standsicherheitsnachweis erstmals die Forderung nach Dauerhaftigkeit der Betonbauwerke zugrunde. Dabei soll die Dauerhaftigkeit

durch Planung, Konstruktion, Bemessung, Baustoffauswahl und Bauausführung erreicht werden.

Der Planer hat Betonbauwerken hinsichtlich der zu erwartenden Umwelteinwirkungen (auch „Angriffe“ genannt) „Expositionsklassen“ zuzuordnen. Die sieben Expositionsklassen berücksichtigen den Angriff auf die Bewehrung und den Beton. Ein Angriff auf die Bewehrung kann durch Karbonatisierung oder Chloride ausgelöst werden; ein Angriff auf den Beton kann durch Frost, chemischen Angriff oder Verschleißbeanspruchung verursacht werden. Jede Expositionsklasse mit Ausnahme der Klasse X0 („Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko“) ist hinsichtlich der Stärke des Angriffs in drei bzw. vier Stufen unterteilt (Tab. C 4).

In Abhängigkeit von der Expositionsklasse werden Mindestdruckfestigkeitsklasse, Betondeckung, Begrenzung der Rissbreite, Grenzwerte für die Zusammensetzung und Eigenschaften von Beton und Nachbehandlung festgelegt. Im Folgenden werden die Angriffe auf Küstenschutzbauwerke aus Beton sowie die daraus resultierenden Festlegungen dargelegt. Für einige Küstenschutzbauwerke werden eine beispielhafte Zuordnung zu den Expositionsklassen und die daraus resultierenden planerischen Vorgaben vorgestellt.

Tab. C 4: Expositionsklassen, bezogen auf die Umweltbedingungen (DIN 1045-1, DIN EN 206-1, DIN 1045-2)

Klasse	Umgebung	Beispiele	min f_{ck}*
Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko[1]			
X0	alle Expositionsklassen außer XF, XA, XM	Fundamente ohne Bewehrung und ohne Frost; Innenbauteile ohne Bewehrung	C 8/10
Bewehrungskorrosion durch Karbonatisierung[2]			
XC1	trocken oder ständig nass	Bauteile in Innenräumen mit üblicher Luftfeuchte (einschl. Küche, Bad und Waschküche in Wohngebäuden); Beton, der ständig in Wasser getaucht ist	C 16/20
XC2	nass, selten trocken	Teile von Wasserbehältern; Gründungsbauteile	C 16/20
XC3	mäßige Feuchte	Bauteile, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, z. B. offene Hallen; Innenräume mit hoher Luftfeuchtigkeit z. B. in gewerblichen Küchen, Bädern, Wäschereien, in Feuchträumen von Hallenbädern und in Viehställen	C 20/25
XC4	wechselnd nass und trocken	Außenbauteile mit direkter Beregnung	C 25/30
Bewehrungskorrosion durch Chloride außer Meerwasser[3]			
XD1	mäßige Feuchte	Bauteile im Sprühnebelbereich von Verkehrsflächen; Einzelgaragen	C 30/37[5]
XD2	nass, selten trocken	Solebäder; Bauteile, die chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt sind	C 35/45[5]
XD3	wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken mit häufiger Spritzwasserbeanspruchung; Fahrbahndecken; Parkdecks	C 35/45[5]

* f_{ck} = Charakteristische Betonfestigkeit nach 28 Tagen.
1 Bauteile ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall in nicht Beton angreifender Umgebung.
2 Beton mit Bewehrung oder and. eingebettetem Metall, der Luftfeuchtigkeit ausgesetzt.

Klasse	Umgebung	Beispiele	min f_{ck}
Bewehrungskorrosion durch Chloride aus Meerwasser[4]			
XS1	salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Außenbauteile in Küstennähe	C 30/37[5]
XS2	unter Wasser	Bauteile in Hafenanlagen, die ständig unter Wasser liegen	C 35/45[5]
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Kaimauern in Hafenanlagen	C 35/45[5]

3 Beton, der Bewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält und chloridhaltigem Wasser, einschließlich Taumittel, ausgenommen Meerwasser ausgesetzt ist.
4 Beton, der Bewehrung oder anderes eingebettetes Metall enthält, Chloriden aus Meerwasser oder salzhaltiger Seeluft ausgesetzt ist.
5 Bei LP-Beton aufgrund gleichzeitiger Anforderung aus Expositionsklasse XF eine Festigkeitsklasse niedriger.

Frostangriff mit oder ohne Taumittel[6]			
XF1	mäßige Wassersättigung, ohne Taumittel	Außenbaustelle	C 25/30
XF2	mäßige Wassersättigung, mit Taumittel	Bauteile im Sprühnebel- oder Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen, soweit nicht XF4: Betonbauteile im Sprühnebelbereich von Meerwasser	C 35/45[8]
XF3	hohe Wassersättigung, ohne Taumittel	offene Wasserbehälter; Bauteile in der Wasserwechselzone von Süßwasser	C 35/45[8]
XF4	hohe Wassersättigung, mit Taumittel	Verkehrsflächen, die mit Taumitteln behandelt werden; überwiegend horizontale Bauteile im Spritzwasserbereich von taumittelbehandelten Verkehrsflächen; Räumerlaufbahnen von Kläranlagen; Meerwasserbauteile in der Wasserwechselzone	C 30/37 nur als LP-Beton zulässig
Betonangriff durch Verschleißbeanspruchung[7]			
XM1	mäßige Verschleißbeanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luftbereifte Fahrzeuge	C 30/37[9]
XM2	starke Verschleißbeanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch luft- oder vollgummibereifte Gabelstapler	C 35/45[9,10]
XM3	sehr starke Verschleißbeanspruchung	tragende oder aussteifende Industrieböden mit Beanspruchung durch elastomer- oder stahlrollenbereifte Gabelstapler; Oberflächen, die häufig mit Kettenfahrzeugen befahren werden; Wasserbauwerke in geschiebebelasteten Gewässern, z. B. Tosbecken	C 35/45[9]

6 Durchfeuchteter Beton, der in erheblichem Umfang Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt ist.
7 Beton, der einer erheblichen mechanischen Beanspruchung ausgesetzt ist.
8 Bei LP-Beton zwei Festigkeitsklassen niedriger.
9 Bei LP-Beton aufgrund gleichzeitiger Anforderung aus Expositionsklasse XF eine Festigkeitsklasse niedriger.
10 Bei Oberflächenbehandlung des Betons eine Festigkeitsklasse niedriger.

Klasse	Umgebung	Beispiele	min f_{ck}
Betonangriff durch aggressive chemische Umgebung[11]			
XA1	chemisch schwach angreifende Umgebung nach Tab. C 6	Behälter von Kläranlagen; Güllebehälter	C 25/30
XA2	chemisch mäßig angreifende Umgebung nach Tab. C 6 und Meeresbauwerke	Betonbauteile, die mit Meerwasser in Berührung kommen; Bauteile in betonangreifenden Böden	C 35/40[12]
XA3	chemisch stark angreifende Umgebung nach Tab. C 6	Industrieabwasseranlagen mit chemisch angreifenden Abwässern; Gärfuttersilos und Futtertische der Landwirtschaft; Kühltürme mit Rauchgasableitung	C 35/45[12]

11 Beton, der chemischen Angriffen durch natürliche Böden, Grund- oder Meerwasser gemäß Tab. C 6 ausgesetzt ist.
12 Bei LP-Beton aufgrund gleichzeitiger Anforderung aus Expositionsklasse XF eine Festigkeitsstufe niedriger.

5.4.1 Widerstand gegen Meerwasser

Meerwasser enthält als betonangreifende Bestandteile vorwiegend Magnesiumverbindungen und Sulfate. Nordsee und Ostsee haben annähernd die in Tab. C 5 angegebene Zusammensetzung.

Tab. C 5: Zusammensetzung von Meerwasser (Richtwerte) nach DIN 4030

1 Bestandteile	2 Nordsee (Helgoland) mg/l	3 Ostsee (Kieler Bucht) mg/l
Na^+	11 000	5000
K^+	400	200
Ca^{2+}	400	200
Mg^{2+}	1 300	600
Cl^+	19 900	9000
SO_4^{2+}	2 800	1300
pH-Wert	> 8	> 7

Der Gesamtsalzgehalt beträgt in der Nordsee, ähnlich wie im Atlantischen Ozean, etwa 36 000 mg/l, in der Ostsee (Kieler Bucht) im Jahresmittel etwa 16 000 mg/l.

Bei Meerwasser ist trotz des hohen Sulfatgehaltes die Verwendung von Zement mit hohem Sulfatwiderstand nicht erforderlich. Beton widersteht den Angriffen durch Meerwasser, wenn er nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 die Grenzwerte für Zusammensetzung und Eigenschaften der Expositionsklasse XA2 (chemisch mäßig angreifende Umgebung nach Tab. C 6) einhält.

Meerwasser im Bereich von Fluss- und Kanalmündungen und Brackwasser können Zusammensetzungen aufweisen, die von den Werten der Tab. C 5 erheblich abweichen. Liegen für derartige Wässer keine mehrjährigen Analysen vor, aus denen auch mögliche Schwankungen des Salzgehaltes abgeschätzt werden können, so sind die Wässer in der Regel als „mäßig

angreifend“ nach Tab. C 6 einzustufen. Es ist ein HS-Zement nach DIN 1164 zu verwenden. Bei einem Sulfatgehalt des angreifenden Wassers von $SO_4^{2-} \leq 1500$ mg/l darf anstelle von HS-Zement eine Mischung von Zement und Flugasche verwendet werden (DIN EN 206-1/DIN 1045-2, Abschn. 5.2.5.2.2). Liegen jedoch entsprechende Analysenwerte vor, kann die Beurteilung der Wässer auf Grundlage der Grenzwerte nach Tab. C 6 erfolgen. Entsprechen die Analysenergebnisse den Richtwerten nach Tab. C 5, dies gilt vor allem auch für den Gesamtsalzgehalt, so kann auf die Verwendung eines HS-Zementes verzichtet werden. Das Wasser ist für die Zeilen 1 bis 4 der Tab. C 6 als XA2 („mäßig angreifend“) einzustufen.

Die Grenzwerte der Betonzusammensetzung nach Tab. C 7 sind einzuhalten. Darüber hinaus sollte die Kornzusammensetzung im Bereich 3 nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2, Anhang L, liegen. Der Beton sollte soviel Mehlkorn (Korngehalt ≤ 0,125 mm aus Gesteinskörnungen, Zement und ggf. Zusatzstoffen) enthalten, dass er gut verarbeitbar ist und ein geschlossenes Gefüge erhält. Gleichzeitig ist der Mehlkorngehalt nach oben zu begrenzen (Tab. C 8).

Tab. C 6: Grenzwerte für die Expositionsklasse bei chemischem Angriff durch Grundwasser (DIN EN 206-1/DIN 1045-2, Tabelle 2)[1, 2]

Beschreibung der Umgebung	chemisch schwach angreifend	chemisch mäßig angreifend und Meeresbauwerke	chemisch stark angreifend
chemisches Merkmal	XA1	XA2	XA3
pH-Wert	6,5 ... 5,5	< 5,5 ...4,5	< 4,5 und ≥ 4,0
Kalk lösende Kohlensäure (CO_2) [mg/l]	15 ... 40	> 40 ... 100	> 100 bis zur Sättigung
Ammonium (NH_4^+)[mg/l]	15 ...30	> 30 ... 60	> 60 ... 100
Magnesium (Mg^{2+})[mg/l]	300 ... 1000	> 1000 ... 3000	> 3000 bis zur Sättigung
Sulfat (SO_4^{2+}) [mg/l]	200 ... 600	> 600 ... 3000	> 3000 und ≤ 6000

1 Werte gültig für Wassertemperatur zwischen 5°C und 25°C sowie eine sehr geringe Fließgeschwindigkeit (näherungsweise wie für hydrostatische Bedingungen).
2 Der schärfste Wert für jedes einzelne Merkmal ist maßgebend. Liegen zwei oder mehr angreifende Merkmale in derselben Klasse, davon mind. eines im oberen Viertel (bei pH im unteren Viertel), ist die Umgebung der nächsthöheren Klasse zuzuordnen.
Ausnahme: Nachweis über eine spezielle Studie, dass dies nicht erforderlich ist.

Tab. C 7: Grenzwerte der Betonzusammensetzung bei chemischem Angriff

Expositionsklassen	Aggressive chemische Umgebung XA1	XA2	XA3
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,60	0,50	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C 25/30	C 35/45[2]	C 35/45[2]
Mindestzementgehalt[1] in kg/m³	280	320	320
Mindestzementgehalt[1] bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m³	270	270	270

1 Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m³ reduziert werden.
2 Bei Verwendung von Luftporenbeton aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF eine Festigkeitsklasse niedriger.

Tab. C 8: Höchstzulässiger Mehlkorngehalt für Beton bis zur Festigkeitsklasse C 50/60 und LC 50/55

Zementgehalt[1]	Höchstzulässiger Mehlkorngehalt [kg/m³]		
	Expositionsklassen		
	XF, XM		X0, XC, XD, XS, XA
	Größtkorn der Gesteinskörnung		
	8 mm	16 ... 63 mm	8 ... 63 mm
≤300	450[2]	400[2]	550
≥350	500[2]	450[2]	550

1 Für Zwischenwerte ist der Mehlkorngehalt gradlinig zu interpolieren.
2 Die Werte dürfen insgesamt um max. 50 kg/m³ erhöht werden, wenn
– der Zementgehalt 350 kg/m³ übersteigt, um den über 350 kg/m³ hinausgehenden Zementgehalt.
– ein puzzolanischer Zusatzstoff Typ II (z. B. Flugasche, Silika) verwendet wird, um dessen Gehalt.

5.4.2 Widerstand gegen Wellen, Strömung und sonstige mechanische Angriffe

Die i.d.R. gegebene starke mechanische Beanspruchung der Betonoberflächen – z. B. durch häufige Stöße, durch Sand-Wassergemische mit großer Strömungsgeschwindigkeit oder Wellenschlag – verlangt einen Widerstand des Betons gegen Verschleißbeanspruchung. Betonangriff durch Verschleißbeanspruchung wird in die Expositionsklassenbezeichnungen mäßiger (XM1), starker (XM2) und sehr starker (XM3) Angriff unterteilt. Die meisten Küstenschutzbauwerke sind in die Klasse XM1 einzuordnen.

Der Beton muss die Grenzwerte der Tab. C 9 einhalten. Der Zementgehalt darf 360 kg/m³ nicht übersteigen. Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Mindestzementgehalt, auch bei Anrechnung von Zusatzstoffen, um 30 kg/m³ reduziert werden. Die Gesteinskörnungen bis 4 mm Größtkorn müssen überwiegend aus Quarz oder aus Stoffen mindestens gleicher Härte bestehen, das gröbere Korn aus Gestein oder künstlichen Stoffen mit hohem Verschleißwiderstand (Kap. 3; s. DIN 52 100, Tafel 1, Spalte 8). Die Körner aller Gesteinskörnungen sollen mäßig raue Oberfläche und gedrungene Gestalt haben.

Tab. C 9: Grenzwerte der Betonzusammensetzung bei Verschleißangriff

Expositionsklassen	Verschleißangriff			
	XM1	XM2		XM3
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,55	0,55	0,45	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse	C 30/37	C 30/37	C 35/45	C 35/45
Mindestzementgehalt in kg/m³	300	300	320	320
Mindestzementgehalt bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m³	270	270	270	270
Andere Anforderungen	–	Oberflächenbehandlung des Betons	–	Hartstoffe nach DIN 1100

Das Gesteinskorngemisch soll möglichst grobkörnig sein und möglichst nahe an der Sieblinie A (DIN EN 206-1/DIN 1045-2, Anhang L) liegen. Bei der Verwendung von Luftporenbeton aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF (Frostangriff) darf die Festigkeitsklasse eine Klasse niedriger gewählt werden.

5.4.3 Frost- und Tausalzwiderstand

Die Anforderungen an den Frost- und Tausalzwiderstand ergeben sich aus den Expositionsklassen XF (Frostangriff) (Tab. C 10). Durch die im Meerwasser enthaltenen Chloride sind Meerwasserbauwerke den Klassen XF2 (mäßige Wassersättigung, mit Taumittel) oder XF4 (hohe Wassersättigung, mit Taumittel) zuzuordnen.

Tab. C 10: Grenzwerte der Betonzusammensetzung bei Frostangriff

	Frostangriff					
Expositionsklassen	XF1	XF2		XF3		XF4
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,60	0,55[7]	0,50[7]	0,55	0,50	0,50[7]
Mindestdruckfestigkeitsklasse[3]	C 25/30	C 25/30	C 35/45	C 25/30	C 35/45	C 30/37
Mindestzementgehalt[4, 2] in kg/m³	280	300	320	300	320	320
Mindestzementgehalt[4, 2] bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m³	270	–[7]	–[7]	270	270	–[7]
Mindestluftgehalt in %[6]	–	– [6]	–	– [6]	-	–[6], –[10]
Andere Anforderungen	Gesteinskörnungen mit Regelanforderungen und zusätzlichem Widerstand gegen Frost bzw. Frost und Taumittel (siehe DIN 4226-1)					
	F_4	MS_{25}		F_2		MS_{18}

2 Für massige Bauteile (kleinste Bauteilabmessung 80 cm) gilt der Mindestzementgehalt von 300 kg/m³.
3 Gilt nicht für Leichtbeton.
4 Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m³ reduziert werden. In diesem Fall darf Fußnote[2] nicht angewandt werden.
6 Der mittlere Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau muss bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 8 mm ≥ 5,5 % Volumenanteil, 16 mm ≥ 4,5 % Volumenanteil, 32 mm ≥ 4,0 % Volumenanteil und 63 mm ≥ 3,5 % Volumenanteil betragen. Einzelwerte dürfen diese Anforderungen um höchstens 0,5 % Volumenanteil unterschreiten.
7 Zusatzstoffe des Typs II dürfen zugesetzt aber nicht auf den Zementgehalt oder den w/z-Wert angerechnet werden.
10 Erdfeuchter Beton mit w/z ≥ 0,40 darf ohne Luftporen hergestellt werden.

5.4.4 Betonzusätze

Betonzusätze – das sind Betonzusatzmittel und Betonzusatzstoffe, die bestimmte Eigenschaften des Frisch- oder Festbetons günstig beeinflussen – können bei amtlich nachgewiesener Eignung verwendet werden.

Betonzusatzmittel müssen nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 eine gültige allgemeine bauaufsichtliche oder europäische technische Zulassung besitzen und zudem überwacht und zertifiziert sein. Sie beeinflussen durch chemische und/oder physikalische Wirkung z. B. die Verarbeitbarkeit, das Erhärten oder das Erstarren des Betons. Ihrer Verwendung hat stets

eine Eignungsprüfung des Betons mit den vorgesehenen Zusatzmitteln vorauszugehen, die belegt, dass der Frisch- und Festbeton die geforderten Eigenschaften erreicht. Die zulässigen Zugabemengen sind in Tab. C 11 wiedergegeben. Flüssige Betonzusatzmittel sind dem Wassergehalt bei der Bestimmung des Wasserzementwertes zuzurechnen, wenn ihre gesamte Zugabemenge 3 l/m³ Frischbeton übersteigt.

Tab. C 11: Zugabenmengen für Betonzusatzmittel nach DIN EN 206-1/DIN 1045-22

Anwendungsbereich[1]	Zugabemengen[6] in ml (cm³) bzw. g je kg Zement		
	Mindestzugabe[2]	Höchstzugabe[3]	
		eines Mittels	mehrerer Mittel
Beton, Stahlbeton und Spannbeton		50	60
Beton mit alkalieempfindlichem Zuschlag	2	20[5] oder 50[5]	–[5]
Hochfester Beton		70[4]	80

1 Bei Beton mit alkaliempfindlichem Zuschlag Alkali-Richtlinie beachten.
2 < 2 möglich, wenn ein Teil des Zugabewassers aufgelöst.
3 Maßgebend sind die Angaben des Zulassungsbescheids.
4 Eines verflüssigenden Zusatzmittels.
5 Abhängig vom Alkaligehalt des Zusatzmittels; Angaben im Prüfbescheid.
6 Mit besonderem Nachweis sind – außer bei hochfestem Beton – auch größere Mengen möglich.

Betonzusatzstoffe (z. B. Flugasche oder Trass) sind fein aufgeteilte Zusätze, die in so großer Menge zugegeben werden, dass sie als Volumenanteil zu berücksichtigen sind. Sie müssen einer dafür vorgesehenen Norm (z. B. DIN EN 450 für Flugasche oder DIN 51 043 für Trass) entsprechen oder eine allgemeine bauaufsichtliche oder europäische technische Zulassung besitzen. Betonzusatzstoffe sind vorteilhaft bei Massenbetonbauwerken eingesetzt, um die Verarbeitbarkeit und Temperaturentwicklung des erhärtenden Betons günstig zu beeinflussen. Wegen des notwendigen Frostwiderstandes muss die Zugabe jedoch begrenzt und die Nachbehandlungsdauer in Abhängigkeit von der Festigkeitsentwicklung des Betons verlängert werden.

5.4.5 Weitere Anforderungen an die Dauerhaftigkeit

Die aggressiven Umgebungsbedingungen der Küste – Frost bei wassergesättigtem Beton und die Chloride des Meerwassers – erfordern für die Stahlbewehrung einen optimalen Schutz. Die Expositionsklasse für die Gefahr der Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride aus Meerwasser (XS), ist entweder als XS1 (salzhaltige Luft, aber kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser), XS2 (unter Wasser) oder XS3 (Tidebereich, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche) festzulegen. Neben den Grenzwerten der Tab. C 12 ist das Nennmaß der Betondeckung von 55 mm einzuhalten. Für Bauteile in der Wasserwechselzone werden 60 bis 80 mm empfohlen. Bei Verschleißbeanspruchung besteht alternativ zu zusätzlichen Anforderungen an die Gesteinskörnung die Möglichkeit, die Mindestbetondeckung der Bewehrung zu erhöhen (Verschleißschicht). Die Richtwerte für die Dicke der Verschleißschicht betragen bei XM1 + 5mm, bei XM2 + 10 mm und bei XM3 +15 mm.

Abstandhalter aus Beton oder faserbewehrtem Mörtel haben sich bewährt. Die geometrisch mögliche, dichte Umhüllbarkeit der Abstandhalter ist wichtig.

Tab. C 12: Grenzwerte der Betonzusammensetzung bei Bewehrungskorrosion, verursacht durch Chloride aus Meerwasser

	Chloride aus Meerwasser		
Expositionsklassen	XS1	XS2	XS3
Höchstzulässiger w/z-Wert	0,55	0,50	0,45
Mindestdruckfestigkeitsklasse[3]	C 30/37[5]	C 35/45[5]	C 35/45[5]
Mindestzementgehalt[4] in kg/m³	300	320[2]	320[2]
Mindestzementgehalt[4] bei Anrechnung von Zusatzstoffen in kg/m³	270	270	270

2 Für massige Bauteile (kleinste Bauteilabmessung 80 cm) gilt der Mindestzementgehalt von 300 kg/m³.
3 Gilt nicht für Leichtton.
4 Bei einem Größtkorn der Gesteinskörnung von 63 mm darf der Zementgehalt um 30 kg/m³ reduziert werden, in diesem Fall darf die Fußnote[2] nicht angewendet werden.
5 Bei Verwendung von Luftporenbeton, z. B. aufgrund gleichzeitiger Anforderungen aus der Expositionsklasse XF, eine Festigkeitsklasse niedriger.

Die Rissbreite w_k ist rechnerisch für die Expositionsklasse XS bei Stahlbetonbauteilen auf 0,3 mm zu begrenzen (DIN 1045-1, Abschn. 11.2).

Neben einer vollständigen Betonverdichtung kommt der sorgfältigen Nachbehandlung eine besondere Bedeutung zu. Um eine funktionstüchtige dichte Betondeckung zu erreichen, müssen Nachbehandlungsart und -dauer auf Betonzusammensetzung und Frischbetontemperatur abgestimmt werden. Die Tabellen C 13 und C 14 fassen die Art der Maßnahmen und die Mindestnachbehandlungsdauer unter Berücksichtigung der besonderen Anforderungen an die Bauwerke an der Küste in Anlehnung an DIN 1045-3 zusammen.

5.4.6 Bauteilkatalog für Bauteile im Meerwasser

Beispiele für die Einstufung von üblichen Betonbauteilen im Küstenschutz sind in Tab. C 15 zusammengestellt. Neben den Expositionsklassen ist die maßgebende Mindestdruckfestigkeit, die Mindestbetondeckung sowie die Überwachungsklasse angegeben. Diese Planungshilfe ersetzt nicht die projektbezogene Planung. Sie entbindet nicht von der Pflicht zur Prüfung der Normenvorgaben und ihrer Gültigkeit für den konkreten Anwendungsfall.

5.5 Betonpflastersteine und Betonplatten

Für die Unterscheidung zwischen „Platte“ und „Stein“ gilt folgende Begriffsbestimmung: Das Verhältnis der Abmessungen Länge (l) und Dicke (d) ist maßgebend, wobei keine scharfe Abgrenzung möglich und der Übergang fließend ist. Betonkörper mit einem Verhältnis l:d < 2,5 werden als Steine, mit l:d > 2,5 als Platten definiert. Die Steindicken liegen für Deckwerke i.d.R. bei 16 bis 18 cm. Die Steingröße kann dadurch eingeschränkt werden, dass der Stein „handlich“ sein soll und noch von zwei Mann verlegt werden kann. Das Einzelgewicht darf deshalb 50 kg nicht überschreiten.

Betonpflastersteine werden werkmäßig aus hochwertigem Beton hergestellt. Sie werden zum Bau von Deckwerken ohne oder mit Verbund untereinander (horizontal und/oder ver-

Tab. C 13: Nachbehandlungsverfahren für Beton in Abhängigkeit von der Oberflächen-/Lufttemperatur

Zeile	Art		Maßnahmen	Temperatur in °C					
				unter –3	–3 bis +5	+5 bis +10	+10 bis +15	+15 bis +25	über +25
1	Mit wasserdampfdichter Folie abdecken, Film aus Curingmittel aufsprühen	+ mit Wasser benetzen	**Abdecken bzw. Film aufsprühen und Nässen** zusätzlich: – Holzschalung nässen – Stahlschalung vor Sonne schützen – freie Betonoberflächen in der Schalung abdecken/nässen					(X)[2]	X
2			**Abdecken bzw. Film aufsprühen** ggf. zusätzliche Maßnahmen wie in Zeile 1			X	X	X	
3		+ Wärmedämmung	**Abdecken bzw. Film aufsprühen und Wärmedämmung auflegen** Verwendung wärmedämmender Schalung (z. B. Holz) sinnvoll, Stahlschalung mit Dämmmatten abhängen		X[1]				
4			**Abdecken und Wärmedämmung auflegen; Umschließen des Arbeitsplatzes (Zelt), ggf. Beheizung (z. B. Heizstrahler)** zusätzlich: Betontemperatur mindestens 3 Tage > +10° halten	X					
5	mit Wasser benetzen, fluten		**ständig sichtbaren Wasserfilm auf der Betonoberfläche vorhalten**			(X)	X	X	

1 nicht benetzen; Tau-/Regenwasser fernhalten
2 bei ungünstigen Bedingungen (z. B. starker Wind) und Expositionsklassen XM, XD, XS sinnvoll

Tab. C 14: Mindestdauer der Nachbehandlung in Tagen[1] ohne genaueren Nachweis der Festigkeit im oberflächennahen Bereich (alle Expositionsklassen[2])

Oberflächentemperatur[3] ϑ [°C]	Festigkeitsentwicklung des Betons[4] $r = f_{cm\,2} / f_{cm\,28}$[5]			
	$r \geqq 0{,}50$	$r \geqq 0{,}30$	$r \geqq 0{,}15$	$r < 0{,}15$
$\geqq 25$	1	2	2	3
$25 > \vartheta \geqq 15$	1	2	4	5
$15 > \vartheta \geqq 10$	2	4	7	10
$10 > \vartheta \geqq 5$[6]	3	6	10	15

1 Nachbehandlungsdauer bei Verarbeitbarkeitszeit > 5 h angemessen verlängern.
2 Für Expositionsklasse XM Werte verdoppeln.
3 Anstelle Oberflächentemperatur des Beton darf Lufttemperatur angesetzt werden.
4 Aus Mittelwerten der Druckfestigkeit nach 2 und 28 Tagen, ermittelt nach DIN 1048-5, entweder bei der Eignungsprüfung oder aus bekanntem Verhältnis von Betonen vergleichbarer Zusammensetzung (gleicher Zement, gleicher Wasserzementwert).
5 Zwischenwerte dürfen ermittelt werden.
6 Nachbehandlungsdauer bei Temperaturen < 5°C um Zeit der Temperaturen < 5°C verlängern.

Tab. C 15: Einstufung von Meerwasserbauwerken aus Beton und Stahlbeton

Wasserbau				Karbonatisierung	Chlorid	Chlorid Meer	Frost	Frost Taumittel	Chemisch. Angriff	Ver. schleiß	Mindestdruckfestigkeitsklasse	Betondeckung	Überwachungsklasse	Spezielle Hinweise, Regelwerke
Bauteile im Meerwasser		–[5]	XO	XC 1 2 3 4	XD 1 2 3	XS 1 2 3	XF 1 3	XF 2 4	XA[7] 1 2 3	XM 1 2 3		C_{min}[4] [mm]	ÜK[2]	
1	Sperrwerkpfeiler Flügelwände bewehrt	a		x		x		x	x		C 30/37 (LP) C 35/45	40	2	WA[8]
		b		x		x		x	x	x	C 30/37 (LP)[6]	40	2	
		c		x		x			x	x	C 35/45	40	2	
2	Sperrwerksohle bewehrt	c		x		x			x	x	C 35/45	40	2	WA[8] XM3 mit Verschleißschicht (ohne Hartstoffe)
3	Schleusen-, Molenwände, Kaimauern bewehrt	a		x		x		x	x	x	C 35/45	40	2	WA[8]
		b		x		x		x	x	x	C 30/37 (LP)[6]	40	2	
		c		x		x			x	x	C 35/45	40	2	
4	Schleusen- u. Molenplattformen, Kaimauerkronen bewehrt mit Tausalz	a		x	x	x		x	x	x	C 30/37 (LP)[6]	40	2	WA[8]
5	Befahrene Hafenflächen, Betonböden im Freien[9] mit Tausalz, unbewehrt Einzellasten, Radlasten Q < 80 kN	a						x		x	C 30/37 (LP)[6]	–	2	WA[8] Biegezugfestigkeit ≥ 5,5 N/mm²

2 Soweit nicht aufgrund anderer Randbedingungen eine andere Überwachungsklasse maßgebend ist.
4 Nach ZTV-W, LB 215 „Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton“, gilt unabhängig von der Expositionsklasse $c_{min} > 50$ mm; siehe auch DIN 1045-1, Abschn. 6.3 Tafel 4 und Absätze (7) und (10).
5 a – Sprühnebelbereich, b – Wasserwechselzone, Gezeitenzone und Spritzwasserbereich, c – Unterwasserbereich.
6 Gemäß DIN 1045-2, Tab. F 3.1 bis F 3.3 ist bei Verwendung von CEM III/B, $w/z \leq 0{,}45$ und $z \geq 340$ kg/m³, Mindestfestigkeitsklasse C 35/45 ohne Luftporen möglich.
7 Ein chemischer Angriff durch Sulfat ist in der Festlegung anzugeben.
8 Feuchtigkeitsklasse nach Alkali-Richtlinie des DAfStb.
9 Für Bauteile in Küstennähe gilt zusätzlich: XS 1, C 30/37, $c_{min} = 40$ mm, Überwachungsklasse 2.

tikal) und zur Befestigung von Deichwegen und Deichrampen verwendet. Betonzusammensetzung (niedriger w/z-Wert, hoher Zementgehalt, steife/sehr steife Konsistenz) und die herstellungsbedingt intensive Verdichtung ergeben eine hohe Rohdichte, Druckfestigkeit und einen hohen Verschleißwiderstand. Der hohe Widerstand gegen Frosttausalzangriff wird ohne Zusatz von Luftporenbildnern erzielt. Die Form und die geringen Abweichungen von den Sollmaßen ermöglichen die lückenlose Deckung unterschiedlich geformter Böschungsflächen. Die zulässigen Abweichungen betragen ± 3 mm für das Längen- und Breitenmaß und ± 5 mm für das Höhenmaß. Die Einzel- und Flächengewichte richten sich nach der örtlichen Beanspruchung.

Über die Forderungen von Abschn. 5.4 hinaus muss die Druckfestigkeit jedes Steines bei Auslieferung, spätestens aber nach 28 Tagen, mindestens 60 N/mm² betragen. Der Beton der Platten muss den Anforderungen der Abschnitte 5.3 und 5.4 entsprechen. Großformatige Platten sind i.d.R. bewehrt und nach DIN 1045-1 bemessen. Die Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Verlegung sollte mindestens 35 N/mm² betragen, um eine ausreichende Kantenfestigkeit zu garantieren. Die bewehrten, z. B. auf Container-Umschlagflächen verlegten Betonplatten müssen den Expositionsklassen XC4, XD3, XS3, XF4, XM1 ...XM3 (je nach Beanspruchung durch die Hebegeräte) und XA2 (bei Brackwasser XA3) entsprechen. HS-Zement ist erforderlich.

5.6 Unterwasserbeton

Unterwasserbeton wird i.d.R. als Frischbeton, gelegentlich auch als Fertigteil eingebaut. Tab. C 16 gibt eine Übersicht über Betonarten und Einbauverfahren. Die wichtigsten Voraussetzungen zur Erreichung der angestrebten Betonqualität und der Einbau werden für die Tab. C 16, Zeile 4 bis 6 genannten Verfahren in diesem Abschnitt und in den Abschnitten 5.7 und 5.8 erläutert.

Tab. C 16: Einbauverfahren für Unterwasserbeton und Unterwassermörtel

	Betonart	Einbaumethode
1	Betonfertigteile	– Absenken und Stapeln der Bauteile – Verbinden der Bauteile
2	Frischbeton verpackt in Geokunststoffen	Absenken und Stapeln der Elemente
3	Mörtel	Injektion in bereits eingebaute geotextile Matten und Schläuche
4	Frischbeton	– Schüttrohr-Verfahren – Pump-Verfahren – modifizierte Schüttrohr-Verfahren – Kübel-Verfahren – freier Absturz durchs Wasser von besonders zusammengesetztem Beton (z. B. Sibo-Beton „Hydrocrete“)
5	Ausgussbeton	Injektion des Mörtels in das bereits eingebaute Korngerüst (Colcrete-Verfahren u. a.)
6	Teilverguss von Schüttsteindeckwerken	– Verklammerung mit Zementmörtel – Verblockung mit Beton 0/8 mm

Beton, der über Wasser fertig gemischt wird und unter Wasser eingebracht werden muss, ist im Allgemeinen nach DIN 1045-2, Abschn. 5.3.4, als Unterwasserbeton herzustellen. Er kann nach Tab. C 16 z. B. mit Schüttrohren, modifizierten Verfahren oder Krankübeln eingebracht werden.

Die unterschiedlichen Einbauverfahren sind wie folgt charakterisiert:

Schüttrohr- und Pump-Verfahren (auch Contractor-Verfahren genannt): Es werden vertikal angeordnete Schüttrohre von im Allgemeinen 20 bis 30 cm Durchmesser, das entspricht dem achtfachen Größtkorndurchmesser, im Abstand von maximal 4 bis 6 m an einer Arbeitsbühne o. ä. fixiert, wobei unterschiedliche Systeme eingesetzt werden. Ein starres Rohr wird dem Arbeitsschritt folgend immer mehr über die Arbeitsbühne hinausgetragen. Gegliederte Rohre werden jeweils um ein Glied gekürzt, Teleskoprohre ineinander geschoben. Das Rohrende muss während des Betonierens ständig mindestens 0,5 bis 1 m im bereits ausgelaufenen Frischbeton eintauchen und mit der Steighöhe des frischen Betons angehoben werden. Ein Ventil oder ein anderes Hilfsmittel zum Verschließen des Rohrendes ist zweckmäßig, um vor Betonierbeginn zu verhindern, dass Wasser in das Rohr eindringt. Andernfalls ist ein Kunststoff- oder Papierpfropfen auf den Wasserspiegel im Rohr zu platzieren, der durch das Gewicht des eingefüllten Betons nach unten und schließlich aus dem Rohr gedrückt wird. Beim Betonieren mit einer Betonpumpe wird an den Verteilerschlauch ein Schüttrohr angeflanscht, das länger als die Wassertiefe misst. Während des Betonierens ist besonders darauf zu achten, dass das Rohrende nicht seitlich ausweicht.

Aus dem Schüttrohr-Verfahren wurden verfeinerte, modifizierte Verfahren entwickelt, von denen eines hier beschrieben wird: Die Hydroventilmethode. Meistens trägt ein über Wasser längs- und querverfahrbarer Wagen einen flexiblen Kunststoffschlauch und einen zylinderförmigen Schild an seinem unteren Ende. Der Beton wird durch den vertikal hängenden Schlauch gefördert, der vor der Füllung mit Beton durch den Wasserdruck zusammengedrückt und dadurch geschlossen wird. Sobald das Gewicht der Füllung ausreicht, den Schlauch auseinander zu drücken, gleitet der Beton ohne Entmischung und ohne Kontakt mit dem Wasser nach unten. Hinter einem Betonschub wird der Schlauch durch den Wasserdruck wieder zusammengedrückt, bis die nächste Betonmenge abwärts gleitet. Der Schild befindet sich auf der Ebene der gewünschten Schütthöhe und gewährleistet die Einhaltung dieser Höhe. Auf diese Weise lassen sich Betonbeläge mit relativ geringen Dickentoleranzen herstellen.

Betonieren mit Transportkübel: Der über Wasser gefüllte Betonkübel wird unter Wasser abgesenkt und auf den Boden oder den bereits eingefüllten Beton entleert. Der Kübel sollte immer vollständig gefüllt sein, langsam abgelassen und hochgezogen werden, in die freie Frischbetonoberfläche eindringen und die sich einstellende fortschreitende Betonböschung von unten her aufbauen. In der Regel werden Spezialkübel mit oberer Abdeckung, einem das Auslassventil umgebenden senkrecht stehenden Schutzblech, das in die Frischbetonoberfläche eindringt, und einer hydraulischen Ventilsteuerung eingesetzt.

Bei all diesen Einbauverfahren muss der Beton als zusammenhängende Masse fließen, damit er auch ohne Verdichtung ein geschlossenes Gefüge erhält. Die Sieblinie der Gesteinskörnung soll im Bereich 3 verlaufen und einen ausreichend großen Mehlkorngehalt aufweisen (s. Tab. C 7), der den sonst höchstzulässigen Mehlkorngehalt von 550 kg/m^3 übersteigen darf. Das Ausbreitmaß soll 40 bis 50 cm aufweisen (entspricht dem oberen Bereich der Konsistenzklasse von F 3 bis zu dem unteren von F 4). Der erforderliche Zusammenhalt und das zu gewährleistende dichte Gefüge verlangen einen hohen Zementgehalt von ≥ 350 kg. Um den Wassergehalt zu reduzieren und gleichzeitig eine gute Fließfähigkeit herzustellen, wird die Anwendung eines Fließmittels empfohlen.

Weitere Möglichkeiten eines Unterwasserbetons bieten der Einbau von Ausgussbeton z. B. nach dem Colcrete-Verfahren (s. Abschn. 5.7), die Verlegung mit Beton gefüllter Säcke aus Geokunststoffen, die Füllung bereits verlegter geotextiler Matten und Schläuche mit Mörtel oder Beton (MONNET, W.; DARTSCH, B. u. WEHEFRITZ, K. W., 1980) und die Absenkung und Verbindung vorgefertigter Betonbauteile unter Wasser. Auf Einzelheiten zu diesen Verfahren wird an dieser Stelle verzichtet.

Die Qualität des Unterwasserbetons hängt nicht allein vom Mischungsaufbau, sondern wesentlich vom Einbau-Verfahren und der Sorgfalt beim Einbau ab. Als Beurteilungskriterien sind im Allgemeinen Prüfungen der Druckfestigkeit und der Homogenität an Bohrkernen vorzunehmen.

Freier Absturz des Betons durchs Wasser: Durch spezielle Zusätze und gezielte Zusammensetzung des Betons lässt sich ein Frischbeton herstellen, der, ohne sich zu entmischen, auch mehrere Meter frei durch stehendes Wasser geschüttet werden kann. Dies ist ein Sonderbeton, bei dem die Eigenschaften stets im Einzelfall nachzuweisen und die Einbaumethoden exakt festzulegen sind. Bei bestimmten Anwendungsfällen (z. B. Steinverguss unter Wasser) ist die Dosierung der Einbaumenge mit Hilfe einer schwimmenden Palette möglich, die durch lamellenartige Verschlüsse den Beton zuverlässig verteilt (Gewatech, Grund- und Wasserbau GmbH, Osnabrück).

5.7 Ausgussbeton

Unter Ausgussbeton wird eine Arbeitstechnik verstanden, bei der zuerst die groben Gesteinskörnungen eingebaut und danach die Hohlräume des Gesteinsgerüstes mit Zementmörtel ausgefüllt werden. Die Herstellung eines gefügedichten Ausgussbeton-Bauteils erfordert besondere Erfahrung bei der Mörtelherstellung und beim Injizieren oder Vergießen der Hohlräume. Die Eigenschaften des Mörtels müssen den Anforderungen nach Abschn. 5.4 entsprechen. Der Mörtel für Ausgussbeton muss sich gut pumpen lassen und darf kein Wasser absondern. Die Verarbeitung muss beendet sein, bevor der Zementleim des Mörtels ansteift und zu erstarren beginnt. Beim Colcrete-Verfahren werden die Anforderungen an den Mörtel durch die Mischart in Sondermischern mit großer Drehzahl, bei anderen Verfahren durch die Zugabe spezieller Zusätze erreicht. Der Frischmörtel ist fließfähig und unempfindlich gegen das Auswaschen von Feinstanteilen; der erhärtete Mörtel besitzt einen hohen Wassereindringwiderstand und einen hohen Widerstand gegen Frostangriff bei Meerwasserbauteilen in der Wechselzone (XF4!). Der gute Zusammenhalt und das schnelle Ansteifen nach der Verarbeitung ist besonders bei Arbeiten in der Wechselzone des Tidebereichs günstig und ermöglicht auch das Arbeiten bei geringen Fließgeschwindigkeiten. Die Verarbeitung erfolgt über und unter Wasser über Injektionslanzen, die vor dem Einbau der Gesteinskörnung positioniert werden. Die Lanzen müssen bis zur Sohle des Bauteils reichen, damit der Mörtel mit langsam steigendem „Mörtelspiegel“ das Wasser aus den Hohlräumen restlos verdrängen und die Gesteinskörner (Grobkies, Schotter, Steine) vollständig umhüllen kann. Bei Arbeiten im Trockenen wird in gleicher Weise verfahren, um Lufteinschlüsse im Steingerüst auf ein Minimum zu reduzieren.

Die Schüttung soll aus einem Haufwerk bestehen, das keine Korngruppen unter 32 mm enthält. Das Größtkorn des Mörtels darf höchstens 1/10 des Kleinstkorns der Schüttung betragen. Mit der gleichen Injektionstechnik können Steinschüttungen (z. B. Wasserbausteine der Klasse 0 oder I) für Sohlpanzerungen oder dicke Deckwerke hergestellt werden. Dabei gilt die gleiche Regel: Größtkorn des Mörtels ≤ 1/10 des Kleinstkorns der Schüttung.

Bei größeren Entfernungen wird mit handelsüblichen Mörtel- und Betonpumpen durch 2-Zoll-Rohre gefördert und mit 1,5-Zoll-Injektionsrohren eingebracht. Bei Unterwasser-Injektionsarbeiten wird die Mörtelspiegelhöhe im Allgemeinen über Schwimmer in zusätzlich eingebauten Standrohren oder durch elektrische Widerstandsmessung bestimmt. Die Fließfähigkeit des Frischmörtels wird mit einem Auslauftrichter, die Mörtelfestigkeit an Prismen geprüft.

5.8 Teilverguss von Steinschüttungen

Beim Teilverguss ist es das Ziel, die Einzelsteine der Steinschüttung z. B. eines Deckwerks dadurch in ihrer Lage zu stabilisieren, dass Mörtel oder Beton mit kleinem Größtkorn alle Steine an der Oberfläche und möglichst viele Steine innerhalb der Schüttung punktuell miteinander verbindet.

Gleichzeitig sollen im Gegensatz zum Vollverguss (oder Ausgussbeton) möglichst *wenige* Hohlräume geschlossen werden, um ein offenes durchströmbares und ökologisches Deckwerk zu erhalten, das Pflanzen und Tieren die Besiedlung ermöglicht und ihnen Schutz bietet (s. Abb. C 1).

Zur Vermeidung von Ausspülungen des anstehenden Bodens wird ein dauerhaft wirksamer mineralischer oder geotextiler Filter eingebaut. Die gute Haftung des Mörtels an den Steinen bewirkt auch bei geringen Mörtelmengen eine sichere Verklammerung, so dass die Einzelsteine von den benachbarten mit gesichert werden. Verguss und Verklammerung werden über und unter Wasser ausgeführt. In der Wasserwechselzone und unter Wasser ist die Unempfindlichkeit des Frischmörtels gegen Auswaschung der Feinstanteile von ausschlaggebender Bedeutung für die Verklammerungswirkung. Das Merkblatt „Anwendung von hy-



Abb. C 1: Verklammertes Deckwerk (Colcrete-Verfahren)

draulisch und bituminös gebundenen Vergussstoffen zum Teil- und Vollverguss von Steinschüttungen an Wasserstraßen“ (MAV, 1990) legt die technischen Anforderungen an Ausgangsstoffe und Bauausführung für den Beeich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes fest. Die „Empfehlungen für die Verklammerung von Uferschutzwerken und Sohlsicherungen (EVU, 1990)“ fassen die mit dieser Bauweise gemachten Erfahrungen und Erkenntnisse zusammen, um sie für die Planung und Bauausführung verfügbar zu machen. Einzelheiten enthalten die Empfehlungen G 2002 „Seedeiche und Tidestromdeiche“, Abschn. 4.3.6.3 und 4.3.6.4.

Seit einigen Jahren wird an Binnenwasserstraßen ein neu entwickeltes Teilverguss-System, die sog. Verblockung, angewendet (Möbius, W. u. Martini, J., 1996 und Lehmann, K., 1998). Im Vergleich zur *Verklammerung*, bei der Verklammerungsmörtel möglichst gleichmäßig über die Deckwerksfläche dosiert ist, wird bei der *Verblockung* eine dosierte Betonmenge (Größtkorn 8 mm) punktuell und unter Druck in das Schüttsteingerüst eingebracht (Abb. C 2 und C 3). Das Verblockungssystem stellt durch Verbindung einer Vielzahl von Steinen innerhalb der Schüttung einen Block her, der durch sein großes Gewicht eine wesentlich größere Lagestabilität aufweist. Die Lagestabilität dieser Blöcke wird zusätzlich durch die Verzahnung mit den benachbarten Blöcken gesichert.

Messungen an Versuchsdeckwerken haben ergeben, dass durch die Verblockung Steinpakete entstehen, die etwa dem 7-fachen Einzelgewicht eines Steines entsprechen: die erforderliche Kraft zum Herausbrechen eines derartigen Blockes aus dem Verbund des Deckwerkes erfordert aber die ca. 20-fache Kraft. Andererseits bewirken die vergussarmen Bereiche, dass das Deckwerk eine ausreichende Flexibilität aufweist, so dass es auch kleinräumigen Be-



Abb. C 2: Verblockung: Deckwerk mit vergussarmen Zonen (Verblockungssystem Möbius)

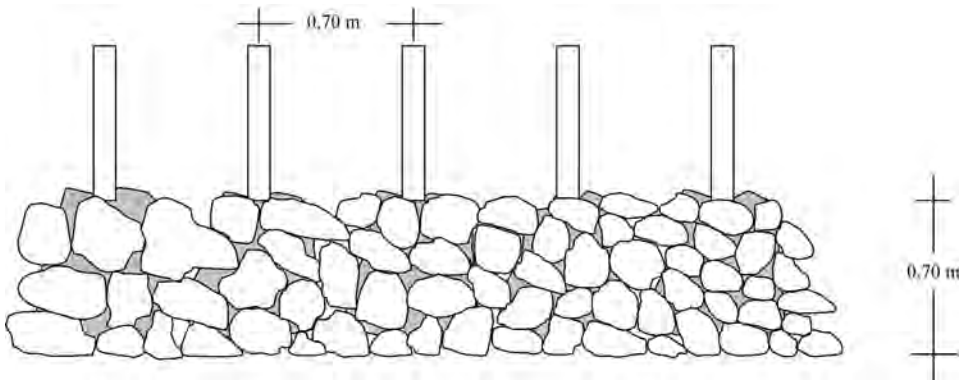


Abb. C 3: Punktueller oder streifenförmiger Verguss zur Verbesserung des Bruchverhaltens bei hydraulisch gebundenen dichten Vergussstoffen (Verblockung Möbius)

wegungen des Untergrundes folgen kann, ohne seine Funktion als schützende Deckschicht zu verlieren.

Die Ausgangsstoffe des Betons werden elektronisch abgewogen, gemischt und in das Zwischensilo der Pumpeneinheit entleert. Mit der Betonpumpe wird der Frischbeton über Stahlrohrleitungen der Einbaueinheit zugeführt und – über computergesteuerte Auslassventile exakt dosiert – in das vorab von Ablagerungen freigespülte Steingerüst eingebracht (Abb. C 3). Die Einbaueinheit wird über eine in Längs- und Querrichtung verfahrbare Kranbahnkonstruktion auf einer Pontonanlage mit Hilfe einer Computersteuerung in die jeweilige Einbauposition gebracht. Nach Erreichen der Position wird die Einbaueinheit senkrecht auf die Deckwerksoberfläche verfahren, bis die Austragsschläuche Kontakt mit den Steinen haben und der Vorschub automatisch beendet wird. Während der Annäherung der Einheit an das Deckwerk erfolgt die o. g. Freispülung der Steinschüttung. Unmittelbar anschließend erfolgt der Einbau über die Ventilstutzen. Sind alle Ventile (oder eine individuell von Hand eingestellte Geometrie) angesteuert worden, wird die Einbaueinheit angehoben, verfahren und der Vorgang beginnt von neuem.

Die vorgestellte Verblockung von Wasserbausteinen (≥ Schüttsteinklasse III) bewirkt, dass einerseits durch den Wechsel von systembedingten vergussarmen und vergussreichen Einbauzonen die gewollte Flexibilität des Deckwerkes erreicht, andererseits durch die steifen Verblockungselemente und ihre gegenseitige Verzahnung eine große Lagestabilität des Deckwerkes erzielt wird. Die Beton-Einbaumenge beträgt in der Regel 60 bis 65 dm^3/m^2.

5.9 Bodenverfestigung mit Zement

Durch eine Verfestigung des Bodens mit Zement wird seine Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Belastungen, insbesondere gegen Sandschliff, Eisgang, Wellenschlag und strömendes Wasser, erhöht, so dass der Boden dauerhaft tragfähig und frostsicher wird. Die Bodenvertiefung wird als Tragschicht für Deckwerke verwendet, kann aber auch bei Dämmen zur lagenweisen Verfestigung des gesamten Dammquerschnitts und als Böschungsschutz durch Verfestigung der äußeren Zone genutzt werden.

Die Anforderungen an die zur Verfestigung vorgesehene und an die verfestigte Schicht sowie deren Herstellung und Prüfung sind im Einzelnen im „Vorläufigen Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau“ (FIZ, 1978) niedergelegt.

5.10 Sand-Zement-Schüttsteine

Sand-Zement-Schüttsteine werden hergestellt, indem die einzelnen Lagen des verdichteten Boden-Zementgemisches (s. Abschn. 5.9) blockförmig zerschnitten werden. Nach ausreichender Erhärtung werden die so entstandenen Steine aufgenommen und verbaut. Sand-Zement-Steine können vor allem für Dammschüttungen verwendet werden, die nur im Bauzustand starker Erosion ausgesetzt und späterhin überdeckt sind, z. B. bei Deichschlüssen, Prieldurchdämmungen und Kolkverbau. Einzelheiten zu Anforderungen, Herstellung und Prüfung sind im Merkblatt (FIZ, 1978) enthalten.

6. Asphalt

6.1 Allgemeines

Asphalt besteht aus einem Gemisch von Bitumen und Mineralstoffen. Er ist ein thermoplastischer Baustoff, dessen mechanische Eigenschaften temperatur- und zeitabhängig sind. Diese Eigenschaften ermöglichen begrenzte und dann schadlose Anpassungen des Deckwerks an Setzungen der Unterlage. Der Asphalt wird im Allgemeinen heiß eingebaut.

Entsprechend den Anforderungen an das Bauwerk werden dichte und durchlässige Baustoffe eingesetzt. Dichte Deckschichten bestehen aus Asphaltbeton (Mineralzusammensetzung nach dem Hohlraum-Minimumprinzip) oder aus Steinlagen, deren Hohlräume mit Asphaltmastix voll vergossen werden. Sie sind alterungsbeständig, da die Witterung nur auf den unmittelbaren Oberflächenbereich Einfluss nehmen kann. Auch wenige mm dicke Schichten aus reinem Bitumen sind dicht. Offene Bauweisen bestehen aus Steinlagen, deren Hohlräume nur teilweise mit Asphaltmastix verfüllt sind, oder aus hohlraumreichen Bitumen-Mineralstoff-Gemischen. Letztere müssen um das gröbere Gesteinskorn einen dicken Bitumenfilm aus Bitumen oder einem Bitumen-Feinstoffgemisch erhalten, der gegenüber Durchtritt von Luftsauerstoff und Wasser dicht ist. Eine möglicherweise begrenzte Alterungsbeständigkeit hohlraumreicher Bitumen-Mineralstoff-Gemische ist in die Wirtschaftlichkeitsberechnung des Gesamtbauwerks einzubeziehen.

Die Baustoffe, ihre Eigenschaften und Zusammensetzung, die Beständigkeit gegenüber allen äußeren Einflüssen, die Prüfung sowie die Anwendung und die Einbauverfahren sind ausführlich in den *„Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltbauweisen im Wasserbau“* (EAAW 83/96) beschrieben, die allen Ausschreibungen zugrunde gelegt werden sollten. Die 4. Ausgabe 1983, 2. Auflage 1996, befindet sich zzt. in einer grundlegenden Neubearbeitung. Sie wird später die 4. Ausgabe ersetzen. Hier wird daher nur eine kurze Beschreibung der verschiedenen Stoffe gegeben. Weitere Prüfverfahren sind in DIN 1996 für den Asphalt sowie in DIN EN 1426, DIN EN 1427 und DIN EN 12592 ff. für das Bitumen aufgeführt.

6.2 Mineralstoffe

Verwendet werden Natursteinschotter, -splitte und -brechsande, Steinmehle, Kiese und Natursande. Sie sollen weder verwittert noch quellfähig sein, dagegen frostbeständig, sauber, von gleich bleibender Qualität und Kornzusammensetzung, ohne größere Mengen plattiger Anteile und für Asphaltbeton-Deckschichten im Wesentlichen flintfrei.

Gesteinsmehle bestehen überwiegend aus Korn kleiner 0,09 mm, das man Füller nennt. Sie bestimmen wegen ihrer großen Oberfläche weitgehend den Bindemittelbedarf und damit die Verarbeitbarkeit und teilweise auch die Stabilität des Gemisches.

6.3 Bindemittel

Als Bindemittel wird im Allgemeinen ein Straßenbaubitumen nach DIN EN 12591 eingesetzt, das durch schonende Destillation aus Erdöl hergestellt wird (DIN EN 12597). Es ist in hygienischer Hinsicht unbedenklich. Die Hauptsorten sind B 70/100 sowie B 160/220 und B 50/70. Härtere und weichere Sorten (B 30/45 bis B 20/30 bzw. B 500/650) sowie polymermodifizierte Bitumen mit gleicher oder ähnlicher Nadelpenetration (TL-PmB) können für besondere Beanspruchungen zweckmäßig sein, desgleichen Oxidationsbitumen, hochviskoses Fluxbitumen und Kaltbitumen (die als Fluxmittel im Wasserbau aus hygienischen Gründen nur Erdölfraktionen enthalten sollten) sowie Bitumenemulsionen.

6.4 Asphaltbeton, Gussasphalt und Sandasphalt

Die Mineralstoffe werden nach dem Hohlraum-Minimumprinzip zusammengesetzt und sollen etwa innerhalb der Sieblinienfläche der *„Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltbauweisen im Wasserbau"* (EAAW 83/95) liegen (Abb. 5). Dort werden auch die Bindemittelmengen und die Anforderungen, insbesondere an den Hohlraum des verdichteten Gemisches, angegeben.

Deckschichten sind wasserdicht, wenn daraus entnommene Prüfstücke eine Wasseraufnahme im Vakuum von ≤ 2 Vol.-% oder einen berechneten Hohlraum von ≤ 3 Vol.-% (DIN 1996, Teil 8 und Teil 7) aufweisen.

Für Deckwerke und Böschungsbefestigungen oberhalb der Wasserwechselzone sowie für Deichverteidigungswege kann der Hohlraum höher liegen, nämlich bei einer Wasseraufnahme von ≤ 3 Vol.-% oder einem berechneten Hohlraum von ≤ 4 Vol.-%. Im Auge behalten sollte man dabei allerdings die Alterungsbeständigkeit, die möglicherweise durch eine Oberflächenversiegelung verbessert werden muss.

Ein niedriger Hohlraumgehalt gewährleistet nicht nur Wasserdichtigkeit, sondern ist auch wegen der Alterungsbeständigkeit des Bauwerks von wesentlicher Bedeutung. Sind die Hohlräume gering, so hat auch der Luftsauerstoff kaum Zutrittsmöglichkeiten zum Bindemittel im Inneren des Belages selbst; es kann dann auch keine Oxidierung und damit Verhärtung eintreten, die auf lange Sicht die Flexibilität der Decke beeinträchtigen würde.

Tab. C 17 enthält in einer Zusammenstellung Angaben über Kornzusammensetzung und Bindemittelgehalt. Die Kornbereiche lassen sich für besondere Einbauverfahren und Anwendungsbereiche noch durch Einbeziehung gröberer Korngruppen erweitern. Sandasphalt und Gussasphalt haben heute im Asphaltwasserbau nur noch in Sonderfällen eine Bedeutung, da sie mit Asphaltbeton in wirtschaftlicher Hinsicht praktisch nicht mehr konkurrieren können.

Asphaltgemische von Bauwerken mit zeitlich begrenzter Nutzung, wie z. B. Deckwerke und Baustraßen, sollten als Ausbauasphalt wiederverwertet werden (de Groot u. Gruis, 1985). Dadurch werden auch Kosten und Deponieraum gespart. Ein Beispiel für eine solche Wiederverwertung von Ausbauasphalt als Baustoff für das Deckwerk der Überschlagsicherung und die Straßenbefestigung des Deichverteidigungsweges ist bei der Vordeichung Hatt-

Tab. C 17: Asphalt: Kornzusammensetzung und Bindemittelgehalt

	Kornbereich mm	Gehalt an Korn > 2 mm Masse-%	Füllergehalt Masse-%	Bitumengehalt Masse-%
Asphaltbeton	0/5, 0/8, 0/11	20 ... 50	10 ... 15	7 ... 9
Asphaltbeton	0/16, 0/22, 0/32	40 ... 60	5 ... 13	5,5 ... 7
Sandasphalt	0/2	0 ... 20	10 ... 20	8 ... 12
Gussasphalt	0/8, 0/11, 0/16	25 ... 40	⩾20	7 ... 10
Asphaltverguss	Natursand 0/2	teilweise bis 30	10 ... 30	14 ... 20
Mastixschotter[1]	16/22 bis 32/45[2]	80	[3]	[3]

1 Auch „offener Steinasphalt“ genannt.
2 Auch gröberes Korn kann je nach Verwendungszweck geeignet sein.
3 Das den Schotter oder Edelsplitt als Bindemittelfilm umhüllende „Bindemittel“ hat einen Anteil am gesamten Mastixschottergemisch von etwa 20 M-%. Es besteht aus einem Asphaltmastix mit etwa 66,5 M-% Sand, 16,5 M-% Füller und 17 M-% Bitumen.

stedter Marsch an der Nordseeküste Mitte der 80er-Jahre gegeben. Dort wurden nach eingehender Prüfung der Eigenschaften des Ausbauasphaltes und Erstellung entsprechender Eignungsprüfungen für das Deckwerk bis zu 80 % und für den Deichverteidigungsweg 75 % Altmaterial (Asphaltbeton und Asphalttragschicht) zugegeben (SAGGAU u. STADELMANN, 1989) (s. a. Empf. E, Abschn. 3.5).

6.5 Hohlraumreiche Bitumen-Mineralstoff-Gemische

Sie dienen als Walzunterlage und Ausgleichsschicht gegenüber großkörnigen, nichtgebundenen Mineralschichten oder als Filter- und Dränschichten. Damit können sie bindemittelärmer, grobkörniger und hohlraumreicher als die undurchlässigen Dichtungsschichten oder Deckwerke eingestellt werden. Die Zusammensetzung erfolgt im Allgemeinen in Anlehnung an die Straßenbauvorschriften (ZTV T-StB u. ZTV Asphalt-StB). Für Deckwerke an Seedeichen haben diese Gemische im Allgemeinen keine Bedeutung.

Werden sie jedoch als Drän- und Filterschichten für offene Deckwerke benötigt, so ist für geeignete hohlraumreiche Gemische aus Bitumen und Kies, Splitt, Grobkies und Schotter ein dickerer Bitumenfilm durch Beigabe von Steinmehlen oder Brechsand mit entsprechendem Steinmehlgehalt anzustreben. Diese Gemische werden allgemein Mastixgestein genannt.

Mastixschotter als offenes Deckwerk auf Filterschicht wird in letzter Zeit auch in Deutschland in zunehmendem Maße eingesetzt – insbesondere, wenn das Deckwerk hinter einem weiten Vorland liegt, das die Wellenhöhen deutlich verringert. Es kann dabei gefahrlos durchwachsen werden und ist damit naturfreundlich. Für dessen Zusammensetzung siehe Tab. C 17.

6.6 Asphalt-Eingussmassen

Als Eingussmasse wird ein hohlraumfreies, heißes Gemisch aus feineren Mineralstoffen (Sande und Steinmehle) und Bitumen verwendet. Es ist im heißen Zustand fließfähig, nach dem Erkalten jedoch standfest und kann sich langsamen Bewegungen durch plastische Verformungen angleichen ohne zu reißen. Die Zusammensetzung für die verschiedenen Anwendungsgebiete ist wiederum in den EAAW (1996) festgelegt. Für die Mineralzusammensetzung sind dort Sieblinienflächen angegeben (Abb. C 4). Je nach Größe des zu füllenden Hohlraums werden gröbere Mineralstoffe zugegeben, die für Sonderanwendungen bis zu Korngrößen von 150 mm reichen können.

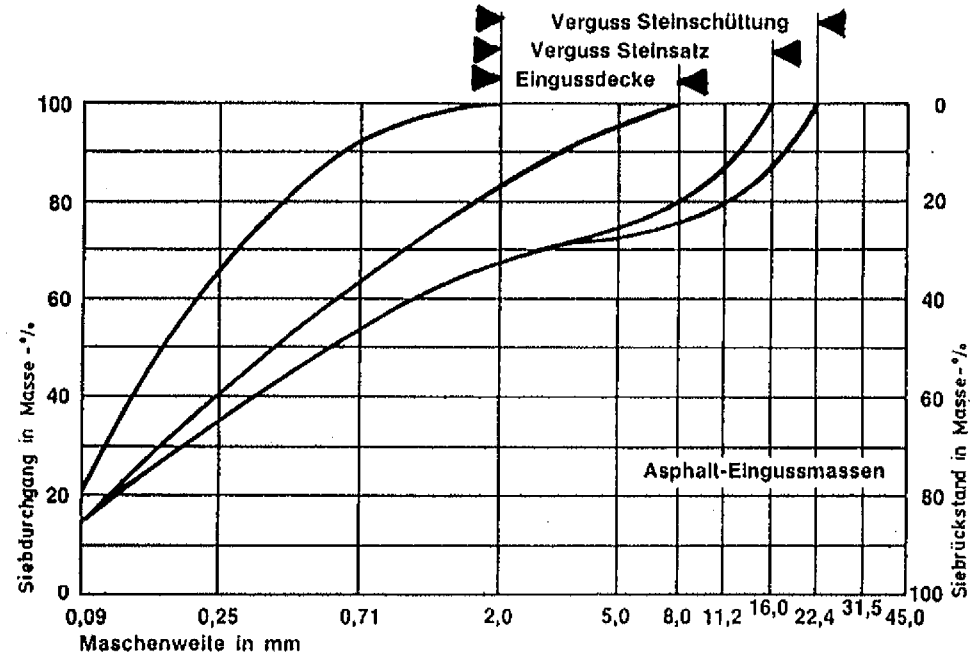


Abb. C 4: Sieblinienbereich für Asphalt-Eingussmassen (Asphaltmastix), (EAAW 83/96)

6.7 Fugenvergussmasse

Für Fugenvergussmassen zum Schließen von horizontalen oder geneigten Fugen zwischen starren Baukörpern sind keine allgemeinen Angaben über ihre Zusammensetzung möglich, da diese entsprechend dem Anwendungsgebiet und den Bedingungen, wie Böschungsneigung, Fugenbreite und -tiefe, sehr unterschiedlich sein können. Es empfiehlt sich, erfahrenen Herstellern von Vergussmassen diese Bedingungen zu schildern und sich geeignete Zusammensetzungen anbieten zu lassen. Für horizontale, dreiecksförmig ausgebildete Fugen eignen sich auch reine Bitumensorten, mit oder ohne Polymerzusatz, die in der Lage sind, sich den jahreszeitlichen Volumenschwankungen ohne Absetzen von den Fugenwandungen anzupassen.

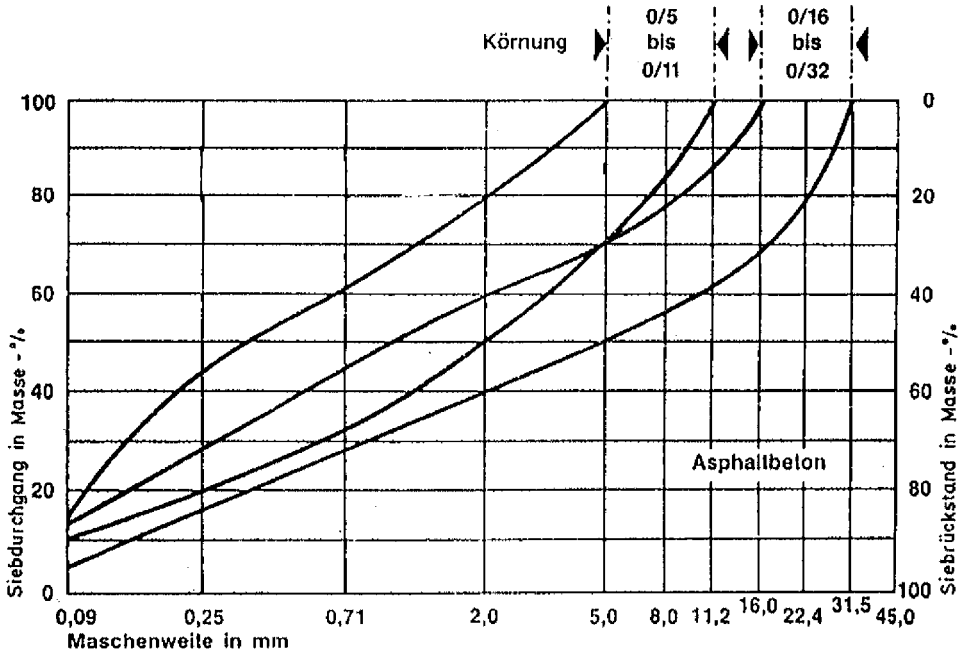


Abb. C 5: Sieblinienbereich für Asphaltbeton (EAAW 83/96)

6.8 Bitumensand

Entsprechend seiner Anwendung als wirtschaftlicher Baustoff für Unterlagen von dichteren Asphaltbelägen und Deckwerken, als Massenbaustoff zum Herstellen von Baukörpern unter Wasser und im Wasserwechselbereich sowie zum Verfüllen von Hohlräumen und als gebundene Filterschicht genügt es, eine Bindung durch geringere Bitumenmengen, etwa 3 bis 5 Masse-%, anzustreben. Der Endhohlraum liegt im Allgemeinen zwischen 20 und 35 Vol.-%. Ist eine gewisse Standfestigkeit erforderlich, so kann die Stabilität des Mischgutes durch Zugabe von Steinmehl verbessert werden. Als Bitumensorte kommt im Allgemeinen ein B 70/100 in Frage.

6.9 Sondergemische

Die Vielzahl der Anwendungsgebiete bedingt, dass außer den oben genannten Baustoffen gelegentlich auch Sondergemische eingesetzt werden. Dazu gehören u. a. bitumenreicher Versiegelungsmastix, Oberflächenbehandlungen mit Heißbitumen oder hochstabilisierten Bitumenemulsionen, Steingerüst-Asphaltbeton und Asphaltmatten. Sie sind größtenteils in den EAAW näher beschrieben worden oder werden von der Industrie für Sonderfälle angeboten.

6.10 Prüfungen

In der Tab. C 18 sind nach den EAAW 83, Teil C, die üblichen Prüfverfahren für Asphaltgemische aufgeführt und Angaben enthalten, wann die Prüfungen durchzuführen sind.

Tab. C 18: Angaben über Eigenschaften von Baustoffen und Baustoffgemischen bzw. Nachweis durch Prüfungen
Bewertung: 1 = erforderlich, 2 = Information, 3 = in Sonderfällen

EP = Eignungsprüfung EüP = Eigenüberwachungsprüfung KP = Kontrollprüfung	DIN, Merkblätter (MBl) und Technische Lieferbedingungen (TL) der FGSV Abschnitte der EAAW 83	Eingussmassen nach EAAW 83 B 2			Asphaltbeton nach EAAW 83 B 1.3			Hohlraumreiche Bitumen-Mineralgemische nach EAAW 83		
		EP	EüP	KP	EP	EüP	KP	EP	EüP	KP
Mineralstoffe										
Eigenschaften	TL Min-StB									
Prüfungen	TP Min-StB									
Güteüberwachung	RG Min-StB	1			1			1		
Art und Herkunft		1			1			1		
Beurteilung nach Augenschein		1	1		1	1		1	1	
Korngrößenverteilung der Lieferkörnungen	DIN 52098	1	2		1	2		1	2	
Einzelne Eigenschaften	TL Min-StB	3	3		3	3				
Bindemittel										
Bindemittelsorte	DIN EN 12591	1	2		1	2		1	2	
Eigenschaften des angelieferten Bindemittels	DIN EN 1426 DIN EN 1427 DIN EN 12529 ff.	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Asphaltgemische										
Mengenanteile der Lieferkörnungen		1			1			1		
Korngrößenverteilung des Mineralstoffgemisches	DIN 1996 Teil 14	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Bindemittelgehalt	DIN 1996 Teil 6	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Eigenschaften des extrahierten Bindemittels[1]	DIN EN 1426 u. 1427 DIN EN 12529 ff.		3	3		2	1		2	1
Rohdichte des Asphalts	DIN 1996 Teil 7				1	1	1			
Raumdichte des Asphalts	DIN 1996 Teil 7	2		2	1	1	1	1		2
Wasseraufnahme[2]	DIN 1996 Teil 8				1	1	1			
Berechneter Hohlraumgehalt[2]	DIN 1996 Teil 7				1	1	1	1		2
Wasserlagerung[3]	DIN 1996 Teil 10							1		
Quellversuch	DIN 1996 Teil 9				3	3		3	3	
Dicke des Ausbaustückes						1	1		1	1
Standfestigkeit auf geneigten Flächen	Abschn. C 9.7.1	3			1			3		
Durchlässigkeit dichter Beläge	Abschn. C 9.7.2					3	3			
Wasserdurchtritt durch offene Beläge	Abschn. C 9.7.3							1		3
Verdichtbarkeit	Abschn. C 9.7.4				1	2	2			
Flexibilität	Abschn. C 9.7.5				3					
Viskosität von Eingussmassen	Abschn. C 9.7.6	3		3						

1 Im Allgemeinen genügt die Bestimmung von Erweichungspunkt RuK und Nadelpenetration.
2 Entweder Wasseraufnahme oder berechneter Hohlraumgehalt.
3 Gilt nur für Bindemittel mit mindestens einer Penetration von 160 [0,1 mm] (B 160/220 und weicher).

7 Geokunststoffe

7.1 Allgemeines

Obwohl Geokunststoffe in Form von z. B. Geotextilien und flächenhaften Dichtungsbahnen seit etwa 1957 im Erd- und Wasserbau eingesetzt werden, sind sie als vergleichsweise neue Baustoffe anzusehen. In den letzten Jahren hat sich ihr Einsatzgebiet ständig erweitert, und ihre Verwendung hat aufgrund technischer und wirtschaftlicher Vorteile gegenüber konventionellen Baustoffen stetig zugenommen. Sie finden Anwendung im Küstenwasserbau, Verkehrswasserbau, Landverkehrswegebau (Gleis-, Straßen- und Tunnelbau), Deponiebau sowie Damm- und Böschungsbau. Ein Gesamtüberblick zu Anwendungen mit Geokunststoffen in der Geotechnik und im Wasserbau ist u. a. in SAATHOFF u. ZITSCHER (2001) veröffentlicht. Im vorliegenden Beitrag wird ein Überblick über Produktformen der Geokunststoffe gegeben.

Geokunststoffe ersetzen oder ergänzen herkömmliche Bauweisen und Baustoffe und übernehmen dabei in der Kontaktzone von Boden und Wasser im Küstenwasserbau die Funktionen Filtern, Dichten, Trennen, Dränen, Schützen, Verpacken, Bewehren und Erosionsschutz sowie Kombinationen hiervon. Mit Geokunststoffen können technisch und wirtschaftlich vorteilhafte Bauweisen unter Berücksichtigung eines sicheren, kontrollierbaren und kostengünstigen Einbaus entwickelt werden.

Ihre vielseitige Verwendung beruht vor allem darauf, dass durch Formbarkeit, Flexibilität und geeignete Verbindungstechniken die Flächengröße dem Einbauzweck angepasst und erdstoffgefüllte geotextile Säcke, Container oder Schläuche hergestellt werden können. Außerdem ist eine weitestgehende Abstimmung auf gegebene Belastungsgrößen möglich.

Geokunststoffe sind gegen chemische Einflüsse beständig, weisen eine hohe Verrottungsfestigkeit auf und sind infolge ihres geringen Eigengewichtes leicht zu handhaben. Zu beachten sind Gefährdungen der Geokunststoffe durch mechanische Beanspruchungen bei unsachgemäßem Einbau oder bei fehlender Abdeckung durch Vandalismus, Sandschliff oder Treibgut sowie die Empfindlichkeit gegenüber UV-Strahlung in Abhängigkeit von Rohstoff und Faserfeinheit.

Synthetische Flächengebilde (Geosynthetics oder Geokunststoffe) können zunächst in wasserdurchlässig und wasserundurchlässig eingeteilt werden. Geotextilien und geotextilverwandte Produkte bilden die Gruppe der wasserdurchlässigen Flächengebilde. Dichtungsbahnen (Kunststoffdichtungsbahnen, Geomembranen) und dichtungsbahnverwandte Produkte wie beispielsweise geosynthetische Tondichtungsbahnen (Bentonitmatten) stehen stellvertretend für wasserundurchlässige Flächengebilde.

In SAATHOFF u. ZITSCHER (2001) und ZITSCHER (1989) werden die grundsätzlichen rohstoff- und produktspezifischen Eigenschaften von Geotextilien und Kunststoffdichtungsbahnen behandelt, die für die Auswahl und Anwendung von Geokunststoffen berücksichtigt werden müssen (Abb. C 6).

Weiterhin behandeln die Empfehlungen und Merkblätter die besonderen, problemorientierten Anforderungen, die Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung sowie die heute üblichen Prüfungen und Regeln zur Dimensionierung. Anwendungen und für Problemstellungen relevante Fragen der Bemessung, der erforderlichen Prüfungen, Anforderungen hinsichtlich der Qualitätssicherung sowie Hinweise zur Bauausführung werden in SAATHOFF u. ZITSCHER (2001), DVWK (1992), BAW-MAG (1993), WILMERS (1994), EBGEO (1997) und EAG-GTD (2002) behandelt.

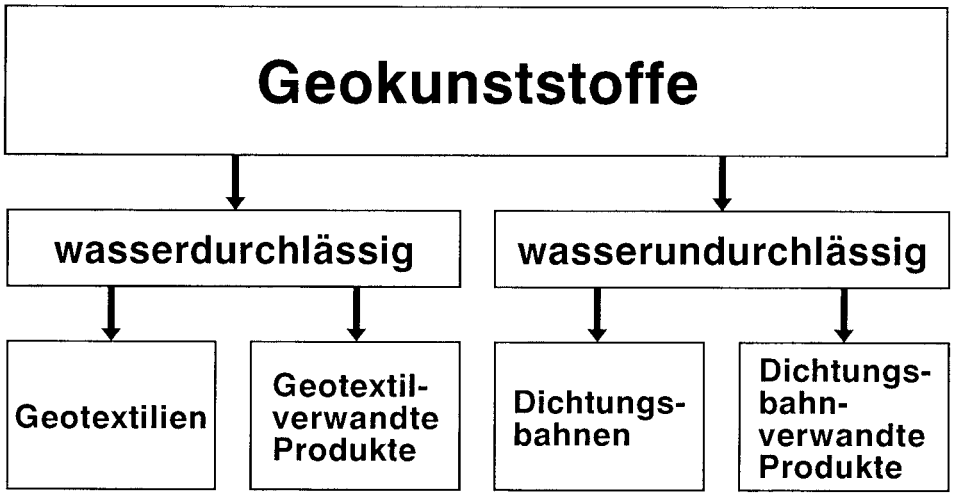


Abb. C 6: Einteilung der Geokunststoffe (SAATHOFF u. ZITSCHER, 2001)

7.2 Rohstoffe

Derzeit sind aufgrund hoher Anforderungen an die Langzeitbeständigkeit die synthetischen Rohstoffe Polyethylen, Polypropylen, Polyester, Polyamid und Polyacrylnitril für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte gebräuchlich. Die wichtigsten Rohstoffeigenschaften sind in Tab. C 19 dargestellt.

Für Kunststoffdichtungsbahnen werden die Rohstoffe Polychloropren-Kautschuk, Isobuten-Isopren-Kautschuk, Polyethylen, chlorsulforniertes Polyethylen, chloriertes Polyethylen, Ethylen-Copolymerisat-Bitumen, Ethylen-Propylen-Dien-Mixture und Polyvinylclorid-weich verwendet.

Tab. C 19: Rohstoffeigenschaften (SAATHOFF u. ZITSCHER, 2001)

	Reißfestigkeit * (cN/dtex)	Nassreißfestigkeit	Kriechneigung	Verrottungsbeständigkeit	Lichtbeständigkeit	Beständigkeit gegen Bodenchemikalien
Polyacrylnitril (PAC)	2–4	etwas niedriger	vorhanden	gut	sehr gut	gut
Polyamid (PA)	4–8	10% niedriger (bei größerer Dehnung)	sehr gering	gut	gut	sehr gut
Polyester (PES)	4–8	keine Änderung	sehr gering	sehr gut	sehr gut	sehr gut
Polyethylen (PEHD)	2,5–5	keine Änderung	sehr stark	sehr gut	nicht ausreichend	sehr gut
Polypropylen (PP)	4–6	keine Änderung	stark	sehr gut	schlecht	sehr gut

* Bezogen auf das Filament bzw. Spinnfaser, *nicht* auf das Geotextil; Krafteinheit in Centi-Newton (cN)

7.3 Geotextilien

7.3.1 Allgemeines

Geotextilien sind ebene, durchlässige, polymere (synthetisch oder natürliche) Textilien (Flächengebilde), Vliesstoff oder Gewebe, die bei geotechnischen Anwendungen und im Bauwesen für den Kontakt mit Böden und/oder einem anderen Material verwendet werden (EN ISO 10318, 2001). Auch Maschenwaren wie Fadenlagennähgewirke und Raschelware werden als Geotextilien bezeichnet (weitere Informationen hierzu sind in SAATHOFF u. ZITSCHER (2001) formuliert).

Geotextilien werden neben Sonderformen primär unterteilt in

– Gewebe (gewebtes Geotextil)
– Vliesstoffe (vliesgelegte Geotextilien)
– Verbundstoffe (Geoverbundstoff mit mindestens einer Geotextilkomponente).

7.3.2 Gewebe

Gewebe sind Geotextilien, die durch in der Regel rechtwinklige Verkreuzung von zwei oder mehr Systemen aus Fäden, Fasern, Filamenten, Bändchen oder anderen Elementen hergestellt werden (EN ISO 10318, 2001).

Die Längsrichtung heißt bei Geweben Kettrichtung, die Querrichtung Schussrichtung. Die Gesamtheit der Kettfäden ist die Kette, die Gesamtheit der Schussfäden ist der Schuss. Für Kette und Schuss werden Spinnfasergarne, Multifilamentgarne, Zwirne, Monofilamente, Folienbändchen oder Spleißgarne verwendet – auch in unterschiedlicher Kombination. Als Kett- und Schussmaterial können gleiche oder verschiedene Garnarten verwendet werden, wie zum Beispiel Multifilamentgarne aus Polyester, Polypropylen, Monofilamentgarne aus Polyethylen, Folienbändchen und Spleißgarne aus Polyethylen und Polypropylen (Abb. C 7).

Abb. C 7 zeigt eine Auswahl gebräuchlicher Gewebe. Dabei werden Gewebe mit großer Öffnungsweite (d. h. wenig Kett- und Schussfäden je Längeneinheit) Gittergewebe genannt. Sie sind in der Regel mit einer PVC-Ummantelung schiebefest (d. h. Fixierung der Maschenweite) ausgerüstet.

Die Art der Verkreuzung/Verwebung der Fäden wird Bindung genannt. Die Art der Bindung kann die technischen Eigenschaften erheblich beeinflussen. Als Bindungsarten für geotextile Gewebe werden in der Regel Leinen- (im Textilwesen Leinwandbindung genannt) und Köperbindung angeboten (Abb. C 8). Die Leinenbindung ermöglicht die Fertigung besonders fester, die Köperbindung die Fertigung besonders dichter Gewebe. Zur Erhöhung der Weiterreißfestigkeit sind bei Leinen- und Köperbindung Verstärkungen möglich, indem etwa jeder zehnte Kett- und Schussfaden doppelt vorhanden ist. Diese Gewebe werden als Karogewebe bezeichnet.

Gewebe werden bevorzugt, wenn hohe Zugfestigkeiten gefordert werden. Sie eignen sich bei statischer Belastung auch als Filter für den Einsatz auf ungleichkörnigen Böden, da sich hier ein stabiler Sekundärfilter im Boden aufbauen kann. Bei dynamisch belasteten Filtern ist diese Randbedingung zumeist nicht gegeben. Die Randbedingungen für Filteranwendungen sind in DVWK (1992) und BAW-MAG (1993) beschrieben.

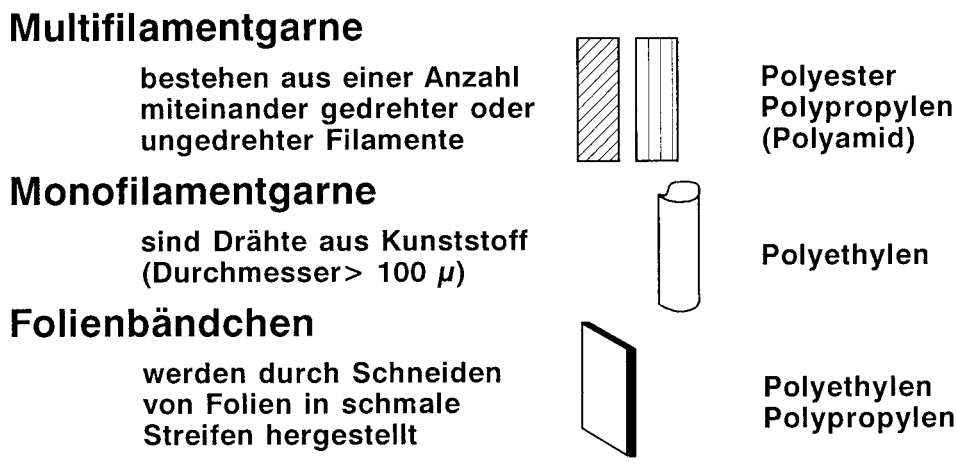


Abb. C 7: Für Gewebe bevorzugt verwendete Garnarten und Rohstoffe (SAATHOFF u. ZITSCHER, 2001)

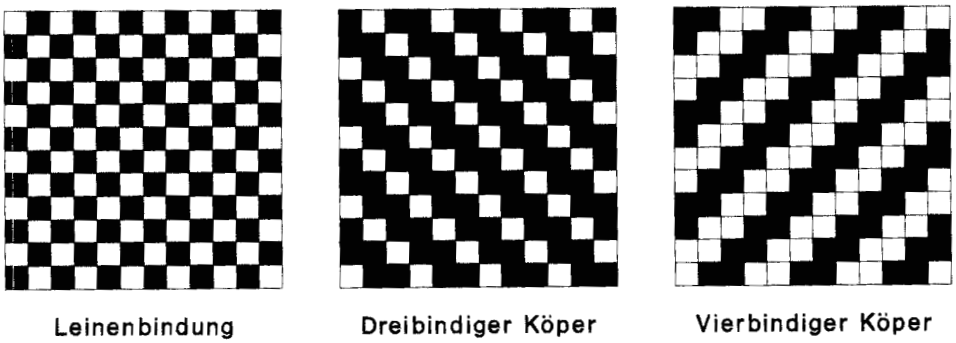


Abb. C 8: Bindungspatronen von Geweben (SAATHOFF u. ZITSCHER, 2001)

7.3.3 Vliesstoffe

Vliesstoffe sind flexible Flächengebilde, die nach EN ISO 10318 durch Verfestigung von Faservliesen hergestellt sind. Diese bestehen aus flächenhaft aufeinander abgelegten, ungeordneten Spinnfasern oder Filamenten.

Spinnfaser-Vliesstoffe werden aus feingekräuselten Spinnfasern (oftmals früher Stapelfasern genannt) und anschließender Verfestigung gefertigt. Die Faserablage kann mechanisch auf Kardiermaschinen (z. B. Krempeln) oder auf aerodynamischem Wege erfolgen. Dickenunterschiede (Wolkigkeiten) lassen sich durch sorgfältige Krempeleinstellung weitgehend vermeiden.

Filament-Vliesstoffe werden durch Ablegen und Verfestigen endlos aus Spinndüsen gewonnener, nicht gekräuselter Filamente (Fasern) hergestellt. Die Lage der Filamente ist in den meisten Herstellungsarten wirr. Filament-Vliesstoffe werden in der Regel auf Großanlagen in großtechnischer Produktion mit vergleichsweise geringen Variationsmöglichkeiten gefertigt. Dabei lassen sich gewisse Ungleichmäßigkeiten in der Dicke (Wolkigkeiten) nicht bei allen Herstellungsverfahren vermeiden.

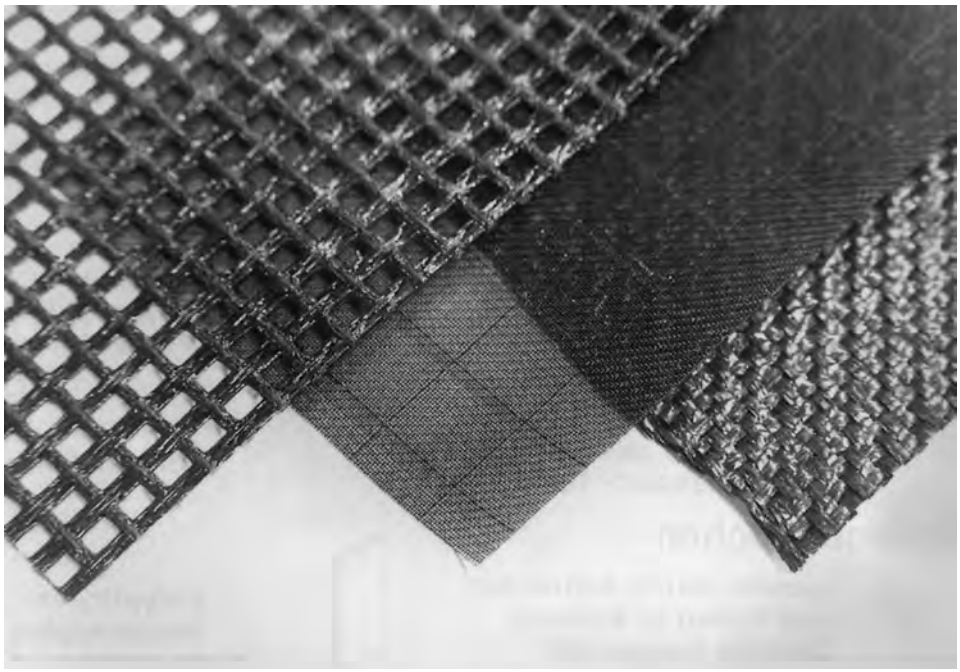


Abb. C 9: Detailaufnahme von Geweben

Nach der Ablage der Fasern (Spinnfasern oder Filamente) werden die Vliese mechanisch (Vernadeln), adhäsiv (Verkleben) oder kohäsiv (Verschmelzen) zu Vliesstoffen verfestigt (Abb. C 10). Bei einigen Produkten sind auch Mehrfachbindungen ausgeführt worden (z. B. mechanische und zusätzlich adhäsive oder kohäsive Bindung). Die Art der Verfestigung/Bindung kann die technischen Eigenschaften erheblich beeinflussen.

Sowohl Spinnfaser- als auch Filament-Vliesstoffe können mechanisch verfestigt werden (durch Reib- und Formschlussverbindung). Durch das Vernadeln von Vliesen, bei dem eine große Zahl spezieller Nadeln in das zu verfestigende Faserhaufwerk (Vlies) mit etwa 50 bis 500 Einstichen pro cm^2 eingestochen und wieder herausgezogen wird, ergibt sich durch Verschlingung die gewünschte Festigkeit. Die Nadeln, an deren Kanten als Haken wirkende Vertiefungen angebracht sind (sog. Feltingnadeln), sind in Form eines Nadelfeldes angeordnet. Durch die mechanische Verfestigung entstehen verschiebliche Faserkreuzungspunkte. Mechanisch verfestigte Vliesstoffe sind in der Regel weich, flexibel und vergleichsweise dick (Dicke überwiegend > 1 mm, Porenanteil: etwa 90 %) (Abb. C 11).

Eine adhäsive Bindung kann unter Zusatz von Bindemitteln, die nach verschiedenen Verfahren auf das zu verfestigende Vlies aufgebracht und anschließend durch eine Wärmebehandlung ausgehärtet werden, erfolgen. Eine adhäsive Bindung ergibt an den Berührungsstellen zweier oder mehrerer Fasern starre Verbindungen und dadurch eine geringere Flexibilität als bei einer mechanische Verfestigung.

Die dritte Möglichkeit ist die kohäsive Bindung, bei der die Vliese durch Erhitzung und oftmals unter Druck, aber ohne zusätzliche Bindemittel miteinander verbunden werden. Die Kern-/Mantelfasern haben eine beim Erhitzen klebrig werdende, niedriger als der Kern der einzelnen Faser schmelzende Hülle (Anschmelzen der Faserhülle). Beim Wiedererkalten ent-

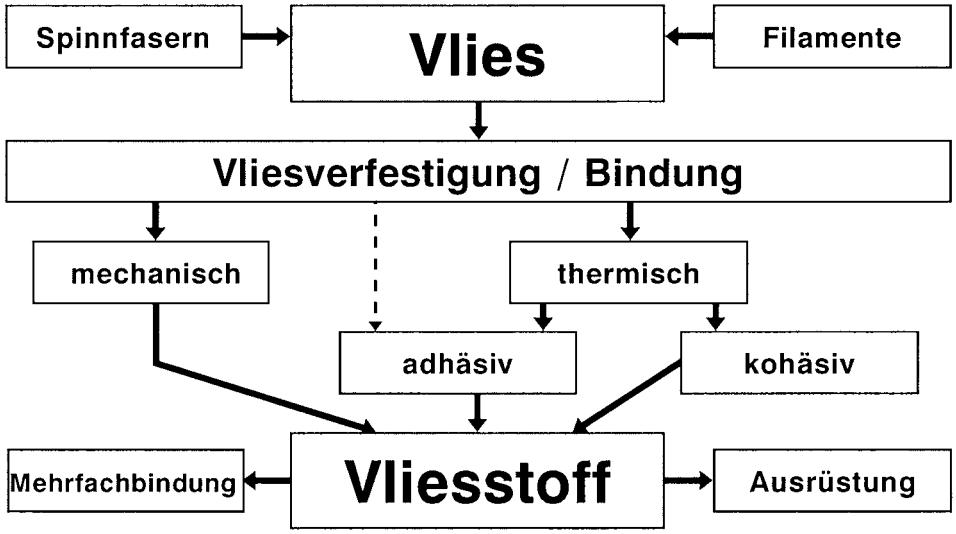


Abb. C 10: Verfestigung/Bindung von Vliesstoffen (SAATHOFF u. ZITSCHER, 2001)

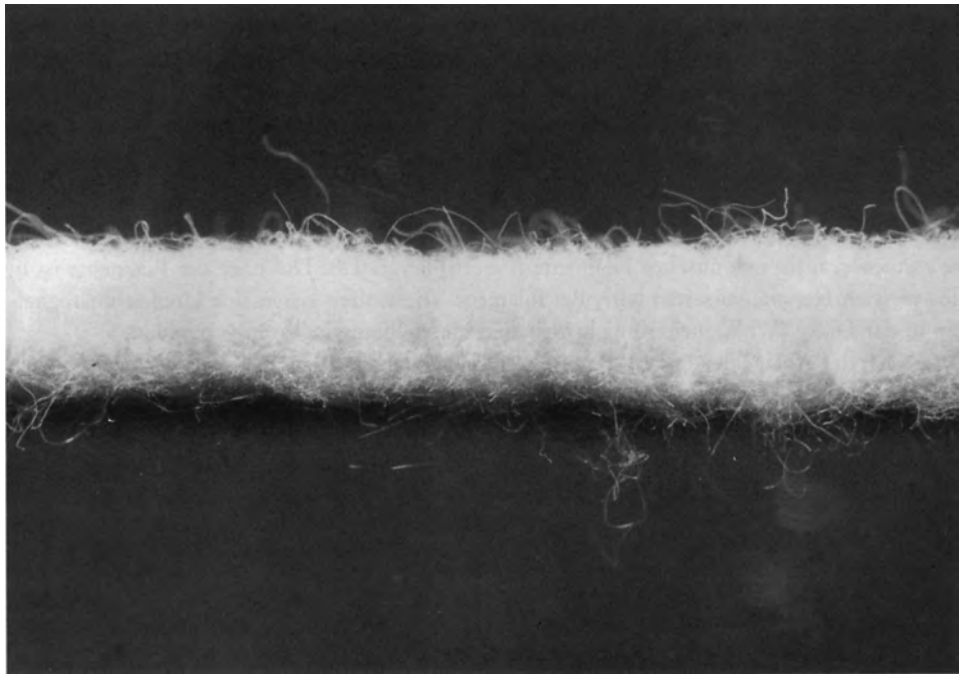


Abb. C 11: Detailaufnahme eines mechanisch verfestigten Vliesstoffes (Querschnitt)

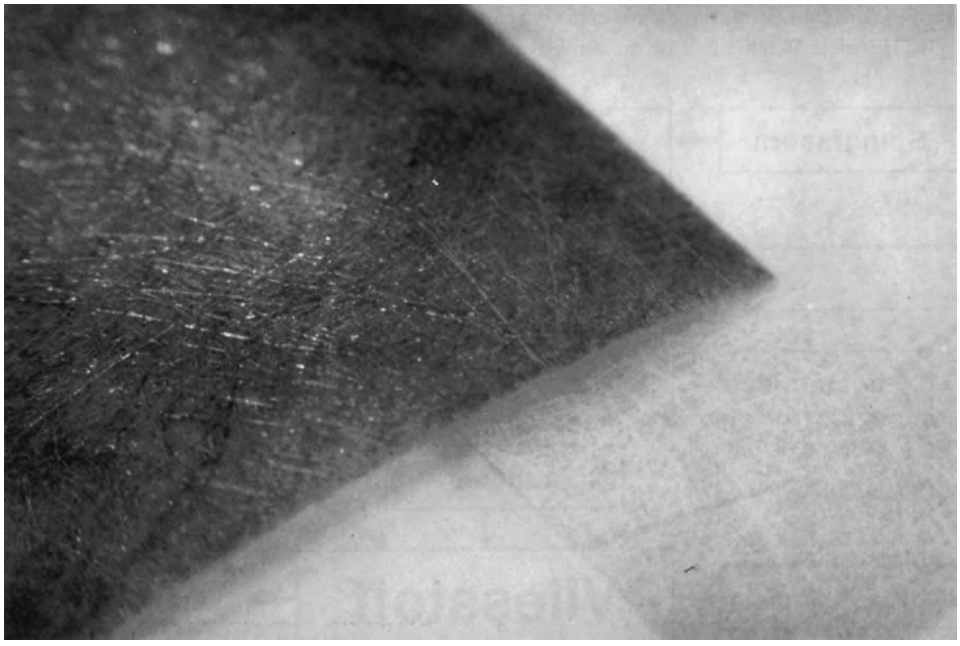


Abb. C 12: Detailaufnahme von thermisch verfestigten Vliesstoffen (Draufsicht)

stehen an den Faserkreuzungspunkten Bindungen, die im Vergleich zur adhäsiven Bindung weniger starr sind (Abb. C 12).

Entgegen der differenzierten technologischen Einteilung von Vliesstoffen nach der Norm EN ISO 10318 haben sich im allgemeinen Sprachgebrauch nur die Begriffe *mechanisch* und *thermisch* verfestigte Vliesstoffe durchgesetzt. Thermisch verfestigte Vliesstoffe waren einer thermischen Behandlung, zumeist unter gleichzeitiger Druckbeanspruchung, ausgesetzt; die Bindung der Vliese ist überwiegend kohäsiv, kann aber auch – im Gegensatz zur Definition in EN ISO 10318 – adhäsiv sein. Diese relativ dünnen (0,2 bis 1,5 mm) Vliesstoffe verkleben an den Kreuzungspunkten und sind durch den Verfestigungsvorgang stark komprimiert (Porenanteil: 60 % bis 70 %) und steif.

Vliesstoffe werden bevorzugt, wenn hohe Dehnbarkeiten gefordert werden. Bei Vliesstoffen sind die Festigkeiten durch die Wirrlage der Fasern im Vergleich zu Geweben richtungsunabhängig, obwohl Anisotropien bei einigen Herstellungsmethoden auftreten können. Durch die Wirrlage der Fasern tritt bei örtlicher Schädigung des Vliesstoffes ein Versagen eines Streifens wie bei einem Gewebe nicht auf. Insbesondere mechanisch verfestigte Vliesstoffe können sich einer unebenen Unterlage gut anpassen und bieten ein günstigeres Reibungsverhalten zu angrenzenden mineralischen Schichten als Gewebe. Bei örtlicher Beschädigung eines Vliesstoffes können die Fasern in beschränktem Umfang – in Abhängigkeit von ihrer Dehnung – Kräfte um die Bruchstelle herumleiten.

7.3.4 Verbundstoffe

Verbundstoffe sind mehrschichtige Geotextilien aus flächenhaft oder punktförmig verbundenen Schichten, die sich in ihrer Struktur voneinander unterscheiden. Die Einzelkomponenten können Gewebe und Vliesstoffe oder andere Flächengebilde mit Sonderkonstruktionen sein (EN ISO 10318). Sie sind ein zusammengesetztes Material, das mindestens aus einem Geotextil oder einem geotextilverwandten Produkt innerhalb der Komponenten besteht und das in geotechnischen und bautechnischen Bereichen verwendet wird (EN ISO 10318).

Die hier angesprochenen Verbundstoffe bestehen zum Beispiel aus einer Kombination von porenmäßig aufeinander abgestimmten Vliesstoffen mit unterschiedlicher Faserfeinheit oder aus einer Kombination von Gewebe bzw. Geogitter und Vliesstoff (Abb. C 13) oder aus verschiedenen Vliesstoffen und einer Stabilisierungsschicht (Rauigkeitsschicht). Abb. C 14 zeigt einen dreischichtigen Verbundstoff – Feinfilterschicht, Vorfilterschicht mit gröberer Faserfeinheit und Stabilisierungsschicht – im Schnitt.

Spezielle Verbundstoffe, die aus einer Sickerschicht (z. B. Grobfaser- oder Wirrfaserschicht) und beidseitig aufgebrachten, z. B. mechanisch verfestigten Filter-Vliesstoffen bestehen, werden als geosynthetische Dränsysteme bezeichnet.

Verbundstoffe mit beidseitig angeordnetem Filter-Vliesstoff (Deck- und Trägervliesstoff) und dazwischen eingekapseltem Sand, sogenannte Sandmatten, können z. B. aufgrund des erhöhten Flächengewichts bei Einbau in größeren Wassertiefen und auch unter Strömungsbelastung ihre Anwendung finden (Abb. C 15).

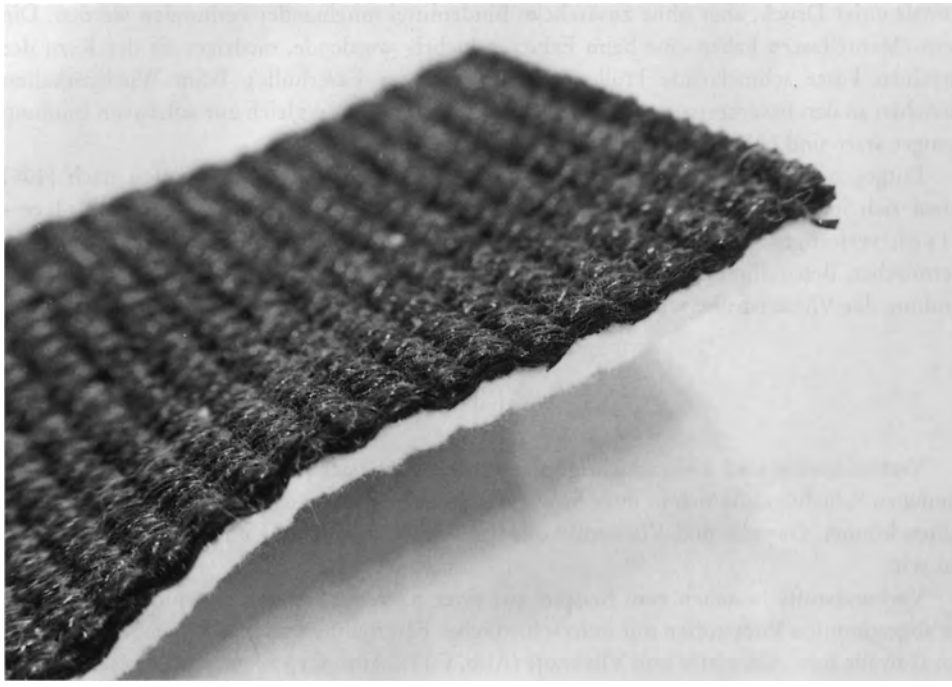


Abb. C 13: Detailaufnahme eines zweischichtigen Verbundstoffes aus Vliesstoff und Gewebe

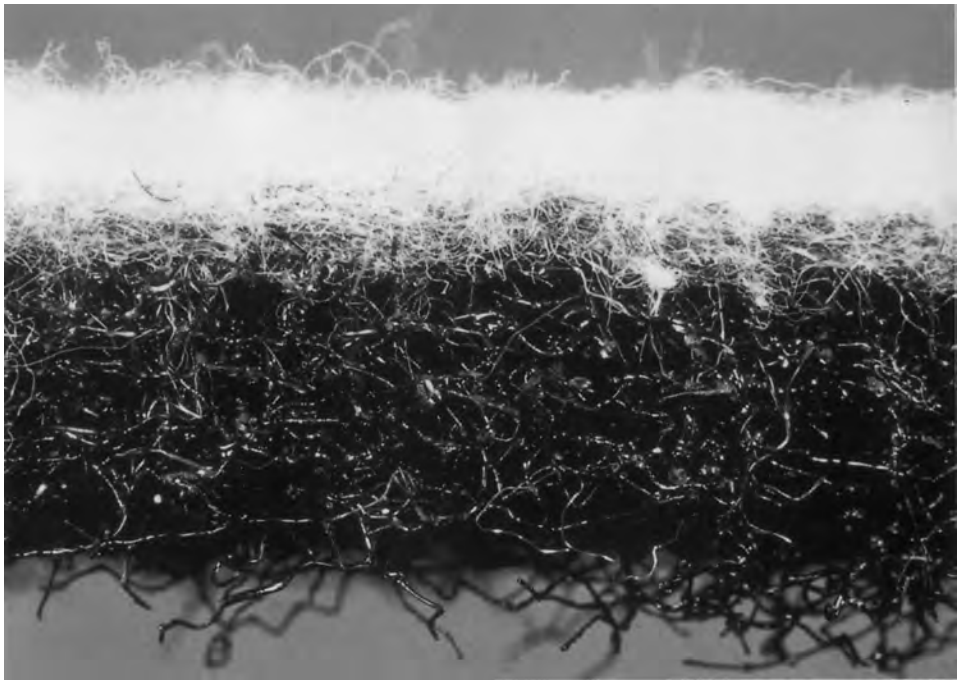


Abb. C 14: Detailaufnahme eines Vliesstoffes mit Stabilisierungsschicht

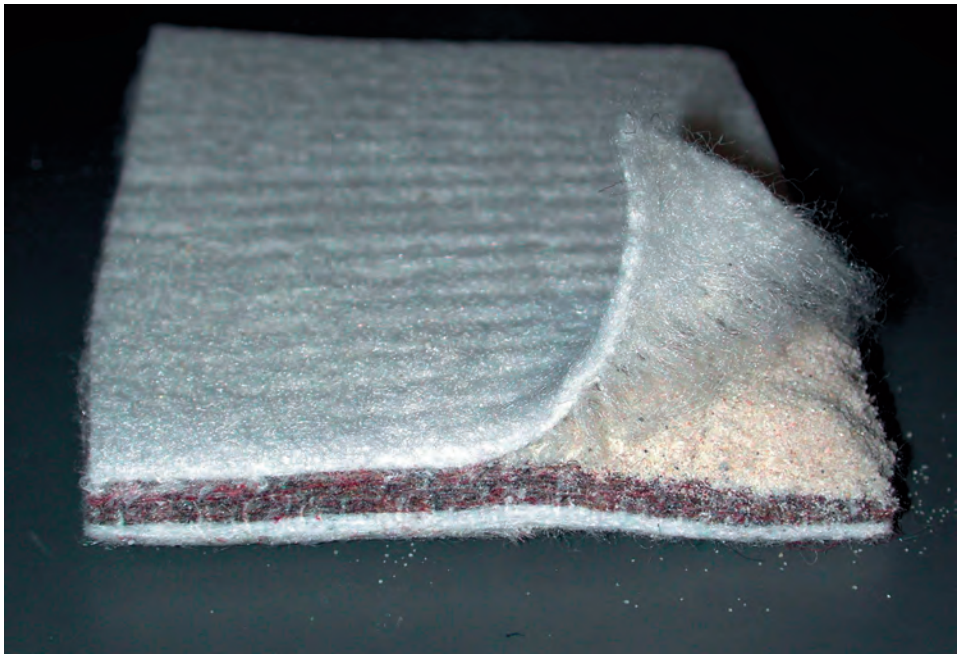


Abb. C 15: Detailaufnahme einer Sandmatte

Die Verbindung einzelner Schichten untereinander kann durch Vernadeln, Verschweißen, Vernähen oder Verkleben sowie durch Kombination dieser Verbindungsarten erfolgen.

Bei Verbundstoffen können die günstigen Eigenschaften einzelner Geotextilien kombiniert werden, d. h. sie sind dann zweckmäßig, wenn eine Verbesserung einer oder mehrerer Eigenschaften erreicht wird, bzw. Eigenschaften verschiedener Produkte gleichzeitig gefordert sind. Durch gezielt abgestufte Faserstrukturen können hochwirksame Filter- und Dränschichten geschaffen werden, die in ihren Wirksamkeiten herkömmlichen Kornfiltern oft überlegen sind.

7.4 Geotextilverwandte Produkte

Geotextilverwandte Produkte sind ebene, durchlässige polymere Konstruktionsmaterialien (synthetisch oder natürlich), die wie eine Bahn oder ein Streifen sein können und in geotechnischen und bautechnischen Bereichen verwendet werden und die nicht der Definition eines Geotextils entsprechen (EN ISO 10318).

Die geotextilverwandten Produkte werden in folgender Unterteilung betrachtet:

- Geogitter
- gitterähnliche Produkte
- Verbundstoffe (mit mindestens einer Einzelkomponente aus Geogitter oder gitterähnlichem Produkt).

Geogitter stellen eine polymere ebene Struktur aus einem regelmäßigen offenen Netzwerk aus vollständig verbundenen, zugbeständigen Elementen dar, die in geotechnischen und bautechnischen Bereichen verwendet werden (EN ISO 10318). Sie sind ein flächenhaftes Gitter aus einem regelmäßigen offenen Netzwerk, dessen Elemente durch Extrudieren, Verbinden und Verflechten miteinander verbunden sind und dessen Öffnungen größer als die Bestandteile sind. Als Rohstoffe werden die Polyolefine Polypropylen und Polyethylen (UV-stabilisiertes PEHD) eingesetzt. Die orientierten langkettigen Moleküle verleihen dem Geogitter eine hohe Zugfestigkeit. Zweiaxial gereckte Gitter (mit Längs- und Querrippen sowie Kreuzungspunkten) werden hergestellt, indem einaxial gereckte Gitter nochmals rechtwinklig zur einaxialen Orientierung gereckt werden (Abb. C 16). Jede Querrippe wirkt hier als Anker und garantiert eine hohe Zugfestigkeit. Geogitter können eingeteilt werden in

- gewebte Geogitter
- gestreckte Geogitter
- gelegte Geogitter.

Gewebte Geogitter sind Gewebe mit Öffnungen über 10 mm (Wilmers, 1994).

Gestreckte Geogitter werden aus Kunststoffdichtungsbahnen hergestellt. Die Bahnen werden gelocht und in eine oder beide Richtungen (längs und quer) gestreckt. Die Knotenpunkte sind unverschieblich, wodurch eine Kraftübertragung zwischen Längs- und Querstegen gegeben ist (Wilmers, 1994).

Gelegte Geogitter werden aus Bändern, Stäben oder stabförmigen Elementen hergestellt. Dafür werden diese kreuzweise gelegt und an den Kreuzungspunkten flexibel (z. B. durch Ummantelung) oder unverschieblich (z. B. durch Reibschweißen oder Lasertechnik) miteinander verbunden.

Geogitter werden hauptsächlich als Bewehrungsschichten zur Erhöhung der Anfangsfestigkeit von Dammauflagern und zum Bau steiler Böschungen und Stützkonstruktionen, aber auch als Trennschichten für Untergrundstabilisierungen eingesetzt.

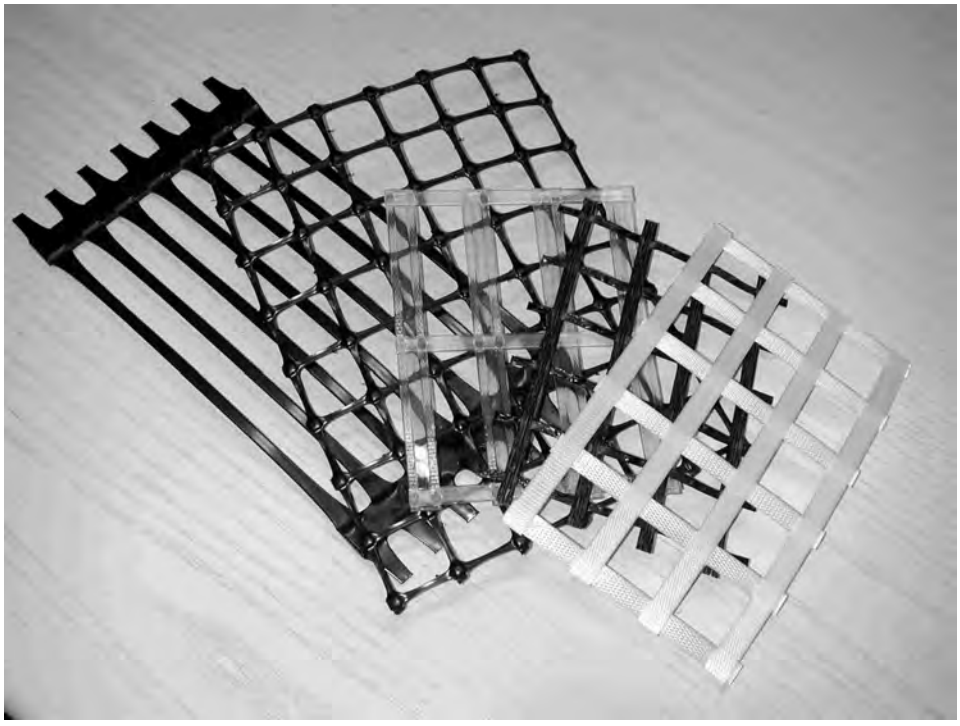


Abb. C 16: Verschiedene Geogitter

Aufgrund der in beiden Richtungen vorhandenen Zugfestigkeit werden beispielsweise Geogitter mit steifen Kreuzungspunkten (insbesondere zweiaxial orientierte) als Bewehrungen von Tragschichten bei weichen, wenig tragfähigen Böden, z. B. unter Dammschüttungen, verwendet. Hinweise zur erdstatischen Berechnung von Erdbauwerken mit bewehrenden Geokunststoffen können WILMERS (1994) und EBGEO (1997) entnommen werden.

Bewehrungen werden überwiegend mit gewebten, gestreckten und gelegten Geogitter mit relativ geringer Dehnung und Kriechneigung berechnet ausgeführt. Der Geokunststoff muss die erforderlichen Zugkräfte bei bauwerksverträglicher Dehnung langfristig aufnehmen.

Neben den in Scherversuchen bestimmten Reibungsbeiwerten spielen bei der Dimensionierung von Geogittern Herausziehversuche (Verzahnungskräfte zwischen Gitter und umgebendem Boden), Zugfestigkeit, Elastizitätsmodul und besonders das Kriechverhalten eine große Rolle. Weitere Randbedingungen werden in WILMERS (1994) und EBGEO (1997) genannt.

7.5 Dichtungsbahnen

Dichtungsbahnen sind industriell hergestellte ein- oder mehrlagige (synthetische, polymere oder bituminöse) Bahnen als wasserundurchlässige Elemente, die in geotechnischen und bautechnischen Bereichen verwendet werden. Dichtungsbahnen können eingeteilt werden in:

– homogene Dichtungsbahnen
– heterogene Dichtungsbahnen.

Homogene Dichtungsbahnen sind industriell hergestellte Dichtungsbahnen aus *einem* Werkstoff (Thermoplaste/Elastomere) oder aus Mischpolymerisaten (z. B. aus Mischung von Polyethylen PE und Bitumen) und können eingeteilt werden in:

– Folien (Dicke < 1 mm)
– homogene Kunststoffdichtungsbahnen (Hochpolymerbahnen mit Dicke ≥ 1 mm).

Homogene Dichtungsbahnen bestehen aus

– Thermoplasten (es wird unterschieden zwischen amorphen und teilkristallinen Thermoplasten) und
– Elastomeren

oder aus Mischpolymerisaten (z. B. Mischung aus Polyethylen PE und Bitumen) mit einer Mindestdicke von 1,0 mm.

Bei den amorphen Thermoplasten ist die Lage der Makromoleküle völlig ungeordnet. Die mechanischen Eigenschaften sind in hohem Maße temperaturabhängig. Der *plastische* Verformungsanteil ist hoch. Dagegen weist die Struktur der teilkristallinen Thermoplaste amorphe und auch kristalline Bereiche auf. In den kristallinen Bereichen liegen die Makromoleküle geordnet zueinander. Bei den Elastomeren ist die Lage der Makromoleküle zueinander wie bei den amorphen Thermoplasten statistisch verteilt. Allerdings sind sie in Teilbereichen miteinander räumlich vernetzt (Abb. C 17). Der *elastische* Verformungsanteil ist hier hoch; der *plastische* Anteil entsprechend gering.

Heterogene Dichtungsbahnen sind industriell hergestellte Dichtungsbahnen, die ein- oder beidseitig mit Vliesstoffen oder Folien kaschiert oder mit Trägereinlagen aus Geweben oder Vliesstoffen versehen sind oder die aus mehreren Schichten bestehen. Sie gelten als Verbundsystem und werden eingeteilt in:

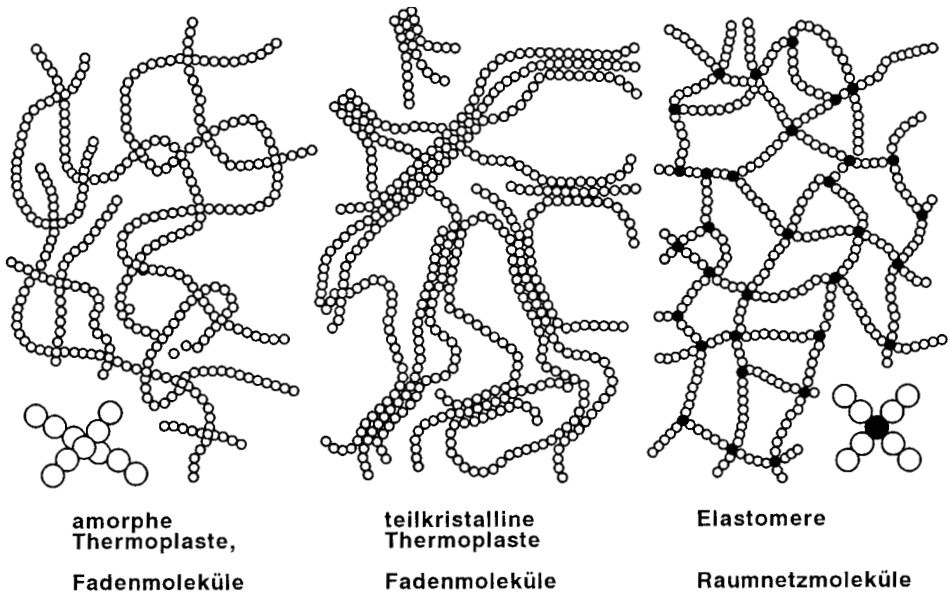


Abb. C 17: Struktur der Kunststoffe (DVWK-Merkblatt, 1992)

– Dichtungsbahnen mit Trägereinlagen oder AKW/CKW-Sperrbahnen
– Dichtungsbahnen mit verbundenen Schutzschichten
– Bitumenbahnen mit Kunststoffeinlagen in einer Mindestdicke von 5,0 mm.

Die Oberflächen der Dichtungsbahnen können glatt, durch Prägung, Noppen oder Riffelung profiliert und sandrau strukturiert werden. Einfärbungen geben Hinweise auf bestimmte Eigenschaften (DIN 16937), mit Ruß kann die Wetterbeständigkeit erhöht werden. Durch die Auswahl und Zusammensetzung der Werkstoffe, aber auch durch die Herstellungsverfahren selbst können die Kunststoffdichtungsbahnen auf sehr unterschiedliche Anwendungen abgestimmt werden. An die dichten und festen Verbindungen sind grundsätzlich die gleichen Anforderungen zu stellen wie an die Dichtungsbahnen selbst (Saathoff u. Zitscher, 2001; DVWK, 1992). Je nach Dichtungsswerkstoff werden die üblichen Fügetechniken Schweißen (Warmgas-, Heizelement- und Extrusionsschweißen), Kleben (Diffusions-, Adhäsions- und Heißkleben) und sonstige Verfahren (Vulkanisieren und Flämmschweißen) verwendet (Saathoff u. Zitscher, 2001).

7.6 Dichtungsbahnen verwandte Produkte

Dichtungsbahnen verwandte Produkte sind industriell oder vor Ort hergestellte ein- oder mehrlagige Bahnen als nahezu wasserundurchlässige Elemente ($k < 1 \cdot 10^{-9}$ m/s), die in geotechnischen und bautechnischen Bereichen verwendet werden.

Im Bereich der Dichtungsbahnen verwandten Produkte ist noch nicht klar definiert, welche Produkte außer der geosynthetischen Tondichtungsbahn in diese Kategorie einzusortieren sind. Möglicherweise werden zukünftig beschichtete Geotextilien, beschichtete Bentonitmatten oder Verbundstoffe aus Folien bzw. Dichtungsbahnen und Bentonit bzw. Ton eigenständige Rubriken beanspruchen.

7.6.1 Geosynthetische Tondichtungsbahnen

Geosynthetische Tondichtungsbahnen (GTD), allgemein bekannt unter dem Namen Bentonitmatten, sind industriell gefertigte Verbundprodukte aus polymeren und mineralischen Komponenten, die als flächige Dichtungselemente in Bereichen der Geotechnik und des Wasserbaus eingesetzt werden. Die Herstellung dieses Verbundproduktes erfolgt aus Geokunststoffen und Ton, typischerweise Bentonit, der die Funktion einer hydraulischen Barriere übernimmt.

Geosynthetische Tondichtungsbahnen fixieren durch ihre Träger- und Deckgeotextilien in ihrem Inneren das tonige Dichtungsmaterial. Der in geosynthetischen Tondichtungsbahnen verwendete, getrocknete, pulverisierte bzw. granulierte Bentonit ist ein Ton, der überwiegend (ca. 70–90 Masse-%) aus dem Tonmaterial Montmorillonit der Smectit-Gruppe besteht. Derzeit werden überwiegend natürliche Natrium-Bentonite, natriumaktivierte Calcium-Bentonite und Calcium-Bentonite in geosynthetischen Tondichtungsbahnen eingesetzt. Der Verbund wird durch Vernadelung oder Vernähung der Deck- und Trägergeotextilien erreicht. Geosynthetische Tondichtungsbahnen eignen sich für den Unterwassereinbau, da die Fügetechnik auf Überlappungen basiert. Empfehlungen zur Anwendung sind in EAG-GTD (2002) formuliert.



Abb. C 18: Verschiedene geosynthetische Tondichtungsbahnen (Bentonitmatten)

7.7 Zusammenfassung

Die Entwicklung der Anwendung von Geokunststoffen in der Geotechnik und im Wasserbau verläuft äußerst rasant. Der Ursprung mit ersten Anwendungen von Geokunststoffen im Bauwesen liegt bereits 45 Jahre zurück und ist im Anwendungsfeld des Küstenwasserbaus begründet. In diesem Entwicklungszeitraum wurden in der Technologie der Kunststoffe und im praktischen Einsatz umfangreiche Erfahrungen über das Verhalten der verschiedenen Produkte im Boden bei unterschiedlichsten Beanspruchungen und Randbedingungen gesammelt und Empfehlungen zur Anwendung formuliert. Zum jetzigen Zeitpunkt ist die Entwicklung an einem Punkt angekommen, an dem ingenieurtechnologische Anwendungen in der Geotechnik und im Wasserbau ohne Geokunststoffe unvorstellbar sind. Mit der Weiterentwicklung der Geokunststoff-Technologie erweitert sich das Feld der Anwendungsgebiete im Bauwesen.

Für die in den vorliegenden Empfehlungen beschriebenen Anwendungsbeispiele mit Geokunststoffen im Küstenwasserbau sind das Verhalten und die Wirkungsweise der verschiedenen Produkte genau zu ergründen. Für die Lebensdauer und Sicherheit der Konstruktion sind in den meisten Fällen die Auswahl eines geeigneten Geokunststoffes, der kontrollierte Einbau und das Langzeitverhalten von entscheidender Bedeutung.

8. Holz

8.1 Allgemeines

Für Bauwerke des Küstenschutzes werden europäische und überseeische Holzarten sowohl als Rundholz als auch in Form von Schnittholz verwendet. Der Baustoff Holz kann gegenüber anderen Baustoffen wie Stahl und Beton durch seine leichte Bearbeitbarkeit Vorteile haben. Holz hat gute Festigkeitseigenschaften im Verhältnis zu seinem Gewicht, es unterliegt jedoch als organischer Baustoff der Fäulnis und den Angriffen von Holzschädlingen und bedarf ggf. eines besonderen Schutzes. Tropische Hölzer haben einen hohen Abnutzungswiderstand und eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse. Zur Schonung des tropischen Regenwaldes sollten jedoch – wo immer möglich – nur Plantagenholz, andere verfügbare Hölzer oder andere Baustoffe eingesetzt werden.

Von seiner Struktur her ist Holz ein anisotroper Baustoff mit den Hauptbestandteilen Zellulose, Hemicellulose und Lignin. Ein hoher Ligningehalt bewirkt im Allgemeinen eine höhere Festigkeit. Zu den Nebenbestandteilen rechnen Pektine, Stärke, Fette und Eiweiß, Farb- und Gerbstoffe, Harze, ätherische Öle, Mineralstoffe und Andere. Sie bestimmen die Farbe, den Geruch, die Resistenz des Kernholzes gegen Schädlinge (s. 8.4 Dauerhaftigkeit) und das chemische Verhalten.

8.2 Physikalische Eigenschaften

In Tab. C 20 sind Rohdichte, Festigkeit, Elastizitätsmodul und Härte einiger Holzarten angegeben. Da Holz ein poriger, hygroskopischer Stoff ist, verändert sich die Rohdichte mit dem Feuchtigkeitsgehalt. Als Basis für wissenschaftliche und technische Zwecke werden die Rohdichten bei 0 %, 12 % und 15 % Feuchtigkeitsgehalt bevorzugt. Die Dichte des Holzes ist für alle Holzarten gleich und beträgt 15,6 kN/m^3. Alle Angaben in Tab. C 20 gelten für den normalklimatisierten Zustand (20 °C/65 %) des Holzes, d. h. für einen Holzfeuchtegehalt von etwa 12 %. Mit ansteigender Feuchte nimmt die Rohdichte zu, während die Festigkeiten abnehmen (s. 8.3 Zulässige Spannungen). Die Rohdichte ist eine wichtige Kenngröße, weil mit steigender Rohdichte tendenziell die Festigkeiten, der Verschleißwiderstand und die Härte zunehmen. Auch die Quell- und Schwindmaße liegen bei dichteren Holzarten meist höher als bei weniger dichten.

In den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ (EAU, 1990) werden Kennwerte überseeischer Harthölzer genannt, die aufgrund amerikanischer, englischer, französischer und niederländischer Forschungsergebnisse zusammengestellt worden sind. Diese Kennwerte sind nach anderen Kriterien ermittelt und aufgelistet, so dass eine Abstimmung mit den in Tab. C 20 genannten Daten nicht möglich ist. Da die in den EAU genannten Kennwerte zusätzliche wertvolle Informationen liefern, sind sie in Tab. C 21 wiedergegeben.

8.3 Zulässige Spannungen

Für Bauholz sind die zulässigen Spannungen, Elastizitäts- und Schubmoduln in DIN 1052 angegeben.

Bei Bauteilen, die der Feuchtigkeit und Nässe ungeschützt ausgesetzt sind, müssen die Werte für die zulässigen Spannungen nach DIN 1052 auf $^2/_3$ ermäßigt werden. Eine Redu-

zierung der Werte auf $^2/_3$ muss auch vorgenommen werden für Bauteile, die dauernd im Wasser stehen, selbst wenn diese Hölzer imprägniert wurden. Falls die erstgenannten Bauteile jedoch mit einem geprüften Mittel (DIN 68800) geschützt worden sind, genügt eine Abminderung der in den Tabellen der DIN 1052 angegebenen zulässigen Spannungen auf $^5/_6$. Für Hölzer in Bauteilen, die der Witterung allseitig ausgesetzt sind oder bei denen mit einer dauernden Durchfeuchtung zu rechnen ist, schreibt die DIN 1052 auch eine Abminderung der Elastizitäts- und Schubmoduln auf $^5/_6$ der Werte vor.

Im Normentwurf der DIN 1052 (05-2000) erfasst der Modifikationsbeiwert K_{mod} über Nutzungsklassen und Lasteinwirkungsdauer den Abminderungsfaktor.

Sortierklassen und Holzarten mit ähnlichen Festigkeitseigenschaften werden in der DIN EN 338 zu Festigkeitsklassen zusammengefasst, innerhalb derer die Austauschbarkeit sichergestellt ist.

8.4 Dauerhaftigkeit

Wasserbauhölzer sind mechanischen Angriffen und Verschleiß (anlegende Schiffe, Sandschliff) sowie der Zerstörung durch pflanzliche Fäulnis und tierische Schädlinge ausgesetzt.

Die Fäulnis des Holzes wird durch Pilze bei feuchtem Holz hervorgerufen. Trockenes Holz (Feuchte unter 20 %) und wassergesättigtes Holz werden nicht befallen. Gefährdet ist deshalb Holz in der Wasserwechselzone. Als tierische Schädlinge treten im Wasserbau vor allem Bohrmuscheln und Bohrasseln auf, die jedoch auf einen Mindestsalzgehalt von 7 ‰ angewiesen sind. Keine Holzart ist völlig immun gegen Pilze, Insekten und Meerestiere, der Grad der Dauerhaftigkeit wird auf den Gehalt an Resistenzstoffen zurückgeführt. Eine Übersicht über die Haltbarkeit von Kernholz gibt Tab. C 22 wieder. Splintholz ist allgemein nur wenig bzw. nicht dauerhaft.

8.5 Schutzmaßnahmen

Schutz gegen Abrieb kann in gewissen Grenzen durch die Anbringung von Suhlplatten, Kunststoffprofilen, zusätzlichen Reibehölzern, Vermeiden ständiger Reibung in der Konstruktion, durch Zwischenschaltung von Stahl und durch Überdimensionierung mit entsprechender Reserve gewährleistet werden.

Als wirksamer Schutz europäischer Hölzer gegen Fäulnis und tierische Schädlinge wird eine Imprägnierung, ggf. als Druckimprägnierung, mit einem dafür zugelassenen Holzschutzmittel unter Beachtung der Teerölverordnung angewandt.

Hierdurch kann die Lebensdauer wesentlich erhöht werden. Ungeschützte europäische Holzarten sollten nur eingebaut werden, wenn sie sich ständig unter Wasser befinden oder wenn mit einer Gebrauchsdauer von weniger als 10 Jahren gerechnet wird. Bei tropischen Holzarten können Standzeiten bis 50 Jahre, in der Wasserwechselzone im Mittel 20 bis 30 Jahre erreicht werden (s. Tabellen C 21 und C 22).

Tab. C 20: Holzarten und ihre Materialkennwerte[4] (DIN 68364, SCHÖNBECK, 1976)

Holzart[1]	Rohdichte g/cm³	Druckfestigkeit β_D[5] N/mm²	Biegefestigkeit β_D N/mm²	Scherfestigkeit τ_a[5] N/mm²	Long. Elastizitätsmodul E N/mm²	Härte nach Janka N/mm²		Zugfestigkeit β_z N/mm²
Kiefer	0,52	45	80	10	11 000	30–36 25–31	H[2] S[2]	100
Fichte	0,47	40	68	7,5	10 000	27 16	H S	80
Tanne	0,47	40	68	7,5	10 000	34 18	H S	80
Douglasie	0,54	50	80	9,5	12 000	30 24	H S	100
Pitch-Pine	0,70	53	94	10	12 900	42 38	H S	[3]
Eiche	0,67	52	95	8,5	13 000	48–69 26–45	H S	110
Rüster	0,68	43	91	9	10 600	54 39	H S	[3]
Buche	0,69	60	120	10	14 000	72 60	H S	135
Jarrah	1,00	57	103	13	13 400	122 110	H S	[3]
Greenheart (Demerara)	1,00	100	180	14	22 000	[3] 122	 S	220
Azobè (Ekki Bongossi)	1,06	95	180	14	17 000	217 140–180	H S	180
Bilinga (Badi, Opepe)	0,76	64	105	9	12 500	82 62	H S	110
Angèlique (Basralocus)	0,76	70	120	12	14 000	93–105 49–55	H S	[3]
Manbarklak (Kakoralli)	1,10	72	160	13	20 000	130 123	H S	[3]
Keruing (Yang)	0,76	70	125	12	16 000	70 70	H S	140
Afzelia (Apa Doussie)	0,79	70	115	12,5	13 500	[3]		120
Karri	0,95	66	129	13	19 200	84 73	H S	[3]

1 Bezeichnungen nach DIN 4076. Gebräuchliche andere Bezeichnungen sind in Klammern angegeben.
2 H – auf der Hirnfläche; S – auf der Seitenfläche des Holzes.
3 In der Literatur nicht aufgeführt.
4 Alle Angaben beziehen sich auf einen Feuchtigkeitsgehalt von rd. 12 %; Mittelwerte.
5 Die Druck- und Scherfestigkeiten wurden bei Belastung in Faserrichtung ermittelt.

Tab. C 21: Kennwerte wichtiger tropischer Harthölzer nach EAU 1990

Name der Holzarten	Wissenschaftlicher Name	Mittl. Wichte kN/m³	Feuchtigkeit	Abs. Druckfestigk. MN/m²	E-Modul festigk. MN/m²	Abs. Biegekeit MN/m²	Scherfestigkeit Jahre MN/m²	Gebrauchsdauer* A	Gebrauchsdauer* B	Teredobeständigkeit
Demerara Greenheart	Ocotea rodiaei	10,5	trocken nass	92 72	21 500 20 000	185 107	21 12	> 25	50	Ja, aber etwas weniger als Basralocus
Opepe (Beiinga)	Saroce-phalus	7,5	trocken nass	63 50	13 400 12 900	103 92	14 12	> 25	50	
Azobe (Ekki Bongossi)	Lophira procera	10,5	trocken nass	94 60	19 000 15 000	178 119	21 11	> 25	50	Ja, aber begrenzt
Manbarklak (Kakoralli)	Eschweilera longipes	11,0	trocken nass	72 52	20 000 18 900	160 120	13 11	15 … 25	40… 50	Ja
Basralocus Angelique	Dicorynia paraensts	8,0	trocken nass	62 39	15 500 12 900	122 80	11,5 7	> 25	50	Ja
Jarrah	Eucalyptus marginata	10,0	trocken nass	57 35	13 400 9 900	103 66	13 9	15… 25	40… 50	Ja, aber begrenzt
Yang	Dipterocarpus Afzelta	8,5	trocken nass	54 39	14 600 12 300	109 80	11 10	10… 15	25… 40	Nein
Afzelia	Afzelia	7,5	trocken	66	13 000	106	13	15… 25	40… 40	Nein

* Unter Gebrauchsdauer ist die Dauerhaftigkeit in Jahren angegeben ohne irgendwelche Pflege oder Imprägnierung. Und zwar für: A in fortwährendem Kontakt mit feuchtem Boden (Humus, Luft-, Wasserwechselzone), B nur der Witterung ausgesetzt.
Die Aussagen über die Dauerhaftigkeit tropischer Hölzer gelten vor allem für gemäßigte Klimazonen.

Tab. C 22: Haltbarkeit gebräuchlicher Holzarten

Holzart	Härte Elastizität	Bearbeitbarkeit	Haltbarkeit von Kernholz
a) **Europäische Hölzer**			
Eiche	hart, zäh, sehr elastisch	gut, beim Rammen Spaltgefahr bei kleinerem Querschnitt	in der Wasserwechselzone 15 bis 20 Jahre
Ulme	mittelhart, elastisch	schwer spaltbar	in der Wasserwechselzone 10 bis 15 Jahre
Erle	weich, wenig elastisch	gut	in der Wasserwechselzone nicht dauerhaft
Buche	hart, ziemlich elastisch	gut	in der Wasserwechselzone nicht dauerhaft
Kiefer	weich bis sehr weich, elastisch	gut	in der Wasserwechselzone 6 bis 7 Jahre
Lärche	ziemlich weich, zäh, elastisch	gut	in der Wasserwechselzone 6 bis 7 Jahre
Fichte Tanne	sehr weich elastisch	gut	in der Wasserwechselzone sehr geringe Lebensdauer
b) **Überseeische Harthölzer**			
Angélique (Basralocus)	hart und fest, mäßig spröde	in frischem Zustand gut bearbeitbar, jedoch schwer zu nageln und zu schrauben, beim Rammen Maßnahmen gegen Splittern erforderlich, neigt besonders bei Frost zum Spalten	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, bohrmuschelbeständig
Greenhart (Demerara)	hart und sehr fest, wenig spröde	ziemlich gut bearbeitbar, schwer zu nageln und zu schrauben, leicht spaltbar	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, bohrmuschelbeständig
Manbarlak	sehr hart und fest, zäh, geradfaserig, wenig spröde	Neigung zum Spalten, schwierig zu bearbeiten, Verwendung als 4kantig behauene Pfähle	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, bohrmuschelbeständig
Azobe (Bongossi)	hart und sehr fest	schwer bearbeitbar, großer Spaltwiderstand, als Schnittholz besonders geeignet, wird bei Nässe sehr glatt	In der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, ziemlich bohrmuschelbeständig
Jarrah	hart, fest, sehr zäh	gut bearbeitbar, schwer zu nageln	in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre, aber wenig bohrmuschelbeständig
Goupie	hart	gut bearbeitbar	mäßig bohrmuschelbeständig
Afzelia (Doussie, Apa)	ziemlich hart, mäßig spröde	gut bearbeitbar formbeständig, neigt zum Spalten	in der Wasserwechselzone 20 bis 25 Jahre, nicht bohrmuschelbeständig

9. Stahl

9.1 Allgemeines

Stahl findet bei Bauwerken des Küstenschutzes hauptsächlich in Form von Walzprofilen für Spundwände und Pfähle sowie als Drahtgeflecht Verwendung.

Spundwände dienen als Stützwände zur Sicherung von Geländesprüngen und Steilufern, zum Bau von Buhnen, Fangedämmen und Molen, als Fußsicherung von Deckwerken, zur Erhöhung von Deichen in beengten Lagen und als Baugrubenumschließungen. Grundsätze und Einzelheiten zur statischen Berechnung, zur Konstruktion sowie zur Herstellung sind in EAU (1990) und im Grundbautaschenbuch von 1982 ausführlich beschrieben.

In Sonderfällen können Spundwände als gelochte Wände zur Verminderung von Strömungsgeschwindigkeiten und zur Umwandlung von Wellenenergie eingesetzt werden.

Dalben nehmen die Anfahrenergie von Schiffen auf, dienen auch zur Aufnahme des Trossenzuges und können als Abweiser für zu schützende Bauwerke eingesetzt werden.

Stahlpfähle werden vorwiegend bei Pfahlgründungen als Zug- und Druckglieder und bei Spundwänden als Anker verwendet (Grundbautaschenbuch, 1982).

Draht wird zu Drahtgeflechten und Drahtnetzen verarbeitet, die für Steinmatten, Drahtschotterkästen, Drahtsenkwalzen und Ähnlichem benötigt werden.

9.2 Anforderungen und Eigenschaften

Die Stahlsorten der Spundwandstähle müssen den „Technischen Lieferbedingen für Stahlspundbohlen“ entsprechen. Spundwandstahl St Sp 37 ist wegen seiner hohen Dehnung, guten Formänderungsfähigkeit und Schweißbarkeit für alle Verwendungszwecke geeignet. Spundwandsonderstähle St Sp S finden dort Anwendung, wo neben den genannten Eigenschaften höhere Festigkeiten zu einer wirtschaftlichen Bemessung führen können. Neben einer wirtschaftlichen Bemessung ist die Rammbarkeit des anstehenden Untergrundes ein wesentliches Kriterium für die Wahl der Stahlsorte und des Profils.

In Sonderfällen, z. B. bei schwierigen Schweißarbeiten, räumlichen Spannungszuständen und bei dynamischen Wechselbeanspruchungen gem. EAU-Empfehlung E 20 sind beruhigte Stähle nach DIN 17 100 wie R St 37-2, St 37-3 oder St 52-3 zu verwenden. Im Wasserbau eingesetzte Stähle sollten das Streckgrenzenverhältnis (= Streckgrenze zu Bruchfestigkeit) von 0,75 nicht überschreiten. Wird dieses Streckgrenzenverhältnis wesentlich überschritten, so ist bei hochfesten Stählen die Spannungsrisskorrosion zu beachten (DIN 18800, Teil 1).

Spundwandprofile zeichnen sich durch harte, glatte Oberflächen mit hohen Festigkeiten aus.

Die Lebensdauer des Stahles hängt von der chemischen Zusammensetzung des Seewassers, der Beanspruchung und den getroffenen Schutzmaßnahmen ab.

9.3 Stahlspundwände

Die Erfahrungen der letzten Jahre zeigen, dass die Nutzungsdauer von Stahlspundwänden erheblich durch Korrosion beeinflusst werden kann. Der Korrosionsverlauf kann in guter Annäherung als logarithmische Funktion der Zeit dargestellt werden (Binder, 2001).

Hohe Abtragsgeschwindigkeiten treten bei ungestörter Korrosion in der Anfangsphase auf. Mit zunehmender Dicke der Rostschicht wird die Korrosion gehemmt, so dass die Abtragsgeschwindigkeiten mit zunehmendem Alter abnehmen.

So bilden sich über die Höhe der Spundwand Bereiche mit unterschiedlich starker Korrosion aus (HEIN, LADEBURG, MENNENÖH u. SCHRÖDER, 1975). Wie Abb. C 19 zeigt, liegt die Hauptkorrosionszone

– im Tidegebiet (z. B. Nordsee) im Bereich zwischen der MTnw-Linie und bis zu 2,5 m darunter sowie
– in den übrigen Gewässern (z. B. Ostsee und Binnenbereich) zwischen der MW-Linie und bis zu 2 m darunter.

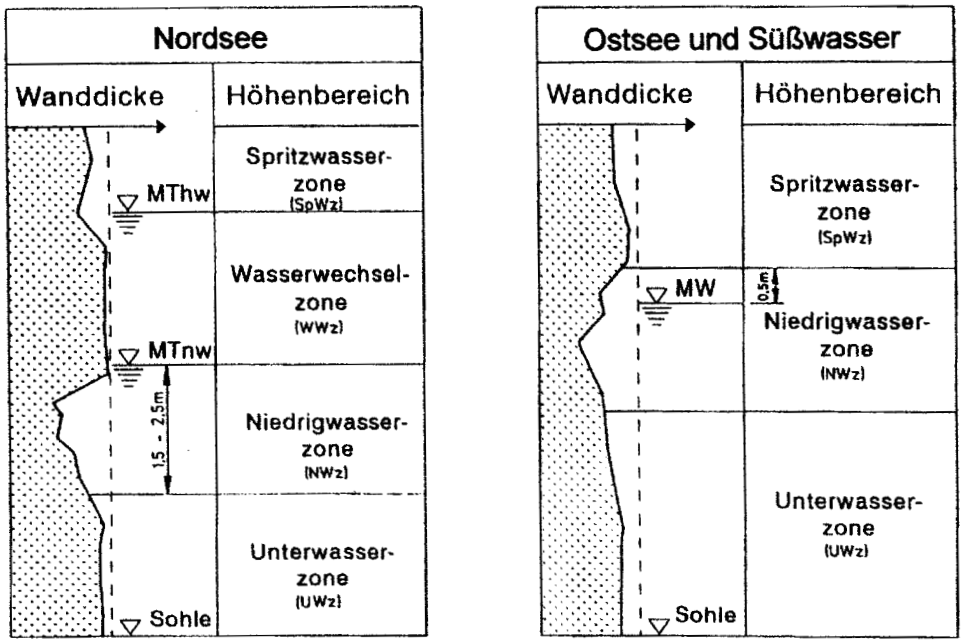


Abb. C 19: Korrosionszonen an Spundwandbauwerken, statistische Datenauswertung von Wanddickenmessungen an korrodierten Spundwänden (ALBERTS u. HEELING, 1997)

Mittlere bzw. maximale Abtragsgeschwindigkeiten in Süßwasser bzw. Meerwasser zeigt Abb. C 20.

Bei Bauwerken, die hohen und häufigen Wellenbelastungen ausgesetzt sind (z. B. Hafenmolen), muss außerdem in der Spritzwasserzone mit einem zweiten, oft jedoch nicht so ausgeprägten Korrosionsmaximum gerechnet werden.

Die Korrosion ist von zahlreichen, oft gleichzeitig auftretenden Einflussfaktoren abhängig, so dass sich nicht nur für verschiedene Standorte, sondern auch für jedes Bauwerk unterschiedliche jährliche Abtragsgeschwindigkeiten ergeben (ALBERTS et al., 1986):

– Neben den Einflüssen aus der Lage und Geometrie der Uferwand (Hauptwind- und Wellenrichtungen, Wasserstände, Eintauchtiefe, Höhe der Spritzwasserzone) wirken erhöhte Wassertemperaturen und aggressive Wässer (z. B. Brack- und Seewasser) korrosionsfördernd.

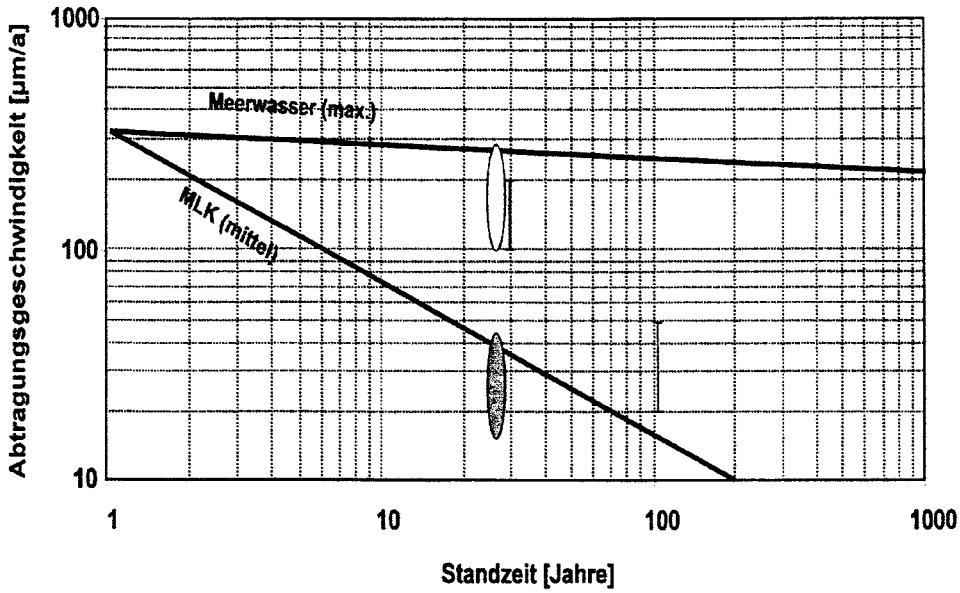


Abb. C 20: Mittlere bzw. maximale Abtragsgeschwindigkeiten im Mittellandkanal (MLK) und Meerwasser nach (BINDER, 2001)
Schwarzes Feld: Aktuelle Messungen „Unterwasserzone";
Eingerahmtes Feld: Aktuelle Messungen „Spritzwasserzone";
Balken: Berechnung nach DIN 50929

- Besonders hohe Abtragsgeschwindigkeiten sind zu erwarten, wenn die Rostschicht durch mechanische Beanspruchungen immer wieder abgetragen wird. Dieses ist häufig dann der Fall, wenn Reibehölzer fehlen und Schiffe mit ihren Fendern direkt an der Spundwand scheuern. Auch können Seegang, Sandschliff und Eisgang die Ursache für einen Abrieb der schützenden Rostschicht sein.
- Auf der Hinterfüllungsseite ist die Korrosion bei Spundwänden, die voll mit feinkörnigem Material hinterfüllt sind, normalerweise so gering, dass sie vernachlässigt werden kann.
- Auf der Hinterfüllungsseite muss aber mit erhöhter Korrosion gerechnet werden, wenn durch eine Dränage das Außenwasser (z. B. Seewasser) hinter die Spundwand gelangen kann, die Spundwand mit stark durchlässigem Material (z. B. Schotter) hinterfüllt oder aggressivem Grundwasser und/oder Boden (mikrobiell induzierte Korrosion) ausgesetzt ist.
- Ist die Spundwand beidseitig dem freien Wasser ausgesetzt, ist die Abtragsgeschwindigkeit mit dem Faktor 2 zu multiplizieren.

Auf der Basis von systematischen Untersuchungen an über 50 Bauwerken werden Erfahrungswerte für die Abtragsgeschwindigkeiten (bezogen auf eine 50-jährige Beobachtungszeit) in der Hauptkorrosionszone im Seewasserbereich von im Mittel 0,2 mm/Jahr und max. 0,5 mm/Jahr beobachtet. Für die Hauptkorrosionszone im Süßwasserbereich ergeben sich Erfahrungswerte für die mittlere Abrostung < 0,1 mm/Jahr und für die maximale Abrostung < 0,25 mm/Jahr. In dem dauernd unter Wasser liegenden Bereich unterhalb der Hauptkorrosionszone liegen die Mittelwerte im Seewasser in der Größenordnung von 0,08 mm/Jahr und im Süßwasser unter 0,04 mm/Jahr (bezogen auf eine 50-jährige Beobachtungszeit). Diese Werte können nur als grobe Anhaltswerte verstanden werden, da sich aufgrund der örtlichen Bedingungen erhebliche Abweichungen ergeben können. So gibt es im

Süßwasserbereich an zahlreichen Standorten Bauwerke, die über Jahrzehnte nahezu keine Korrosion aufweisen. Diese außergewöhnlich geringen Abtragsgeschwindigkeiten haben vermutlich ihre Ursache in der günstigen Zusammensetzung des Stahls und in der Ausbildung einer „natürlichen" Schutzschicht, zu deren Bildung auch Wasserinhaltsstoffe beitragen können. Die Berechnung der Korrosivität erfolgt nach DIN 50929 „Abtragungsraten".

Bei der Abschätzung der Nutzungsdauer einer Spundwand sind folgende Kriterien zu beachten:

- In der statischen Berechnung zur Ermittlung des Zeitpunktes der ersten Spannungsüberschreitungen infolge Korrosion sind die max. Biegemomente und die *mittleren* Abtragsgeschwindigkeiten anzusetzen, da die Spundwand ein Flächentragwerk ist.
- Für die Ermittlung des Zeitpunktes der ersten Durchrostungen ist die maximale Abtragsgeschwindigkeit in der Hauptkorrosionszone anzusetzen. In der Hauptkorrosionszone muss zusätzlich noch mit Mulden- und Narbenkorrosion gerechnet werden.

Infolge der Durchrostungen kann der hinterfüllte Boden ausspülen und Absenkungen an der Geländeoberfläche auslösen. Bei Bauwerken, bei denen die Geländeoberfläche hinter der Spundwand (z. B. mit einem Verbundpflaster) befestigt ist, bleibt der Oberflächenbelag zunächst über der Aufspülung unversehrt und bricht erst bei einer äußeren Beanspruchung (durch Fußgänger bzw. Fahrzeuge) zusammen. Durchrostungen in der Spundwand und Ausspülungen können deshalb ein erhebliches Sicherheitsrisiko darstellen. Um dieses Sicherheitsrisiko möglichst klein zu halten, wird eine Überwachung des tatsächlichen Korrosionszustandes der Spundwandbauwerke durch Wanddickenmessungen (mit Ultraschall und durch Unterwasser-Inspektionen) empfohlen. Bei der Unterwasser-Inspektion durch Taucher sind auch Schäden durch Risse, Schlosssprünge usw. mit zu erfassen. Auf der Basis dieser Ergebnisse können die noch vorhandene Standsicherheit und die verbleibende Restnutzungsdauer der Spundwandbauwerke beurteilt werden. Zur Durchführung und zum Umfang von Wanddickenmessungen werden in Alberts (1987) Einzelheiten angegeben.

Das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden kann durch Beschichtung allein, besser in Kombination mit einem kathodischen Korrosionsschutz, wirkungsvoll verbessert werden. Ein „Korrosionsschutz" durch die Wahl von Profilen mit größerer Wanddicke als statisch erforderlich hat sich jedoch im Küstenschutzbau in vielen Fällen aus wirtschaftlicher und aus baupraktischer Sicht als sinnvoll erwiesen.

Auch für das Korrosionsverhalten von Holmen, Gurten, Gurtholmen und Verankerungskonstruktionen müssen die für die Spundwand geltenden Einflussfaktoren sowie die Kontaktkorrosion beachtet werden.

Neben der Korrosion kann Sandschliff ebenfalls die Lebensdauer von ungeschützten Stahlspundwänden reduzieren. Aus diesem Grund können Stahlspundwände nach EAU-Empfehlung E 23 bei Sandschliffgefahr mit einer dauerhaften, verschleißfesten Beschichtung versehen werden.

9.4 Stahlpfähle

Sandschliff und Korrosionsgefahr sind in gleicher Weise zu beachten wie im Abschn. 9.3 angegeben.

9.5 Drahtnetze und Drahtgeflechte

Drahtkorbgeflechtbauweisen sind in den vergangenen Jahren oft als Bauhilfsmaßnahmen sowie gelegentlich als dauerhafte Bauwerke zur Anwendung gekommen.

Für bleibende Ausführungen ist ein langlebiger Korrosionsschutz des Drahtgeflechts von besonderer Bedeutung. Dieser ist besonders bei aggressiven oder stärker salzhaltigen Gewässern von Wichtigkeit.

Als Korrosionsschutz hat sich ein zink-aluminium-beschichteter Draht mit mindestens 260 g/m² Beschichtung und Drahtdurchmesser von mindestens 2,2 mm mit einer gesinterten PVC-Ummantelung, Mindeststärke 0,5 mm, bewährt.

Drahtschotterkörbe sind im Bereich der Außenelbe mit einer Standzeit von bisher 40 Jahren angewendet worden. Der natürliche Salzgehalt des Nordseewassers in diesen Gebieten beträgt ca. 2 %. Das entspricht etwa dem Salzgehalt der Ostsee. Auch im Bereich der Ostsee sind seit ca. 35 Jahren Drahtschottermatten (Flussmatratzen) in verschiedenen Dickenabmessungen hergestellt worden. Auch diese teilweise nicht beschichteten Körbe sind bisher nicht schadhaft.

Für den Bereich von kommunalen, kombinierten Küstenschutz- und Fremdenverkehrseinrichtungen sind Drahtkörbe auch aus Edelstahldraht verwendet worden.

Für die Befüllung der Drahtkörbe werden entweder standortgerechte Geröllmaterialen (Ostsee), Bruchgesteine aus Granit oder Mineralhüttenschlacken vorzugsweise der Größenklasse 0 eingesetzt (s. Tab. C 3).

Eine besondere Bauweise stellt das sogenannte „vegetative Deckwerk" aus Drahtkörben dar. Diese Bauweise ist eine Kombination aus herkömmlichen Drahtschotterkörben (Flussmatratzen) und einer natürlich bewachsenen Böschung. Aus ökologischer Sicht wird diese Bauweise sehr positiv bewertet. Die Drahtkörbe werden entsprechend der anstehenden Belastung bemessen und mit gebrochenen oder runden natürlichen oder künstlichen Steinen befüllt. Bei dieser Bauweise erfolgt anschließend eine Auffüllung der Hohlräume mit Lavagranulat, danach eine Begrünung mit vorgezogenen standortgerechten Pflanzen auf Kokosmatten oder mit Einzelpflanzen. Etwaiger, auch nur zeitweiliger Salzgehalt des Wassers in Tideflüssen kann die Begrünung erschweren bzw. verhindern.

10. Schriftenverzeichnis

Zu Abschnitt C 2: Boden

Für den Baustoff Boden wird auf das Schriftenverzeichnis in den Empfehlungen B 2002 „Geotechnische Untersuchungen von See- und Tidestromdeichen" und Empfehlungen G 2002 „Seedeiche und Tidestromdeiche" verwiesen.

Zu Abschnitt C 3: Natursteine

DIN 52 100: Auswahl und Bewertung von Natursteinen.
DIN 52 101: Probenahme.
DIN 52 102: Bestimmung der Dichte.
DIN 52 103: Bestimmung der Wasseraufnahme.
DIN 52 104: Frostbeständigkeit.
DIN 52 105: Druckversuch.
DIN 52 106: Beurteilungsgrundlagen für die Witterungsbeständigkeit.
TLW Bundesminister für Verkehr: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine – Ausgabe 1997. EG Notifizierungsnummer 96/443/D.
BAW: Frostversuch nach dem Luftfrostverfahren, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe.
BAW: Merkblatt über Verwendung von Natursteinen(Wasserbausteinen) für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen; Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Fassung August 1971.
BAW: Prüfrichtlinien zum Merkblatt über Verwendung von Natursteinen (Wasserbausteine) für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen; Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Fassung August 1971.

Ergänzende Literatur

KEIL, K.: Frage der Frostbeständigkeit von Felsgesteinen. Die Natursteinindustrie, H. 1 und 2, 1970.

KNIESS, H.-G.: Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschifffahrtskanälen, 1983.

Zu Abschnitt C 4: Künstliche Steine

DIN 4301: Eisenhüttenschlacke und Metallhüttenschlacke im Bauwesen (Für Steine aus Eisenhütten- und Metallhüttenschlacke sind die Vorschriften für Natursteine sinngemäß anzuwenden).

BERTSCH, W. u. SEEHAUS, H.-M.: Einsatz von Schlackensteinen im Wasserbau – Bewertung der Ergebnisse von Ring-, Trog- und Perkolationsversuchen. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung 46 H. 1, 2002.

GEBAUER, S.; GRUNDER, H.-T.; M KHORASANI, R.; LÜHR, H.-P. u. RIETH, U.: Eisensilikatgestein und Natursteine im Wasserbau. Binnenschifffahrt 56 H. 3., 2001.

Ergänzende Literatur

KÜSTENAUSSCHUSS NORD- UND OSTSEE, Technisch-wissenschaftlicher Beirat: Deichsicherung durch Verhüttungsrückstände. Die Küste, H. 18, 1969.

Zu Abschnitt C 5: Beton

Bauteilkatalog – Planungshilfe für dauerhafte Betonbauteile nach der neuen Normengeneration. 2. überarbeitete Auflage. Verlag Bau + Technik GmbH, Düsseldorf, 2002.

BAW: Merkblatt „Anwendung von hydraulisch und bituminös gebundenen Ausgussstoffen zum Teil- und Vollverguss von Steinschüttungen an Wasserstraßen“ (MAV). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1990.

DIN EN 197 Zement: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement, Konformitätsbewertung.

DIN 1164 Zement mit besonderen Eigenschaften.

DIN EN 196 Prüfverfahren für Zement.

DIN 4226 Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel.

DIN EN 932 Prüfverfahren für allgemeine Eigenschaften von Gesteinskörnungen.

DIN EN 933 Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen.

DIN EN 1097 Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen.

DIN EN 1367 Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen.

DIN EN 450 Flugasche für Beton.

DIN EN 12878 Pigmente zum Einfärben von zement- und /oder kalkgebundenen Baustoffen – Anforderungen und Prüfung.

DIN 51043 Trass – Anforderungen, Prüfung.

DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion.

DIN EN 206-1 Beton, Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.

DIN 1045-2 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1.

DIN 1045-3 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 3: Bauausführung.

DIN 1045-4 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und Überwachung von Fertigteilen.

DIN 1048 Prüfverfahren für Beton.

DIN EN 12350: Prüfung von Frischbeton.

DIN 4030: Beurteilung betonangreifender Wasser, Böden und Gase.

DIN EN 12390: Prüfung von Festbeton.

DAfStb: Richtlinie für Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel.

DAfStb: Richtlinie Beton mit rezykliertem Zuschlag.

DAfStb: Alkali-Richtlinie – Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton.

DAfStb: Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (Verzögerter Beton).
DAfStb: Richtlinie Verwendung von Flugasche nach DIN EN 450 im Betonbau.
DBV: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein, Merkblatt Betondeckung und Bewehrung.
EAU: Empfehlungen des Ausschusses „Ufereinfassungen". Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin-München, 1990.
EVU: Empfehlungen für die Verklammerung von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen. Herausgeber Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln, 1990.
Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz. Schriftenreihe der Zementindustrie, FIZ, H. 38, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1971.
Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Forschungsinstitut der Zementindustrie (FIZ). Beton-Verlag, Düsseldorf, 1978.
Lehmann, K.: Einsatzmöglichkeiten von Hochofenzementen im Wasserbau. Beton-Informationen 38, H. 1., 1998.
Möbius, W. u. Martini, J.: Festlegung von Deckwerkssteinen durch Verblockung. Binnenschifffahrt 51, H. 9., 1996.
Monnet, W.; Dartsch, B. u. Wehefritz, K. W.: Colcrete-Beton im Wasserbau. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1980.

Ergänzende Literatur

Aster, D.; Jürgens, H.-H. u. Weitzel, H.: Buhnenbauten auf Borkum. Hansa 126, H. 21, 1989.
Bayer, E.: Seebauwerke aus Beton. Beton 27, H. 1, 1977.
Bayer, E.: Buhnen aus Betonfertigteilen für den Küstenschutz – Bauweisen und Entwicklungen. Betonwerk + Fertigteiltechnik 51, H. 9 und 10, 1985.
Bayer, E.: Einsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 65, 1989.
Brösskamp, K.-H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Herausgeber Vereinigung der Nassbaggerunternehmungen e.V., Hamburg, 1976.
Brux, G.: Das Colcrete-Verfahren und seine Anwendungsgebiete. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1961.
Erchinger, H. F.: Küstenschutz durch Vorlandgewinnung – neue Baustoffe und Bauverfahren. Wasser und Boden 19, H. 10, 1967.
Erchinger, H. F.: Ausbau des Wittmunder Außentiefs mit Leitdamm aus vorgefertigten Betonteilen. Hansa 126, H. 7, 1989.
Franco, L.: Nuove applicazioni del calcestruzzo nelle strutture di difesa delle coste (Neue Anwendung von Beton bei Küstenschutzwerken). L'industria Italiana del Comento, H. 1.
Hallauer, O.: Technische Eigenschaften von Sand-Zement-Schüttsteinen für den Wasserbau. Beton 27, H. 8, 1977.
Lamprecht, H.-O.: Verwendung von Tetrapoden. Beton 12, H. 3, 1962.
Lamprecht, H.-O.: Böschungsschutz (in: H. Blind, Wasserbauten aus Beton. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Herausgeber H. Kupfer). Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1987.
Locher, F. W.: Untersuchung des Betons von Uferschutzbauten auf Helgoland. Betontechnische Berichte 1968, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1969.
Rechenberg, W.: Verhinderung und Beseitigung von Algen- und anderem Bewuchs auf Beton. Betontechnische Berichte. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1973.
Schröder, H. Th.: Beton als Baustoff im Wasserbau. Wasser und Boden 27, H. 10, 1975.
Schubenz, D.: Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Wasser und Boden 24, H. 12, 1972.
Vinkeloe, J. W.: Wasserundurchlässiger Beton – wasserundurchlässige Bauteile. Montanzement 5, H. 2, 1975.
Walz, D.: Dammbau und Böschungsverkleidung mit Boden-Zement-Verfestigung.Betontechnische Berichte 1973. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1974.

Zu Abschnitt C 6: Asphalt

DIN EN 12507 Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel, Terminologie.
DIN 1995 Anforderungen an die Bindemittel, Teil 3 Bitumenemulsionen, Teil 4 Kaltbitumen.
DIN EN 12591 Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Anforderungen an Straßenbaubitumen.

DIN 1996: Prüfung von Asphalt, Teil 1–20.
DIN EN 58 Probenahme bituminöser Bindemittel.
DIN EN 1425 – DIN EN 1431 Prüfung von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln sowie DIN EN 12592 – DIN EN 12596 und DIN EN 12606 – DIN EN 12607.
EAAW 83/96 Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau, 4. Ausg. 1983, 2. Aufl. 1996. Die 4. Ausg. befindet sich zzt. in einer grundlegenden Neubearbeitung. Sie wird voraussichtlich 2003 oder später vorliegen. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik DGGT, Ak 2.3 und DVWK, AA 6.31 „Asphaltbauweisen im Wasserbau und in der Geotechnik".
TL-PmB: Technische Lieferbedingungen für gebrauchsfertige polymermodifizierte Bindemittel, FGSV.
ZTV: Asphalt-StB 01 Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt, Bundesminister für Verkehr/FGSV.
ZTV T-StB 95: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, Bundesminister für Verkehr/FGSV.
de Groot, P., Gruis, H.J.: Recycling of Bituminous Mixes in Hydraulic Engineering in The Netherlands, 3rd Eurobitume Symposium 1985: Bitumen, Flexible and Durable, Vol. 1, V.15, den Haag, 1985.
Saggau, W.; Stadelmann, R.: Ein Deich wird gebaut – Vordeichung Nordstrander Bucht. Eigenverlag Husum, 1989.

Zu Abschnitt C 7: Geokunststoffe

BAW: Merkblatt zur Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG), Bundesanstalt für Wasserbau (Hrsg.), Eigenverlag, Karlsruhe, 1993.
DIN 16937: Kunststoffdichtungsbahnen aus weichmacherhaltigem Polyvinylchlorid, bitumenverträglich.
DVWK: Merkblatt zur Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. Merkblatt Nr. 221, Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin, 1992.
DVWK: Merkblatt zur Anwendung von Kunststoffdichtungsbahnen im Wasserbau und für den Grundwasserschutz. Merkblatt Nr. 225, Verlag Parey, Hamburg, Berlin, 1992.
EAG-GTD: Empfehlungen EAG-GTD für die Anwendung von geosynthetischen Tondichtungsbahnen (Betonitmatten). Empfehlungen des Arbeitskreises AK 5.1 „Kunststoffe in der Geotechnik" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, in Vorbereitung für 2002.
EBGEO: Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. Empfehlungen des Arbeitskreises AK 5.2 „Berechnung und Dimensionierung von Erdkörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
EN ISO 10318: Geosynthetics – Geotextiles, Geotextile-Related Products, Geomembranes and Geosynthetic Clay Liners, Terms and Their Definitions. Trilingual Version, February 2001.
Saathoff, F.; Zitscher, F.-F.: Geokunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau. Grundbautaschenbuch: Teil 2 Geotechnische Verfahren, 6. Auflage, Seite 673–746, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2001.
Wilmers, W.: Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Merkblatt Nr. 535, 1994.
Zitscher, F.-F. (Hrsg.): Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erdbau und Wasserbau. Empfehlungen des Arbeitskreises 14 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2. Auflage, Schriftenreihe des DVWK. Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin, 1989.

Zu Abschnitt C 8: Holz

DIN EN 338: Bauholz für tragende Zwecke.
DIN 1052: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken (Normenentwurf, 5-2000).
DIN 1052, Teil 1: Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung.
DIN 4026: Rammpfähle, Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung.

DIN 4074, Teil 1: Gütebedingungen für Bauschschnittholz (Nadelholz).
DIN 4074, Teil 2: Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz).
DIN 4076, Teil 1: Benennung und Kurzzeichen auf dem Holzgebiet, Holzarten.
DIN 19657: Sicherung von Gewässern, Deichen und Küstendünen; Richtlinien.
DIN 68364: Kennwerte von Holzarten, Festigkeit, Elastizität, Resistenz.
DIN 68800: Holzschutz im Hochbau.
EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" der HTG, Technische Gütezahlen überseeischer Harthölzer (E 163), 8. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
Verordnung zur Beschränkung des Herstellens, des Inverkehrbringens und der Verwendung von Teerölen zum Holzschutz (Teerölverordnung) vom 21. Mai 1991. Bundesgesetzblatt I, S. 1195, Jg. 1991.
Schönbeck, D. C.: Der Baustoff Holz im Wasserbau. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Verkehrswasserbau, TU Hannover, (unveröffentlicht) 1976.

Ergänzende Literatur

Bavendamm, W.: Welche Tropenhölzer sind gegen Meerwasserschädlinge resistent und können für den marinen Wasserbau empfohlen werden? Holz-Zentralblatt Nr. 12, 1959.
Bavendamm, W. u. Roch, W.: Untersuchungen über die natürliche Resistenz von Tropenhölzern gegen Meerwasserschädlinge. Holz als Roh- und Werkstoff, H. 3, 1970.
Bürgt, C.: Tropisches Hartholz im Wasserbau. Amsterdam, 1960.
Cotton, K. E.: The Use of Timber in the Construction of Sea Defence and River Works. The Dock and Harbour Authority Nr. 430 und 431, 1956.
Hahn, A.: Die Bekämpfung der Bohrmuschel. Die Küste H. 5, 1956.
Koyemann, H. E. u. Bellmann, H.: Die Verwendung von imprägnierten Hölzern im Wasserbau. Schiff und Hafen H. 9, 1954.
Kremer, R.: Bongossi – ein bewährtes Bauholz mit vielen Verwendungsmöglichkeiten. Wasser und Boden 24, H. 8, 1972.
Krug, H. A.: Überseeische Harthölzer im Wasserbau. Schiff und Hafen H. 3, 1959.
Küstenausschuss Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe „Bekämpfung der Bohrmuschel": Zusammenstellung der tropischen Hölzer, die gegen marine Schädlinge (Bohrmuschel, Bohrassel) widerstandsfähig sind, (unveröffentlicht) 1961.
Mombächer, R.: Die Verwendung von Holz im marinen Wasserbau. Holz-Zentralblatt Nr. 9, 1965.
Sandermann, W. u. Lange, W.: Studien über Wasserbauhölzer. Holzforschung H. 5, 1967.
Wendeborn, W.: Untersuchungen an Wasserbauhölzern und ihren Werkstoffen gegenüber Meeresschädlingen. Dissertation Universität Hamburg, 1967.

Zu Abschnitt C 9: Stahl

Ausschuss für Korrosionsfragen der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. Hamburg: Korrosionsschutz von Stahlspundwänden. Deutsche Übersetzung der Mitteilung Nr. 5 des Havnekorrosionsudvalget (ATV), Glostrup/Dänemark, Dezember 1974.
Ausschuss für Korrosionsfragen der HTG: Kathodischer Korrosionsschutz im Wasserbau (KkiW). 2. Auflage. Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg, 1989.
Ausschuss für Korrosionsfragen der HTG: Empfehlungen für den Korrosionsschutz der Innenflächen von Hohlkörpern im Stahlwasserbau. Hansa 127, H. 9/10, 1990.
DASt-Ri 007: Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbau – Lieferung, Verarbeitung, und Anwendung wetterfester Baustähle (Ausgabe November 1979).
DIN 1199: Drahtgeflecht mit viereckigen Maschen.
DIN 1200: Drahtgeflecht mit sechseckigen Maschen.
DIN 1548: Zinküberzüge auf runden Stahldrähten.
DIN 17100: Allgemeine Baustähle.
DIN 18800, Teil 1: Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion.
DIN 18800, Teil 7: Stahlbauten; Herstellen, Eignungsnachweise zum Schweißen.
DIN 18801: Stahlhochbau; Bemessung, Konstruktion, Herstellung. TL: für Stahlspundbohlen. Fassung 1985.
DIN 50929: Korrosion von Metallen.
EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", 8. Auflage.Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1990. E 20 Zulässige Spannungen bei Spundwandbauwerken

E 23 Sandschliffgefahr bei Spundwänden
E 35 Korrosion bei Stahlspundwänden und Gegenmaßnahmen
E 67 Gütevorschriften für Stähle und Stahlspundbohlen
E 97 Toleranzen der Schlossabmessungen bei Stahlspundbohlen
E 98 Übernahmebedingungen für Stahlspundbohlen und Stahlpfähle auf der Baustelle
E 99 Ausbildung geschweißter Stöße an Stahlspundbohlen und Stahlrammpfählen
E 107 Böschungen in Seehäfen und in Binnenhäfen mit Tide
E 117 Wasserdichtheit von Stahlspundwänden.

Grundbautaschenbuch, Teil 2, 3. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1982.

Spundwand-Handbuch, Berechnung, Hoesch AG Dortmund.

Spundwand-Handbuch, Bauwerke. Hoesch AG Dortmund.

Alberts, D. u. Heeling, W.: Wanddickenmessungen an korrodierten Stahlspundwänden – statistische Datenauswertung. Mitteilungsblatt der BAW, Nr. 75, 1997.

Alberts, D.: Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 60, 1987.

Alberts, D.; Eissfeld, F. u. Schuppener, B.: Beurteilung alter Spundwandbauwerke an den norddeutschen Küsten. Baugrundtagung 1986, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, 1986.

Binder G.: Probleme der Bauwerkserhaltung – eine Wirtschaftlichkeitsberechnung, BAW-Brief 1, Nov. 2001.

Hein, W.; Ladeburg, H.; Mennenöh, S. u. Schröder, H. Th.: Untersuchungen über das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl in Hafenwässern des deutschen Küstengebietes (Nord- und Ostsee). HTG-Jahrbuch 1975.

Ergänzende Literatur

Agatz, A. et al.: Bau der Stromkaje für das Containerkreuz in Bremerhaven. Die Bautechnik 49, H. 3, H. 5, H. 6 bis H. 10, 1972; BT 52, H. 2 und H. 3, 1975; BT 53, H. 5 bis H. 7, 1976.

Alberts, D.: Ultraschallmessungen an stark korrodierten Stahlspundwänden. Hansa 128, H. 3, 1991.

Beyer, H. A.: Großdock 8a – HDW Kiel. Die Tiefbau-Berufsgenossenschaft H. 11, 1976.

Binder, G. u. Graff, M.: Mikrobiell verursachte Korrosion an Stahlbauteilen; Werkstoffe und Korrosion 46, S. 639–648, 1995.

Brackemann, F.: Erfahrungen über Ausbildung und Einsatz von wellenförmigen Spundwänden mit großer Profilhöhe bei Kaimauern in deutschen Seehäfen. Baumaschine und Bautechnik, 18, H. 5, 1971.

Graff, M.; Klages, D. u. Binder, G.: Mikrobiell induzierte Korrosion (MIC) in marinem Milieu, Werkstoffe und Korrosion 51, 247–254, 2000.

Grimme, D.; von Oeteren, K. A.; Pötschke, M. u. Schwenk, W.: Korrosion und Korrosionsschutz metallischer Werkstoffe im Hoch- und Ingenieurbau. 2. Korrosionum,Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf, 1976.

Hein, W.: Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, H. 59, 1986.

Hein, W.; Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser. Hansa 128, H. 3 und 4, 1991.

Illiger, J.: Korrosionsuntersuchungen an Stahlspundwänden des Rhein-Herne-Kanals und des Dortmund-Ems-Kanals. Die Bautechnik 33, H. 6, 1956.

Pensing, K.: Schwere wellenförmige Stahlspundwände im Hafenbau. Das Baugewerbe H. 18, 1973.

Stüdemann, G.: Korrosion an Stahlspundwänden. Sonderheft Korrosionstagung, Schiff und Hafen, 1960.

Stüdemann, G.: Korrosionsschutzmaßnahmen bei Stahlspundwänden im Wasserbau. Die Bautechnik 43, H. 10, 1966.

Uhlendorf, H.-J. u. Martin, H.: 25 Jahre Kathodischer Korrosionsschutz im Hafen Stade – Bützfleth; Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V., Bd. 51, 107–111, 1997.

Ulrich, G.: Korrosionsschutz durch Luftentfeuchtung. Hansa 127, H. 5 und 6, 1990.

Wollin, G.: Messung von Wanddicken an Spundbohlen mit Ultraschall. Schiff und Hafen, 1960.

Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100

Empfehlungen G 2002

Seedeiche und Tidestromdeiche

Inhalt

1. Einführung ... 401

2. Entwurf von Deichtrasse und Deichprofil ... 401
2.1 Funktioneller Entwurf auf der Grundlage der Bemessungswerte ... 401
2.1.1 Grundsätzliches zur Linienführung ... 401
2.1.2 Grundsätzliches zum Deichprofil ... 403
2.2 Konstruktive Gestaltung ... 406
2.2.1 Übersicht über die Deichelemente ... 406
2.2.2 Deichfuß ... 406
2.2.2.1 Vorlanddeich ... 406
2.2.2.2 Schardeich ... 407
2.2.3 Außenberme ... 410
2.2.3.1 Vorlanddeich mit Teekabfuhrweg ... 410
2.2.3.2 Schardeich ... 411
2.2.4 Außenböschung ... 412
2.2.5 Deichkrone ... 412
2.2.6 Binnenböschung ... 414
2.2.7 Binnenbermen und Längswege ... 415
2.2.8 Deichrampen ... 416
2.2.9 Deichscharte , Deichstöpen ... 417
2.2.10 Deichentwässerung ... 417
2.3 Andere Deiche ... 420
2.3.1 Sonstige Deiche ... 420
2.3.2 Sommerdeiche ... 420

3. Geotechnische Untersuchungen ... 421
3.1 Erkundung von Lagerstätten ... 421
3.2 Qualitätsanforderungen ... 422
3.2.1 Material für den Deichkern ... 422
3.2.1.1 Grobkörnige (sandige) Bodenarten ... 422
3.2.1.2 Gemischtkörnige Bodenarten (Sand-Schluff-Gemenge) ... 423
3.2.1.3 Geschiebelehm/-mergel ... 425
3.2.2 Material für die Deichbedeckung ... 427
3.2.2.1 Klei ... 427
3.2.2.2 Geschiebelehm/-mergel ... 432
3.2.2.3 Eiszeitliche Schluffe und Tone ... 435
3.2.3 Verwendung von Baggergut im Deichbau ... 437

4. Bau des Deichkörpers ... 443
4.1 Vorbereiten der tragfähigen Deichbasis ... 444
4.1.1 Räumung von Weichböden ... 444
4.1.2 Bodenaustausch ... 445
4.1.3 Vertikaldränage ... 446
4.1.4 Vorbelastung ... 448
4.1.5 Geokunststoffe ... 449
4.2 Einbau des Kernmaterials ... 451
4.2.1 Nassbaggerverfahren ... 451

4.2.1.1 Gerätewahl ... 451
4.2.1.2 Spülbetrieb ... 455
4.2.1.3 Spülfeld ... 459
4.2.1.4 Profilieren ... 460
4.2.2 Trockenbetrieb ... 461
4.2.2.1 Gewinnen und Transportieren ... 462
4.2.2.2 Einbau, Verdichten, Profilieren ... 463
4.3 Einbau der Deckschicht ... 463
4.3.1 Grundsätzliches zu offenen Deckschichten ... 463
4.3.1.1 Offenes Fußdeckwerk ... 463
4.3.1.2 Filter unter offenen Betonsteinpflasterdecken ... 464
4.3.2 Bindige Deckschichten ... 464
4.3.2.1 Gewinnen und Transportieren ... 464
4.3.2.2 Einbauen, Verdichten, Profilieren ... 465
4.3.3 Aufbereitung und Einbau von Baggergut (s. a. 3.2.3) ... 466
4.3.4 Deichbegrünung ... 472
4.3.4.1 Planung einer Grasnarbe auf Tidestrom- und Seedeichen ... 472
4.3.4.2 Bauausführung ... 478
4.3.4.3 Entwicklungs- und Unterhaltungspflege ... 479
4.3.5 Asphaltdeckschichten ... 480
4.3.5.1 Allgemeines ... 480
4.3.5.2 Einbauen, Profilieren und Verdichten von Asphaltbetondecken ... 481
4.3.5.3 Oberflächenversiegelung von Asphaltbetondeckwerken ... 484
4.3.5.4 Ausführung von Vergussbauweisen ... 484
4.3.5.5 Asphaltmastixverguss zur Unterhaltung von Deckwerken ... 485
4.3.5.6 Eingussdecken ... 486
4.3.5.7 Offene Deckwerke aus Mastixgestein ... 486
4.3.5.8 Matten ... 489
4.3.6 Betondeckschichten ... 492
4.3.6.1 Allgemeines ... 492
4.3.6.2 Fußausbildung von Betonsteindeckwerken ... 493
4.3.6.3 Teilvergossenes Schüttsteindeckwerk als Sicherung der Außenböschung ... 493
4.3.6.4 Hinweise zur Bauausführung des teilvergossenen Schüttsteindeckwerkes ... 495
4.3.6.5 Ausgeführte Beispiele auf Norderney und Hiddensee ... 498
4.3.7 Steindeckschichten in Schwergewichtsbauweise ... 501
4.3.7.1 Allgemeines ... 501
4.3.7.2 Deckwerksaufbau ... 501
4.3.7.3 Fuß- und Kronenaufbau ... 502

5. Bedingungen der Baustelle und der Bodenentnahmestellen ... 503
5.1 Tide- und Wasserverhältnisse ... 503
5.1.1 Bauzeit ... 503
5.1.2 Bauablauf, Baustellenentwässerung ... 504
5.2 Verkehrsbedingungen ... 504
5.2.1 Allgemein ... 504
5.2.2 Baustraßen auf weichem Untergrund ... 505
5.3 Umweltbedingungen ... 507

6. Beispiele ausgeführter Deichbauten ... 509

7. Schriftenverzeichnis zu Empfehlungen G ... 546

1. Einführung

In den Sturmflutschutzsystemen sowohl an der Nordsee als auch an der Ostsee können Deiche verschiedene Funktionen haben. In diesen Empfehlungen geht es im Wesentlichen um den Hauptdeich/Landesschutzdeich, das Hauptbauwerk zum Kehren der Bemessungssturmflut und zum Schutz von zusammenhängend bebauten Gebieten und ihrer Infrastruktur.

Die Deichbaumaßnahmen können entweder eine Erhöhung und Verstärkung des Deiches oder einen – heute sehr selten vorkommenden – Deichneubau zum Ziel haben. Nach den Landesdeich- bzw. Wassergesetzen der einzelnen zuständigen Bundesländer an den Küsten ist die Bezeichnung dieser Deiche unterschiedlich geregelt, und zwar werden sie in Niedersachsen, Hamburg und Bremen als Hauptdeich, in Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern als Landesschutzdeich bezeichnet. Für andere Deiche wie die der 2. Deichlinie, Überlaufdeiche, Sommerdeiche und dgl. ist dieses jeweils besonders vermerkt.

Bei der Erhöhung und Verstärkung von Deichen werden diese i. d. R. an die Entwicklung der Sturmflutwasserstände und deren Belastungen angepasst. Die Empfehlungen A 2002, Abschnitt 2, befassen sich mit der der Bemessung des Deiches zugrunde liegenden Bemessungssturmflut bzw. dem Bemessungshochwasserstand (BHW). Dabei ist zu unterscheiden zwischen den häufiger auftretenden tidebeeinflussten Sturmflutwasserständen an der Nordseeküste, ihren Ästuaren und Tideströmen und den seltener auftretenden Ostseesturmfluten mit ausgedehnten Verweilzeiten.

Vielerorts ist geeigneter Deichboden vor allem für die Deichbedeckung knapp. Der Erkundung der verkehrsgünstig gelegenen Lagerstätten und der Beachtung der ausführlich behandelten Qualitätsanforderungen für Deichböden kommt daher eine besondere Bedeutung zu. Auch aus wirtschaftlichen Gründen empfiehlt es sich, die Boden- und Baugrunderkundung rechtzeitig durchzuführen, um deren Ergebnisse für das behördliche Genehmigungsverfahren sowie für die Ausschreibung zugrunde legen zu können.

Deiche liegen in der Regel im Bereich von naturschutzrechtlich geschützten Gebieten oder gesetzlich geschützten Biotopen. Deichbaumaßnahmen sind grundsätzlich als Eingriffe in Natur und Landschaft zu werten. Daher ist es Aufgabe des Küstenschutzes, bei der Planung und Durchführung von Maßnahmen Eingriffe zu minimieren und – soweit unvermeidlich – möglichst schonend mit Natur und Landschaft umzugehen.

2. Entwurf von Deichtrasse und Deichprofil

2.1 Funktioneller Entwurf auf der Grundlage der Bemessungswerte

2.1.1 Grundsätzliches zur Linienführung

Die Deichlinien an den Küsten liegen weitgehend fest. Vordeichungen zum Zweck der Gewinnung von landwirtschaftlichen Nutzflächen werden nicht mehr durchgeführt. Dennoch kann ein Deichneubau auch auf vorverlagerter Linie erforderlich werden. In diesem Fall sind folgende Kriterien zu beachten: Deichverkürzung, Schaffung einer zweiten Deichlinie, Flutraumverringerung in Watteinzugsgebieten, Umgehung von schlechtem Baugrund, Hochwasserentlastung für das Binnenland, betroffene schutzwürdige Biotope, Minimieren der Zahl der Kreuzungsbauwerke wie Siele, Schleusen o. ä. durch Zusammenlegen.

Die großräumige Aufgabe oder Rückverlegung von Deichen werden gelegentlich aus Naturschutzkreisen gefordert. Sie sind jedoch bei den heutigen gesellschaftlichen Wertvorstellungen nur in Ausnahmefällen möglich, wenn

- der Sicherheitsstandard mindestens erhalten bleibt, einschließlich einer evtl. vorhandenen doppelten Deichsicherheit,
- die Betroffenen einverstanden sind und
- der Küstenschutz von Mehrkosten freigehalten wird (zumal deren Finanzierung im Rahmen der Gemeinschaftsaufgabe „Verbesserung der Agrarstruktur und des Küstenschutzes" nicht möglich ist).

Bei Überlauf- oder sonstigen Deichen, die keine Menschenleben schützen und daher geringere Schutzanforderungen haben, kann eine solche Maßnahme geboten sein, wenn sozioökonomische Gründe, insbesondere das Kosten-Nutzen-Verhältnis, dafür sprechen. Entsprechende Überlegungen und Planungen wurden in Schleswig-Holstein für einige Gebiete vorgenommen, konnten aber bisher nicht umgesetzt werden.

Bei Landesschutzdeichen bestehen keine Planungen in dieser Richtung.

Bei Deichverstärkungen beschränkt sich die Trassenwahl auf Variationen im Rahmen der bestehenden Linienführung. Die örtlichen Verhältnisse sind meist sehr unterschiedlich. Daher können hier nur die zu beachtenden Kriterien beschrieben werden.

Ein neues Deichprofil ist in der Regel breiter als das vorherige. Daher muss zwischen Außen-, Innen- und mittiger Verstärkung entschieden werden. In der Regel sind die Vorland-, Watt- oder Strandbereiche vor den Küsten schutzwürdige Biotope, die oft einen besonderen Schutzstatus genießen wie z. B. die Nationalparke. Daher sollen Deiche grundsätzlich nach innen verstärkt werden, um den Eingriff in Natur und Landschaft möglichst gering zu halten. Oft sind jedoch Abweichungen von diesem Grundsatz erforderlich. Folgende Kriterien spielen dabei eine Rolle:

- Bebauung oder Infrastruktur (z. B. Straßen, Windräder o. ä.) vor oder hinter dem Deich,
- schutzwürdige Biotope vor oder hinter dem Deich,
- Vorbelastung des Baugrundes unter dem Altdeichkern.

Abweichungen von der vorgegebenen Linienführung können sinnvoll sein, wenn durch Ausrundung von Innen- oder Außenecken gestrecktere Linienführungen, Verkürzungen oder Vermeidung von „Treibselecken" erreicht werden können. Örtliche Rückverlegungen kommen im Rahmen von Deichverstärkungen an geeigneten Stellen als Kompensation für Eingriffe in Frage. So sind in Hamburg vier Deichrückverlegungen von insgesamt 37 ha durchgeführt und positiv aufgenommen worden.

An den sandigen Küsten der Ostsee (M-V) wurden die Landesschutzdeiche hinter seegangsdämpfendem Vorland errichtet. Scharliegende, grüne Seedeiche wurden nicht gebaut. Gegenwärtig sind aber durch den ständigen Uferlinienrückgang die Vorlandbreiten stark reduziert. Strand, Düne und Wald sind schmal, und im Falle der Bemessungssturmflut trifft brandender Seegang auf den Deich, der damit überlastet ist. Deichrückverlegung zur Schaffung neuer, ausreichender Vorlandbreiten ist aus vorgenannten Gründen nicht möglich, stattdessen wird 1.) Vorlandverstärkung durch Sandauffüllung (Aufspülung) ausgeführt und dadurch der Deich während des Hauptteils der ausgedehnten Sturmflutdauer entlastet. Regelmäßige Wiederholungsspülungen sind nötig. Wird der Spülaufwand zu groß (kurzes Spülintervall) ist 2.) die Deichverstärkung auf vorhandener Trasse erforderlich, die Änderungen im Aufbau des Deichkörpers und im Deichprofil zur Folge hat. Da landwärts des Deiches ein neuer Streifen in Anspruch genommen wird, sind frühzeitig Vorbehaltsflächen einzurichten. An den Bodden- und Haffküsten Mecklenburg-Vorpommerns werden scharliegende, unterdimensionierte lange und ortsferne Deichstrecken, deren Ausbau und Unter-

haltung zur Kehrung des BHW mit unvertretbarem technischen und finanziellen Aufwand verbunden wäre, durch ortsnahe, erheblich verkürzte Deichneubauten ersetzt. Dabei wird die Deichbelastung durch das entstehende breitere und höher liegende Vorland, das bei Bedarf weiter extensiv landwirtschaftlich genutzt oder der natürlichen Überflutung überlassen werden kann, verringert. Erforderlichenfalls werden die Altdeiche zur weiteren Belastungsminderung erhalten.

2.1.2 Grundsätzliches zum Deichprofil

Zur Erhaltung des Landschaftsbildes im Küstengebiet, zur Beibehaltung einfacher Unterhaltungs- und Pflegearbeiten und aus Kostengründen sollten Deiche möglichst mit begrünter Decke gebaut werden. An der Nordseeküste und ihren Tideströmen werden Deiche heute fast ausschließlich aus einem Sandkern mit Kleidecke hergestellt. An der Ostseeküste bildet eine Mergelabdeckung die obere, weitgehend erosionsfeste und zur Begrünung geeignete Schicht. Der Deichkern wird – soweit verfügbar – aus Sand, ansonsten aus bindigem Boden aufgebaut. Homogene Kleideiche werden heute nicht mehr gebaut. Der Mangel an geeigneten, bindigen Böden sowie wirtschaftliche Gründe haben dazu geführt. Ferner ermöglicht ein Sandkern aus erdstatischen Gründen eine kürzere Bauzeit.

Deiche mit einer vollständigen Asphaltbedeckung sind in Deutschland nur in besonderen Einzelfällen hergestellt worden. Eine Sonderlösung stellt auch der homogene Sanddeich dar, der mit sehr flachen, strandähnlichen Böschungen oder mit einer Umhüllung des Kerns mit Geotextil – auch als Karnickelsperre – bevorzugt auf den Inseln gebaut worden ist.

Der in Regelbauweise erstellte Deich aus einem Sandkern mit Klei- oder Mergeldecke geht als Vorlanddeich mit flacher werdender Neigung in das Vorland über (s. Abschn. 2.2.2.1) oder weist als Schardeich ohne schützendes Deichvorland ein Fußdeckwerk auf (s. Abschn. 2.2.2.2) und wird im Folgenden behandelt.

Deichprofile sollen so gestaltet werden, dass sie nicht nur die erforderliche Wehrfähigkeit gewährleisten, sondern auch eine Reihe von weiteren Bedingungen möglichst weitgehend erfüllen. Dies sind beispielsweise:

- Wirtschaftlichkeit
- geringe Schadensanfälligkeit (auch bei niedrigen Sturmfluten)
- kleinstmöglicher Eingriff
- Instandhaltungsfreundlichkeit
- Langlebigkeit

Um dieses zu erreichen, gibt es eine Reihe von Variationsmöglichkeiten der verschiedenen Deichelemente:

- Neigungen und Höhe
- Materialart und -güte
- Schichtdicke.

Unstetigkeiten in grünen Deichböschungen wie starke Neigungswechsel oder Einbauten (Pfähle, Bauwerke, Wechsel der Böschungsbefestigung usw.) können bei Wellenangriff zusätzliche Turbulenzen im Auflaufschwall hervorrufen. Dies kann, wie Beispiele bei früheren Sturmfluten gezeigt haben, Ursache für Schäden sein. Daher sollten Neigungswechsel ausgerundet und starre Einbauten nach Möglichkeit vermieden werden.

Generell sollten möglichst flache Profile mit natürlichen Baustoffen (grüne Deiche) gewählt werden. In den Ländern sind verschiedene spezifische Standardprofile entstanden, die mit den o. g. Optionen weiter an regionale Besonderheiten angepasst werden können.

Tab. G 1: Deichelemente

		Nordsee			Ostsee			
	Deichelement	Nds	SH	HH	SH	MV Seedeiche	MV Bodden-/Haffdeiche	Bemerkungen
2.2.2.1	Deichfuß Vorlanddeich							
	Neigung	1:10–1:15	1:10–1:15	1:6–1:10	1:15	1:3–1:6	1:3–1:6	MV-Seedeiche:
	äußere Entwässerung	Grüppen 10–15 m Abstand senkrecht z. Deich	Grüppen 10 m Abstand senkrecht z. Deich	Geländeprofil	nv	nv	nv	Vorland mit Düne und Wald
2.2.2.2	Deichfuß Schardeich (Deckwerk)							
	Deckwerks-unterkante	Fußpfahlreihe Holzspundwand Überd. > = 0,5 m	Fußpfahlreihe Überd. > = 0,5 m	horizontale Steinvorlage	Fußpfahlreihe, -spundwand, Findlingsreihe	horizontale Steinvorlage	horizontale Steinvorlage	
	Deckwerks-oberkante MThw +/MW +	2,0 m	1,5 m–1,7 m	1 m	> = 2 m	= Deichkrone (Deckw. auf ges. Böschung)	= Deichkrone (Deckw. auf ges. Böschung)	
	Neigung	1:3	1:3	1:3	1:3–1:4	1:3–1:6	1:3	
2.2.3.1	Außenberme Vorlanddeich (Treibselabfuhrweg)							
	Breite	3 m	3 m	3 m		nv	nv	
	Höhenlage MThw +	> 2,0–2,5 m	1,5–2,0 m	> 1,0 m				SH: Höhe nach Treibselanfall
	Material	Betonstein, Asphalt	Asphalt (Betonstein)	Schlackenkiessand, Schotter				SH: Beton nicht bewährt (schnell vertiefende Spurrillen)
2.2.3.2	Außenberme Schardeich (Wellenüberschlagsicherung)							
	Breite/Neigung	4 m/1:10 (Fahrspur)	5 m / 1:15	3 m / 6 %	5 m / 1:15–1:20	nv	nv	SH: nicht > 1:15 wg Befahrbarkeit
	Bermenbegrenzung	Spurbahnplatte m. H- V-Verbund (Asphaltsporn)/ Fahrspur aus Ortbeton bzw. Ortbetonholmen	Keilfalzplatten (Asphaltsporn)	Betonholm, Spundwand, Winkelstützwand	Keilfalzplatten (Asphaltsporn)			
2.2.4	Außenböschung							
	Neigungen Regel unterer Bereich	6–9 m / 1:6 Asphaltbeton/ Betonsteine	1:10 unterh. maßg. Sttwst	1:3 (Böschungsdeckwerk MThw + 1,0–3,5 m)	> 1:6	1:3–1:6	1:3–1:6	

Fortsetzung Tab. G 1

	Neigungen Regel mittlerer Bereich	1:6 Klei	1:8 1 m um maßg. Stflwst.	1:3 (oben Klei)				
	Neigungen Regel oberer Bereich	1:6 Klei	1:6 oberh. maßg. Stflwst.	1:3				
	Neigungen in Sonderfällen	< = 1:8		1:4	1:8–1:15	1:7–1:12	1:7–1:12	Nds: bei besonders schwerer Belastung
	Deckschicht Dicke	1,3–1,5 m	1,0 m (1,1 m bei Abnahme)	1,5–2 m	1,0 m	0,5–1,2 m	0,5–0,7 m	MV: incl. 0,2 m Kulturboden mit Rasenansaat
	Deckschicht Dicke Inseldeiche	0,8 m	1,0 m (1,1 m bei Abnahme)					
2.2.5	Deichkrone							
	Breite	3 m	2,5 m (3 m)	3 m	2,5/3 m	3,0–3,5 m	2,0–3,0 m	
	Stich	15 cm	10–15 cm	r = 5 m				
	Quergefälle			4 %	4 %	3–6 %	3–6 %	
2.2.6	Binnenböschung							
	Neigungen	1:3	1:3	1:3	1:3	1:2/1:3	1:2/1:3	
	Deckschicht Dicke	> = 1,0 m	0,5 m (0,55 m bei Abnahme)	> 1,3 m	> = 0,5 m	> = 0,5–0,7 m	0,2–0,7 m	MV: incl. 0,2 m Kulturboden mit Rasenansaat
	Deckschicht Dicke Inseldeiche	> = 0,5 m						
2.2.7	Binnenberme, DV-Weg. Deichlängsweg							
	Höhe MThw + / MW +	0,5–1,0 m	1,0 m	abh. v. Bebauung u. Anschlußstraßen	> = 0,75 m	0,5–2,0 m	0,5–2,0 m	
	Bermenbreite	10 m	10 m	> 8,5 m	10 m	nv	nv	
	Straßenbreite	3 m	3 m	> 5,5 m	3 m	3–4 m	3–4 m	
	Abstand Zufahrten	3–4 km	3–4 km	max. 2 km	3–4 km	0,2–0,8 km	0,2–0,4 km	
	Abstand Rampen	3–4 km	1,5–2 km	max. 2 km	3–4 km			
	Neigungen Rampen	1:20/1:30 (Inseln)	1:20	1:10	1:20	1:10		
	Bemerkungen	Neigungen der (Klei)Böschungen und Kleistärken bei Bauabnahme	Neigungen der (Klei)Böschungen und Kleistärken im Endzustand – nach Setzungen/Sackungen/Schrumpfungen	Neigungen der (Klei)Böschungen und Kleistärken bei Bauabnahme	Neigungen der (Klei)Böschungen und Kleistärken im Endzustand – nach Setzungen/Sackungen/Schrumpfungen			

2.2 Konstruktive Gestaltung

2.2.1 Übersicht

Obwohl die Deiche in den verschiedenen Bundesländern jeweils an Nord- und Ostsee und an den tidebeeinflussten Abschnitten der Flüsse vergleichbare Wehrfähigkeiten aufweisen, haben sich die Deichelemente teilweise unterschiedlich entwickelt. Gründe dafür können Unterschiede in Zuständigkeiten, örtlicher Lage, Baustoffvorkommen und -qualität und angreifenden Kräften sein. Es kann auch der Fall eintreten, dass Deichelemente sich gegenseitig beeinflussen und so Unterschiede ausgleichen.

In der Tab. G 1 sind die Deichelemente im Vergleich dargestellt. In den folgenden Abschnitten werden sie beschrieben und die genannten Unterschiede soweit erforderlich und möglich bewertet. Die Tabelle ist entsprechend der nachfolgenden Abschnittsnummern aufgebaut.

Beim Vergleich der Angaben ist zu beachten, dass die Werte für Böschungsneigungen und Deckschichtstärken in Niedersachsen und Hamburg i. d. R. bei der Bauabnahme eingehalten werden, während es in Mecklenburg-Vorpommern und Schleswig-Holstein Sollwerte für den gewählten Sicherheitsstandard sind, die nach Abklingen von Setzungen und Sackungen einzuhalten sind.

2.2.2 Deichfuß

Der Deichfuß ist der untere Bereich der Außenböschung sowie bei technischen Sicherungen der horizontale bzw. flachgeneigte Übergang in das Vorland oder die vertikale Einbindung in die Sohle. Er erfährt aufgrund seiner Lage ständige oder häufige Meeresangriffe. Sie können aus Wasserstand, Strömungen und Wellen bestehen und weniger wegen ihrer Größe als vielmehr wegen ihrer Häufigkeit bedrohlich werden. Unterschieden werden zwei Fälle: Deiche mit Vorland und scharliegende Deiche.

2.2.2.1 Vorlanddeich

Ein möglichst hoch über MThW oder dem Mittelwasserstand gelegenes Vordeichgelände schützt den Deichfuß am besten (Abb. G 1). Es hält die genannten Einflüsse vom Deich entfernt und wirkt auch bei Wasserständen über der Vorlandhöhe wellendämpfend.

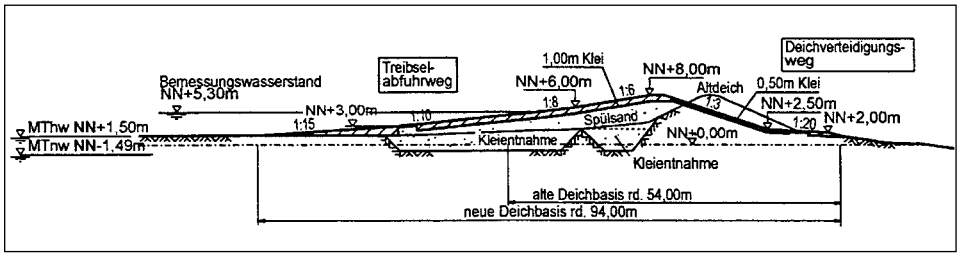


Abb. G 1: Vorlanddeich (Tümlauer Koog)

Wenn bei geknickten Profilen die untere Deichböschung ausreichend flach (1:10 –1:15) in das Vorland einbindet, sind weitere Fußsicherungsmaßnahmen nicht erforderlich. Wenn aus Gründen der Flächenersparnis eine flache untere Deichböschung nicht möglich ist, können ein leichtes Deckwerk zwischen Vorland und Deich angeordnet (s. Abb. G 1a) oder der un-

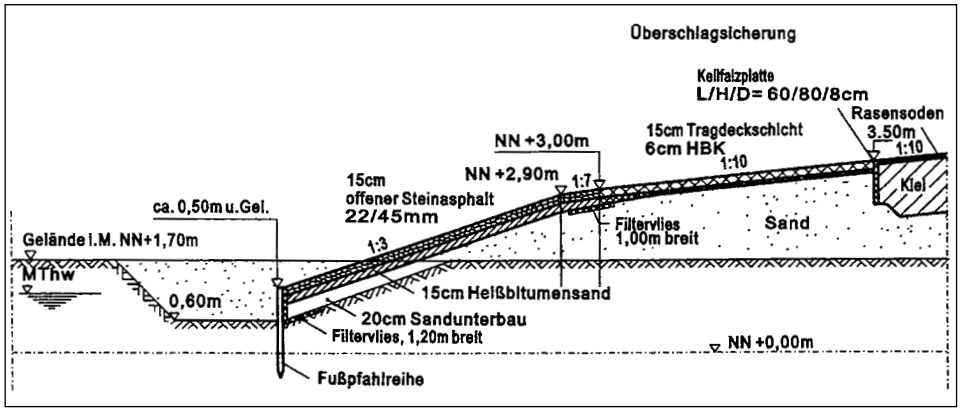


Abb. G 1a: Vorlanddeckwerk Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog

tere Teil der Außenböschung befestigt werden. Steilere Neigungen ergeben sich aus besonderen Situationen:

– Im Bereich der Stadt Hamburg ist mit geringerer Wellenbelastung zu rechnen.
– An der Ostsee von M-V sollen seewärts vorgelagerte Düne und Waldfläche Wellen und Strömungen vom Deich fernhalten. Die Düne muss dazu eine ausreichende Sandmächtigkeit besitzen. Der Waldstreifen wirkt weniger durch die Dämpfungswirkung des Gehölzes als vielmehr durch die Höhenlage der Aufstandsfläche, weshalb ihr Niveau möglichst nicht tiefer als 0,75 m unter dem Bemessungshochwasserstand liegen sollte (Abb. G 2).

2.2.2.2 Schardeich

Bei scharliegenden Deichen ist die Anordnung von Fußdeckwerken erforderlich. Grundlegende Ausführungen hierzu enthalten die Empfehlungen E der EAK 1993, so dass hier nur ergänzende Besonderheiten bei Deichdeckwerken beschrieben werden. Da Deckwerke verhältnismäßig starre Baukörper sind, ist eine sorgfältige Konstruktion der Abgrenzungen zum Watt oder Seegrund und zu der oberhalb anschließenden Deichböschung er-

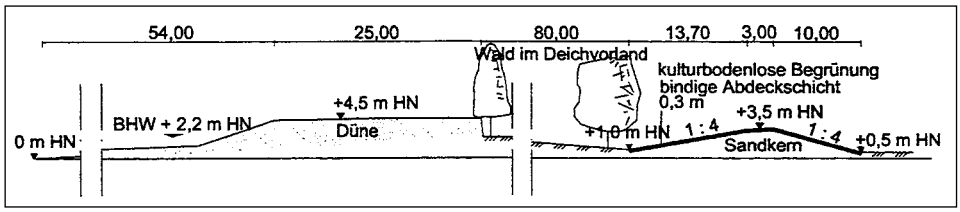


Abb. G 2: Seedeich Ückeritz (Schmollenseeniederung), Mecklenburg-Vorpommern

forderlich. Um den Deckwerksfuß nicht durch Unterspülung zu gefährden, muss er in Abhängigkeit von zu erwartenden Höhenverlusten des Vordeichgeländes (Erosion, Kolke) durch eine Fußvorlage oder durch entsprechend tiefes Einbinden unter die Geländeoberfläche angeschlossen werden (s. Kap. E 2.5). Der Fußpunkt wird in der Regel durch eine Fußpfahlreihe, Fußspundwand oder horizontale Steinvorlage (s. 4.3.7) gesichert. Die Neigung von neuen Fußdeckwerken sollte erfahrungsgemäß nicht steiler als 1 : 3 sein.

Die Oberkante von Deichfußdeckwerken sollte bei normalen Deichprofilen so hoch gelegt werden, dass auch bei leichten, aber relativ häufigen Sturmfluten die nach oben anschließenden grünen Böschungsbereiche nicht gefährdet werden (s. auch E 2.4.4). Als Erfahrungswert hat sich ein Maß von etwa 1,50 m bis 2,0 m über MThw bzw. an der Ostsee von 2,0 m über Mittelwasser als geeignet erwiesen (Beispiele Abb. G 3, G 4 und G 5).

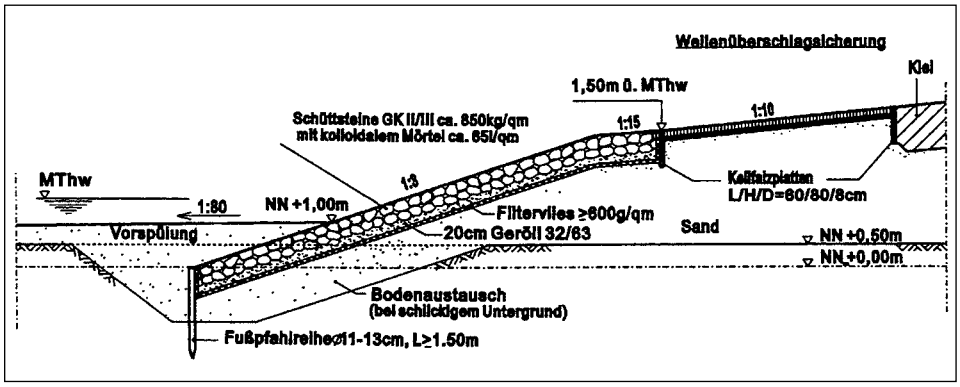


Abb. G 3: Deichfußdeckwerk Westküste Schleswig-Holstein

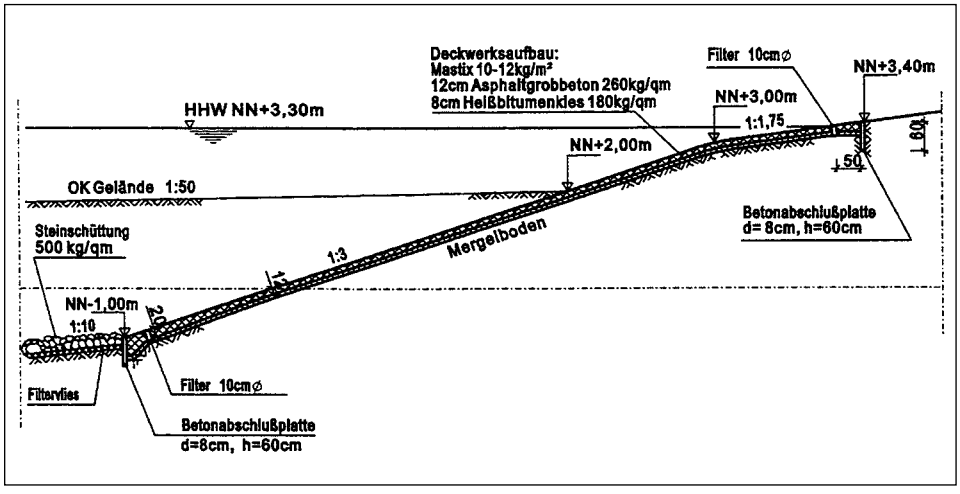


Abb. G 4: Deichfußdeckwerk Grömitz

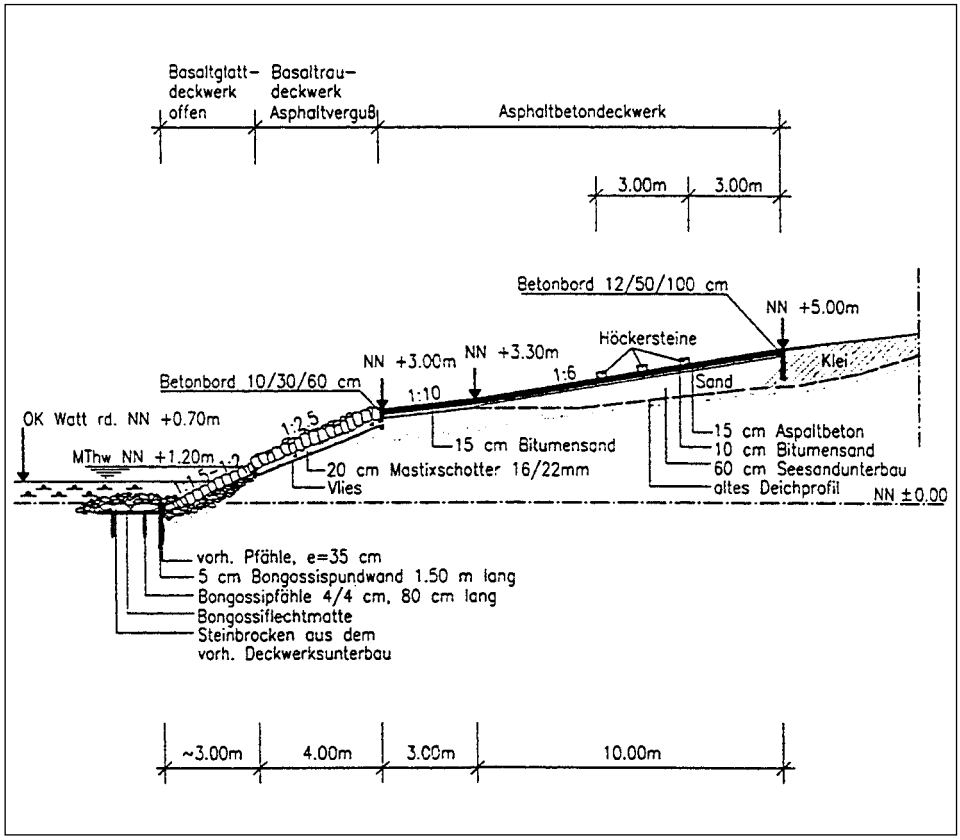


Abb. G 5: Verstärkung und Sanierung des Fußdeckwerkes eines Schardeiches in Norden

Das um 1900 geschaffene Basaltdeckwerk mit Unterbau aus Schotter und Backsteinbruch wurde unterhalb MThw in alter Neigung als offenes Deckwerk erhalten und durch Verstärkung der Fußvorlage gesichert. Zwischen MThw und NN + 3,0 m wurde das Deckwerk auf 20 cm Mastixschotter als Raudeckwerk verlegt und mit Asphalt vergossen. Ein Tiefbord 0,60 m H+V-Verbund bildet den oberen Abschluss. Daran schließt eine Überschlagsicherung, zunächst als Fahrspur 1:10 und dann mit Übergang zur Neigung der Außenböschung von 1:6 bis NN + 5,0 m als Asphaltbetondecke an und schließt oben mit entsprechendem Tiefbord ab. Auf Neubaustrecken erhält das Fußdeckwerk unterhalb von NN + 3,0 m eine Neigung von 1:3.

In Sonderfällen sollte eine andere Höhe der Deckwerksoberkante gewählt werden:

– Wenn die Böschungsneigungen des Deiches steiler gestaltet werden müssen, z. B. wegen geringer vorhandener Baubreite oder bei örtlich besonderen Sicherheitsanforderungen, sollte das Deckwerk bis über die Höhe des maßgebenden Sturmflutwasserstandes gezogen werden.
– Bei starker Belastung, Scharlage, steiler Böschung oder bei Fehlen geeigneten Deckschichtmaterials kann die gesamte Außenböschung durch ein Deckwerk gesichert werden, welches an die Fußkonstruktion anschließt. Bei den Ostseedeichen Mecklenburg-Vorpommerns sollen Deckwerke daher bis zur Deichkrone reichen (Abb. G 6).

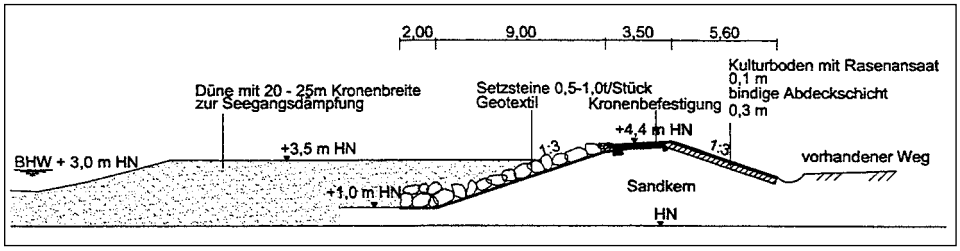


Abb. G 6: Seedeich Boltenhagen-Tarnewitz mit leichtem Setzdeckwerk (Mecklenburg-Vorpommern)

Wo bei sandigem Vordeichgelände die Gefahr besteht, dass die an das Deckwerk anschließende Grasböschung durch Sandflug ständig beschädigt wird, kann es sinnvoll sein, diese Bereiche durch ein relativ leichtes Betonstein- oder Asphaltdeckwerk (z. B. Mastixschotter) hiergegen zu sichern (Beispiel Abb. G 7).

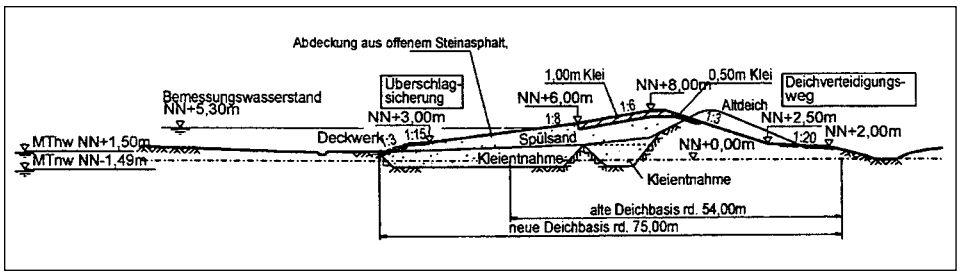


Abb. G 7: Schardeich (Tümlauer Koog)

2.2.3 Außenberme

Eine Berme ist eine horizontale oder flach geneigte Fläche innerhalb einer Böschung, die die Gesamtneigung verringert. Bermen haben im Vergleich zu den bei gleichen Böschungsanfangs- und -endpunkten entsprechend flachen, durchgehenden Böschungen keine Vorteile bezüglich des Wellenauflaufs. Aus konstruktiver Sicht sind die mit Bermen verbundenen Böschungsbrechpunkte eher nachteilig. Daher sollten Bermen nur angelegt werden, wenn sie als Wegetrasse erforderlich sind. Dies trifft aber hauptsächlich für die langen Böschungen der Nordseedeiche zu. Bei den üblichen Böschungslängen an der Ostsee kommen Bermen kaum vor. Im Falle des Bermeneinbaus sollte diese eine deutliche Querneigung von etwa 1:10–1:15 in Böschungsrichtung des Deiches haben, um die Entwässerung der Deichoberfläche nicht zu beeinträchtigen.

2.2.3.1 Vorlanddeich

Bei Vorlanddeichen werden in Schleswig-Holstein und Hamburg (in Niedersachsen nur bei Bedarf) Treibselabfuhrwege oder Deichwirtschaftswege in Form von Bermen angeord-

net. Sie ermöglichen ein witterungsunabhängiges Befahren mit gängigen Fahrzeugen und Geräten für Zwecke der Deich- und Vorlandbewirtschaftung. Sie werden in Höhen von MThw + 1,0 m bis 2,0 m gebaut. Die Höhenlage wird im Einzelnen entsprechend dem Treibselanfall festgelegt. Die Breite beträgt 3,00 m. Wenn sehr breite Fahrzeuge eingesetzt werden, kann eine größere Breite sinnvoll sein (Beispiel Abb. G 1).

2.2.3.2 Schardeich

An die Deckwerksoberkante bei Schardeichen schließt sich eine 3 bis 5 m breite Berme an, die neben der Funktion als Weg auch als Wellenüberschlagssicherung (Abb. G 8) wirkt. Diese vermindert den Auflauf-Schwall der am Deckwerk brandenden und über die Bermenfläche laufenden Welle, und sie verstetigt den Schwallstrom so, dass an der anschließenden Grasböschung kaum Schäden entstehen. Ihre Neigung sollte der der oberhalb anschließenden Böschung entsprechen, um an der Nahtstelle verschiedener Baumaterialien und Oberflächenstrukturen nicht auch noch verschiedene Neigungen zu haben.

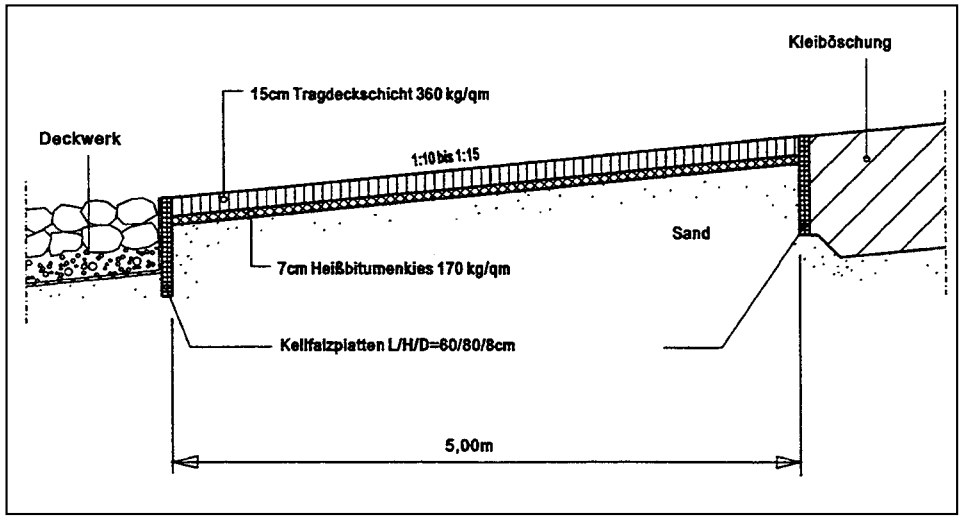


Abb. G 8: Wellenüberschlagsicherung

Notwendige Neigungswechsel sollten im höheren Bereich innerhalb der Klei- bzw. Mergelböschung bzw. bei breiterer Überschlagsicherung innerhalb dieser vorgenommen werden. Besondere Sorgfalt sollte auch auf die Sicherung gegen Unterspülung mit Hilfe von Keilfalzplatten, Spurbahnplatten mit HV-Verbund oder Asphaltspornen gelegt werden (s. hierzu E 3.1.2.3 und 3.1.2.4). Die Herstellung des Belages erfolgt üblicherweise aus Asphaltbeton. Eine bewährte Konstruktion ist auf Abb. G 8 dargestellt. Die Wellenüberschlagssicherung dient gleichzeitig als Betriebsweg für Küstenschutzarbeiten einschließlich eventueller Vorlandarbeiten. Der Unterbau muss daher die zu erwartenden Fahrzeugbelastungen aufnehmen können (Abb. G 3).

2.2.4 Außenböschung

Die Außenböschung oberhalb der Bermen wird bei Sturmfluten belastet. Sie ist daher so auszubilden, dass sie den entsprechenden Belastungen durch Wellen und Strömungen widersteht. Für ihre Größe ist die örtliche Lage und Ausrichtung von Bedeutung. Die Geometrie der Böschung und das gewählte Baumaterial nach Art und Einbaustärke beeinflussen sich gegenseitig in ihrer Wirkung: Bei steileren Böschungen sind erosionsfeste Baustoffe erforderlich. Umgekehrt werden je nach Erodierbarkeit der Baustoffe flachere Böschungen nötig. Daher sind auch bei gleicher Belastungssituation unterschiedliche Kombinationen von Geometrie und Material möglich. Dementsprechend haben sich in den Ländern unterschiedliche Standardbauweisen entwickelt.

Die Neigungen reichen von 1:3 bis 1:10. Problematisch kann der Übergangsbereich von der Berme zur Böschung sein. Wenn die anschließende Deichböschung ausreichend flach ist (Schleswig-Holstein: 1:10), hat sich eine Begrünung als Befestigung bewährt. Bei steileren Böschungen (Niedersachsen: 1:6, Hamburg: 1:3) wird auch der untere Böschungsteil auf 6 bis 9 m Breite als Wellenüberschlagssicherung befestigt.

Als Material werden massive Baustoffe wie Asphalt oder natürliche Erdstoffe wie Klei- bzw. Mergelböden eingesetzt. Ihre Dicke ist stark unterschiedlich. Die Untergrenze von 0,3 m bindige Abdeckschicht kommt in Mecklenburg-Vorpommern zum Einsatz. Dabei ist die Voraussetzung, dass das Vorland vor Seedeichen die Bemessungswellenhöhe auf Werte unter 0,5 m reduziert oder bei Bodden- und Haffdeichen die Bemessungswellenhöhe von 0,5 m nicht überschritten wird.

Hier befindet sich auf der bindigen Abdeckung eine 0,2 m starke Kulturbodenschicht mit ausgewähltem Rasen, die Teile der Böschungssicherung sind (Abb. G 9).

Bei Wellen größer als 0,5 m nimmt je nach Böschungsneigung die Stärke der bindigen Abdeckung zu, wobei aufgrund praktischer Erfahrungen Kulturboden und Rasenansaat unverändert bleiben. Bei steilen Neigungen und größeren Wellen kommen Deckwerke zum Einsatz (Abb. G 10).

2.2.5 Deichkrone

Die Belastung einer Deichkrone durch Meeresangriffe ist geringer als die der Deichböschungen. Sie findet nur bei extremen Sturmfluten mit Wellenüberlauf statt. Häufiger dagegen wird die Deichkrone durch Verkehr von Fußgängern, Radfahrern und teilweise Fahr-

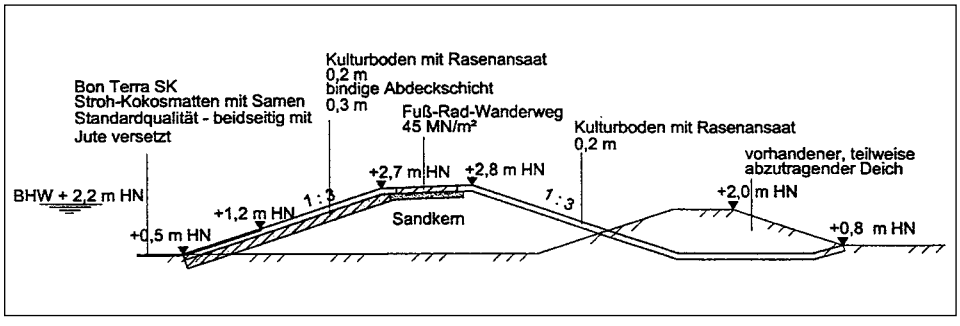


Abb. G 9: Boddendeich Middelhagen, Rügen (Mecklenburg-Vorpommern)

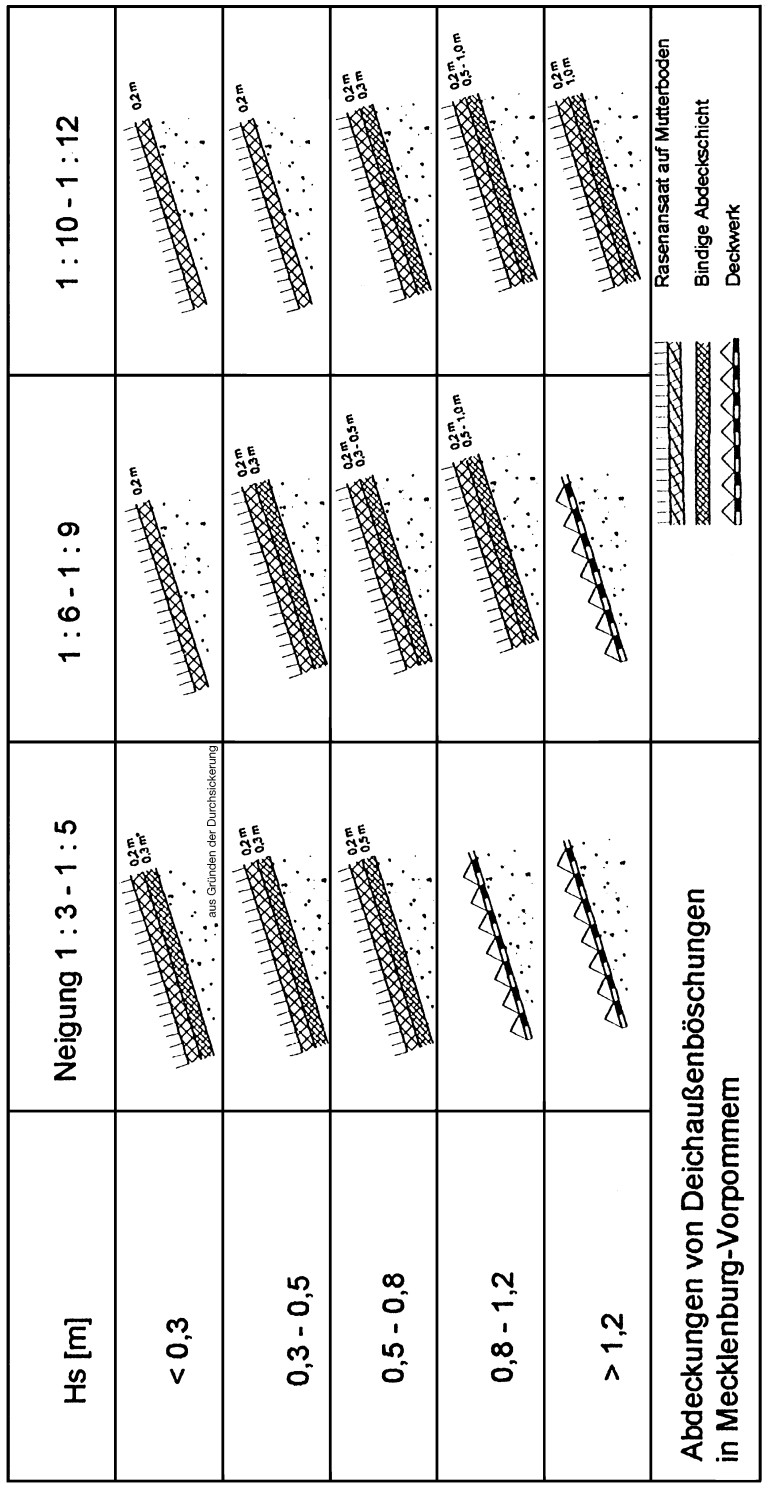


Abb. G 10: Abdeckung von Deichaußenböschungen in Mecklenburg-Vorpommern

zeugen belastet, die bei entsprechendem Ausmaß eine Beschädigung der Grasnarbe hervorrufen können. Dieser Effekt kann insbesondere in touristisch stark genutzten Gebieten eine Gefährdung der Deichsicherheit darstellen. Daher sollte aus Sicherheitsgründen die Klei-/Mergelabdeckung in der auf der Außenböschung vorhandenen Stärke über die Krone hinweggehen und erst dann in die in der Regel dünnere Deckschicht der Innenböschung übergehen (Beispiel Abb. G 11).

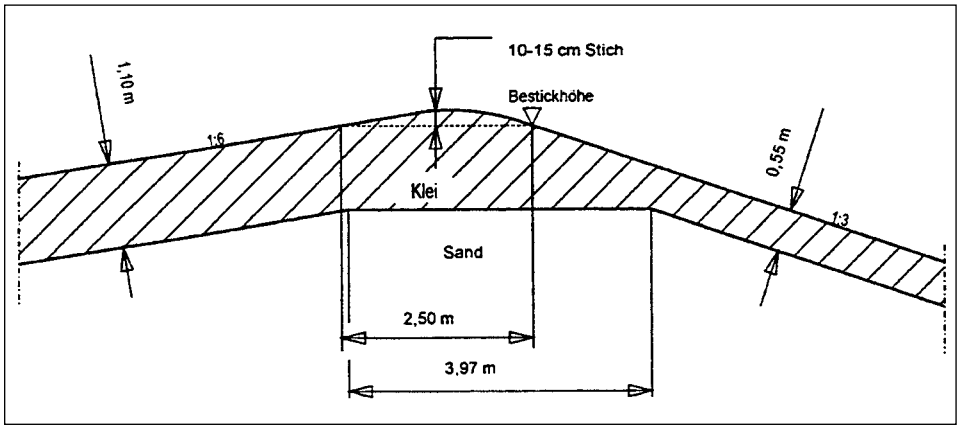


Abb. G 11: Deichkrone

Zusätzlich sollte die Krone aufgerundet oder geneigt (4 % in Richtung See) werden. Dies gewährleistet ein besseres Abfließen von Niederschlägen. Die Kronenbreite sollte etwa 2,5 bis 3 m betragen (im Ausnahmefällen bis 3,5 m), damit im Katastrophenfall eine ausreichende Sicherheit bei an der Innenböschung beginnender Deichzerstörung besteht. Außerdem kann auf einer solchen Krone auch im unbefestigten Zustand gelegentlich mit Fahrzeugen (Unterhaltung, Kontrolle) gefahren werden.

Wo die Krone durch intensiven Fremdenverkehr dennoch gefährdet ist, sollte sie befestigt werden. Diese Befestigung kann als Asphalt- oder Betonsteinpflasterweg ausgeführt werden, wobei auch auf ausreichende Sicherung des Unterbaus gegen Schwallstrom zu achten ist. Ein Beispiel hierfür ist auf Abb. G 12 dargestellt (Grömitz).

Dabei ist zu prüfen, ob die neben der Wegbefestigung liegende, grüne Deichkronenkante eine technische Sicherung (Waben-, Gitterplatten) der Oberfläche oder eine Zugsicherung (z. B. Geogitter) zur Vermeidung von Fugenbildung im Anschlussbereich erhalten muss.

2.2.6 Binnenböschung

Binnenböschungen müssen so ausgebildet werden, dass der Deich erdstatisch standsicher ist und ein entsprechend der jeweiligen Bemessung zugelassener Wellenüberlauf keine Schäden durch Erosion oder Durchfeuchtung bewirken kann. Außerdem sollte bei der Wahl der Neigung beachtet werden, dass die Böschung im Rahmen der Unterhaltung mit Mähgeräten befahrbar sein muss.

Für diese Anforderungen hat sich eine Böschungsneigung von 1:3 bewährt. Die Dicke

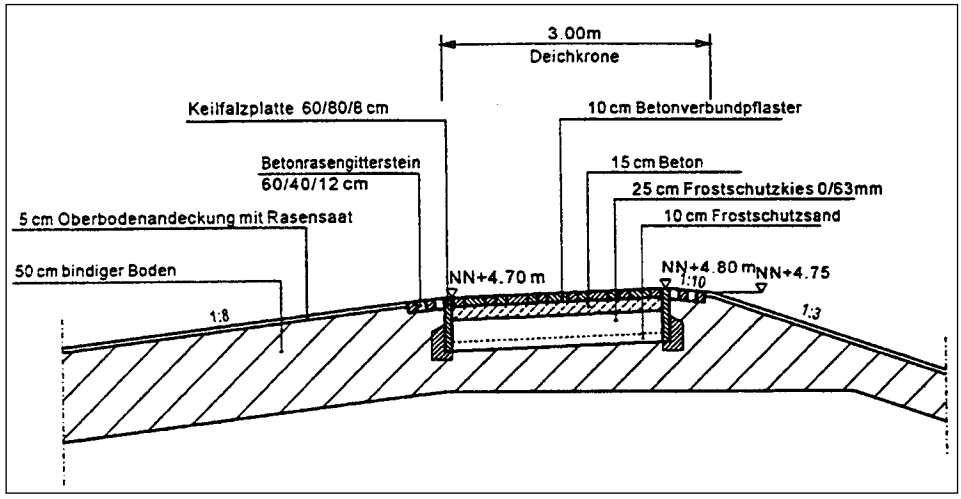


Abb. G 12: Befestigte Deichkrone Grömitz

der Deckschicht ist in den Ländern unterschiedlich, sie schwankt zwischen 0,5 und 1,3 m. Bemessungskriterien oder Erfahrungswerte für die Wahl der Deckschichtdicke bestehen nicht. Das Problem wird aber zzt. in wissenschaftlichen Forschungsprojekten untersucht.

Wenn bei mineralischen Deckschichten im Ausnahmefall höhere Überlaufmengen zugelassen oder steilere Neigungen gewählt werden müssen, sollte die Binnenböschung eine massive Befestigung, z. B. in Form einer Pflasterung, erhalten.

2.2.7 Binnenbermen und Längswege

Die Deichbinnenberme ist eine Stütze für den inneren Deichfuß und verlängert den Sickerweg bei Hochwasserständen. Hauptsächlich dient sie als Trasse für den Deichverteidigungsweg. Dieser ist neben der Deichbewirtschaftung im Wesentlichen wegen der Erreichbarkeit des Deiches mit Fahrzeugen bei Sturmfluteinsätzen unentbehrlich. Die Berme sollte mindestens 0,5 m, besser 1,0 m über MThw liegen, um auch im Katastrophenfall bei geflutetem Binnenland nach Normalisierung des Wasserstandes fahren zu können. Ihre Breite sollte 10 m betragen, um ausreichend Bewegungsraum und deichparallele Lagermöglichkeiten für Material zu haben. Der Deichverteidigungsweg sollte eine Breite von 3–4 m und einen für die zu erwartenden schweren Fahrzeuge ausreichenden Unterbau aufweisen. Eine bewährte Konstruktion ist auf Abb. G 13 dargestellt.

Bei der Gesamtkonzeption des Wegenetzes zur Deichverteidigung einschließlich der Zuwegungen sollte darauf geachtet werden, dass grundsätzlich ein Ringverkehr möglich sein muss, um Wendemanöver und Begegnungsverkehr am Deich weitgehend zu vermeiden. Im Interesse einer solchen Verkehrsführung sollten die Deichzuwegungen nach Möglichkeit nicht mehr als 3 bis 4 km voneinander entfernt sein. Zusätzlich sind im Abstand von mind. 500 m Ausweichen vorzusehen. Soweit Deichverteidigungswege dem öffentlichen Verkehr gewidmet werden, müssen sie eine den Verkehrserfordernissen entsprechende Breite erhalten und in die Unterhaltungs- und Verkehrssicherungspflicht des Wegebaulastträgers übergeben werden.

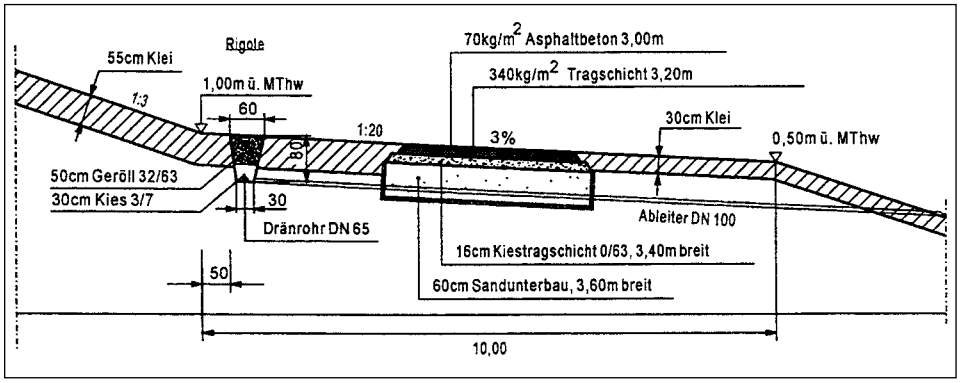


Abb. G 13: Deichverteidigungsweg

An den Ostseedeichen Mecklenburg-Vorpommerns befinden sich beidseitig 5 m breite Deichschutzstreifen. Der landseitige Streifen soll für Verteidigungszwecke durchgängig und mit erforderlicher Technik im Sturmfluteinsatz befahrbar sein. Ist dies von der Geländesituation her nicht gegeben, ist ein befestigter Deichverteidigungsweg von 3 m Breite anzulegen. Ausweichen sind nach Erfordernis anzuordnen.

2.2.8 Deichrampen

Deichrampen dienen dazu, Verkehrswege (von Fußwegen bis Straßen) zur Deichkreuzung ohne Höhenunterbrechung der Deichkrone über den Deich hinwegzuführen. Dazu sind die vorhandenen Neigungen der Deichböschungen mit den wesentlich flacheren Längsneigungen von Verkehrswegen in einem Bauwerk zu kombinieren. In der Regel verläuft eine Rampe im spitzen Winkel zur Deichkrone. Die Deichböschungen im Rampenbereich dürfen nicht aufgesteilt werden. Hierdurch verbreitert sich die Deichbasis um die Breite der Rampe. Die Länge der Rampe hängt von ihrer Längsneigung ab. Diese wird bestimmt durch die Verkehrsart unter Berücksichtigung der Verkehrssicherheit (z. B. Sichtverhältnisse, Glatteis). Für Deichwirtschaftswege, die ganzjährig von Fahrzeugen im nichtöffentlichen Verkehr befahren werden, sind Neigungen von 1:10 bis 1:20 zu empfehlen. Fußwegrampen können steilere Neigungen haben, wobei auf Befahrbarkeit mit Rollstühlen zu achten ist. Klassifizierte Straßen müssen flachere Neigungen nach den entsprechenden Straßenbaurichtlinien aufweisen (Abb. G 14).

Außer der Längsneigung ist die Querneigung von Bedeutung für die Wasserabführung. Die Querneigung sollte auf Außenböschungen etwa 3 % in Richtung der Deichneigung betragen. Auf Innenböschungen werden vielfach Querneigungen entgegen der Deichneigung mit deichseitigem Hochbord angeordnet, um die Abrutschgefahr für Fahrzeuge bei Glätte zu verringern (Abb. G 15).

In Sonderfällen verläuft eine Rampe senkrecht zur Deichachse. Dies ist dann erforderlich, wenn eine Straße senkrecht zum Deich verläuft und die engen Radien an den Enden einer spitzwinkligen Rampe verkehrstechnisch nicht vertretbar sind. Eine solche Rampe ist wesentlich aufwendiger, da hierfür im Unterschied zur spitzwinkligen Rampe ein eigener Erdkörper mit beidseitigen Böschungen errichtet werden muss.

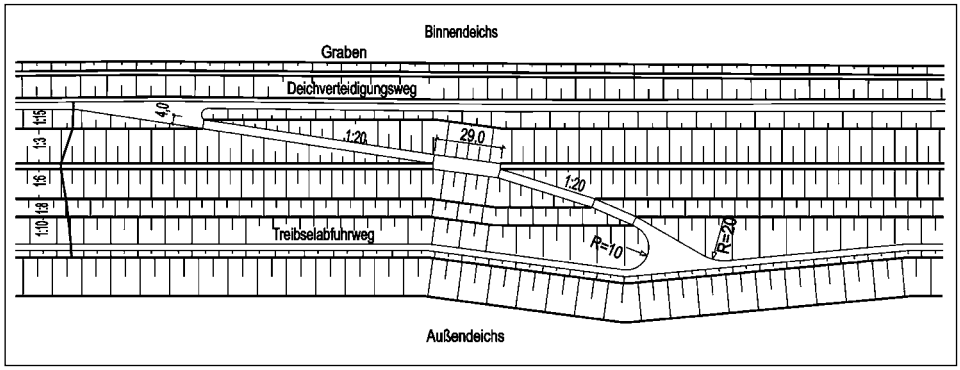


Abb. G 14: Deichrampe

2.2.9 Deichscharte, Deichstöpen

Verkehrswege, die Deiche kreuzen, sollten in erster Linie über Rampen oder Treppen geführt werden. Ist eine Höhenunterbrechung der Deichkrone unvermeidbar, werden Deichscharte oder Deichstöpen (in Hamburg auch Deichtor genannt) errichtet. Dabei sollte eine möglichst hohe Lage der Schartensohle über dem maßgeblichen Sturmflutwasserstand/Bemessungshochwasser (BHW) angestrebt werden. Besteht die Möglichkeit nicht, so liegt die Sohle unterhalb des BHW, ungünstigenfalls auf der Höhe der Deichsohle. Die Anzahl der Tore ist möglichst gering zu halten (Abb G 16, G 17).

Die Sturmflutsicherheit von Deichscharten ist die entscheidende funktionelle und konstruktive Frage. Das Schließen der Öffnung im Sturmflutfall muss zur gleichen Sicherheit führen, wie sie die gesamte Deichstrecke besitzt. Allgemein gilt der Grundsatz, dass zwei unabhängige, voll funktionsfähige Torverschlüsse der Deichsicherheit entsprechen und daher anzuordnen sind. Konstruktiv sind unterschiedliche Torausbildungen (ortsfest oder mobil) im Einsatz, wobei die mobile Dammbalkenwand häufig als eines der beiden Elemente in die Lösung einbezogen wird. Belastungsverhältnisse (Seegang, Eis) und Zugänglichkeit im Katastrophenfall bestimmen gleichfalls die Wahl. In M-V werden bei einer Deichschartensohle gleich oder höher als BHW und geringer Seegangsbelastung einfache Torverschlüsse (Dammbalkenwand) der Deichsicherheit gleichgesetzt, und es wird auf die Doppelung verzichtet.

Soweit unter Berücksichtigung der Höhenlage der Deichschartensohle eine Um- oder Unterläufigkeit zu besorgen ist, sollte der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch geführt werden. In kritischen Fällen müssen entsprechende Schürzen angeordnet werden.

2.2.10 Deichentwässerung

Ein Deichkörper wird neben dem Wellenangriff durch Niederschläge und durch das mit dem Außenwasserstand korrespondierende Grundwasser belastet. Das Niederschlagswasser wird durch die Neigungen der Böschungen und Bermen an den äußeren und inneren Fuß geleitet. Besondere Flächenbefestigungen sind nicht erforderlich, da die Deichflächen gegen die stärkeren Schwallströmungen und den Wellenüberlauf erosionsfest sind. Auf der Außenseite wird das Wasser in das Watt oder in das Entwässerungssystem des Vordeichgeländes abge-

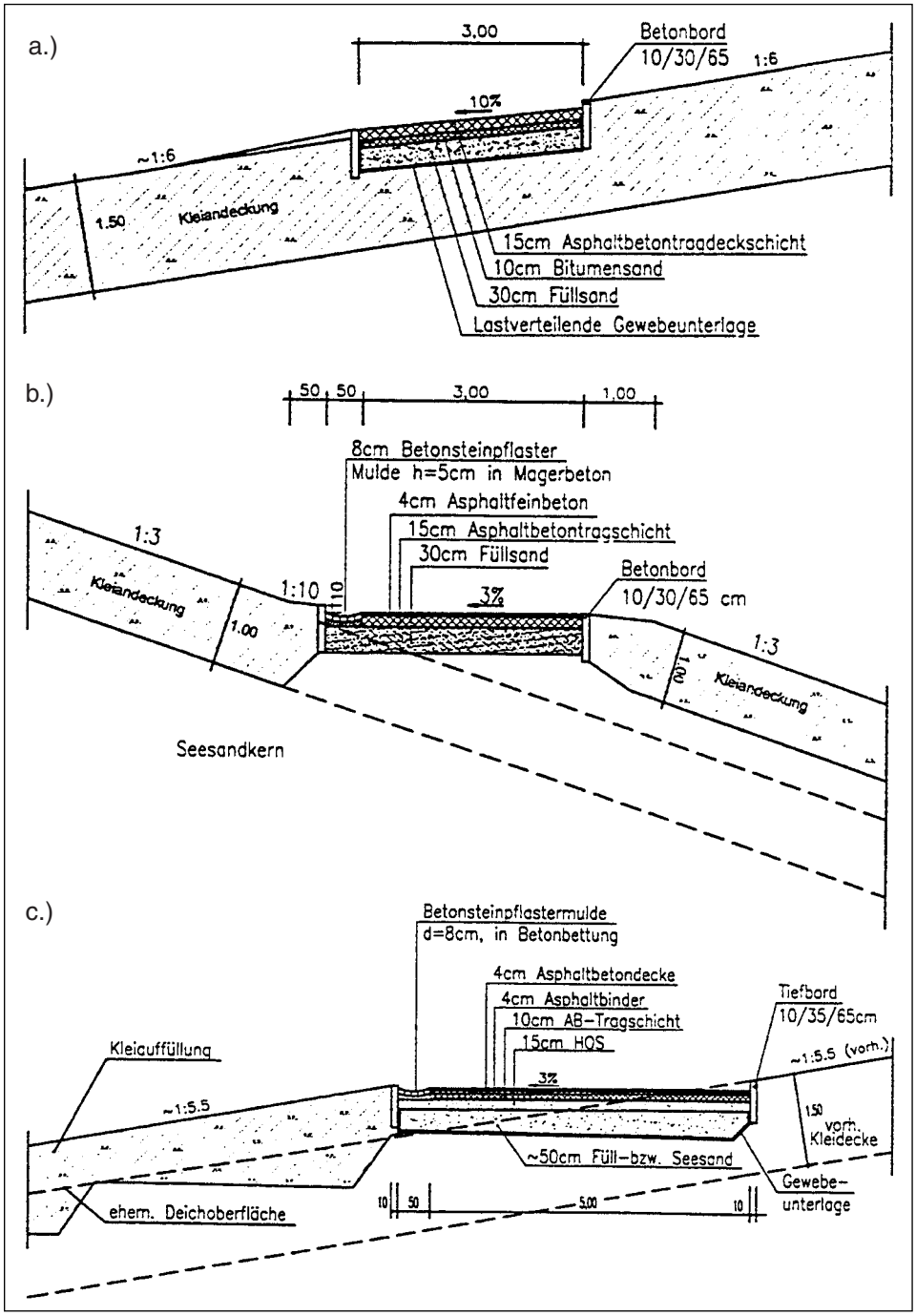


Abb. G 15: Anordnung und Aufbau von Deichrampen an der Nordseeküste
a) in der Außenböschung,
b) in der Binnenböschung,
c) nachträglicher Einbau für ständigen Verkehr in die Außenböschung

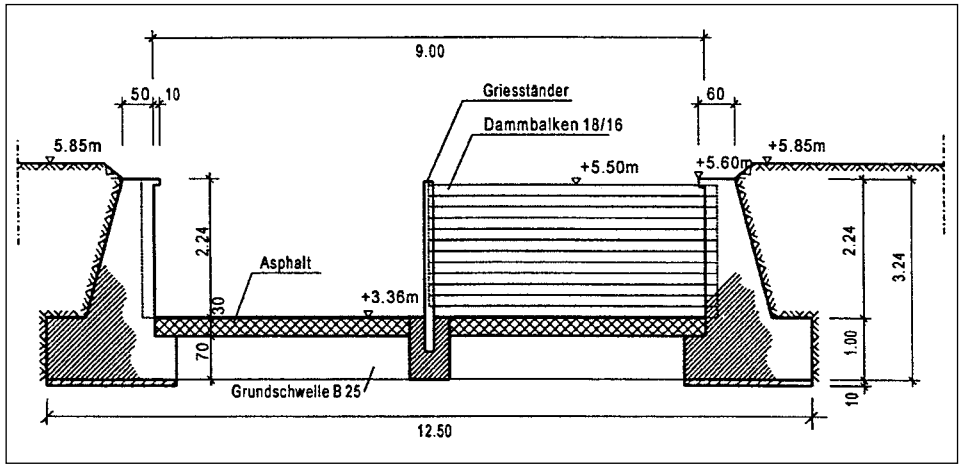


Abb. G 16: Deichstöpe Querschnitt

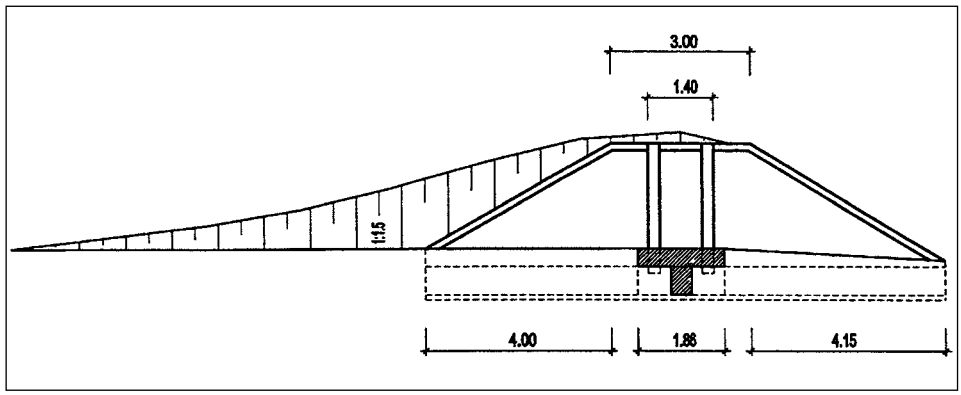


Abb. G 17: Deichstöpe Längsschnitt

führt. Auf der Innenseite wird das Wasser von dem Deichlängsgraben, der direkt an die Innenberme anschließt, aufgenommen. Bei der Dimensionierung dieses Grabens und seiner Ableitung ist zur Berücksichtigung der landwärts angrenzenden Flächen eine Abstimmung mit dem Wasser- und Bodenverband bzw. Eigentümer erforderlich.

Erhöhte Grundwasserstände im Deichkörper entstehen durch einsickernde Niederschläge zeitverzögert bei höheren Außenwasserständen. Das Fußdeckwerk ist so zu konstruieren, dass keine Beschädigungen durch Wasserüberdruck von innen entstehen können (s. E 2.2 bis E 2.5).

Bei durchlässigem Deichkern und entsprechend starkem Andrang von Sickerwasser empfiehlt es sich, am Fuß der Innenböschung eine Längsentwässerung anzuordnen. Bewährt hat sich ein Drängraben („Rigole“) mit einem Dränrohr und Kiesauffüllung. Ein Beispiel ist auf Abb. G 13 dargestellt. Das Geotextil muss nach MAG bemessen werden, um die mechanische und hydraulische Filterwirksamkeit zu gewährleisten und um ein Zusetzen des Filters

zu verhindern. Hier kann das von der Innenböschung ablaufende Wasser aufgenommen werden, ohne über die Innenberme fließen zu müssen. Die Ableitung erfolgt durch Querdränstränge im Abstand von rd. 100 m in den Deichinnengraben.

Teilweise wird anstelle der Rigole ein Längsdrän im Sandkern angeordnet. Dieser kann zwar nicht an der Oberfläche verstopfen, muss jedoch sorgfältig bemessen und dauerhaft überwacht werden, um ein Zusetzen oder Verockern zu vermeiden. Seine dauerhafte Wirksamkeit muss durch Kontrollen gewährleistet werden.

2.3 Andere Deiche

In der Empfehlung werden vorwiegend die Deiche mit dem höchsten Schutzgrad behandelt (Haupt- oder Landesschutzdeiche). Daneben gibt es andere Kategorien von Deichen, die z. T. auch gesetzlich definiert sind.

2.3.1 Sonstige Deiche

In Schleswig-Holstein haben „Sonstige Deiche" einen geringeren Sicherheitsstandard als Landesschutzdeiche. Sie dienen in erster Linie dem Schutz landwirtschaftlicher Flächen, obwohl in den letzten Jahrzehnten vereinzelt auch hinter solchen Deichen Siedlungen entstanden sind. Sonstige Deiche liegen im Unterschied zu Landesschutzdeichen in der Trägerschaft von Deichverbänden. Die beschriebenen Gestaltungselemente gelten grundsätzlich auch für sonstige Deiche. Diese sind jedoch in Bezug auf Höhe, Neigungen und Zubehör geringer bemessen oder ausgestattet (Beispiel 19). An der Ostseeküste sind den Deichen teilweise Strandwälle vorgelagert, die einen zusätzlichen Schutz darstellen (Beispiel 20).

2.3.2 Sommerdeiche

In Niedersachsen sind bei breitem Deichvorland den Hauptdeichen häufig Sommerdeiche vorgelagert. Sie haben eine Kronenhöhe von etwa 2 m über MThw und sichern bis zu dieser Ordinate den Sommerpolder und den dahinter liegenden Hauptdeich vor Sturmflutbeanspruchungen und Treibselablagerungen. Während der Weidezeit halten sie so den Sommerpolder frei von etwaigen Überflutungen und Gefährdung der Weidetiere.

Der Sommerdeich wirkt im Sturmflutfall als wellendämpfendes Riff und verringert deutlich den Wellenauflauf und die Seegangskräfte am Hauptdeich (Beispiel 4). Er stellt somit einen deutlichen Schutzfaktor dar. Einige Sommerdeiche sind daher – insbesondere in Ostfriesland – zusammen mit dem jeweiligen Hauptdeich dem Sturmflutschutz gewidmet und deichrechtlicher Bestandteil des Hauptdeichschutzes.

3. Geotechnische Untersuchungen

3.1 Erkundung von Lagerstätten

Grundlegende Hinweise und Empfehlungen für Baugrunduntersuchungen zur Baustoffgewinnung sind in der Empfehlung B der EAK 1993 gegeben. Vor Beginn der eigentlichen Untersuchungen sollten alle für die Baumaßnahme relevanten Unterlagen, wie z. B. geologische und bodenkundliche Karten, Bohrergebnisse und (soweit vorhanden) geotechnische Kennwerte (Datenbanken) gesichtet und vorausgewertet werden.

In der Praxis hat sich für die Lagerstättenerkundung die Untersuchung durch fortlaufend gekernte Kleinrammbohrungen (sog. Rammkernsondierbohrungen, ∅ 80–40 mm) unter der Leitung eines qualifizierten Geräteführers mit engständiger Probenahme im 1-m-Tiefenabstand bzw. bei jedem Schichtwechsel sowie fachtechnischer Aufsicht und Probenauswertung durch einen ortskundigen Ingenieurgeologen bzw. geotechnisch versierten Bauingenieur als kostengünstiges Verfahren bewährt. Für die Vorerkundung genügt i. d. R. ein Bohrabstand von ca. 100 m. Der wirtschaftliche Einsatz von Kleinrammbohrungen ist im Nordseeküstenbereich auf eine Tiefe von etwa 20 m beschränkt; bei lockerer Lagerung sind Tiefen bis 25 m erreichbar.

Das genannte Aufschlussverfahren birgt wegen des unvermeidlichen Kernverlustes durch Pfropfenwirkung und Verdrängungen in der Bohrschappe beim Übergang von sehr festen zu unterlagernden weichen Schichten (bei Marschenablagerungen häufig im obersten Meter) sowie durch ausfließendes, wassergesättigtes Bohrgut gewisse Unsicherheiten in sich. Eine in der Leistungsbeschreibung enthaltene Forderung nach einem Mindestkerngewinn von 80 % kann in der Deckzone problemlos durch eine Beschränkung der Rammtiefe auf jeweils 50 cm erfüllt werden. In der Praxis hat sich bei bindigen Schichten eine Festigkeitsuntersuchung mit dem Taschenpenetrometer im Tiefenabstand zwischen 10–20 cm in der gefüllten Bohrschappe bewährt. Weiche bindige Böden sind i. d. R. sensitiv, d. h. sie besitzen bei gleichem natürlichen Wassergehalt unterschiedlich große Anfangsscherfestigkeiten im ungestörten bzw. aufgearbeiteten, durchgekneteten Gefügezustand.

Für die Lösbarkeit eines bindigen Bodens ist die undränierte Festigkeit im ungestörten Zustand maßgebend, die außer mit dem Taschenpenetrometer auch mit Flügelsonden verschiedener Abmessungen in-situ oder in der gefüllten Bohrschappe ermittelt bzw. in Sonderfällen, speziell für Nassbaggerarbeiten, an Sonderproben mit ein- oder triaxialen Druckversuchen oder indirekt aus den Sondierspitzenwiderständen von elektrischen Drucksondierungen abgeleitet werden kann (Jörs, 1998; Lunne et al., 1997). Für den Wiedereinbau, insbesondere für die Verdichtbarkeit und Befahrbarkeit des Schüttmaterials mit Ketten- und Radfahrzeugen ist i. W. die undränierte Scherfestigkeit im gestörten Zustand maßgebend (Bartels-Langweige, 1988). Bei rolligen Böden lassen sich wichtige geotechnische Parameter insbesondere aus dem Spitzenwiderstand der elektrischen Drucksonde ableiten.

Nach Abwägung der verschiedenen Interessen (Wirtschaftlichkeit, Umweltverträglichkeit u. a.) kommen in der Regel von einer Vielzahl von Alternativflächen einige wenige in die engere Wahl; in diesen Flächen sollten insbesondere bei wechselnden Bodenverhältnissen zusätzliche Kleinbohrungen (ggf. im 50-m-Raster oder noch enger) ausgeführt werden. An ausgewählten Stellen empfiehlt sich die Anlage von Schürfgruben zur visuellen Bewertung und Entnahme von ungestörten Bodenproben für geotechnische Untersuchungen im Erdbaulabor bzw. zur Materialgewinnung für Proctorversuche.

Ergänzend in allen Untersuchungsstadien können geophysikalische Messverfahren eingesetzt werden, wobei zur Unterscheidung von bindigen und grobkörnigen Sedimenten geo-

elektrische und elektromagnetische Kartierverfahren geeignet sind (Brandt u. Richter, 1998). Auf See bilden hoch auflösende reflektionsseismische Verfahren i. d. R. die Grundlage für die weiteren gezielt angesetzten Erkundungen mit einem Vibrationsbohrgerät (Zeiler et al., 2000).

Für eine aussagekräftige Beschreibung der Bodenarten, ihrer Gewinnbarkeit und Verdichtbarkeit sind die folgenden Untersuchungen erforderlich:

Korngrößenverteilung,
Natürlicher Wassergehalt,
Plastizität und Konsistenz,
Anfangsscherfestigkeit (Labor- und Flügelsondierungen, Penetrometermessungen),
Glühverlust und Kalkgehalt (nach Bedarf) und
Angaben zum Steingehalt (nach Bedarf).

Andere, für die bautechnische Bewertung und die Leistungsbeschreibung wesentliche Kennwerte wie z. B. Feucht-, Trocken- und Korndichten sowie Angaben zum Schrumpfverhalten können aus dem natürlichen Wassergehalt bzw. dem Glühverlust abgeleitet werden.

3.2 Qualitätsanforderungen

3.2.1 Material für den Deichkern

3.2.1.1 Grobkörnige (sandige) Bodenarten

Eingespülte und aus dem Spülfeld im Trockenbetrieb aufgesetzte und profilierte Sande der Korngruppe SE (DIN 18196) sowie geschüttete Sande der Korngruppen SE, SW und SI mit ≤ 5 % Schluffkorn sind als Baustoff für den Deichkern optimal geeignet. Schluffiger Wattenfeinsand der Korngruppe SU ist wegen seiner feinen Körnung insbesondere bei vorhandener Kleibänderung bei höherem Schluff- und Tonanteil (Korngruppen SU* und ST) als Ausgangsmaterial für Spülzwecke nur unter Einschränkungen brauchbar. Im Spülfeldauslauf findet hier häufig eine Anreicherung von Feinstkorn statt (bis zu 30 % ≤ 0,063 mm), welches die Entwässerung beim Schlitzen des Spülfeldes erschwert. Ein höherer Feinstkornanteil im rolligen Boden kann dazu führen, dass sich unter ungünstigen Witterungsbedingungen bereits beim Trockeneinbau ein dauerhaft hoher Grundwasserspiegel im Deichkern einstellt. Bei der Verwendung solcher Materialien sind besondere Vorkehrungen zur Entwässerung zu treffen.

Die Lagerungsdichte des eingespülten Sandes ist nach der Spülfeldentwässerung zumeist mitteldicht; im Einzelnen hängt sie – ausgedrückt in % Proctordichte D_{pr} bzw. als Lagerungsdichte D –

– von der Kornzusammensetzung, insbesondere der Größe des Schluffanteils,
– von der Spülfeldabmessung, insbesondere der Spülstromgeschwindigkeit und
– von der Art und Größe des Spülfeldes (offen, geschlossen)

ab. Beim Aufsetzen der sandigen Deichkappe unter Einsatz von Baggern und Raupenfahrzeugen sollte zum Erreichen einer Mindestlagerungsdichte 92 % D_{pr} auf einen lagenweisen Einbau mit mehreren Raupenüberfahrten pro Schicht geachtet werden.

Für Spülsande wurde die in Abb. G 18 gezeigte Beziehung zwischen den Parametern Lagerungsdichte (in % D_{pr}), Trockendichte ρ_d, Porenvolumen n und Sättigungsgrad S_r ermittelt; der letztere kann in der Deichkappe auf Werte zwischen 10 und 35 % absinken.

Zwischen der Trockendichte und dem Feinstkornanteil ≤ 0,063 mm (Schluff und Ton) besteht nach Untersuchungen an schleswig-holsteinischen Deichbaustellen keine deutliche

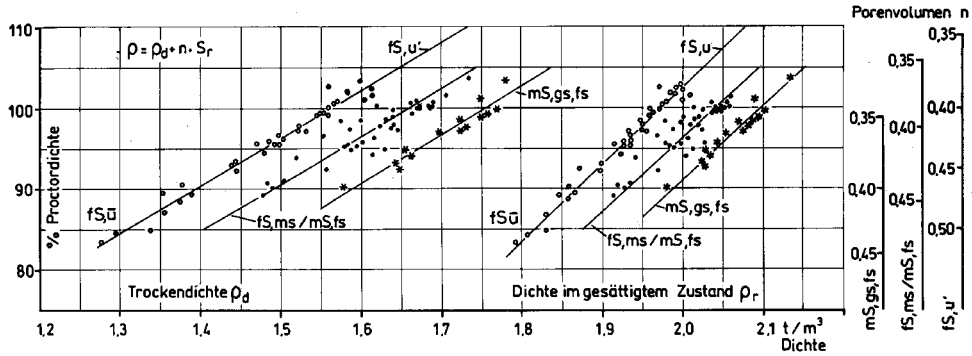


Abb. G 18: Dichte in Abhängigkeit von Porenvolumen, Körnung und Lagerungsdichte bei Spülsanden

Beziehung. Auch der in der Deichkrone gemessene Sondierwiderstand zeigt über die Tiefe häufig starke und sprunghafte Schwankungen, wobei innerhalb einer Aufschütttung aus gleichkörnigen Sanden einzelne lockere Zwischenlagen in der sandigen Kappe eines nur kurze Zeit hydraulisch beanspruchten Deichkerns anders als bei langfristig durchströmten Flussdeichen toleriert werden können.

3.2.1.2 Gemischtkörnige Bodenarten (Sand-Schluff-Gemenge)

Als gemischtkörnige Bodenarten lassen sich solche Sedimente zusammenfassen, deren geotechnische Eigenschaften durch ein Einzelkorngefüge aus Sand bis Grobschluff mit geringem Feinstkornanteil und dementsprechend niedriger Plastizität bestimmt wird (Gruppensymbol nach DIN 18196 SU*, ST, UL). Solche Böden fallen häufig in Bodenentnahmen in der geestfernen Seemarsch an.

Die Verwendung eines schwach bindigen, tlw. kleistreifigen Feinsandes mit ungünstigen geotechnischen Eigenschaften, wie hohem Feinkornanteil, hohem Wasserbindevermögen und mäßiger Wasserdurchlässigkeit (Abb. G 19) ist mit einer deutlichen Qualitätseinbuße verbunden, wobei die zu erwartenden bautechnischen Schwierigkeiten nur durch besondere technologische Maßnahmen zu bewältigen sind.

Ein technisch möglicher, in die wasserführenden Schluffsande hineinreichender tiefer Baggerschnitt führt i.d.R. beim Transport zu einer Verflüssigung des wassergesättigten Erdstoffes mit bautechnischen Komplikationen beim Einbau und bei der Verdichtung dieses Materials im Deichkörper, so dass eine Vorentwässerung unbedingt geboten ist. Als Alternativen kommen in Frage:

- Bei ausreichender Feldgröße: Ein tiefes Schlitzen mit künstlicher Grundwasserabsenkung in den Randgräben, kombiniert mit einer Zwischenlagerung des sehr feuchten Bodenaushubs zur Abtrocknung in Wällen nahe der Entnahme oder in der Deichtrasse (Deichverstärkung Büsum 1995/2. Bauabschnitt Deichverstärkung F. W. Lübkekoog 2001).
- Im Falle einer schmalen, langgestreckten Bodenentnahme: Das Einpflügen von kokosfaserummantelten Längsdräns auf 3,5 m Tiefe u. GOK im Abstand von 7 m. Nach einem erfolgreichen Test in einer 100 m langen Versuchsstrecke, wo die wesentliche Absenkung des Grundwasserspiegels nach 2-tägigem Pumpen erreicht wurde, wurde dies 1999 im ersten Bauabschnitt der Deichverstärkung F.W. Lübkekoog/Nordfriesland ausgeführt.

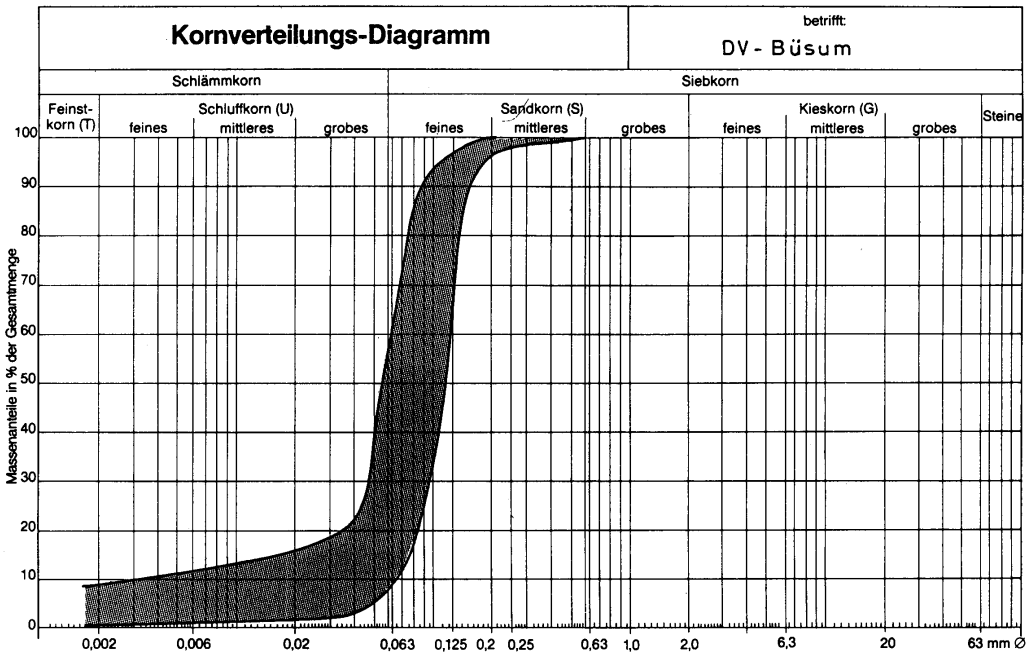


Abb. G 19: Variationsbreite der Korngrößenverteilung eines kleiigen Wattsandes in der Sandentnahme Büsum-Augustenhof

Zu berücksichtigen ist, dass im letzteren Fall auch bei einer Absenkung des Grundwasserspiegels kleiiger Feinsand weitgehend wassergesättigt bleibt. Er ist zwar in diesem Zustand transportierbar und mit Bagger- und Raupenfahrzeugen einbaufähig, doch kann wegen des hohen Einbauwassergehaltes eine Verdichtung nur im begrenzten Maße erfolgen (erzielte Lagerungsdichten D_{pr} = 83–96 %, i. M. 90,6 %). Ein Befahren des frisch profilierten Sandkerns mit Radfahrzeugen ist nur eingeschränkt, vielfach zunächst gar nicht möglich. Insbesondere bei einem Untergrund aus trockenem Sand sowie bei länger freiliegender Oberfläche findet eine allmähliche Austrocknung mit gleichzeitiger Erhöhung der Lagerungsdichte der anfangs nahezu wassergesättigten Schluffsand-Aufschüttung statt. Da nach dem Aufbringen der Kleiabdeckung eine Nachverdichtung des Sandkerns nicht möglich ist, muss für geotechnische Berechnungen der ungünstigste Fall „lockere Lagerung" zugrunde gelegt werden.

Unter den eiszeitlich entstandenen gemischtkörnigen Ablagerungen an der Ostseeküste ist besonders der *Geschiebesand* verbreitet. Dieser i. a. schluffige bis stark schluffige, etwas grobsandige, sehr schwach tonige, unterschiedlich stark kiesführende Fein- bis Mittelsand der Bodengruppen SU* bis UL ist wegen seines breiten Kornspektrums im erdfeuchten Zustand bei nicht zu nasser Witterung sehr gut verdichtbar, hochscherfest, gering wasserdurchlässig und daher als Baumaterial für den Deichkern geeignet. Wegen seiner sehr geringen Plastizität neigt dieser Boden jedoch bei stärkeren Niederschlägen zum raschen Aufweichen, so dass beim Einbau witterungsbedingte Verzögerungen einkalkuliert werden sollten. Generell ist ein anzustrebender Mindestverdichtungsgrad von 97 % D_{pr} durch lagenweisen Einbau und mehrfaches Überfahren mit einer Vibrationsschaffußwalze sowie abschließender Glättung des Planums problemlos erreichbar.

Im Bereich eiszeitlicher Staubecken kommen örtlich tonstreifige *Beckenfeinsande*/sandreiche *Beckenschluffe* mit geringen Tonbeimengungen vor (vgl. Dreiecksdiagramm der Korngrößenverteilung von Beckensedimenten Abb. G 29), die gleichfalls zu den gemischtkörnigen Bodenarten gehören. Wegen seines engen Kornspektrums kann dieser unterhalb des Grundwasserspiegels entnommene Boden bei normaler Bodenfeuchte nur sehr schlecht verdichtet werden. In Verbindung mit seiner sehr geringen Plastizität ist Beckenschluff wegen der hydraulischen und an der Ostseeküste mitunter langanhaltenden dynamischen Beanspruchung aus Wellenschlag anfällig gegen Verflüssigung und daher als Baustoff für den Deichkern nicht geeignet.

3.2.1.3 Geschiebelehm/-mergel

Der eiszeitlich entstandene Geschiebemergel mit seiner aufgelockerten, im Grundwasserbereich oft aufgeweichten Lehmüberdeckung von sehr unterschiedlicher Stärke ist das an der Ostseeküste am weitesten verbreitete bindige Sediment. Er wird deshalb dort vorzugsweise als Schüttmaterial bzw. Abdeckboden im Deichbau verwendet. Kornanalytisch handelt es sich um einen tonigen Schluffsand mit breitem Kornspektrum und geringem, für die technische Verwendbarkeit aber oft nicht unwesentlichem Kies- und Steinanteil (Abb. G 20); hinsichtlich seiner plastischen Eigenschaften erfolgt die Einstufung zumeist als leichtplastischer Ton nach DIN 18196. Der hohe Sandanteil bestimmt die einem rolligen Boden vergleichbare hohe Reibungsfestigkeit, während der Feinkornanteil an Schluff und Ton für die teilweise beachtliche Kohäsion des Bodens, seine geringe Durchlässigkeit und die niedrige Schrumpffähigkeit insbesondere der durch ehemalige Gletscherauflast vorkonsolidierten Stauch- und Grundmoräne verantwortlich ist. Für die bautechnische Verwendung sind die folgenden Aspekte zu berücksichtigen:

– Bereichsweise starke Schwankungen in der Kornzusammensetzung mit unregelmäßigen Einlagerungen von ton-, schluff- und insbesondere sandreichen Partien (Geschiebe- und Schmelzwassersand) sowie Einschlüssen von Kies, Steinen und Blöcken. Örtlich kommen auch hochplastische, stark quellfähige braune und grüne tertiäre Tone in aufgearbeiteter

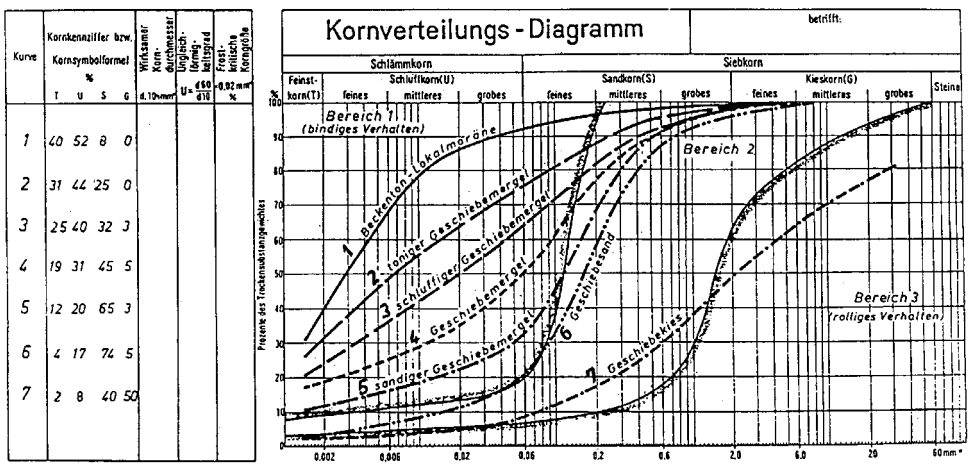


Abb. G 20: Typische Kornsummenlinien von Geschiebeböden in Schleswig-Holstein

Form oder als glazial eingestauchte Schuppen vor (z. B. an der holsteinischen Küste in Wagrien und auf der Insel Fehmarn), die in beiden Fällen als Deichbaustoff nicht geeignet sind.

– Unterschiedliche Wassergehalte und Festigkeiten in der witterungsbedingt angetrockneten Deckschicht, in der unterlagernden, aufgelockerten, tlw. periglazial umgelagerten, oft aufgeweichten Verwitterungszone und im unveränderten Mergel im Liegenden als Ausgangsmaterial mit entsprechenden Auswirkungen auf die mechanische Lösbarkeit (DIN 18130/18131) und Verdichtbarkeit.

Die in der Tab. B 6 der EAK 1993 genannten Anforderungen an bindige Böden im Wasserbau beziehen sich i. W. auf die Verdichtbarkeit; sie geben jedoch keinen eindeutigen Hinweis auf ihre Verwendbarkeit als Deichbaumaterial. Bisher liegen nur wenige Erfahrungen über baustoffbedingte Sturmflutschäden an Ostseedeichen vor, die – im Gegensatz zu den Verhältnissen an der Nordsee – weniger hohen, dafür jedoch extrem langandauernden Sturmfluten ausgesetzt sind.

Im Rahmen dieser Richtlinie wurden als Grundlage für eine allgemeine Bewertung die seit 1972 im Geologischen Landesamt S-H, später Landesamt für Natur und Umwelt, für die schleswig-holsteinische Ostseeküste gesammelten geotechnischen Kennwerte – ergänzt durch Stichproben aus Mecklenburg-Vorpommern – ausgewertet und statistisch analysiert. Die ermittelte Variationsbreite der Körnung ist in Abb. G 21 grafisch dargestellt.

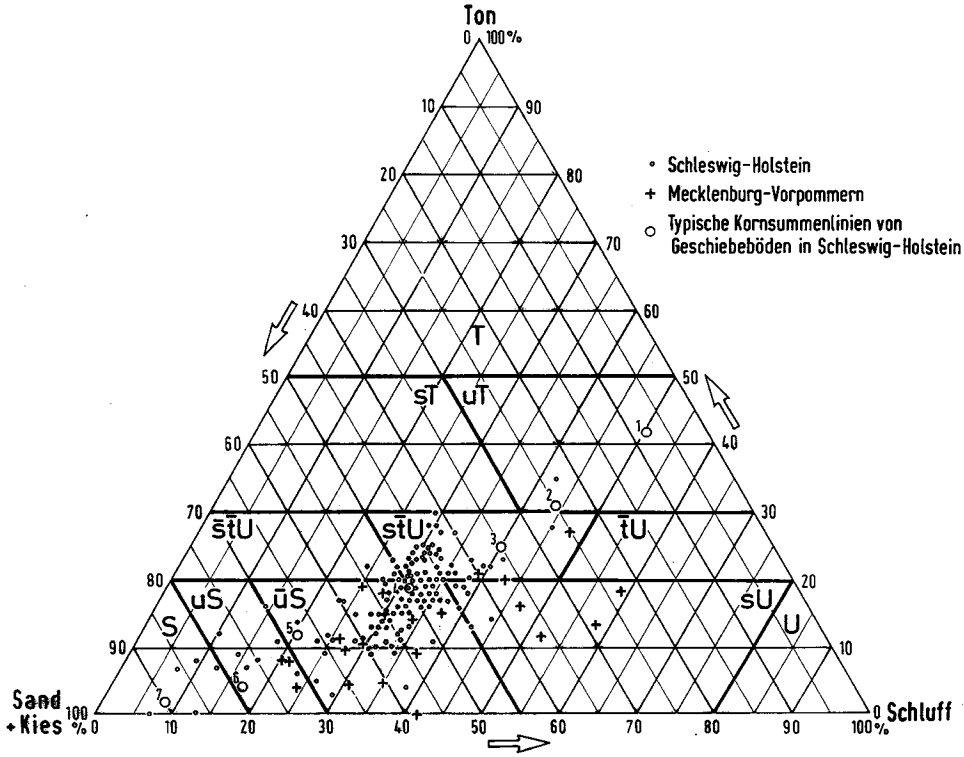


Abb. G 21: Dreiecksdiagramm der Korngrößenverteilung von Geschiebeböden

Generell ist der Geschiebelehm und -mergel als Baumaterial für den Deichkern gut geeignet. Der hohe Sandanteil des Mergels erlaubt bei geeignetem Einbauwassergehalt (entsprechend einer Konsistenz $I_c \geq 0{,}5$) durch Einsatz von Vibrationsschaffußwalzen eine gute Verdichtung (mind. $D_{pr} = 95$ %). Mergelpartien mit größeren Sandeinschlüssen sollten vorzugsweise in den Deichkern eingebaut werden.

3.2.2 Material für die Deichabdeckung

Eine bindige Deichabdeckung soll die folgenden Aufgaben erfüllen:
- Schutz des sandigen Deichkerns gegen Wellenschlag und Erosion,
- Reduzierung der Infiltrationsrate (Durchsickerung), wobei im Gegensatz zu einer Deponieabdeckung keine absolute Dichtigkeit der Abdeckung erforderlich ist und
- Bildung eines Substrates für eine möglichst dichte Grasnarbe.

3.2.2.1 Klei

Klei i. e. S. ist ein durch Verwitterungsvorgänge angetrockneter oder durch Sedimentauflast verfestigter, konsolidierter ehemaliger Schlick an der Nordseeküste sowie in den angrenzenden Tidestromästuaren. Er ist wie dieser ein bindiges, örtlich stark wechselndes Gemisch aus den Kornfraktionen Ton, Schluff und Sand mit unterschiedlichen organischen Anteilen als Pflanzenreste und in feinverteilter Form.

In der bautechnischen Praxis werden dem Klei i. A. auch die unterhalb der abgetrockneten Deckzone sehr weichen, unkonsolidierten Schlickschichten zugerechnet.

Von den üblichen geotechnischen Klassifizierungsmerkmalen für einen deichfähigen Klei sind als unabhängige Variable die folgenden Parameter anzusehen:

Tonanteil	T	(%)			
Einbauwassergehalt	w	(%)			
Glühverlust	V_{gl}	(%)			
Fließgrenze	w_L	(%)	bzw.	Plastizitätszahl	I_p (%)
Gefügestabilität	Sts	(%)	bzw.	Zerfallsziffer	t_{30} (s).

Die nach DIN 19683, Blatt 16 im Siebtauchverfahren ermittelte Gefügestabilität Sts als Maß für die Widerstandsfähigkeit eines Bodens gegen Erosion und Zerfall nimmt mit steigendem Glühverlust bzw. Fließgrenzwassergehalt jeweils geringfügig zu, ohne klare Korrelationen erkennen zu lassen. Der Sts-Wert wird wie die Zerfallsziffer stark durch den Anfangswassergehalt und die Einbaudichte beeinflusst (Richwien u. Weissmann, 1995). Bei einem verglühbaren Anteil ≥ 4 % bzw. einem Fließgrenzwassergehalt ≥ 40 % ist die Gefügestabilität mit $45 \leq Sts \leq 90$ % generell ausreichend hoch (Temmler u. Filipinski, 1997), so dass die verhältnismäßig aufwendige Bestimmung dieses Parameters im Regelfall entbehrlich erscheint.

Zwischen dem Einbauwassergehalt und dem Schrumpfmaß V_s der bei 105 °C ofengetrockneten Proben besteht eine signifikante Beziehung (s. Abb. G 22).

Bei entsprechender Konsistenzzahl I_c korrelieren auch die Kennziffern w und V_{gl} befriedigend untereinander, so dass als Hauptmerkmale neben dem zeitlich und örtlich schwankenden Einbauwassergehalt w die Parameter Tonanteil T und Fließgrenzwassergehalt w_L (alternativ die Plastizitätszahl I_c) als Klassifizierungseigenschaften verbleiben.

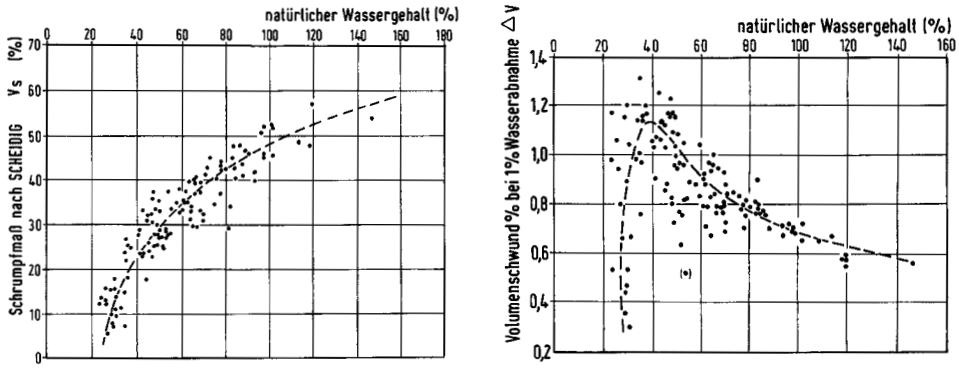


Abb. G 22: Schrumpfmaß/rel. Volumenschwund gegen Einbauwassergehalt bei Schrumpfversuchen am Klei/Schlick in Nordfriesland

Für einen als Deichabdeckung geeigneten Klei können die in der Tab. G 2 genannten Grenzwerte der Bodeneigenschaften aus vorhandenen Richtlinien zur Orientierung dienen.

Tab. G 2: Grenzwerte der Bodeneigenschaften für Klei als Deichabdeckboden nach vorhandenen Richtlinien

Bodeneigenschaften	Grenzwerte	
	Tab. B 7 (EAK 93)	HH-Richtlinien
a) Glühverlust	< 10 %, max. 15 %	< 10 %, max. 15 %
b) Sandanteil	< 40 %	< 40 %, höher nur bei I_p > 10 %
c) Tonanteil	> 10 (15) %	10 ≤ T ≤ 40 %
d) Fließgrenze	> 25 (45) %	?
Ausrollgrenze	> 15 (25) %	?
Plastizitätszahl	> 10 (20) %	> 10, optimal 20–35 %
e) Anfangsscherfestigkeit	> 20 (30) kN/m²	keine Angabe
f) Trockendichte	0,85 (1,0) ≤ ρ_d ≤ 1,45 t/m³	ρ_d ≥ min. ρ_d bei S_r = 0,98
g) Einbauwassergehalt	30 ≤ w ≤ 80 (60) %	20 ≤ w ≤ 40 %

Bestimmte geotechnische Eigenschaften hängen stark vom Einbauwassergehalt ab. Dies gilt insbesondere für die Anfangsscherfestigkeit, das relative und absolute Schrumpfmaß sowie die Verdichtbarkeit. Witterungsbedingt ausgetrocknete, von zahlreichen Schrumpfrissen durchsetzte tonige und organische Kleischichten besitzen in diesem Zustand eine hohe Infiltrationsgeschwindigkeit (Wasserdurchlässigkeit). Bei den üblichen Herbst- und Winterniederschlägen führt das Quellen der Tonpartikel jedoch zu einem partiellen Schließen der Schrumpfrisse mit einer drastischen Reduzierung der Infiltrationsrate. LANU-Untersuchungen unmittelbar nach der Februarsturmflut 1999 an holsteinischen Elbdeichen ergaben, dass in Bereichen mit stark bröckeligem Kleigefüge die Eindringtiefe des Wassers in der länger überfluteten Deichaußenböschung einen Betrag von 20–80 cm nicht überschritten hatte. Auch wenn diese Beobachtung noch an anderen Stellen überprüft werden sollte und in dieser Form noch nicht verallgemeinert werden kann, reduziert auch eine tonige Kleiabdeckung mit ausgeprägtem Polyedergefüge die Wasserdurchlässigkeit in ausreichendem Maße.

Manche tiefgründig entkalkten Böden der alten Marsch (Knickmarsch) besitzen von Natur aus einen niedrigen pH-Wert, äußerlich häufig erkennbar an gelben Flecken aus Jarosit bzw. Maibolt. Hohe, an der schwarzgrauen Färbung erkennbare Sulfidanteile im schlickigen Klei führen bei der Oxidation zur vorübergehenden Versauerung des Bodens, bis die entstandene Schwefelsäure durch die Niederschläge wieder ausgewaschen ist. Dieser Prozess kann sich bei pH-Werten ≤ 4 sehr nachteilig auf das Anwachsen der Grassaat auswirken. Zum Ausgleich ist eine intensive Kalkung mit Einfräsung in die Deckschicht notwendig.

Durch die Entsalzung der frisch aufgeschütteten bindigen Deichabdeckung findet allmählich eine Veränderung der Kationenbelegung im Ton (von Na^+ zu Ca^{2+}) statt, welche längerfristig auch einzelne geotechnische Kennwerte verändert (Abnahme der Fließgrenze, Entkalkung des Bodens, Anreicherung von organischer Substanz in der Deckschicht mit gleichzeitiger Erhöhung der Gefügestabilität, ggf. auch Tonumlagerungen von oben nach unten). An der grundsätzlichen bautechnischen Bewertung der einzelnen Bodenarten ändert sich hierdurch nichts; insbesondere sind keine negativen standsicherheitsrelevanten Auswirkungen erkennbar.

Zwischen den verschiedenen geotechnischen Kennwerten bestehen vielfach Korrelationen (Schuppener, 1987; Schuppener u. Kiekbusch, 1988; Kiekbusch, 1999; Mardinli u. Walger, 1976; Soos, 2001; Temmler, 1973). Für eine Vorbemessung können aufwendige Versuche häufig entfallen oder auf Stichproben beschränkt werden, sofern sich die maßgebenden geotechnischen Daten von einfachen bodenphysikalischen Messwerten hinreichend zuverlässig ableiten lassen.

Mardinli u. Walger (1976) haben auf der Grundlage umfangreicher Multikorrelationsanalysen, basierend auf dem mit vielen anderen Kennwerten im funktionellen Zusammenhang stehenden natürlichen Wassergehalt w_N, folgende Bodengruppen unterschieden:

I	w_N% < 30,4	Wattsande, ausgetrockneter Klei	
IIa	w_N% 30,5– 40,4	sandiger Klei	
IIb	w_N% 40,5– 90,4	Klei	
IIc	w_N% 90,5–130,4	humoser Klei	
III	w_N% 130,5–250,4	stark humoser Klei, Torf-Klei-Gemische	
IVa	w_N% 250,5–550	Torf-Klei-Gemische, verfestigte Torfe, sandige Torfe (Basal-Torfe)	
IVb	w_N% > 550	unzersetzte Torfe	

und diesen Einheiten mittlere geotechnische Kennwerte zugeordnet.

Langer (1963) hat aufgrund seiner Untersuchungen an aufgearbeitetem, schluffig-tonigem Deichbaumaterial hinsichtlich der mineralogischen und rheologischen Eigenschaften, des Wasserbindevermögens und der Zerfallseigenschaften für Kleiböden die nachfolgende, auf den plastischen Eigenschaften basierende Qualitätsbewertung vorgeschlagen:

Bewertung nach LANGER	Fließgrenze w_L (%)	Plastizität I_p (%)
gutes Deichbaumaterial	35–65	20–40
mittelmäßiges Deichbaumaterial	25–45	15–20
mittelmäßiges Deichbaumaterial	65–75	30–45

Die von LANGER empfohlenen Bereichsgrenzen zwischen den verschiedenen Baustoffqualitäten sind zusammen mit einer großen Zahl von w_L- und I_p-Messdaten von Deichmaterialien der ostfriesischen und schleswig-holsteinischen Nordseeküste – ergänzt durch die Mindestgrenzwerte gemäß Tab. B 7 der EAK 1993 – in die Plastizitätskarte (Abb. G 23) eingezeichnet. In den Diagrammen der Abb. G 24 und G 25 ist die für Abdeckböden schleswig-holsteinischer Westküstendeiche ermittelte Beziehung zwischen dem Tonanteil und der Fließgrenze bzw. Plastizitätszahl aufgetragen und darin zusätzlich der Eignungsgrad als Deichabdeckboden eingeschrieben.

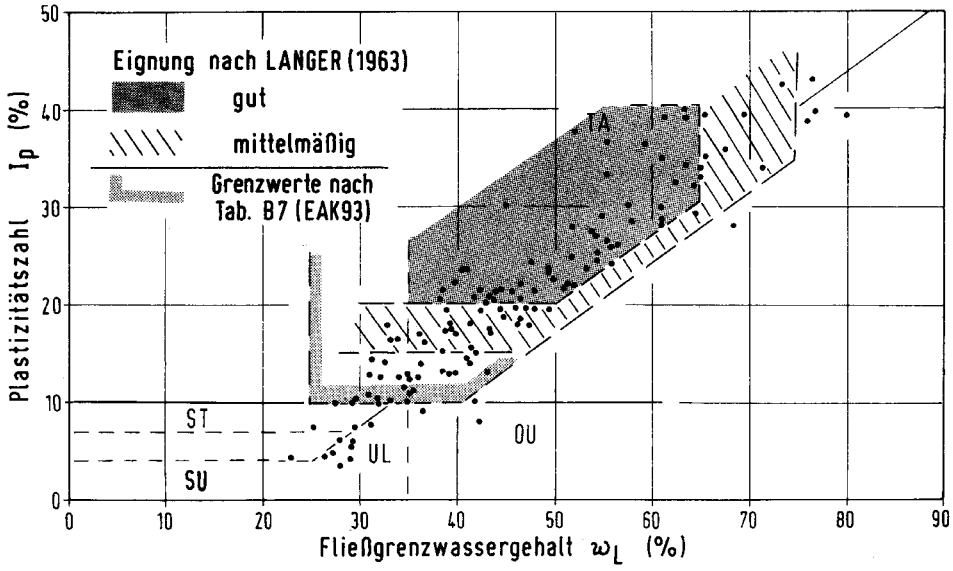


Abb. G 23: Plastizitätskarte von Deichabdeckböden an der Nordseeküste

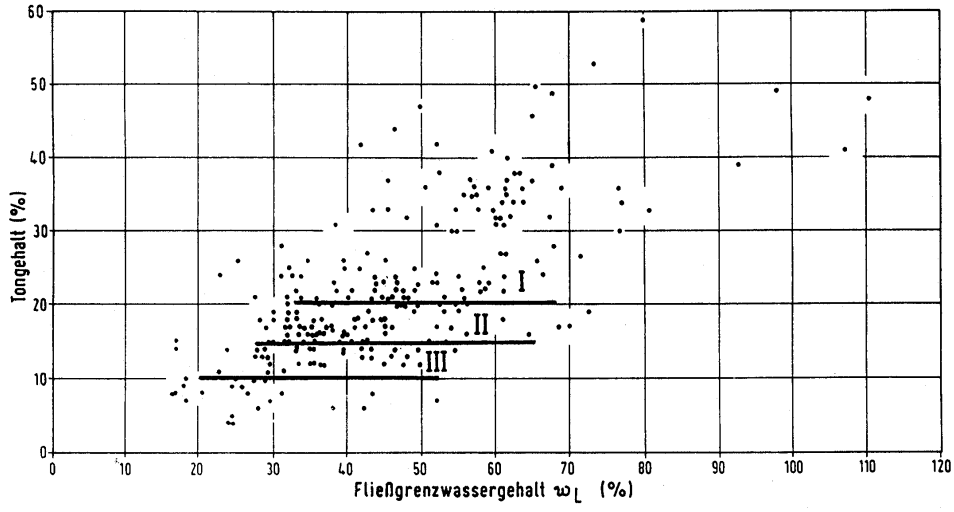


Abb. G 24: Tongehalt vs. Fließgrenze von Deichabdeckböden an der Nordseeküste

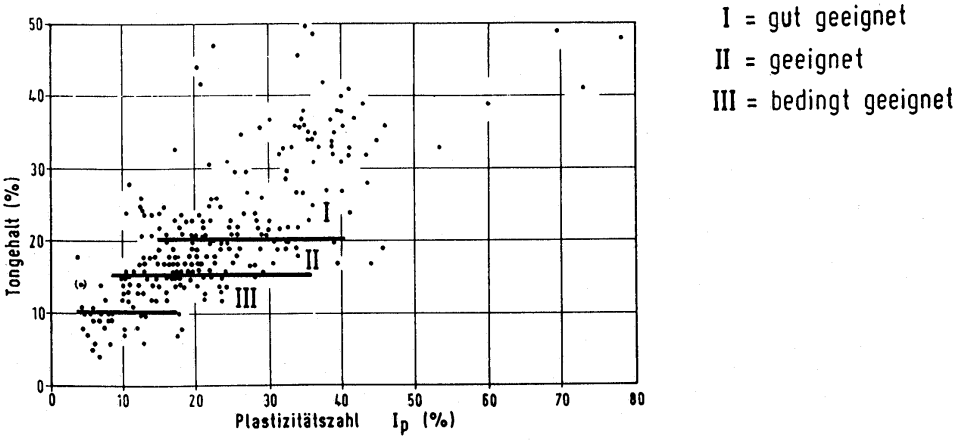


Abb. G 25: Tongehalt vs. Plastizitätszahl von Deichabdeckböden an der Nordseeküste

Die Kleiqualität im Hinblick auf die Verwendung als Deichabdeckboden lässt sich aufgrund neuer geotechnischer und bodenkundlicher Untersuchungen gem. Tab. G 3 klassifizieren.

Tab. G 3: Empfohlene Grenzwerte für Klei als Deichabdeckung

Bodeneigenschaft	Grenzwerte		
	gut geeignet	geeignet	bedingt geeignet
Bodenart	schluff./ton. Klei	sand. Klei	st. sand. Klei
a) Tonanteil (d < 0,002 mm / %)	20–40	15–20	10–15
b) Sandanteil (d > 0,063 mm / %)	10–40	25–50	30–50
c) Fließgrenze w_L (%)	35–70	30–55	25–40
Plastizitätszahl I_p (%)	20–45	15–20	10–15
d) Einbauwassergehalt w (%)	25–60	25–50	25–45
e) Trockendichte ρ_d (t/m^3)	1,10–1,45	1,15–1,50	1,25–1,55
f) Anfangsscherfestigkeit c_u (kPa)	≥ 25	≥ 30	≥ 40
g) Glühverlust Vgl (%)	≤ 10	≤ 10	≤ 5

Anm.: Die vorgenannten Zahlenwerte schließen zwar Altdeichböden mit ein, gelten jedoch hauptsächlich für nicht vorkonsolidierte bindige Schichten aus einer Bodenentnahme in der Deichnachbarschaft. Sie decken nicht die gesamte Bandbreite der vorkommenden Bodenarten ab. So finden sich etwa auf allen nordfriesischen Inseln im Deichkörper fette Kleiböden mit Tongehalten zwischen 40 und 60 % und entsprechend hoher Plastizität (I_p = 45–80 %), die im Falle eines zu hohen Einbauwassergehaltes bautechnisch nur schwierig zu bearbeiten sind (Kleben des Bodens an der Baggerschaufel) und bei nachträglicher witterungsbedingter Antrocknung der Deichhaut zu ausgeprägten Schrumpfrissen in der bindigen Abdeckung führen. Sie neigen jedoch andererseits im trockenen Zustand zur Klumpenbildung, wobei ein hohlraumfreier Einbau nur mit besonderem Verdichtungsaufwand gelingt. Die bei geeignetem Einbauwassergehalt durchaus mögliche Verwendbarkeit solcher Böden als Deichabdeckung muss im Einzelfall von einem erfahrenen Baugrundsachverständigen auch unter den spezifischen Besonderheiten des Bauablaufs geprüft werden. Dies gilt wegen ihres hohen natürlichen Wassergehalts und der damit verbundenen geringen Anfangsscherfestigkeit sowie ausgeprägten Schrumpffähigkeit auch für sehr weiche bis breiige Schlickböden mit Plastizitäts- und Körnungeigenschaften, die mit denen eines guten Kleis vergleichbar sind. Die erstgenannten Eigenschaften können bei nicht zu hohem Tonanteil durch eine Zwischentrocknung und Einbau in dünnen Lagen (vgl. hierzu Abschn. 4.3.2.2) entscheidend verbessert werden.

Wenn Schlick oder Klei von breiiger Konsistenz als Abdeckboden verwendet werden, hängt die Widerstandsfähigkeit der Deichabdeckung im Sturmflutfall außer von der Gefügestabilität bzw. Zerfallsziffer sowie den kornanlytischen und plastischen Eigenschaften wesentlich auch von den Einbaubedingungen ab. Ein stark toniger, im sehr weichen bis breiigen Zustand eingebauter Klei lässt sich einerseits nur schlecht verdichten; zum anderen wird das ursprünglich dichte Kohärentgefüge des bindigen Schüttmaterials durch die Verwitterung (Frost-, Tau-, Austrocknungs- und Quellvorgänge) über kurz oder lang in ein Aggregatgefüge aus Säulen, Prismen und Polyedern sowie Krümeln im Oberbodenbereich mit relativ hoher Wasserdurchlässigkeit zerlegt, welches den Boden im ausgetrockneten Zustand anfällig gegen Erosion (bei Schäden an der Grasnarbe) und oberflächliche Aufweichung bei Starkniederschlägen und/oder Wellenüberlauf macht. Schlickiges Material bedarf deshalb nach dem Einbau auf dem sandigen Deichkern einer zwischenzeitlichen mehrmonatigen Abtrocknung, bevor die Oberfläche nochmals bearbeitet, ggf. zur Zerstörung der entstandenen Schrumpfrisse aufgefräst und anschließend mit Planierraupen das endgültige Feinplanum mit der erforderlichen Profilüberhöhung erstellt wird.

3.2.2.2 Geschiebelehm/-mergel

Dieser eiszeitliche Boden unterscheidet sich sowohl in seiner Korngrößenverteilung als auch in dem Tonmineralbestand stark von den Sedimenten der holozänen Nordseeformation, so dass sich die für den deichfähigen Klei gültigen geotechnischen Kennwerte nicht auf die Moränenablagerungen übertragen lassen. Wegen der langen Verweilzeiten kritischer

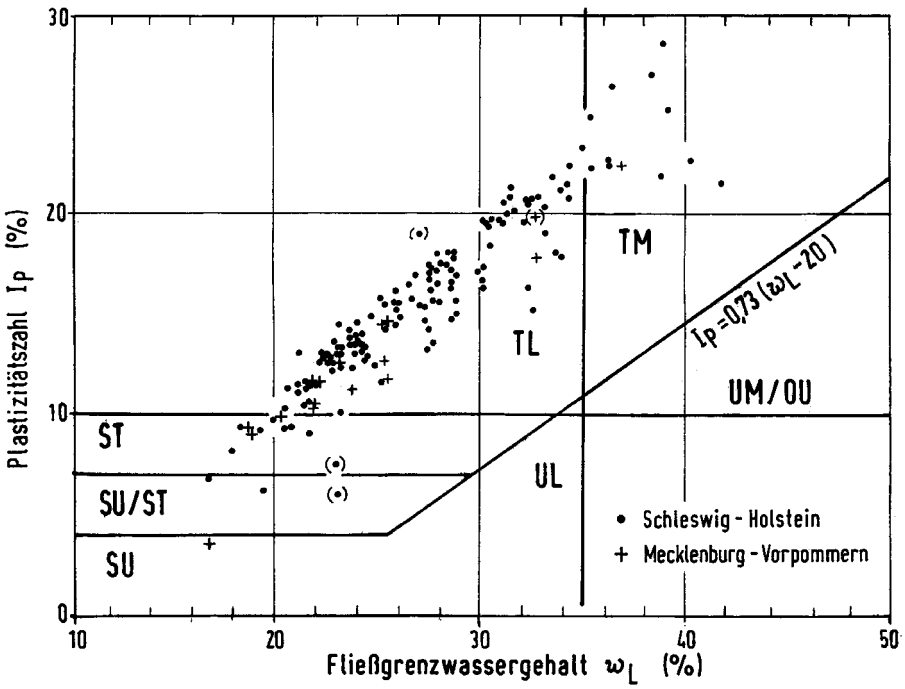


Abb. G 26: Plastizitätskarte von Geschiebeböden

Sturmflutwasserstände am Ostseestrand sind für die Erosionsstabilität der Deichabdeckung gegen Wellenschlag insbesondere ein Mindest-Tongehalt, ausreichende plastische Eigenschaften sowie eine möglichst geringe Zerfallsgeschwindigkeit erforderlich, wogegen eine niedrige Durchlässigkeit ($k_f < 1 \cdot 10^{-8}$ m/s) und eine geringe Neigung zum Schrumpfen auch bei einem als Deichabdeckung ungeeigneten, schwach bindigem Sand vorhanden sind.

In den Abb. G 26–G 28 sind die plastischen Eigenschaften untereinander und die Beziehung zwischen dem Tonanteil und dem Fließgrenzwassergehalt bzw. der Plastizitätszahl für Geschiebesedimente an der Ostseeküste aufgetragen.

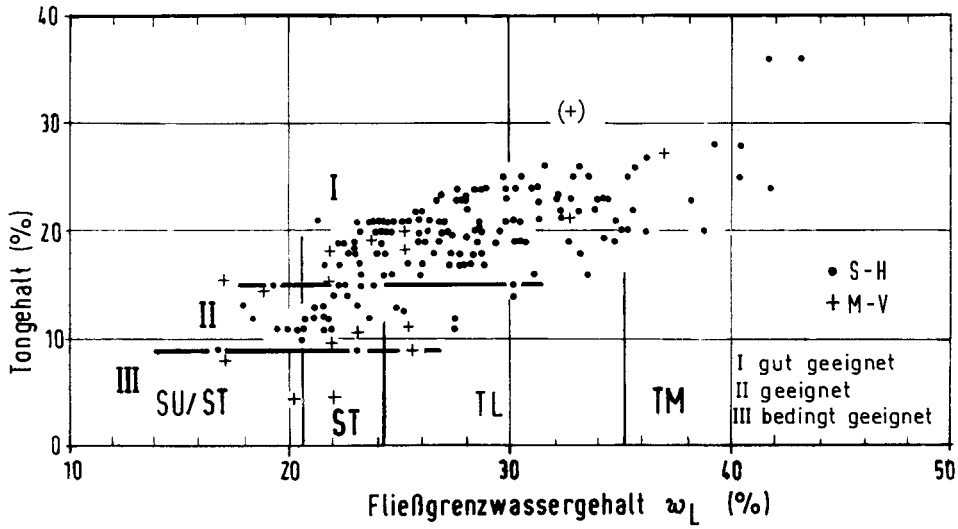


Abb. G 27: Tongehalt vs. Fließgrenze bei Geschiebeböden

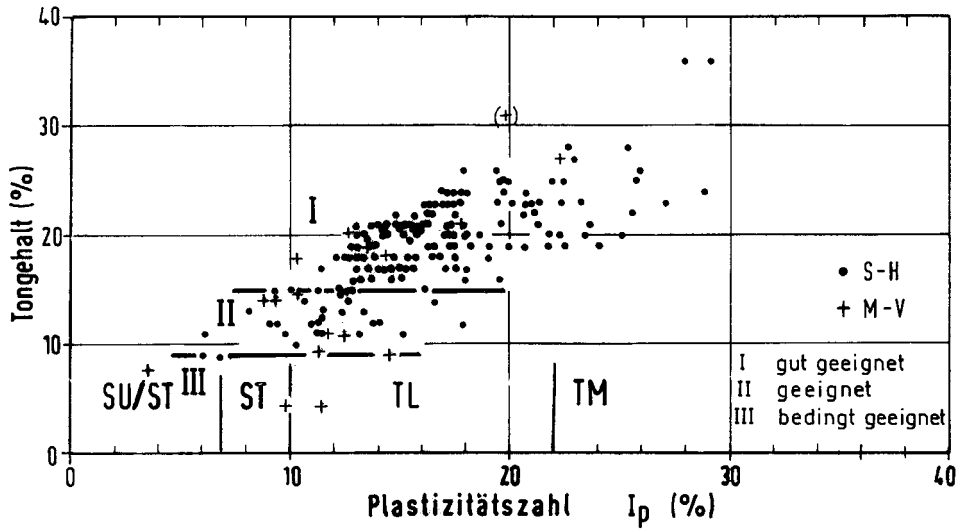


Abb. G. 28: Tongehalt vs. Plastizitätszahl bei Geschiebeböden

Darüber hinaus existiert auch bei den Geschiebeböden eine deutliche Beziehung zwischen den Parametern Dichte, Wassergehalt und Sättigungsgrad sowie eine jeweils enge Korrelation zwischen der Fließgrenze und der einfachen Proctordichte bzw. dem optimalen Wassergehalt sowie zwischen der Konsistenzzahl I_c und dem Logarithmus der undränierten Scherfestigkeit (KIEKBUSCH, 1999).

Ein für die Deichabdeckung geeigneter Geschiebeboden sollte die in der Tab. G 4 genannten Grenzwerte der Bodeneigenschaften aufweisen.

Tab. G 4: Empfohlene Grenzwerte für Geschiebelehm und -mergel als Deichabdeckung

Bodeneigenschaft	Grenzwerte		
	gut geeignet	geeignet	bedingt geeignet
Bodenart	Lehm/Mergel	sand.Lehm/Mergel	st.sand.Lehm/Mergel
a) Tonanteil (d < 0,002 mm / %)	≥ 15	9–15	4–9
b) Sand- und Kiesanteil (d > 0,063 mm / %)	25–55	35–65	60–75
c) Fließgrenze w_L (%)	≥ 22	18–27	15–20
Plastizitätszahl I_p (%)	≥ 12	6–12	4–10
d) Einbauwassergehalt w (%)	8–18	8–13	7–12
e) Trockendichte ρ_d (t/m³)	1,70–2,05	1,95–2,05	1,95–2,05
f) Anfangsscherfestigkeit c_u (kPa)	50–300	50–300	100–300

Steht als Baumaterial nur bedingt geeigneter Geschiebeboden zur Verfügung, sollten die Deichaußenböschung abgeflacht, ggf. im unteren Teil durch ein Steindeckwerk gesichert und die Mächtigkeit der bindigen Abdeckung erhöht werden. Bei sehr wechselhafter Zusammensetzung empfiehlt sich eine Aufschüttung der Abdeckung in mehreren Lagen (Durchmischung), um eine örtliche Anreicherung von stark sandigem Material in der Deichabdeckung zu vermeiden.

Die in der Tab. G 4 angegebenen Zahlenwerte für den Einbauwassergehalt, die Trockendichte und die Anfangsscherfestigkeiten sind so gewählt, dass bei dem üblichen lagenweisen Einbau mit Raupenfahrzeugen unter normalen Witterungsverhältnissen eine Lagerungsdichte von D_{pr} = 97 % erreicht werden kann.

Bei ungünstigeren Einbauwassergehalten lassen sich entsprechende Mindest-Dichte- und Festigkeitswerte durch mehrfaches Überfahren des Schüttfeldes mit einer Vibrationsschaffußwalze und ggf. durch Kalkzugabe erzielen. Die Verwendung von halbfestem Mergel mit c_u-Werten ≥ 600 kN/m² (KIEKBUSCH, 1999) erfordert wegen der Schwierigkeiten beim Lösen und hohlraumfreien Einbau im Einzelfall besondere Untersuchungen.

Generell ist zu beachten, dass eine geringplastische Mergelabdeckung im Vergleich zum Klei sehr spröde ist und auf Zugbeanspruchungen in der Deichhaut (z. B. im Bereich der konvexen, sattelförmig verbogenen Flanke einer Setzungsmulde bei einer asymmetrischen Altdeichverstärkung auf weichem Untergrund) gelegentlich mit der Ausbildung ausgeprägter, tiefer Längsrisse reagiert. Nach jüngsten Erfahrungen auf einer Deichbaustelle auf der Insel Fehmarn können sich auch in einer im weich- bis steifplastischen Zustand eingebauten, während der Bauphase oberflächlich abgetrockneten Geschiebemergel-Abdeckung in einer länger andauernden niederschlagsarmen Witterungsphase wie im Sommer 2000 mehrere Dezimeter tiefe, oben Zentimeter breite Trockenrisse ausbilden, die sich mit einsetzendem Herbstregen durch Abbröckeln der Rissränder und Quellvorgänge im Mergel größtenteils von selbst wieder schließen.

3.2.2.3 Eiszeitliche Schluffe und Tone

Diese in Staubecken abgelagerten, teilweise noch vom Gletscher überlaufenen und gestauchten Sedimente zeichnen sich durch ein enges Kornspektrum (Abb. G 29) und eine durchweg geringe Aktivität, d. h. durch einen im Verhältnis zum Klei niedrigen Fließgrenzwassergehalt bei entsprechendem Feinstkornanteil aus. Bei einem Tonanteil ≤ 10 % lassen sich die Zustandsgrenzen zur Bestimmung der plastischen Eigenschaften zumeist nicht ermitteln. Wegen dieser Eigenschaften müssen die geotechnischen Grenzwerte für deichfähigen Beckenschluff im Vergleich zum Geschiebemergel heraufgesetzt werden. Bei den fetten Beckentonen besteht andererseits die Gefahr, dass der gelöste Boden an der Baggerschaufel klebt und dadurch die wirtschaftliche Gewinnbarkeit beeinträchtigt wird.

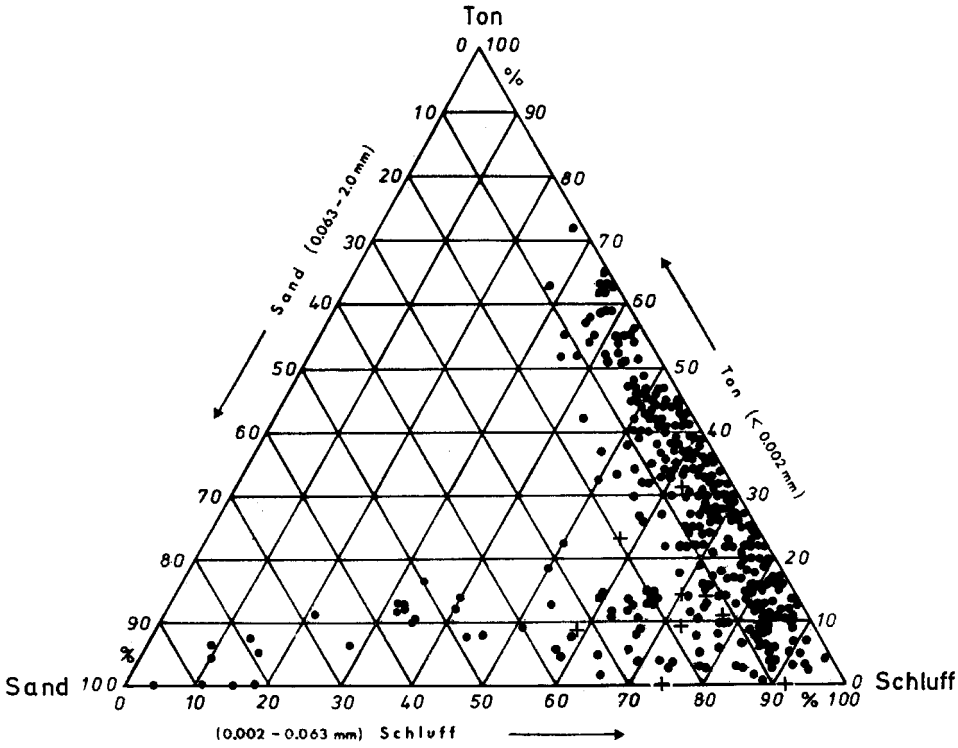


Abb. G 29: Dreiecksdiagramm der Korngrößenverteilung pleistozäner Beckenablagerungen

Auf den umfangreichen statistischen Untersuchungen von Alai-Omid (1976) und den in den Abb. G 31 und G 32 dargestellten Korrelationen zwischen dem Tongehalt und der Fließgrenze bzw. der Plastizitätszahl aufbauend, werden unter Berücksichtigung der Tab. B 6 der EAK 93 „Anforderungen an bindigen Boden im Wasserbau nach Striegler (1968)" für die Verwendung eiszeitlicher Beckenablagerungen (einschl. des Lauenburger Tons) als Deichabdeckboden die in der Tab. G 5 genannten Grenzwerte empfohlen.

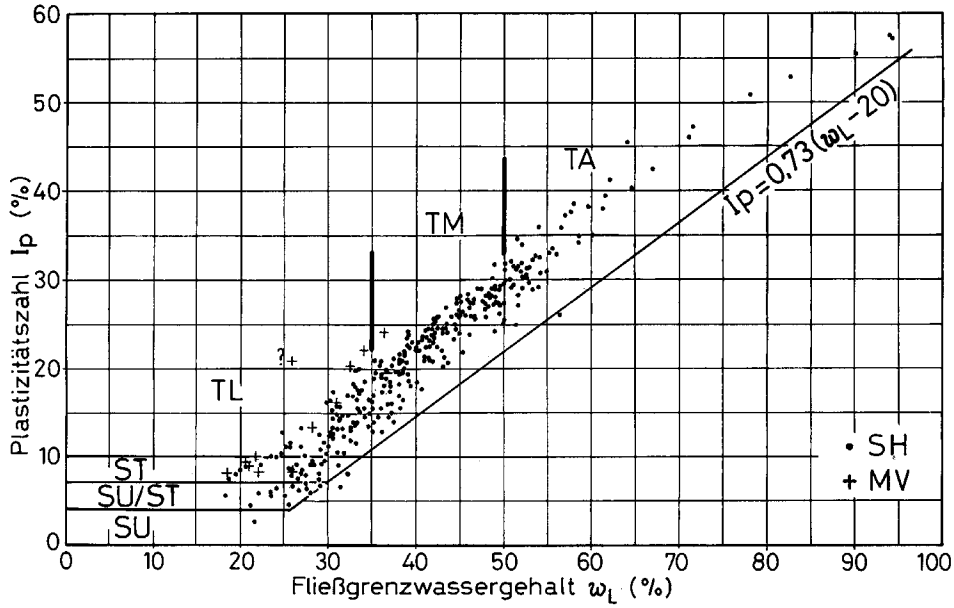


Abb. G 30: Plastizitätskarte für pleistozäne Beckenablagerungen

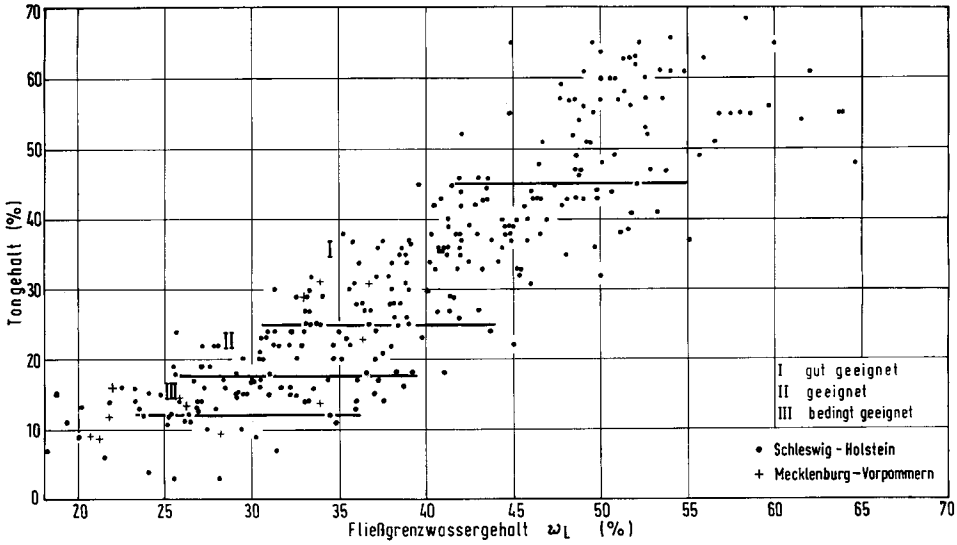


Abb. G 31: Tongehalt vs. Fließgrenze bei pleistozänen Beckenablagerungen

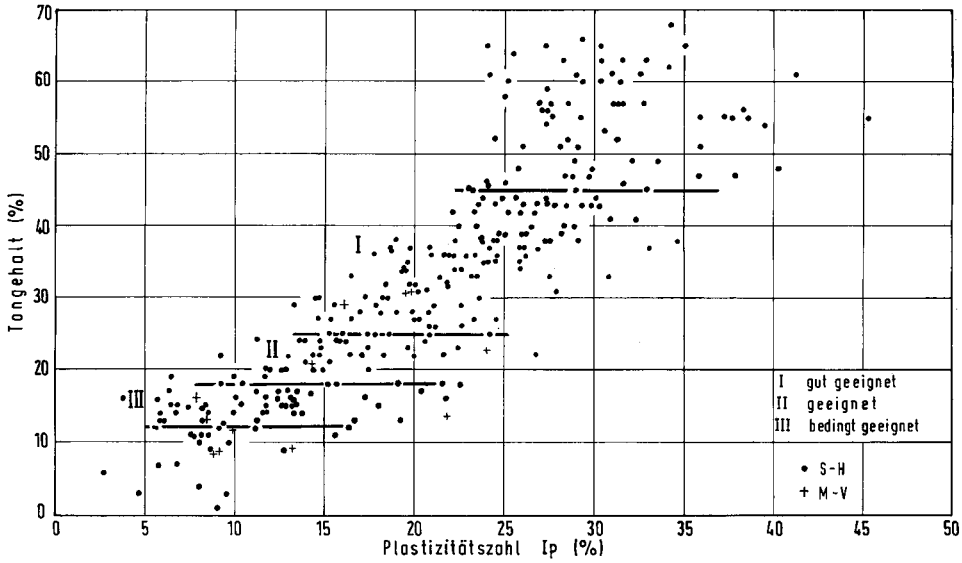


Abb. G 32: Tongehalt vs. Plastizitätszahl bei pleistozänen Beckenablagerungen

Tab. G 5: Empfohlene Grenzwerte für Beckensediment als Deichabdeckung

Bodeneigenschaft	Grenzwerte		
	gut geeignet	geeignet	bedingt geeignet
Bodenart	T,u–U,t,fs'	U,fs,t	U, fs*,t
a) Tonanteil (d < 0,002 mm / %)	25–45	18–25	12–18
b) Sandanteil (d > 0,063 mm / %)	≤ 15	≤ 20	≤ 30
c) Fließgrenze w_L (%)	33–52	27–40	22–35
Plastizitätszahl I_p (%)	15–33	12–24	6–14
d) Einbauwassergehalt w (%)	20–35	18–25	16–20
e) Trockendichte ρ_d (t/m³)	1,50–1,65	1,60–1,70	1,65–1,75
d) Anfangsscherfestigkeit (kPa)	70–300	80–300	100–300

Anm.: Die vorgenannten Zahlenwerte schließen zwar Altdeichböden mit ein, gelten jedoch hauptsächlich für anstehende bindige Schichten aus einer seitlichen Bodenentnahme. Sie decken nicht die gesamte Bandbreite der vorkommenden Beckenablagerungen ab. Kleine Partien aus weniger geeignetem Beckenschluff lassen sich mit brauchbarem Geschiebemergel verschneiden. Eine mögliche Verwendbarkeit hochplastischer, insbesondere eistektonisch vorbelasteter Beckenablagerungen mit Tonanteilen > 45 % muss im Einzelfall von einem erfahrenen Baugrundsachverständigen auch unter Berücksichtigung des Bauablaufs geprüft werden.

3.2.3 Verwendung von Baggergut im Deichbau

Schon seit langem existieren Bestrebungen, das beim Ausbau und bei der Unterhaltung von verkehrstechnisch genutzten Gewässern in großen Mengen anfallende Baggergut auch wirtschaftlich zu nutzen. Angetrockneter tonreicher Baggerschlick wurde in der Vergangenheit örtlich zum Aufbau auch steilgeböschter Polderdämme verwendet, so dass

bei der Einhaltung der erforderlichen Schadstoffkriterien und bestimmter geotechnischer Randbedingungen eine teilweise Wiederverwendung als Abdeckboden im Deichbau naheliegt.

In den Jahren 1997/98 mussten im Zuge der Baumaßnahme Deichbau Glückstadt-Süd drei südlich des Glückstädter Außenhafens gelegene, insgesamt 6,4 ha große Polder vom neuen Deich überbaut bzw. vollständig geräumt werden. Sie wurden in den vorangegangenen 15 Jahren etappenweise und alternierend bis zu 3,5 m hoch mit dem bei der Räumung des Glückstädter Hafens angefallenen flüssigen Schlick aufgefüllt. Bei Baubeginn lag das überwiegend schwach feinsandige, ton- und schluffreiche, ausgeprägt plastische Baggergut in weicher bis zähflüssiger Konsistenz und Anfangsfestigkeiten c_u zwischen 4 und 25 kN/m² vor. Das anfangs nur auf Baggermatratzen befahrbare Schlickspülfeld wurde zunächst geschlitzt und der geländegleiche Grundwasserspiegel abgesenkt, bevor der Boden im Trockenbetrieb ausgehoben und im Bereich der Deichtrasse durch Sand ersetzt werden konnte. Nach dem Entfernen der oberflächlich vom Weidengebüsch stark durchwurzelten Deckschicht wurde zunächst der teilkonsolidierte, mäßig verfestigte Schlick aus den Nachbarpoldern ausgehoben und auf der Sandauffüllung in der neuen Deichtrasse in 0,7–1,0 m Stärke abgelagert. Nach erfolgreich verlaufenen Testversuchen wurde später auch mit dem extrem weichen Schlick aus dem erst 1992 zuletzt beschickten, von der neuen Deichtrasse auf 350 m Länge gequerten Polder entsprechend verfahren. Voruntersuchungen hatten zuvor sichergestellt, dass der Glückstädter Hafenschlick keine unzulässige Schadstoffbelastung enthielt.

Der frisch abgelagerte Schlick besaß sehr niedrige Anfangsscherfestigkeiten von τ_{fl} = 1,0 kN/m² in Oberflächennähe und τ_{fl} = 1,5–2,0 kN/m² in 0,5 bis 1,5 m Tiefe. Im angetrockneten Zustand war die Anfangsscherfestigkeit auf τ_{fl} = 4–15 kN/m² angestiegen. Das im Einbauzustand sehr weiche bis breiige Schüttmaterial trocknet im Laufe der Zeit oberflächlich ab und bildet zuletzt ein durch Schrumpfvorgänge in ein ausgeprägtes Feinpolyedergefüge zerlegtes, bröckeliges, teilweise auch scherbiges bzw. krümeliges Haufwerk, dessen Aggregate gesiebt werden konnten (⇒ Fein- bis Mittelkies mit 15–30 % Grobsand). Wegen des ausgeprägten Sekundärgefüges ließ sich auch der teilkonsolidierte Hafenschlick nur schlecht verdichten; die Proctordichte erreichte mit $0{,}99 < \rho_{pr} < 1{,}11$ t/m³ extrem niedrige Zahlenwerte bei mäßiger Wasserdurchlässigkeit des krümelig-bröckeligen Bodens.

Im vorliegenden Fall bot es sich an, den überwiegenden Teil des zwangsläufig angefallenen Schlickaushubs auf dem 1977 bei der damaligen Elbvertiefung aufgespülten und später zum Deichkern profilierten Sandkörper abzulagern und nach oberflächlicher Abtrocknung soweit es ging zu verdichten. Wegen der großen angefallenen Massen wurde die Einbaustärke des angetrockneten Schlicks auf ca. 0,8 m im Mittel erhöht. Aufgrund seiner ungünstigen Einbau-Eigenschaften wurde der eingebaute Hafenschlick später flächenhaft mit rd. 0,6 m natürlich sedimentiertem Klei aus einer deichnahen Bodenentnahme im Hinterland abgedeckt. Spätere Aufgrabungen haben gezeigt, dass der verdichtete ehemalige Hafenschlick im eingebauten, erdfeuchten Zustand eine sehr geringe Durchlässigkeit und hohe Anfangsfestigkeit aufweist und die an eine Deichabdeckung gestellten geotechnischen Anforderungen gut erfüllt.

Schlickablagerungen der genannten Art wurden u. a. auch in Hamburg (hier zumeist stark schadstoffbelastet) und in alten Spülfeldern am Nord-Ostsee-Kanal bei Brunsbüttel – dort gleichfalls mit ausgeprägtem Polyedergefüge – erkundet.

In den konventionell längsstromklassierten Spülfeldern reichern sich neben dem klastischen Feinstkorn auch die humosen Bestandteile am Spülfeldende an, so dass bei ungünstigem Ausgangsmaterial mit hohem organischen Anteil (z. B. an der Untertrave in Lübeck oder

im Rostocker Hafen) am Spülfeldeinlauf Sande, am Spülfeldende jedoch typische Mudden mit verglühbaren Anteilen zwischen 20 und 45 % und natürlichen Wassergehalten zwischen 240 und 320 % abgelagert werden, die wegen ihrer extrem ungünstigen geotechnischen Eigenschaften als Abdeckboden für Deichbauzwecke selbst nach Zwischenlagerung im angetrockneten Zustand ausscheiden.

Das Baggergut aus Unterhaltungsbaggerungen enthält häufig einen hohen Sandanteil, der sich im längsklassierten Spülfeld hinter dem Einlauf anreichert. Bei einer Verlegung der Einlaufstelle zwecks besserer Füllung des Spülfeldes kommt es zu sehr unregelmäßigen Schichtverzahnungen aus Fein- bis Mittelsand, Schlicksand und Schlicken unterschiedlichster Kornverteilung mit der Folge, dass dieses Baggergut wegen seiner sehr inhomogenen Zusammensetzung als Deichbaustoff nicht geeignet ist. Eine Abtrennung der verschiedenen Kornfraktionen im Hydrozyklon mit nachgeschaltetem Flotationsverfahren hat zur Folge, dass in der von den organischen Beimengungen und Schadstoffen befreiten Feinfraktion aus Schluff auch die Tonbeimengung weitestgehend verloren geht, die für einen Deichabdeckboden aus den eingangs genannten Gründen unerläßlich ist und einen Mindestanteil von 10 %, besser 15–20 % erreichen sollte.

Für die Wiederverwendung ist neben den erprobten Methoden (s. Abschn. 4.2.1) ein neuentwickeltes Verfahren aussichtsreich, wo schlickiges Baggergut mit dem Cutter in einer für Abdeckzwecke geeigneten Zusammensetzung unentmischt in konzentrierter Form ohne nennenswerte Spülwasserzugabe aufgenommen, über eine Druckleitung in einen Polder gepresst und dort getrocknet wird (s. Abschn. 4.3.3). Dieses Verfahren vermeidet die Nachteile einer Kornsortierung durch Längsstromklassierung im Ablagerungsraum. Jüngste Untersuchungen in einem nach diesem Verfahren beschickten Polder in Hamburg-Altenwerder haben gezeigt, dass der im zähflüssigen Zustand eingepumpte Schlick (Anfangsfestigkeiten zwischen 0,6 und 1,5 kPa) bei einer Einbaustärke von 40 cm bereits nach 2-monatiger Liegezeit weitgehend abgetrocknet und verfestigt war ($c_u \geq 50$ kPa), während mit zunehmender Schlickstärke unterhalb der engständig von Schrumpfrissen durchsetzten, angetrockneten und verfestigten Deckschicht im gleichen Zeitraum keine nennenswerte Konsolidierung eingetreten ist (Temmler et al., 1999).

Falls Möglichkeiten für eine zügige Trocknung nicht gegeben sind oder der erforderliche Feinstkornanteil nicht vorhanden ist, kommt ggf. eine Nachbehandlung des breiigen Schlicks unter Zugabe von gebranntem Kalk bzw. Bentonitmehl in Frage. Generell sollte jedoch angestrebt werden, im Bedarfsfall angetrocknetes, tonreiches Baggergut zur Deichabdeckung zu verwenden. Wegen des bröckeligen Gefüges ist in diesem Fall darauf zu achten, dass der Einbau und die Verdichtung mit Planierraupen in dünnen Lagen mit Schichtstärken ≤ 30 cm erfolgt. Hierzu sollten in jedem Fall eine Probeschüttung vorgenommen und das optimale Einbau- und Verdichtungsverfahren getestet werden.

Die am bindigen Baggergut ermittelten Beziehungen zwischen dem Fließgrenzwassergehalt und dem Glühverlust, der Plastizitätszahl und dem Tonanteil sind in den Abb. G 33–35 grafisch dargestellt. Schwach konsolidierter Glückstädter Hafenschlick mit den in den vorgenannten Bildern dunkel schattierten Klassifizierungsmerkmalen wurde 1980 erfolgreich zur Aufhöhung schmaler, unter 1 : 2 geneigter Polderranddämme verwendet, die – von einer besonders exponierten, 1981 gebrochenen Stelle neben einem tiefen Prielauslauf abgesehen – mit einer NN-Höhe von ca. + 5,80 m allen seither eingetretenen sehr schweren Sturmfluten in der Elbe widerstanden haben. Mit entsprechenden Eigenschaften kann solches Material die zur Deichabdeckung erforderliche Kleischicht teilweise ersetzen, wenngleich eine mehrere dezimeterstarke Abdeckung aus natürlichem Boden schon allein wegen der Schadstoffproblematik im Regelfall unentbehrlich erscheint.

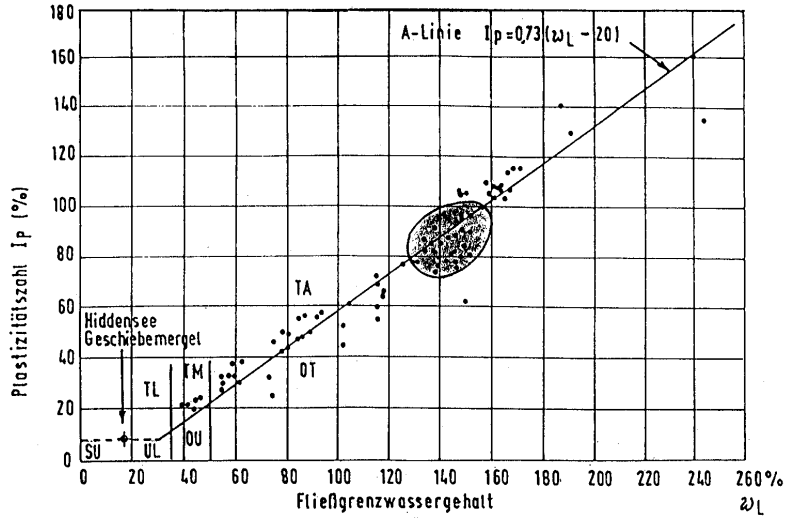


Abb. G 33: Fließgrenze vs. Plastizität beim bindigen Baggergut

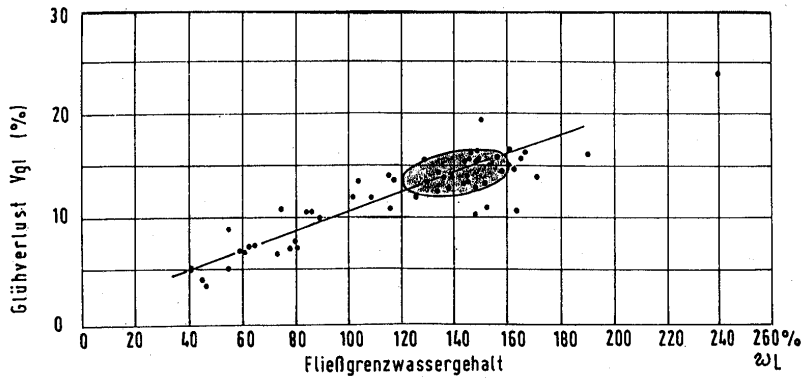


Abb. G 34: Fließgrenze vs. Glühverlust beim bindigen Baggergut

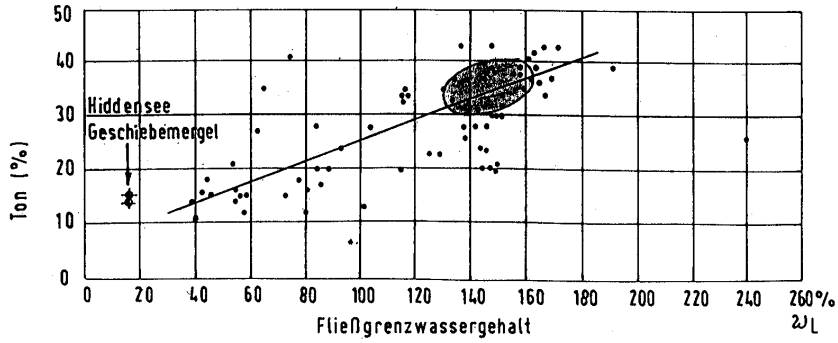


Abb. G 35: Tonanteil vs. Fließgrenze beim bindigen Baggergut

Für die Verwendung von bindigem Baggergut als Deichabdeckboden werden die Grenzwerte der Tab. G 5a empfohlen.

Tab. G 5a: Grenzwerte der Bodeneigenschaften für bindiges Baggergut als Deichabdeckboden

Bodeneigenschaften	Grenzwerte	
	Geschiebelehm/-mergel	Hafenschlick
a) Glühverlust (%)	≤ 5	≤ 20
b) Tonanteil (d < 0,002 mm / %)	≥ 15	≥ 15
c) Sandanteil (d > 0,063 mm / %)	≤ 60	≤ 40
d) Anfangsscherfestigkeit (kPa)	≥ 25	≥ 15

Anm.: Baggergut aus anstehendem, relativ festem bindigem Boden (Lehm, Mergel) sollte mit moderner Technik unter möglichst geringer Wasserzugabe in unveränderter Zusammensetzung gewonnen werden. Für ein Baggergut aus Beckenschluff oder normalkonsolidiertem Klei können unter dieser Voraussetzung die Tabellenwerte G 5 bzw. G 3 als Bewertungsmaßstab zugrunde gelegt werden, wobei sich die dort geforderten Grenzwerte für den Einbauwassergehalt, die Trockendichte und die Anfangsscherfestigkeit bei aufgeweichtem Material durch eine Zwischenlagerung oder Nachbehandlung durch Abtrocknung, Bodenumsetzung und/oder Bodenaufbereitung erreichen lassen (s. Abschn. 4.3.3).

Baggergut aus Hafenschlick sollte in der an der Gewässersohle anstehenden Konsistenz und Zusammensetzung ohne nennenswerte Wasserzugabe aufgenommen und gefördert werden (Abschn. 4.3.3). Die hohen Atterberg-Grenzwassergehalte beruhen nicht zuletzt auf dem i. d. R. beträchtlichen Anteil an feinverteilter organischer Substanz, die sich insbesondere bei muddeartigem Charakter des Sedimentes auf einige für Deichbauzwecke wesentliche geotechnische Eigenschaften sehr nachteilig auswirkt (geringe Zerfallsziffer, niedriger Reibungswinkel, geringe Kohäsion und starke Schrumpfung des organischen Schluffes). Deshalb ist auf die Einhaltung des oben genannten Mindesttonanteils d < 0,002 mm als wichtigstes Kriterium zu achten; im Falle einer Ausflockung der Feinkornfraktion bei der Korngrößenbestimmung nach DIN 18123 ist eine vorherige Behandlung der Probe mit H_2O_2 angezeigt (s. DIN 19683-4).

Hinweise und Anmerkungen

1. Eine Verwendung von Baggergut im Deichbau kann nur dann erfolgen, wenn
   - die geotechnische Verwendbarkeit des Baggermaterials belegt ist,
   - die Materialbeschaffenheit hinsichtlich der Inhaltsstoffe einen bedenkenlosen Einsatz des Baggergutes zulässt und
   - die Belegenheit von Baggergutentnahmen und Deichbaustellen einen entsprechend wirtschaftlichen Einsatz von Baggergut erwarten lassen.
2. Die geotechnische Verwendbarkeit ist bei sandigem Baggergut als Baustoff für den Deichkern unter den in 3.2.1.1 aufgeführten Kriterien erfüllt. Für Baggergut mit hohem Gehalt an Feinstanteilen gelten die jeweils vergleichbaren Kriterien nach 3.2.2.1 und folgende.
3. Hinsichtlich der Schadstoffe im Baggergut sind Toleranzgrenzen bei Baggergut mit hohem Feinstanteil grundsätzlich zu beachten. Der Einbau von belastetem Baggergut ist nur dann tolerabel, wenn bedingt durch seine Verwendung und Einbauweise keine Veränderungen des umgebenden Grundwassers zu erwarten sind, diese zumindest aber in engen Grenzen und in Abstimmung mit gewässerschutzrechtlichen Anforderungen gehalten werden können.
4. Eine ausdrückliche, auf eine Verwendung von Baggergut im Deichbau zugeschnittene bodenschutzrechtliche oder abfallrechtliche Regelung besteht zzt. nicht. Entsprechend gibt es auch keine diesbezüglichen Richt- oder Grenzwerte für den Einbau von Baggergut. Die bestehenden bodenschutzrechtlichen und abfallrechtlichen Vorschriften lassen nur einge-

schränkt eine Festlegung von Schadstoffgrenzen für die Verwendung von Baggergut zu (TEMMLER et al., 1999). Trotzdem ist eine analoge Einordnung zu den in diesen Bestimmungen genannten Böden und Stoffen erforderlich und zu beachten, damit die grundsätzliche Verwendbarkeit wie die Einbauanforderung im Einzelfall geklärt werden kann. Wird bindiges Material zur Abdeckung des Deiches in der nichtdurchwurzelbaren Zone unter einer Kleischicht eingesetzt, können die Zuordnungswerte der Einbauklasse LAGA Z 1.1 für Feststoff angewendet werden.

5. Eine Baggergutverwendung im Deichbau ist heute, aber auch künftig, nur im speziellen Einzelfall möglich, weil nur im Falle des besonderen Zusammentreffens von örtlichen sowie zeitlichen mit stofflichen Randbedingungen, aber auch die Zufälligkeit im Wettbewerbsverfahren zu diesen Einzelfällen führen. Selbst vergleichbar einfache Materialentnahmen für Deichbauten im Zusammenhang mit in der Nähe gelegenen Unterhaltungsbaggerungen wie im Falle „Deichbauvorhaben Neufeld/Unterhaltungsbaggerung Elbehafen Brunsbüttel" brachten trotz theoretisch zunächst klar erkennbarer erheblicher Kostenvorteile bei Verwendung von sandigem Baggergut am Ende der Maßnahme nur vergleichsweise mäßige Gesamteinsparungen in Bezug auf beide Maßnahmen. Daher ist eine vergleichende, detaillierte Überprüfung der o. a. Randbedingungen für jeden Einzelfall einer Baggergutverwendung dringend erforderlich.
6. Zur Frage des Umganges mit Baggergut haben der BMV für die Bundeswasserstraßen und die Küstenländer für die in ihrer Zuständigkeit liegenden Küstengewässer z. T. unterschiedliche Baggergutkonzepte entwickelt (Bund: „Handlungsanweisung Baggergut Küste", HABAK und Handlungsanweisung Baggergut Binnen, HABAB), die den Umgang mit Baggergut regeln und in denen neben rechtlichen und technischen Regeln auch Umsatzmengen, Baggergutbelastungen und vor allem Richtwerte für die aquatische Unterbringung aufgeführt sind. Konkrete Verwendungs- oder Verwertungsregeln für den Deichbau können bisher von diesen Konzepten nicht abgeleitet werden.

   Diese Konzepte sollen auf Ebene einer Bund/Küstenländer-Arbeitsgruppe schrittweise harmonisiert werden mit dem Ziel, Verwertungs- und Verwendungskonzepte zu erfassen, mit denen in Zukunft ein übergreifendes Baggergutmanagement möglich wird. In einem ersten Schritt ist dieses für die Behandlung von TBT-haltigem Baggergut gelungen. Ähnliche Ziele verfolgt auch der HTG-Fachausschuss „Baggergut" mit dem Erarbeiten von technischen und rechtlichen Kriterien sowie Randbedingungen beim Umgang mit Baggergut als Arbeitsschwerpunkt sowie der HTG-Fachausschuss „Nassbaggertechnik", der sich im Wesentlichen mit den maßgeblichen Entnahme- und Transporttechniken einschließlich deren wirtschaftlichem Einsatz befasst.

4. Bau des Deichkörpers

Erdarbeiten im Deichbau sind durch bautechnisch schwierige Böden gekennzeichnet. Deshalb müssen Kenntnisse über die geotechnischen Eigenschaften der Böden im Untergrund und beim Gewinnen, Transportieren und Einbauen vorliegen, was im geotechnischen Bericht oder Gutachten zu beschreiben ist. Gleichermaßen sind baubetriebliche Erfahrungen im Geräteeinsatz und in der Gerätetechnik notwendig. Zudem werden die Erdarbeiten durch strenge Vorgaben in der Bauzeit und ungünstige Witterungsbedingungen erschwert.

Für den Bau eines Deichkörpers müssen daher neben den Untergrundverhältnissen die einzubauenden Böden hinsichtlich ihrer geotechnischen Eigenschaften, Mengen sowie Ab- und Einbaueigenschaften bekannt sein (Abb. G 36). Nur wenn diese Grundlagen ausreichend untersucht und beschrieben sind, kann eine reibungslose und zügige Durchführung der Deichbaumaßnahmen geplant werden. Auch auf extreme Witterungseinflüsse muss sich bei den vergleichsweise schwierigen Böden an den Küsten und Tidestromufern eingestellt werden. An der Nordsee sind dies die Kleiablagerungen mit unterschiedlich starken Sand- und Torfbeimengungen, Torfe, Schlicke aber auch gleichkörniger Wattsand. Die Herausforderungen im Erdbau an der Ostsee liegen in den organischen Mudden und Torfen sowie in den verschiedenen Geschiebeböden. Bei wenig tragfähigen Böden im Untergrund sind Bodenverbesserungen beim Bau von Deichkörpern immer wieder notwendig. Es kann sogar eine gezielte Bodenaufbereitung erforderlich werden, um die anstehenden Böden im Hinblick auf Standsicherheiten, Verformungen und Gebrauchstauglichkeit (z. B. ausreichende Erosionsbeständigkeit) verwenden zu können.

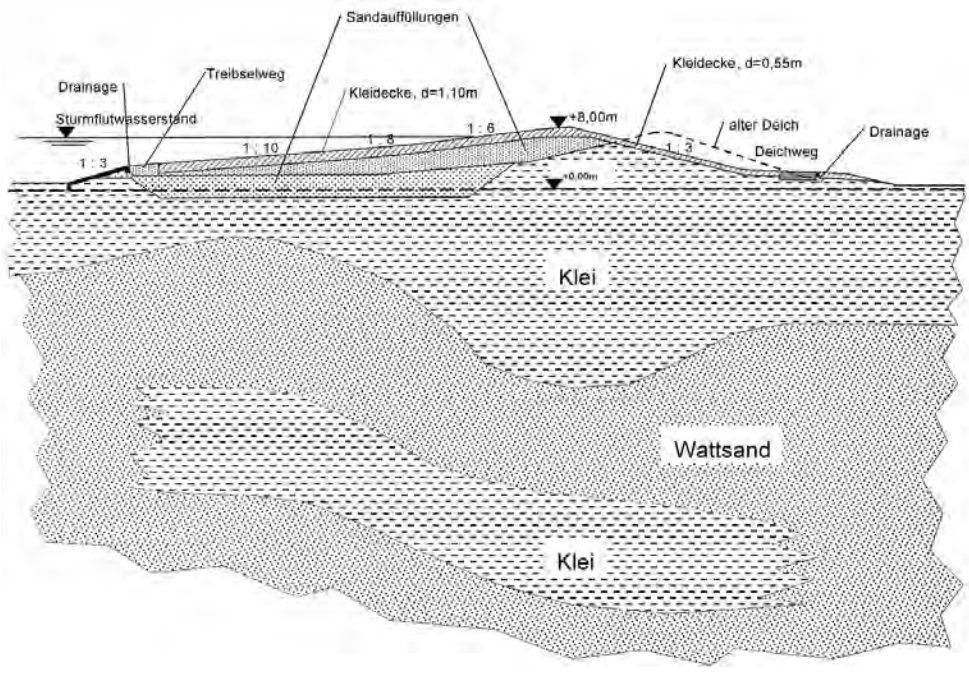


Abb. G 36: Beispiel einer Deichverstärkung Tümlauer Koog im Querschnitt

Neben Kenntnissen über Untergrund- und Bodenverhältnissen müssen auch die Grundwasserverhältnisse erkundet sein. Gerade das hochanstehende Grundwasser hat maßgeblichen Einfluss auf Erdbauverfahren und Untergrundverbesserungen.

4.1 Vorbereiten der tragfähigen Deichbasis

Für den Bau eines Deichkörpers ist in der geplanten Trasse eine tragfähige Deichbasis erforderlich. Der Untergrund muss in der Lage sein bzw. durch Maßnahmen soweit verbessert werden, dass die aus dem Deichkörper resultierenden Erdlasten mit ausreichender Sicherheit vom Untergrund aufgenommen werden können. Dies ist in erdstatischen Berechnungen auf der Grundlage von erkundetem Schichtaufbau und bestimmten Bodenkennwerten nachzuweisen. Die Nachweise beinhalten eine Überprüfung auf Geländebruch und Grundbruch sowie Setzungen und deren zeitlichen Verläufe. Auch Maßnahmen zur Beschleunigung oder Begrenzung von Setzungen sind dabei ggf. zu untersuchen.

Bei unzureichender Tragfähigkeit des Untergrundes sind Baugrundverbesserungen durchzuführen. Sie sind immer dann zu erwarten, wenn ehemalige Priele, Spülfelder, Kolke, Wehle, frühere Bodenentnahmen (Pütten) oder Ähnliches in der geplanten Deichtrasse liegen. Die beim Deichbau üblichen Baugrundverbesserungen werden nachfolgend vorgestellt.

4.1.1 Räumung von Weichböden

Um beim Deichbau unkontrollierte Bodenverdrängungen und Weichbodeneinschlüsse zu vermeiden bzw. die Verformungen (Setzungen) bei der Ausführung auf ein verträgliches Maß zu begrenzen, kann die Räumung von oberflächennahen Weichschichten sinnvoll sein. Dies gilt besonders beim Trockeneinbau hoher Schüttungen mit steilem Böschungswinkel. Als Weichschichten werden für den Nordsee- und Tidestrombereich Schlicke geringer Anfangsscherfestigkeiten ($c_u < 10$ KN/m^2) bezeichnet, die in der geplanten Trasse vor dem Bau des Deichkörpers abzugraben sind. An der Ostsee handelt es sich bei den Weichböden um Torfe und organische Mudden, die ebenfalls vergleichsweise geringe Anfangsscherfestigkeiten besitzen.

Maßgebend für das bautechnische Verfahren zur Räumung der Weichböden sind die anstehenden Schichtmächtigkeiten sowie die Außen- und Grundwasserstände. Meist ist die Räumung mit Tieflöffelbaggern für Aushubarbeiten bis zu wenigen Metern ein wirtschaftliches Verfahren (s. Abb. G 37 und Abschn. 3.2.2). Bei großem Massenanfall und mehreren Metern Tiefe im Grundwasser kann auch das Nassbaggerverfahren (s. Abschn. 3.2.1) zur Ausführung kommen. Falls die Räumung des Weichbodens im Trockenen erfolgen soll, so ist dafür eine Wasserhaltung durch offene Gräben oder tieferliegende Dränagen vorzusehen.

Das bautechnische Verfahren zur Räumung der Weichböden hängt außerdem von den zur Verfügung stehenden Ablagerungs- und Deponierungsmöglichkeiten ab. Es sollte untersucht werden, ob eine Wiederverwendung der geräumten Weichböden möglich ist. Weichböden mit Körnungsanteilen und organischen Anteilen entsprechend den Anforderungen der Empfehlung B in den Abschnitten 3.2 und 3.3 oder der Empfehlung G im Abschn. 3 sind deichfähig. Sie sollten mit möglichst geringer Wasseraufnahme abgegraben und durch Verdunstung oder Konsolidation in Bodendeponien anschließend solange entwässert werden, bis die Eigenschaften als Dichtungs- und Abdeckmaterial erfüllt sind. Da für den Deichbau nicht immer Klei in ausreichender Qualität in unmittelbarer Nähe zur Verfügung steht, kann

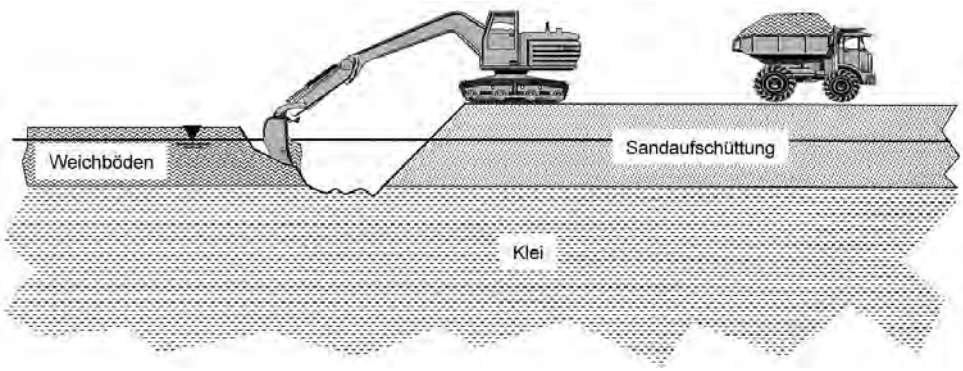


Abb. G 37: Räumung des Weichbodens durch Tieflöffelbagger

die Konsolidation der ausgeräumten Weichböden aus der Deichtrasse in Bodendeponien eine wirtschaftliche Alternative darstellen. Eine Verklappung auf See oder Verspülung auf Watt- und Vorlandflächen ist zwar bautechnisch einfach umsetzbar, jedoch ökologisch zu beurteilen.

Ob ein Nassbaggerverfahren oder eher ein Trockenbetrieb zu wählen ist, hängt weniger vom Erdbauverfahren sondern mehr von den Randbedingungen ab. Auf Einzelheiten der Verfahren zur Räumung von Weichschichten wird nicht weiter eingegangen, da dies in den Abschnitten 4.2.1 (Nassbaggerverfahren) und 4.2.2 (Trockenbetrieb) beschrieben wird.

4.1.2 Bodenaustausch

Steht eine unzureichend tragfähige Schicht oberflächennah an, so ist sie aus Standsicherheitsgründen oder wegen zu großer Setzungen gegen tragfähigen Boden auszutauschen. Bis in Schichtmächtigkeiten von wenigen Metern kann der anstehende Weichboden wirtschaftlich durch Tieflöffelbagger ausgehoben werden. Auch größere Tiefen bis 15 m sind möglich, jedoch ist bei hochanstehendem Grundwasser ein schwimmendes Gerät (Ponton) für den Baggereinsatz notwendig. Ab diesen Tiefen und größeren Aushubmassen werden Nassbaggerverfahren wirtschaftlich (Abb. G 38).

Unmittelbar nach dem Aushub erfolgt die Verfüllung mit tragfähigem Boden. Unterhalb des See- bzw. Grundwassers sind als Verfüllboden nur nichtbindige Sande, Kiese und Kies-Sandgemische mit Schluff- und Tonbeimengungen kleiner als 10 % zu empfehlen. Das Einbringen dieser Böden unterhalb des Wasserspiegels erfolgt entweder als Vorkopfschüttung oder durch Einspülen über Transportleitungen. Beim Bodenaustausch unter Wasser ist darauf zu achten, dass der Zeitraum zwischen Aushub und Verfüllung möglichst kurz gehalten wird, damit beim Bodenaustausch Schlickablagerungen durch Sedimentation der bindigen und organischen Aushubböden minimiert werden.

Oberhalb des Wasserspiegels können neben den vorgenannten nichtbindigen Sand-Kies-Gemischen und schwachbindigen Sanden auch bindige Böden wie Geschiebemergel, Klei und Beckensedimente eingebaut werden (s. Abschn. 3.2.1). Dies sollte lagenweise über eine flächige Verteilung mit Schubraupen erfolgen. Maßgebend dabei ist, dass die geotechnischen Eigenschaften der Böden so erhalten bleiben bzw. aufbereitet werden, dass eine Verdichtung und Befahrbarkeit der bindigen Böden gewährleistet wird.

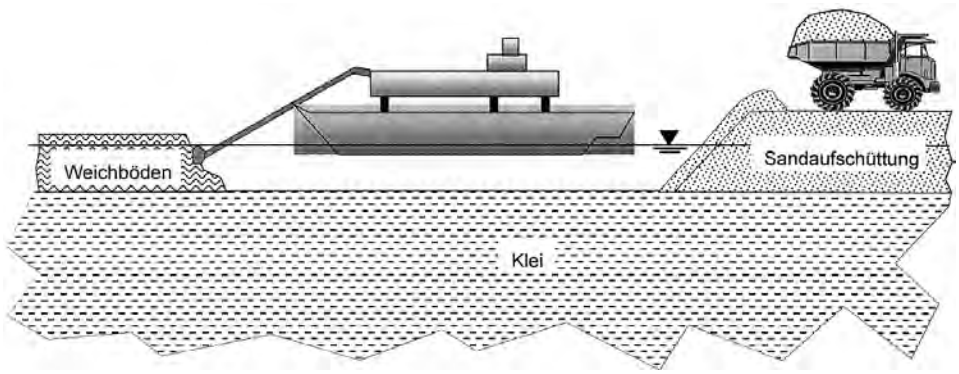


Abb. G 38: Bodenaustausch im Nassbaggerverfahren

Weitere Einzelheiten zu den Bauverfahren mit vollständigem und teilweisem Bodenaustausch, sind dem Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund (Forschungsstelle für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 1988) zu entnehmen. Darüber hinaus wird auf die Abschnitte 4.2.1 (Nassbaggerverfahren) und 4.2.2 (Trockenbetrieb) verwiesen.

Wie bei der Räumung von Weichböden, so sollte auch beim Bodenaustausch geotechnisch untersucht werden, ob der entnommene Weichboden durch Entwässerung infolge Konsolidation und Trocknung nicht als Füll- oder gar als Abdeck- und Dichtungsboden wiederverwendet werden kann (s. Abschn. 3). Eine Wiederverwendung hängt maßgeblich auch von den wirtschaftlichen Randbedingungen einer Deichbaumaßnahme ab. Sowohl geo- als auch verfahrenstechnisch ist eine Wiederverwendung grundsätzlich realisierbar.

4.1.3 Vertikaldränage

Zur Beschleunigung der Konsolidation von bindigen und organischen Böden werden Vertikaldränagen verwendet, die das Porenwasser infolge Auflast entspannen und abführen. Die Vertikaldränagen sind in bindigen geringdurchlässigen Schichten anzuordnen und sollten oben in einer durchlässigen nichtbindigen Schicht enden. Zwischen dem mit See- bzw. Tidewasserspiegel korrespondierenden tiefen Grundwasserleiter und den Dränunterkanten sollte eine mindestens 1 m mächtige, bindige Sperrschicht verbleiben, um im Sturmflutfall eine Aufsättigung in den sandigen Deichkern zu vermeiden (Temmler, 1995). Durch die schnellere Abgabe des Porenwassers über die Vertikaldränagen erhöhen sich die Festigkeitseigenschaften der bindigen Böden früher und die Setzungen klingen schneller ab.

Die Vertikaldränagen können im Deichbau als Sandsäulen, Band- bzw. Streifendräns oder Rohrdräns ausgeführt werden (Abb. G 39). Als Filter werden entweder Vliese aus Geotextilien, Pappen und Papier, Kunststoffrohre oder mineralische Kornfilter eingesetzt, die filtertechnisch jeweils auf den umgebenden Boden abzustimmen sind. Die Filterwirksamkeit muss in erster Linie während der Bauphase und in den ersten Jahren nach Aufbringen der Hauptbelastung gewährleistet sein, weil danach die Weichschichten soweit konsolidiert und verfestigt sind, dass ein Zusetzen der Filterporen keine grundsätzliche Bedeutung mehr hat. Erfahrungsgemäß sind die handelsüblichen Band- und Rohrdräns zur Anwendung im Deichbau geeignet. Auch das Einbauverfahren der Vertikaldränagen ist im Hinblick auf die Filterwirksamkeit zu beachten.

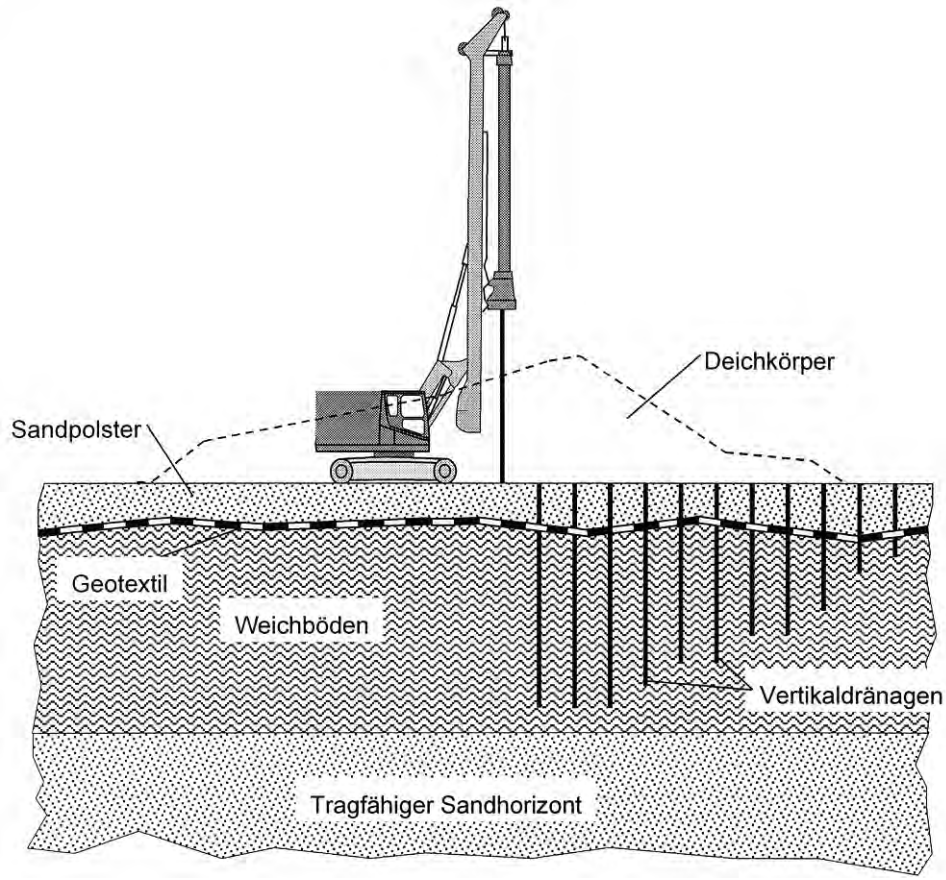


Abb. G 39: Anordnung von Vertikaldränagen

Für die Vertikaldränage im anstehenden Boden wird eine Überprüfung der Filterwirksamkeit empfohlen. Als Grundlage dafür können das Merkblatt für die Anwendung von geotextilen Filter (BAW – MAG, 1993) und das Merkblatt für die Anwendung von Kornfilter (BAW – MAK, 1989) herangezogen werden. Die Bemessung der Abstände und Durchmesser von Vertikaldränagen ist maßgeblich von der Feinschichtung (z. B. Sandstreifen) und der kornanalytischen Zusammensetzung der Weichschichten sowie der Schichtmächtigkeit bestimmt. Darüber hinaus richten sich die Abstände und Durchmesser nach dem zeitlichen Konsolidationsziel, was im Rahmen der Deichbaumaßnahme vorgegeben ist. Ansätze zur Bemessung von Abständen und Durchmesser der Vertikaldräns sind dem Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund (Forschungsges. für Straßen- und Verkehrswesen, 1988) angegeben.

Die Bemessung der Dränabstände und Drändurchmesser ist von den geotechnischen Gutachtern der Deichbaumaßnahme im Vorwege durchzuführen. Werden dann seitens der bauausführenden Firmen alternative Vertikaldränagen angeboten, so ist dafür eine Bemessung beizulegen, die vom geotechnischen Gutachter hinsichtlich geotechnischer Gleichwertigkeit zu prüfen und zu bewerten ist. Dies ist besonders bei neu entwickelten Vertikaldränverfahren zu empfehlen.

Die Wahl des Vertikaldräns ist neben der Verbesserung und Beschleunigung der Konsolidation in diesem Zusammenhang auch hinsichtlich der Standsicherheitserhöhung zu bewerten. Beispielsweise wird die Standsicherheit für den späteren Dammkörper (Geländeund Grundbruchsicherheit) durch zugfest geotextil ummantelte Sanddräns mit mehreren Dezimetern Durchmesser gegenüber in den Boden eingestochenen Pappdräns deutlich erhöht.

Die Vertikaldräns werden durch Rammen, Bohren, Eindrücken und Einspülen in den Untergrund eingebaut. Die Einbaupunkte werden im Dreiecksraster mit gleichen gegenseitigen Abständen angeordnet. Die Einbauverfahren der verschiedenen vertikalen Dräntypen (Sand-, Rohr-, Streifen- oder Banddräns) sind im Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund (Forschungsges. für Straßen- und Verkehrswesen, 1988) beschrieben.

4.1.4 Vorbelastung

Bei ausreichendem zeitlichen Vorlauf für den Bau des geplanten Deichkörpers bietet sich zur Verbesserung der Festigkeitseigenschaften des Untergrundes und einer Vorwegnahme von Setzungen (beispielsweise bei der Verlegung von Leistungen quer zur Deichachse) eine Vorbelastung an. Durch die Vorbelastung des anstehenden Untergrundes wird das Porenwasser ausgedrückt, der Porenraum verringert und damit die Tragfähigkeit (Anfangsscherfestigkeit) erhöht. Die Höhe der Vorbelastung und deren stufenweise Aufbringung (Abb. G 40) richtet sich nach den durch Baugrunduntersuchungen ermittelten Anfangsscherfestigkeiten der anstehenden Böden und ist über Grund- und Geländebruchuntersuchungen zu ermitteln (s. Abschn. 6 der Empfehlung B). Die aus den Vorbelastungen resultierenden Setzungen und deren zeitliche Verläufe sind baubegleitend zu bestimmen (s. Abschn. 7 der Empfehlung B).

Als Auflastböden sind tragfähige nichtbindige und schwachbindige Sande, Kiese oder Kies-Sandgemische zu verwenden, die gleichzeitig als Dränschicht für das nach oben austretende Porenwasser und außerdem als befahrbare Tragschichten für den weiteren Bau des Deichkörpers dienen.

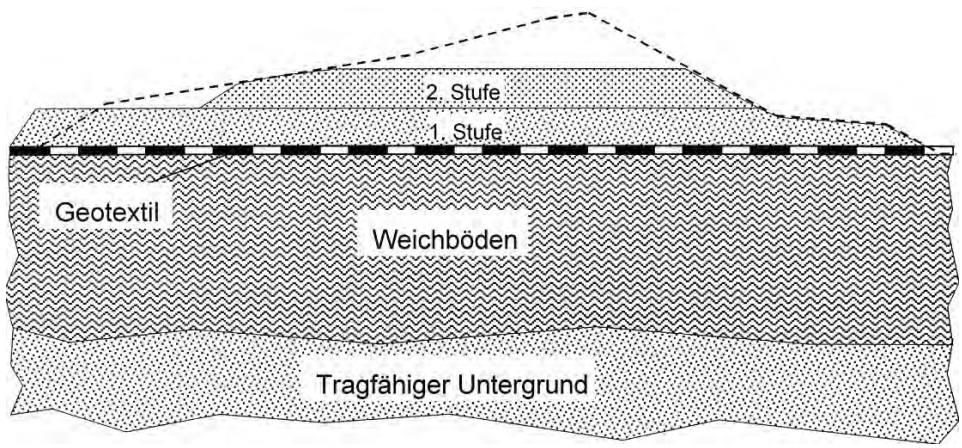


Abb. G 40: Schematische Vorbelastung

4.1.5 Geokunststoffe

Geokunststoffe werden im Deichbau als zugfeste Bewehrungen und lastverteilende Matten zur Erhöhung der Standsicherheit und Tragfähigkeit eingesetzt (Abb. G 41). Außerdem besitzen sie ausreichende Festigkeiten, um Zugkräfte aus Setzungen und Spreizungen aufzunehmen und Scherbeanspruchungen aus Grund- und Geländebruchbelastungen zu übertragen.

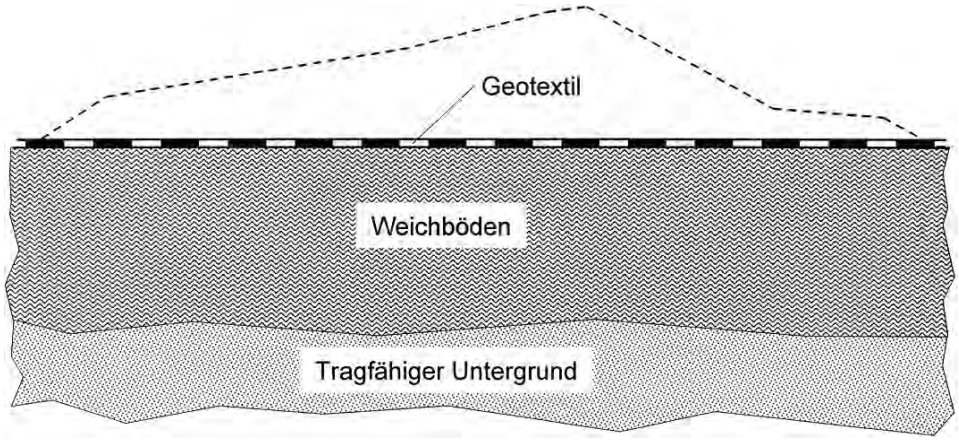


Abb. G 41: Geokunststoffe zur Bewehrung von Deichaufstandsflächen

Der Einsatz von Geokunststoffen zur Bewehrung der Deichaufstandsfläche gegen Brüche ist aus dem Bau von Verkehrswegedämmen auf wenig tragfähigen Untergrund bekannt und hat sich sowohl dort als auch bei Deichbaumaßnahmen seit Jahrzehnten bei einer Vielzahl von Baumaßnahmen auf weichen Untergrund bewährt. Die erforderlichen Standsicherheitsnachweise (z. B. Gleiten, Grundbruch, Gelände- und Böschungsbruch, Setzungen) und Nachweise für die Bewehrungen (z. B. gegen Bruch, Herausziehen) sind in folgenden Empfehlungen erläutert und dort zu entnehmen:

- Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, Forschungsges. für Straßen- und Verkehrswesen, 1988,
- Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswege, 1994 und
- Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen EBGEO, DGGT (Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V.), 1997.

Neben der standsicherheitserhöhenden Wirkung werden durch flächig ausgelegte Geotextilien auch ausführungstechnische Vorteile erreicht. Geotextilien an der Deichaufstandsfläche dienen in Verbindung mit einem drüberliegenden Sandpolster auch als Trennschicht zum darunter wenig tragfähigen Untergrund, indem die Gefahr von Durchmischungen und örtlichen Verdrängungen bei Befahren mit schweren Baufahrzeugen erheblich reduziert wird. Außerdem können Geokunststoffe beim Vorbereiten der tragfähigen Deichbasis auch die Funktion als Filter oder Dräne übernehmen. Dabei haben sie die Aufgabe, einen Wasserdurchfluss bei gleichzeitigen Rückhalt des Bodens zu ermöglichen. Die Filterwirksamkeit ist gemäß den vorgenannten Empfehlungen sowie nach dem Merkblatt für die Anwendung geotextiler Filter (BAW – MAG, 1993) nachzuweisen.

Kostenaufwendiger – aber aus Gründen einer kurzen Bauzeit wesentlich interessanter – sind Gründungssysteme aus geokunststoffbewehrten Tragschichten über geokunststoffummantelten pfahlähnlichen Gründungselementen (Abb. G 42). Dadurch wird eine Lastabtragung in tiefer liegenden tragfähigen Baugrund ermöglicht. Die geokunststoffummantelten Sandsäulen werden im Bodenersatz- oder Verdrängungsverfahren hergestellt. Sie müssen an der Unterkante gedichtet werden, um im Sturmflutfall eine Aufsättigung des sandigen Deichkerns aus dem mit See- oder Tidewasserspiegel korrespondierendem sandigen Grundwasserleiter zu vermeiden. Weitere Einzelheiten zur Herstellung, Tragverhalten und Anwendung geokunststoffummantelter Sandpfähle sind KEMPFERT u. WALLIS (1997) und RAITHEL u. KEMPFERT (2000) zu entnehmen.

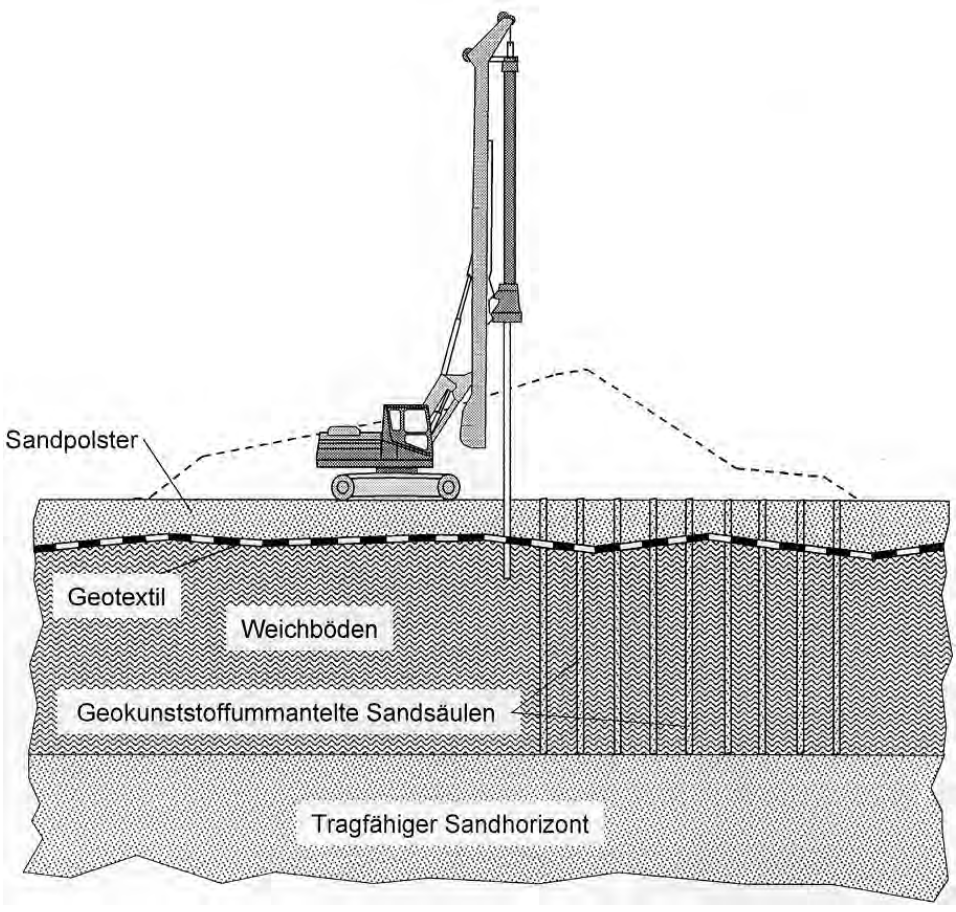


Abb. G 42: Gründungssystem aus Geokunststoff bewehrten Tragschichten und geokunststoffummantelte Sandsäulen

4.2 Einbau des Kernmaterials

4.2.1 Nassbaggerverfahren

4.2.1.1 Gerätewahl

Die Auswahl von geeigneten Geräten für die Herstellung des Deichkerns im Nassbaggerverfahren hängt von verschiedensten technischen, ökologischen und wirtschaftlichen Bedingungen ab:

Technische Bedingungen
- Lage der Gewinnungsstelle und Entfernung der Gewinnungsstelle von der Baustelle
- Seegangs- und Strömungsbedingungen, Wassertiefen sowie Schiffsverkehr im Gewinnungsgebiet und an der Anlandestelle
- Geologische und geomorphologische Verhältnisse der Lagerstätte,
- Vorgesehene Entnahmetiefe
- Quantität und erforderliche Qualität des Bodens
- Schutz vorhandener Bauwerke

Ökologische Bedingungen
- Mögliche Veränderungen der hydrodynamischen Bedingungen und des Sedimenttransportes
- Mögliche Beeinflussung der Grundwasserverhältnisse
- Mögliche Beeinträchtigung von Flora, Fauna und Kulturgütern

Wirtschaftliche Bedingungen
- Aufwendungen für Ausgleichsmaßnahmen infolge ökologischer Randbedingungen der Bodenentnahmestelle
- Methode der Baggerung, des Transportes und des Einbringens des Kernmaterials
- Verfügbarkeit geeigneter Nassbaggergeräte auf dem Markt
- Quantitative und qualitative Bedingungen für die Nassbaggerung
- Verbesserung der Eigenschaften des Bodenmaterials
- Mögliche hohe Ausfallzeiten infolge unterschiedlicher technischer Randbedingungen

Diese hier gezeigte Vielzahl von Bedingungen, die Einfluss auf die Nassbaggerung haben, erfordert eine sorgfältige Auswahl der am besten geeigneten Geräte für Baggerung, Transport und Einbau von Deichkernmaterial.

Gleiches trifft auch für die Gewinnung von Böden als Deckschichtmaterial im Nassbaggerverfahren zu. Dabei ist sowohl die zielgerichtete Baggerung von geeignetem Material aus einer zuvor erkundeten Lagerstätte möglich als auch die Nutzung von Material, das bei der Fahrwasserunterhaltung oder -vertiefung sowie anderen Baumaßnahmen mit Nassbaggerverfahren an Land abgelagert wird.

Die nachfolgende Tab. G 6 nach Brösskamp (1979), wurde aktualisiert und zeigt die Auswahl von Nassbaggergeräten zum Lösen, Transport und Ablagern nach Eignung für die zu baggernden Böden:

Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100

Tab. G 6: Arbeitsvorgänge in der Nassbaggertechnik (nach BRÖSSKAMP, 1979, aktualisiert)

Lösen				Fördern				Ablagern			
Ziffer	Art	Gerät	Geeignet für	Ziffer	Art	Gerät	Geeignet für	Ziffer	Art	Gerät	Geeignet für
1	Hydraulisch	Saugbagger mit Grundsaugeinrichtung (Grundsaugbagger)	Mittelsande Sande und Kiese flüssige bindige Böden	1.1	Mechanisch	in Schuten	Sande, Kiese	1.1.1 1.1.2	Verklappen Verspülen	Saugbagger mit Schutensaugeinrichtung	Silo Spülfelder
				1.2	Hydraulisch	über schwimmende Rohrleitung	Alle Böden unter 1	1.1.3 1.2.1	Löschen Verspülen	Greifbagger	wie 1.1.2
2	Hydraulisch mit zusätzl. Lösehilfe durch Wasserstrahl	Saugbagger mit Schutensaugeinrichtung-(Schutensaug bagger oder Spüler	Schluffe Sande Kiese Bindige Böden (teilweise)	2.1	Hydraulisch	über Rohrleitung	Alle Böden unter 2		—	—	wie 1.1.2
3	Mechanisch	Eimerketten-Schwimmbagger	Schluffe Sande Kiese	3.1	Mechanisch	in Schuten	Alle Böden unter 3	3.1.1 3.1.2	Verklappen Verspülen	– wie 1.1.2 – *mit mobilen Kreisel- oder Kolbenpumpen*	wie 1.1.2
		(Bucket dredger, Eimerbagger)	bindige Böden leichter Fels					3.1.3	Löschen	wie 1.1.3	
				3.2	Hydraulisch	über schwimmende Rohrleitung (mit Spüleinrichtung)	Schluff, Sand, Kies, weiche bindige Böden		—	—	wie 1.1.2

				3.3	Mechanisch	über schwimmendes Förderband	Sande, Kiese		—	wie 1.1.2
4	Mechanisch	Schwimmender Hydraulik- oder Seilbagger (Stelzenbagger, Backhoe, Dipper, Grab dredger)	steifplastische bis halbfeste bindige Böden leichter Fels Sande, Kiese	4.1	Mechanisch	in Schuten	Schluff, Sand Kies, weiche bindige Böden	4.1.1 4.1.2 4.1.3	Verklappen Verspülen Löschen	wie 3.1.2 wie 1.1.3	wie 1.1.2
				4.2	Hydraulisch	über schwimmende Rohrleitung (mit Spüleinrichtung)					
5	Hydraulisch und mechanisch.	Saugbagger mit Schneidkopfeinrichtung (Schneidkopfsaugbagger, Schneidradsaugbagger Cutter)	Schluffe, Sande und Kiese, leichter Fels bindige Böden	5.1	Mechanisch	in Schuten	Sande, Kiese	5.1.1 5.1.2 5.1.3	Verklappen Verspülen Löschen	wie 3.1.2 wie 1.1.3	wie 1.1.2
				5.2	Hydraulisch	über schimmende Rohrleitung	wie 5	5.2	—	—	wie 1.1.2
6	Hydraulisch (teils mechanisch)	Laderaumsaugbagger. Meist selbstfahrend (Hopper)	Sande, Kiese leicht bindige Böden	6.1	Hydraulisch	Laderaum	wie 6	6.1.1 6.1.2	Verklappen Verspülen	mit geeigneter Pumpe	wie 1.1.2

Zu Ziffer 1 der Tab. G 6:

Leistungsfähigkeit und Abmessungen von Grundsaugbaggern sind sehr variabel. Grundsaugen ist bei geeigneten Böden die leistungsfähigste Art der Bodengewinnung im Nassverfahren. Baggertiefen von etwa 20 m werden ohne Leistungsabfall erreicht. Bei größerer erforderlicher Saugtiefe empfiehlt es sich, Unterwasser-Baggerpumpen einzusetzen, um dann Baggertiefen von 40 m bis 60 m zu erreichen. Mit geeigneten Saugrohren sind einige Geräte in der Lage, bindige Schichten von einigen Metern Mächtigkeit zu durchfahren und Sandböden darunter herauszusaugen.

Zu Ziffer 2 der Tab. G 6:

Schutensauger oder Spüler, die mit Gewinnungsgeräten und Transportgeräten (Schuten) zusammenarbeiten, benötigen an den Anlandestellen Mindestwassertiefen. Diese hängen vom eigenen Tiefgang sowie dem der Transportgeräte ab.

Zu Ziffer 3 der Tab. G 6:

Der Einsatz von Eimerkettenschwimmbagger für die Sandgewinnung bei Deichbaumaßnahmen wird im Allgemeinen nur dann erfolgen, wenn der Sand im Rahmen eines anderen Bauvorhabens, wie z. B. Ausbau oder Unterhaltung eines Fahrwassers, zur weiteren Nutzung anfällt. Wirtschaftliche Betrachtungen und ein begrenzter Arbeitsbereich zwischen ca. 5 m und 30 m Wassertiefe sind die Hauptgründe.

Für die Gewinnung von Deckschichtmaterial aus geeigneten Lagerstätten bei Wassertiefen > 10 m, Schichtstärken > 1m und großem Materialbedarf ist dieses Verfahren meist das wirtschaftlichste.

Zu Ziffer 4 der Tab. G 6:

Schwimmende Hydraulik- und Seilbagger spielen als Gewinnungsgerät ebenfalls nur im Zusammenhang mit anderen Baumaßnahmen eine Rolle. Diese benötigen Schuten als Transportgeräte sowie Schutensauger zum Verspülen des Bodens.

Deckschichtmaterial kann mit diesem Verfahren gezielt gebaggert werden. Die wirtschaftliche Grenze für schwimmende Hydraulikbagger liegt bei ca. 15 m.

Zu Ziffer 5 der Tab. G 6:

Für Schneidkopf- bzw. Schneidradsaugbagger treffen die Empfehlungen D, Punkt 6.1.2 der EAK 1993 zu. Entnahmetiefen von weniger als 5 m sind meist nur mit leistungsschwachen Kleingeräten möglich.

Zu Ziffer 6 der Tab. G 6:

Laderaumsaugbagger (Hopperbagger) sind für die Sandgewinnung in Fluss- und Seegebieten geeignet. Eine durchgehende ausreichende nautische Wassertiefe auf der Gewinnungsstelle, im Fahrwasser und am Löschplatz ist Grundvoraussetzung für den Einsatz.

Größe und Maschinenleistung der Hopperbagger sind sehr unterschiedlich und deshalb den örtlichen Erfordernissen anzupassen. Die größten Geräte verfügen über Laderauminhalte bis zu 33.000 m^3 und haben eine Gesamtleistung von bis zu 27.500 kW. Die Entnahme des Bodens ist in Abhängigkeit von der Lagerstätte sowohl im Schleppkopf – als auch im Stechkopfbetrieb möglich. Nähere Erläuterungen sind den Empfehlungen D, Punkt 6.1.3 der EAK 1993 zu entnehmen.

Einen Überblick über Vor- und Nachteile der unterschiedlichen Nassbaggerverfahren sowie technische Erklärungen dazu gibt es in der entsprechenden Fachliteratur (Bray et al.,

1997; CUR Report 152, 1992; EAK 1993; EAU 1996; KÜHN, 1997; SMOLTCZYK et al., 1991; WELTE, 2000).

Im Allgemeinen werden für die Sandgewinnung für den Deichkern Grundsauger, Schneidkopfsaugbagger oder Hopperbagger zum Einsatz gebracht. Dabei sind auch Kombinationen denkbar, wie z. B. Hopperbagger im Klappverfahren mit Grundsauger für das Spülverfahren oder Grundsauger mit kleinerem Schneidkopfbagger, der entsprechende Schwimmfreiheit sowie Wasserzufluss schafft. Größe und Leistung der Geräte müssen mit den Erfordernissen des Spülfeldes in Übereinstimmung gebracht werden. Offene Seegebiete verlangen entsprechend seegehende Geräte. Gewinnungsstellen sollten möglichst nahe an den Deichbaustellen liegen.

Bei der Entnahme des Bodens und der Wiedereinleitung des Spülwassers ist auf einen ausreichenden Sicherheitsabstand vom Deichfuß bzw. dem Deichvorland zu achten. Dieser ist abhängig z. B. von der Standsicherheit der Böschungen, Strömungen, Wellen, Prielbildung sowie im Watt von der möglichen Absenkung der Wattoberfläche an der Entnahmestelle.

Landseitige Sandentnahmen sind bei geneigten Böden ebenfalls möglich. Besonders zu beachten ist die Ausbildung der Böschungen. Dafür sind in erster Linie Schneidkopfsaugbagger geeignet.

Die Gewinnung von Deckschichtmaterial aus marinen Lagerstätten ist mit Eimerkettenbaggern und Hydraulikbaggern zu empfehlen. Seilbagger kommen nur für bindige Böden mit maximal steifer Konsistenz in Frage.

Mit Hilfe aller beschriebenen Baggerverfahren kann Baggergut in Spülfeldern abgelagert werden und bei entsprechender Eignung (siehe Empf. G Pkt. 3.2.2.2) später nach Entwässerung bzw. Konditionierung als Deckschichtmaterial verwendet werden. Wird diese Nutzung angestrebt, sind in Abhängigkeit vom Baggergut die Ablagerungsverfahren zu optimieren. Bei Spülverfahren kann das durch Längsklassierung oder homogenes Einbringen des Baggergutes erreicht werden. Zur Aufbereitung von Baggergut für Deckschichten von Deichen erfolgen nähere Ausführungen unter Pkt. 4.3.3.

4.2.1.2 Spülbetrieb

Der hydraulische Transport des gebaggerten Sandes in Spülrohrleitungen ist im Allgemeinen die wirtschaftlichste Methode, den Sandkern einzubauen. Sie wird sowohl bei Hopperbaggern als auch bei Schneidkopfsaugbaggern und Grundsaugern angewendet. Um das Spülgemisch aus Wasser und Bodenmaterial durch die Spülrohrleitung zu bewegen, ist ein entsprechender Druck erforderlich, der durch die Baggerpumpen aufgebaut wird. Am Ende der Rohrleitung ist zwar noch eine Geschwindigkeit des Gemisches vorhanden, aber kein Druck. Deshalb kommt es zu einem Druckverlust entlang der Spülrohrleitung, dessen Größe u. a. von der Geschwindigkeit des gepumpten Wassers, der Rauigkeit der Rohrleitungswände und der Gesamtlänge der Spülleitung abhängt. Der Druckverlust je Längeneinheit nimmt zu bei steigender Geschwindigkeit und abnehmenden Rohrdurchmesser (s. Abb. G 43).

Bei hoher Geschwindigkeit befindet sich das Bodenmaterial in einem homogenen Gemisch und fließt sehr turbulent. Die zum Spülen des Gemisches aufzuwendende Energie ist natürlich größer als für Wasser. Eine abnehmende Transportgeschwindigkeit führt dazu, dass sich einige Feststoffe an der Sohle des Rohres konzentrieren und so Teile des Bodens sich in Suspension befinden, während andere Teile teilweise auf dem Boden der Rohrleitung entlang rollen. Die Abb. G 44 und G 45 zeigen den Druckverlust für diesen Fall.

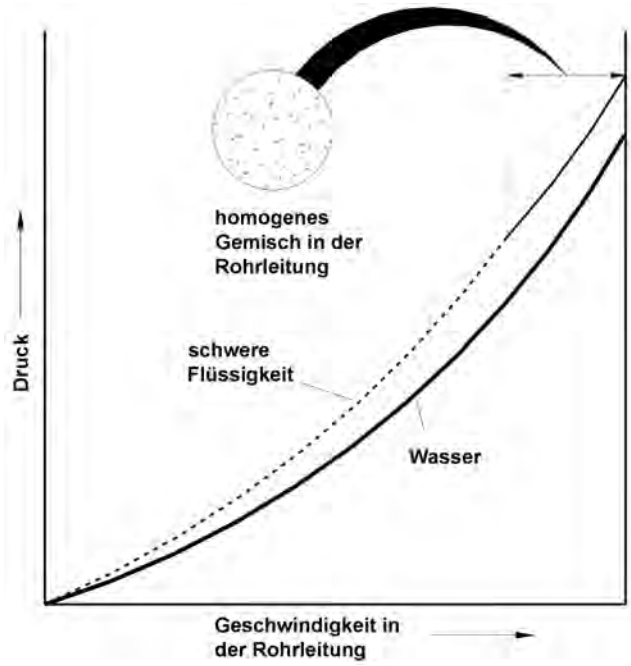


Abb. G 43: Mit steigender Fließgeschwindigkeit des Wassers nimmt der Druckverlust pro Längeneinheit zu (BRAY et al., 1997)

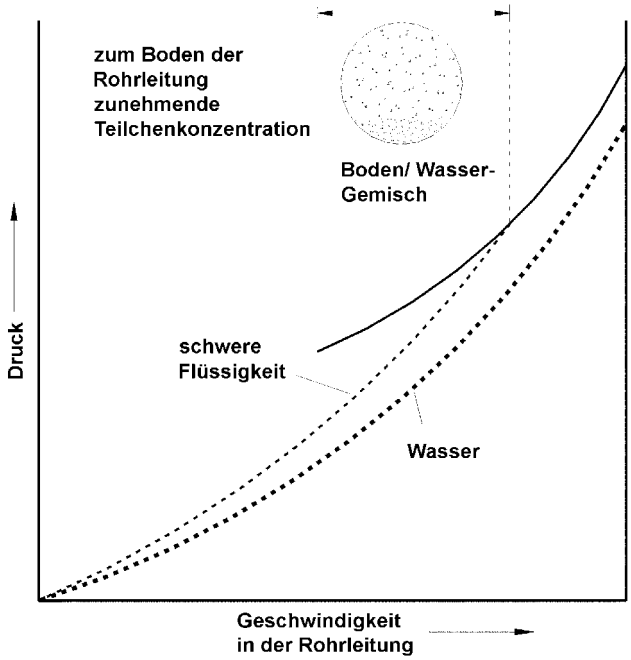


Abb. G 44: Druckverlust beim Verpumpen eines Boden-Wasser-Gemisches durch die Rohrleitung nach BRAY et al. (1997)

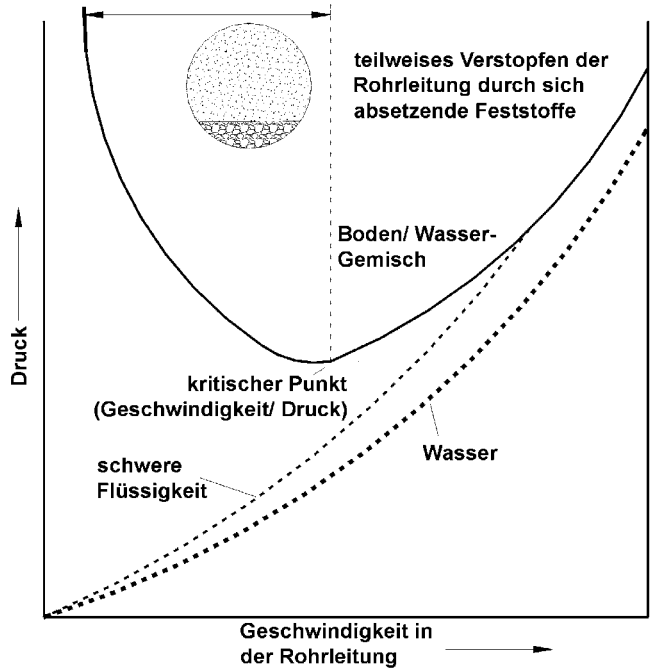


Abb. G 45: Druckverlust beim Pumpen durch eine Rohrleitung mit hohem Feststoffanteil nach BRAY et al. (1997)

Wird die Geschwindigkeit weiter reduziert, setzen sich Feststoffe auf dem Boden der Rohrleitung ab, reduzieren somit den Rohrquerschnitt, erhöhen den Widerstand und damit die Druckverluste. Wird eine weitere Reduzierung der Geschwindigkeit zugelassen, führt das zu einer Verstopfung der Rohrleitung. Die Geschwindigkeit, die minimal erforderlich ist, um das Gemisch in Bewegung zu halten, ist die kritische Geschwindigkeit. (s. Abb. G 45).

Für gegebene Rohrleitungslänge und -durchmesser ist die kritische Geschwindigkeit eine Funktion von

- Größe und Form der transportierten Bodenteilchen,
- Gemischkonzentration und
- Spezifischer Dichte der Bodenteilchen.

Höhenunterschiede und Krümmer in der Rohrleitung führen ebenso zu Druckverlusten, wie eingebaute Armaturen (z.-B. Schieber), Flanschverbindungen, Schweißnähte u. a.

Bei der Planung und Ausführung von Spülprozessen soll selbstverständlich immer die höchstmögliche Gemischkonzentration erreicht werden. Deshalb wird die Spülstromgeschwindigkeit nur wenig höher als die kritische Geschwindigkeit, der Druck nur wenig höher als der kritische Druck angestrebt. Tab. G 7 zeigt erforderliche Transportgeschwindigkeiten verschiedener Bodenmaterialien.

Weiterführende Hinweise zu Spülprozessen und deren hydraulischer Berechnung sind in der entsprechenden Fachliteratur enthalten (BRAY et al., 1997; BRÖSSKAMP et al., 1979; CUR Report 152, 1992; KÜHN, 1997; SMOLTCZYK et al., 1991; WELTE, 2000).

In Fällen sehr großer Rohrleitungslängen bzw. relativ geringer Pumpenleistung des Baggers ist es üblich, Zwischenpumpstationen (Booster) zwischen Bagger und Spülfeld zur Leistungserhöhung einzusetzen.

Tab. G 7: Mindesttransportgeschwindigkeiten für verschiedene Bodenarten nach BRAY et al. (1997)

Materialart	Fließgeschwindigkeit (m/s)
Schlick	2,0–3,0
Feiner Sand	3,0–4,0
Mittlerer Sand	3,5–4,5
Sehr weicher Klei	4,0–4,5
Grober Sand	4,0–4,5
Sand mit feinem Kies	4,5–5,0
Sand mit mittlerem Kies	4,5–5,5
Steifer Klei	4,5–5,5
Sand mit grobem Kies	5,0–5,5
Sand, Kies und Schotter	5,5–6,5

Booster bestehen aus einer Kreiselpumpe, die für das Pumpen von Feststoffen geeignet ist und werden auf schwimmenden Pontons bzw. an Land aufgebaut. Der Pumpenantrieb erfolgt mittels Diesel- oder Elektromotor.

Leistungen hängen unmittelbar mit der Pumpencharakteristik zusammen. In Abhängigkeit von Rohrdurchmesser, Gemischkonzentration und -geschwindigkeit sind zusätzliche Spüllängen bis zu 3.000 m je Booster möglich. Die größte Effektivität erreichen Booster, wenn sie in einer bestimmten Entfernung vom Bagger angeordnet werden, jedoch können praktische Gründe auch die Positionierung in der Nähe oder sogar an Bord des Baggers erfordern.

Sobald das Spülgemisch aus der Rohrleitung austritt, verringert sich die Geschwindigkeit wesentlich. Mit fallender Geschwindigkeit auf dem Spülfeld entmischt sich das Material bis auf sehr feine Anteile, die als Suspension unabhängig vom Gefälle in Schwebe bleiben. Die Böschungsneigung vor dem Spülauslauf hängt erfahrungsgemäß ab

1. von der Geschwindigkeit mit der das Spülgemisch austritt,
2. von der Art des Rohrauslaufes (offener Rohrquerschnitt, geschlitzte Rohre, vorgehängte Prallbleche),
3. vom Bodenmaterial (Kiese und Sande lagern sich mit fallender Geschwindigkeit des Spülstromes im Spülfeld ab),
4. vom Spülauslauf über oder unter Wasser und
5. von der Gemischkonzentration (Wasserzusatz kann die Böschungsneigung abflachen).

Die steilste Böschung, die Kiese und Sande in natürlicher Schüttung annehmen können, wird als natürlicher Böschungswinkel bezeichnet und entspricht etwa dem Reibungswinkel in lockerster Lagerung in der Bodenmechanik. Bei Wasserzusatz verringert sich der Böschungswinkel auf etwa die Hälfte, wenn der Boden wassergesättigt ist und der Spülstrom innerhalb des Spülfeldes parallel zur Böschung läuft. Als Orientierung können unter normalen Bedingungen folgende Böschungsneigungen auf einem Spülfeld gelten, wobei ein Spülrohrdurchmesser von mehr als 500 mm vorausgesetzt wird:
Böschungsverhältnisse im Spülbetrieb nach BRÖSSKAMP et al. (1979) und EAK 1993:
Über Wasser:

Feinsand	rd. 1:100 und mehr
Mittelsand	rd. 1:50
Grobsand	rd. 1:25
Kies	rd. 1:5 bis 1:10

Unter Wasser:

	still	bewegt bis starker Strom
Fein/ Mittelsand	rd. 1:5 bis 1:8	rd. 1:10 bis 1:28
Grobsand	rd. 1:3 bis 1:4	rd. 1:4 bis 1:10
Kies	rd. 1:2	rd. 1:3 bis 1:6

Umfangreiche Darstellungen zu Böschungsausbildungen über und unter Wasser sind im CUR Report 152 (1992) enthalten.

Rolliges Bodenmaterial mit einem Mindestanteil von 30 % Mittelsand und nur wenigen Prozenten Schluff lässt eine zügige Bearbeitung zu. Spülfelder aus diesem Material können betreten und befahren werden. Es ist dann möglich, während des Spülprozesses aus dem aufgespülten Material Hilfsdeiche aufzusetzen. Unmittelbar nach dem Aufspülen des Kerns kann dieses Material bereits profiliert werden, wobei am Deichfuß nur kurzfristig eine Durchfeuchtung auftritt.

Feinsandige Böden mit Schluffanteilen zwischen 5 und 20 % ergeben während des Spülvorganges Böschungsneigungen von 1:100 bis 1:500. Darum erfordern diese Materialien eine volle Spülfeldeinfassung. Das Spülfeld kann während der Aufspülung nicht betreten werden. Die Profilierung des Deichkernes ist erst nach entsprechenden Maßnahmen zur Entwässerung des Bodens möglich.

4.2.1.3 Spülfeld

Beim Deichbau wird zunächst das Spülfeld für die Sandeinspülung geschaffen. Die Spülfeldbegrenzung wird aus Kleiboden aufgesetzt, der aus einer Bodenentnahme oder durch Aufschlitzen des alten Deiches gewonnen wird. Reicht die so erreichte Höhe der Spülfeldbegrenzung nicht aus, kann durch Aufschieben von Sandverwallungen am Rand die Einspülebene nach und nach angehoben werden. Halboffene Spülfelder werden an den Seiten durch Steinschüttungen, Spülzäune, Buschdämme, Geokunststoffcontainer oder -schläuche mit großem Durchmesser eingefasst. Bei ungünstigen Untergrundverhältnissen kann zur Vermeidung von Grundbrüchen das Aufspülen in mehreren Lagen erforderlich werden.

Beim Neubau von Deichen im Tidebereich werden Sandspüldeiche leicht zerstört. Darum wird das Spülfeld meistens durch geotextile Schläuche oder Container bzw. Deckwerke begrenzt und so gesichert.

Halboffene Spülfelder sind nur möglich, wenn ein rolliges Material mit mindestens 30 % Mittelsand eingespült wird. Feinere Bodenarten erfordern ein geschlossenes Spülfeld, was wesentlich aufwendiger ist. Geschlossene Spülfelder für Feinsande werden aus Klei- oder Sanddeichen hergestellt. Als Erosionsschutz gegen den Spülstrom auf der Spülfeldseite dienen Kunststofffolien. Durch Querdämme wird ein schnelleres Absetzen des Sandes erreicht.

Spülfeldeinfassungen werden in Spülpausen bzw. bei laufendem Spülbetrieb hergestellt. Bei Sickerwasseraustritt an der luftseitigen Spüldeichböschung sollte diese abgeflacht werden.

Die Rückführung des Spülwassers in das Gewässer erfordert gesonderte Maßnahmen. Das Spülwasser wird im Spülfeld angestaut, um den Anteil von Schwebstoffen zu minimieren und dann über Staukästen (Mönche, Wasserlose) abgeleitet. Die Weiterführung kann dann in offenen Gräben oder mittels gesonderter Rohrleitungen erfolgen. Besondere Auflagen für den Anteil an Schwebstoffen und abfiltrierbaren Stoffen im Rücklaufwassser können zusätzliche Aufwendungen notwendig machen.

Die nachfolgende Abb. G 46 zeigt ein Herstellungsbeispiel eines Deichneubaus im Einspülverfahren.

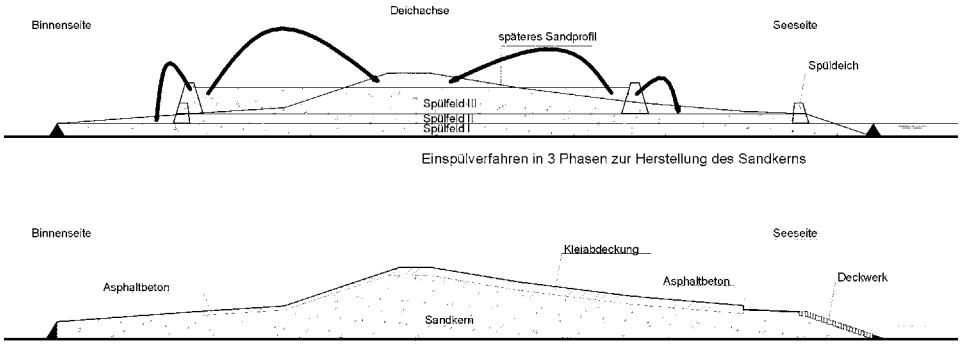


Abb. G 46: Neubau eines Seedeiches mit in drei Spülfeldebenen eingespültem Sandkern

Die Deichverstärkung kann je nach verfügbarer Fläche entweder an der Deichbinnenseite (Abb. G 47) oder der Außenseite des Deiches erfolgen (KRAMER, 1989; PILARCZYK et al., 1998). In Einzelfällen ist jedoch auch eine axiale Verstärkung möglich.

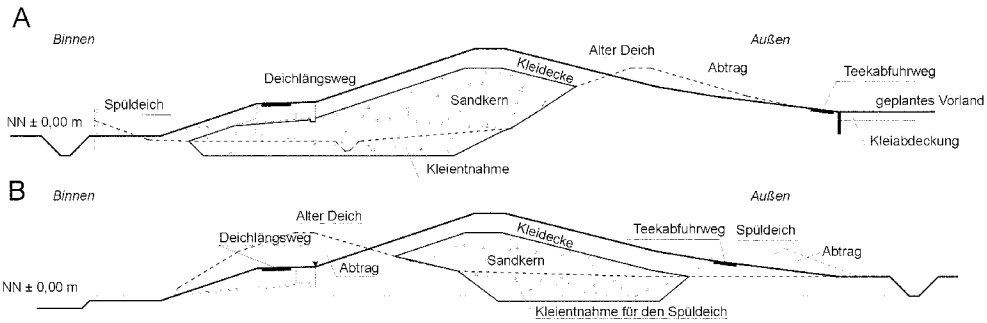


Abb. G 47 A + B: Deichverstärkung je nach verfügbarer Fläche:
A: Verstärkung an der Binnenseite
B: Verstärkung an der Außenseite

4.2.1.4 Profilieren

Das Profilieren des Sandkerns kann erst erfolgen, wenn das Porenwasser der Aufspülung abgeleitet ist. Undurchlässige Dämme oder ein undurchlässiger Untergrund verhindern die Entwässerung. Ein Schlitzen der Spüldeiche oder das Anlegen von Kies- oder Rohrdrainagen können hier Abhilfe schaffen.

Das Profilieren selbst erfolgt im Quertransport mit Planierraupen, Schürfkübelraupen, Hydraulikbaggern oder Seilbaggern. Sollte aufgrund besonderer örtlicher Bedingungen ein Längstransport erforderlich sein, erfolgt dieser wie im Kap. 4.2.2 beschrieben.

Normalerweise ist das direkte Einspülen in den Deichkern das wirtschaftlichste Verfahren. Es kann jedoch örtlich bedingt erforderlich sein, Sanddepots anzulegen und den Boden im Trockenbetrieb in den Deichkern einzubauen.

Der eingespülte Boden besitzt eine Verdichtung von 95 bis 97 % Proctor. Aufgesetzter und damit aufgelockerter Boden muss mit Planierraupen und eventuell Walzen verdichtet werden.

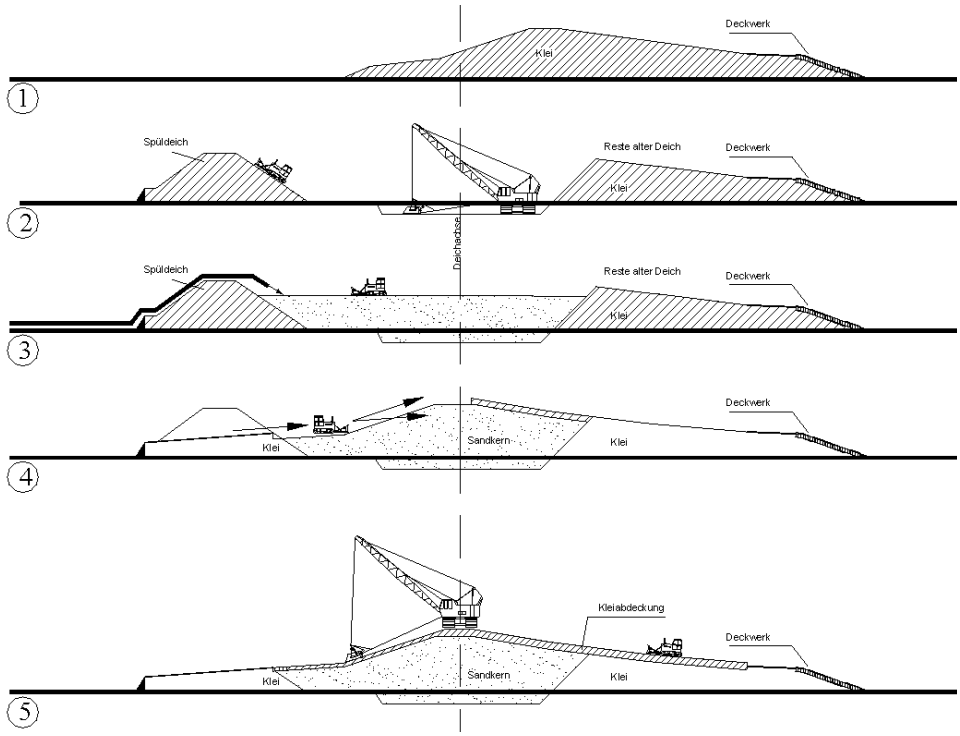


Abb. G 47 C: Schematische Darstellung der Baustufen einer Deicherhöhung und -verstärkung
1) Altdeich
2) Aufschlitzen des Altdeiches, Profilierung der Außenböschung, Bau des Deckwerkes und Aufsetzen der Spüldeiche
3) Einspülung des Sandkernes
4) Profilierung des Sandkernes und Kleibedeckung durch Abtrag des Spüldeiches und/oder zusätzliche Kleianfuhr
5) Herstellung des endgültigen Deichprofils

4.2.2 Trockenbetrieb

Normalerweise stellt das Einspülen des Bodenmaterials direkt in den Deichkern das wirtschaftlichste Verfahren dar. Es kann jedoch auch erforderlich werden, Sanddepots aufzuspülen und von diesen das Material in den Deichkern einzufahren. Daneben wird aber in jüngerer Vergangenheit zunehmend das Kernmaterial ausschließlich im Trockenbetrieb eingebaut. Dies gilt insbesondere bei Deichverstärkungen oder kleineren Bauabschnitten, wenn wegen nur geringer einzubauender Bodenmassen der Nassbaggerbetrieb mit seinen verhältnismäßig hohen Baustelleneinrichtungskosten im Vergleich zum Trockenbetrieb unwirtschaftlich ist. Weiterhin kann der Einbau im Trockenbetrieb notwendig werden, wenn kein für das Verspülen geeigneter Boden in vertretbarer Entfernung zur Verfügung steht oder der Nassbaggerbetrieb nicht genehmigt wird.

Als Kernmaterial wird dann häufig ortsnah verfügbarer Boden eingebracht, der die Kriterien für geeignetes Deichkernmaterial (vgl. Abschn. 3.2.1) erfüllt.

Der Boden wird heute in aller Regel im gleislosen Einbau eingebracht. Nur in Sonderfällen kann der Gleisbau noch wirtschaftlich eingesetzt werden. Art und Anzahl der einzusetzenden Baugeräte sind an den speziellen Gegebenheiten der jeweiligen Baustelle auszurichten. Um eine optimale Leistungsfähigkeit im Gesamtarbeitsablauf zu erreichen, ist die Gerätekapazität für die einzelnen Arbeitsschritte Gewinnen – Transport – Einbau aufeinander abzustimmen.

4.2.2.1 Gewinnen und Transportieren

a) Gewinnen

Zur Vorbereitung der Bodenentnahme ist diese zunächst durch eine mit Hilfsbaustoffen anzulegende Baustraße an die Transportwege anzuschließen. Ebenso sind nach Abschieben des Mutterbodens die Fahrwege in der Entnahme, die einen Rundverkehr erlauben sollen, zu befestigen (vgl. Abschn. 5.2.2). Für eine gute Entwässerung der Bodenentnahme ist Sorge zu tragen, da bei Zutritt von Niederschlags- oder Sickerwasser der Boden aufweichen kann. Dies beeinträchtigt – insbesondere bei feinsandigen, gemischtkörnigen oder bindigen Böden – zum einen die Befahrbarkeit in der Entnahme und erschwert zum anderen die weitere Verarbeitung und den Einbau des Bodens, was wiederum den Baufortschritt verzögert. Bei außendeichs liegenden Entnahmen ist die Hochwassersicherheit durch den Bau von Kajedeichen zu gewährleisten.

Zum Lösen des Bodens und Beladen der Transportfahrzeuge werden Hydraulik- oder auch Seilbagger mit Raupenfahrwerk eingesetzt; zum Laden aus Bodenhalden, -mieten oder Altdeichen können auch Radlader infrage kommen.

Schon beim Bodenabbau ist die künftige Gestaltung der Bodenentnahme hinsichtlich z. B. Entnahmetiefe und Böschungsneigungen zu berücksichtigen, um den Aufwand für Erdbewegungen zu minimieren.

b) Transport

Der Bodentransport erfolgt über
- öffentliche Straßen,
- extra angelegte Baustraßen und Fahrdämme und
- den neu zu bauenden oder zu verstärkenden Deich.

Bei der Benutzung von öffentlichen Straßen sind ggf. bestehende Gewichts- und Verkehrsbeschränkungen zu beachten. Es ist empfehlenswert, zusammen mit dem Straßenbaulastträger eine Beweissicherung des Straßenzustandes vorzunehmen.

Erfahrungsgemäß können sich bei der Benutzung öffentlicher Straßen wegen Behinderung des öffentlichen Verkehrs und entstehender Emissionen erhebliche Konflikte mit den Anliegern ergeben, insbesondere in Ortschaften oder touristisch intensiv genutzten Bereichen wie beispielsweise den Bädergemeinden an der Ostseeküste. Deshalb sollte schon bei der Planung von Deichbaumaßnahmen darauf hingewirkt werden, notwendige Bodentransporte möglichst nur über Baustraßen und im Deichbaustellenbereich selbst abzuwickeln. Soweit erforderlich, sind verkehrsregelnde Maßnahmen zu ergreifen.

Um die Staubentwicklung durch die Transporte bei trockener Witterung zu reduzieren, sind die Transportwege feucht zu halten. Durch die Bodentransporte verschmutzte Straßenabschnitte sind ständig zu reinigen, um den sonstigen Verkehr möglichst wenig zu beeinträchtigen.

Bei schlechtem Baugrund hat sich das Anlegen von 1,0 bis 1,5 m hohen Fahrdämmen aus nichtbindigem Boden auf lastverteilenden Vliesen und einer ausreichend dicken Deckschicht aus Schotter bewährt (vgl. Abschn. 5.2.2) (BRÖSSKAMP, 1976; SAGGAU u. STADELMANN, 1988). Die Fahrbahnen müssen feucht gehalten und durch Grader oder Planierraupen ständig gepflegt und die Spurrillen eingeebnet werden, um einen leistungsfähigen Fahrbetrieb gewährleisten zu können. Insbesondere bei Baustraßen und Untergrund aus Feinsänden können weitergehende Maßnahmen wie das Einstreuen von Klei, Schotter oder Splitt bis hin zur Vermörtelung der Fahrbahnen erforderlich sein.

4.2.2.2 Einbauen, Verdichten und Profilieren

Der Boden wird an der Einbaustelle abgekippt und lagenweise in Schichtdicken von 25–50 cm eingebaut, um eine ausreichende Verdichtung (siehe Abschn. 3.2.1 und Empfehlung B 2002, Abschn. 3.1 u. 3.2) zu erreichen. Der Quertransport im Deich zur Profilierung des Deichkerns erfolgt durch Planierraupen. Dabei wird der Boden durch mehrfaches Überfahren der einzelnen Lagen beim Verteilen und Profilieren verdichtet; zusätzlich können Rüttelwalzen und bei bindigen Böden (Geschiebelehm, -mergel, Beckenschluffe) Schaffußwalzen zum Einsatz kommen.

Das Profil des Deichkerns ist um das zu erwartende Setzungs- und Sackungsmaß (siehe Empfehlung B 2002, Abschn. 7 u. 8) zu erhöhen, damit nicht der knappe und in der Regel teurere Klei oder Geschiebemergel zum Ausgleich des sonst fehlenden Bodens verwendet werden muss.

4.3 Einbau der Deckschicht

4.3.1 Grundsätzliches zu offenen Deckschichten

4.3.1.1 Offenes Fußdeckwerk

Deckwerke an Deichen, die i. d. R. nicht völlig dicht gegen das Außenwasser an den dichten Untergrund anschließen, sollten als offene Deckwerke, die die Filterbedingungen voll erfüllen, ausgebildet werden. Das offene Deckwerk ist dabei bis oberhalb MThw hochzuführen.

Zwischenformen, deren Durchlässigkeit nicht beurteilt werden kann, führen zu unberechenbaren Rückstauüberdrücken des anstehenden Sickerwassers aus dem Deichkörper und bilden ein nicht kalkulierbares Risiko. Dem kann *nicht* dadurch abgeholfen werden, dass unter solchen „halbdurchlässigen" Böschungsbelegen eine Filterschicht mit Anschluss an das freie Außenwasser angeordnet wird. In dieser Filterschicht stellt sich ein Grundwasserspiegel ein, der seine Höhenlage wegen der Reibung am Korngerüst der Filterschicht nicht so schnell verändern kann, wie sich der Außenwasserspiegel mit der Wellenperiode ändert. Da die Flächenlast solcher Decken unter Auftrieb im Allgemeinen kaum größer als 5 kN/m^2 ist, die Wellentäler davor aber leicht über 1 m tief sind und dann Grundwasserüberdrücke von über 10 kN/m^2 unter der Decke auslösen, können auftretende Schäden nicht überraschen.

Ein Nachteil der offenen Böschungsbeläge kann darin gesehen werden, dass Wellendruckschläge sich durch voll wassergesättigte Fugen der Decke fortpflanzen und Sprengwir-

kungen hervorrufen können (s. Empf. A 2002, Abschn. 4.2.2). Der entstehende Überdruck, dessen Dauer nur in der Größenordnung von Hundertstelsekunden liegt, wird sofort abgebaut. Allerdings muss in diesem örtlichen Abhebezustand die Stützung in der Böschungsebene durch Längskraftwirkung intakt bleiben.

4.3.1.2 Filter unter offenen Betonsteinpflasterdecken

Betonsteinpflaster sollen nicht auf Raumfiltern wie Schotter, Grobkies o. dgl. verlegt werden, da es bei derartigem Deckenaufbau häufig zu Schäden gekommen ist. Im Gegensatz dazu haben sich Betonsteinpflasterdecken bewährt, die zum Schutz gegen Erosion von Bodenteilchen durch die Pflasterfugen nur einen dauerhaft wirksamen geotextilen Filter erhielten. Die Wasserdurchlässigkeit einer Deckwerkskonstruktion ist als ausreichend anzusehen, wenn der k-Wert von Schicht zu Schicht (Boden-Filter-Deckschicht) um eine 10er-Potenz zunimmt. (EAK 1993, Empf. E, Abschn.2.3.4). Diese Bedingung ist zwischen grobem Raumfilter (z. B. Schotter) und Pflasterdecke häufig nicht erfüllt. Das führt dann zu Überdruck unter der Pflasterdecke und folglich zu Schäden. Besonders kritisch ist das Verhältnis der Durchlässigkeiten bei großflächigen Pflastersteinen mit engen Fugen auf grobem Schotter.

4.3.2 Bindige Deckschichten

Im heutigen Deichbau – insbesondere bei den gegenwärtigen Deichverstärkungen und -erhöhungen – ist der Bau von Deichen mit einem Kern aus Sand und einer mineralischen Deckschicht aus bindigem Boden die Regel.

Während an der deutschen Nordseeküste Klei als Deckschichtmaterial verwendet wird, wird an der Ostseeküste stattdessen Geschiebemergel eingebaut.

Die grundsätzlichen Ausführungen im Abschn. 4.2.2 gelten ebenso für die Herstellung der mineralischen Deckschicht.

4.3.2.1 Gewinnen und Transportieren

Wenn für die Deckschicht geeigneter Deichboden (s. Abschn. 3.2.2) nicht ortsnah verfügbar ist, sind auch größere Transportentfernungen in Kauf zu nehmen. Schon in der Planungsphase ist hier der hohe Transportaufwand mit dem ansonsten entstehenden Aufwand abzuwägen, der mit einer erforderlichen Aufbereitung des Bodens (vgl. z. B. Abschn. 4.3.3) oder konstruktiven Maßnahmen zum Ausgleich einer unzureichenden Bodenqualität verbunden ist.

Außendeichs liegende Kleientnahmen sind durch Kajedeiche zu schützen, deren Höhen und Böschungsneigungen sich nach der Lage zur See und nach der vorgesehenen Bauzeit richten. Sie müssen die saisonal auftretenden Wasserstände kehren können. Schäden im Falle von etwaigen höheren Wasserständen werden gering gehalten, wenn entweder jeweils nur kurze Überlaufabschnitte betrieben oder Flutungsmöglichkeiten für die Entnahme geschaffen werden, so dass durch ein Wasserpolster in der Entnahme die Überfallhöhe so gering wie möglich gehalten wird. Für eine schnelle Entleerung nach einer Überflutung sollten vorbeugend, so tief wie es die Vorflut zulässt, Entwässerungsrohre in den Kajedeich sowie in die Fahrdämme der Entnahme eingebaut werden.

Der Klei in Vorlandentnahmen weist in der Regel einen sehr hohen Wassergehalt bis hin zur Wassersättigung auf. Durch das frühzeitige Aufsetzen zu Mieten kann der Klei bis zum Transport über einen längeren Zeitraum austrocknen und so die weiteren Arbeiten erheblich erleichtern (SAGGAU u. STADELMANN, 1988).

4.3.2.2 Einbau, Verdichten und Profilieren

Die bindigen Deckschichten sind um das Maß der zu erwartenden Schrumpfungen (vgl. Empfehlungen B 2002, Abschn. 9) zu überhöhen, damit nach Austrocknung der Deckschicht mindestens die Sollstärken im Binnen- und Außenböschungsbereich (vgl. Abschnitte 2.2.4 und 2.2.6) erreicht und dauerhaft eingehalten werden.

a) Klei

Durch lagenweisen Einbau der Kleischicht in Dicken von 30 bis 40 cm wird mit Planierraupen durch Andrücken in der Regel bereits eine ausreichende Dichte (s. Abschn. 3.2.2.1 und Empfehlungen B 2002, Abschnitte 3.2 und 3.3) erreicht.

Wenn der Kleiboden wegen zu hohen Wassergehaltes so weich ist, dass er selbst mit Moorraupen nicht befahrbar ist und somit auch nicht ausreichend verdichtet werden kann, bleibt nur abzuwarten, bis der Klei hinreichend ausgetrocknet ist. Grundsätzlich ist bei der Verwendung von zu nassem Kleiboden – was im Allgemeinen im Vorwege bekannt ist – eine zweijährige Bauzeit vorzusehen. Die erforderliche Verdichtung (s. Abschn. 3.2.2.1 und Empfehlungen B 2002, Abschnitte 3.2 und 3.3) erfolgt in diesem Fall zweistufig. Nach der Verringerung des Einbauwassergehaltes infolge Austrocknung bis zum zweiten Baujahr wird die Kleischicht mit einer Walze nachverdichtet.

Bei starker Bildung von Schrumpfrissen, die insbesondere bei fettem, tonigen Klei auftritt, kann es erforderlich werden, das Bodengefüge in der oberen 15–20 cm starken Schicht durch Fräsen oder Eggen aufzureißen. Anschließend wird mit Planierraupen durch mehrfaches Überfahren der Boden verdichtet und das Feinplanum hergestellt. Die notwendigen Nacharbeiten sollen dann so rechtzeitig im 2. Baujahr durchgeführt werden, dass noch ausreichend Zeit für die Ansaat und Begrünung verbleibt (vgl. Abschn. 4.3.4).

Wegen nasser Witterung im Spätsommer und Herbst können sich aus den o. g. Gründen erhebliche Verzögerungen beim Einbau der Deckschicht ergeben. In diesem Fall kann es ausnahmsweise erforderlich werden, die Kleischicht nicht wie oben beschrieben mit Raupen, sondern mit Hydraulikbaggern in voller Schichtdicke einzubauen, anzudrücken und glattzuziehen, um den stark erosions-gefährdeten Deichkern noch rechtzeitig vor dem Einsetzen der Herbststürme abzudecken.

Bei steifem, von Rissen durchsetzten Klei hat sich der Einsatz einer Moorraupe zum Ziehen einer 2,20 m breiten Fräseinrichtung bewährt. Durch das 50 cm tiefe Auffräsen wird der Boden mit dem darin befindlichen Porenraum homogenisiert und seine Bearbeitbarkeit verbessert; anschließend wird die Schicht erneut verdichtet. Dieses relativ aufwendige Verfahren eignet sich insbesondere auch zur „Sanierung“ bestehender Deiche, bei denen in erheblichem Maße bleibende Trocknungsrisse aufgetreten sind.

b) Geschiebemergel

Wie auch beim Kleiboden wird der Geschiebemergel in Schichtdicken von 30 bis 40 cm eingebracht, mit Planierraupen verteilt und durch das mehrfache Überfahren verdichtet (s. Abschn. 3.2.2.2 und Empfehlungen B 2002, Abschn. 3.2). Ansonsten geschieht das Ver-

dichten durch selbstfahrende oder von Raupen gezogene Vibrationsschaffußwalzen oder auch durch hydraulisch betriebene Verdichtungsplatten, die von einem Bagger gezogen werden. Von der Deichkrone aus können sie selbst an der 1 : 3 geneigten Binnenböschung eingesetzt werden, soweit der Einsatz dieser Geräte nicht an der Konsistenz des Bodens scheitert, der dafür entweder zu nass oder zu trocken sein kann.

Die Ausführungen zu Abschnitt a) gelten für weichen Geschiebemergel mit hohem Wassergehalt entsprechend. Von seiner Verarbeitbarkeit her entspricht dieser Mergelboden einem sandigen Klei und trocknet relativ schnell ab.

Zum Profilieren des Deichkörpers können Planierraupen sowie – insbesondere zur Herstellung des Feinplanums – Grader eingesetzt werden.

4.3.3 Aufbereitung und Einbau von Baggergut

Die Eignung von Baggergut als Deichbaumaterial ist neben den geotechnischen Eigenschaften wesentlich auch von den chemischen und organischen Inhaltsstoffen abhängig. Darum sind auch chemische Untersuchungen von Baggergut vorzunehmen. Baggergut kann bei bestimmten chemischen Inhaltsstoffen auch als Abdeckboden eingebaut werden, wenn eine oberste abschließende Abdeckung aus unbedenklichen Böden erfolgt.

Die Aufbereitung von Baggergut zum Einbau als Deichmaterial ist sehr stark abhängig davon, nach welchem Verfahren das Baggergut an der Gewässersohle aufgenommen und im Spülfeld oder in der Bodendeponie abgelagert wurde. Deshalb wird zunächst auf das Verfahren zur Aufnahme und Ablagerung von Baggergut eingegangen. Die Nassbaggerarbeiten werden ausführlich im Abschn. 4.2 behandelt.

Baggergut fällt im Wasserbau bei Ausbau und Vertiefung von Wasserstraßen, Flüssen und Häfen sowie bei Unterhaltungsmaßnahmen an. Das anfallende Baggergut hat unterschiedliche Zusammensetzungen und Konsistenzen und wird auf verschiedene Weisen abgelagert. Nichtbindige Böden (Sande) können ohne aufwendige Entwässerung direkt für das Aufspülen oder Aufsetzen als Deichkernmaterial verwendet werden. Bindige oder gemischtkörnige Böden dagegen können für Böschungsabflachungen, Deicherhöhungen oder Deichabdeckungen als Kleiersatz bzw. Kleiergänzung erst dann eingebaut werden, wenn sie durch ausreichende Entwässerung oder Trocknung aufbereitet sind.

Als Baggerverfahren für Ausbau-, Vertiefungs- und Unterhaltungsmaßnahmen kommen derzeit vorrangig folgende Verfahren zur Ausführung:

– Cutter-/Spülbaggerung:
  Hierbei wird der aufzunehmende Boden mit Wasser versetzt und dabei verflüssigt. Das Bodenwassergemisch hat eine flüssige Konsistenz und wird über Rohrleitungen in Spülfeldern abgelagert. Beim Einbringen in Spülfelder findet eine Klassierung in gröbere Anteile (Sande und Kiese) und feinere Bestandteile (Schluff-, Ton- und organische Anteile) statt. Die Sande entwässern sehr gut und können in der Regel für das Schütten des Deichkerns ohne weitere Aufbereitung verwendet werden. Die feineren Bestandteile aus Schluff-, Ton- sowie organischen und feinsandigen Anteilen hingegen lassen sich nur mit größerem Aufwand bei entsprechendem Zeitbedarf entwässern.
– Hopperbaggerung:
  Beim Hopperbagger wird ein Teil des bei der Baggerung aufgenommenen Wassers über Überläufe abgeführt, um damit die Konsistenz/Dichte des aufgenommenen Bodens im Laderaum zu verbessern. Da die Pumpeinrichtung des Hoppers auch Baggergut mit größerer Dichte aus dem Laderaum fördern kann, ist die Ablagerung auch ohne Spülbetrieb

möglich und damit günstiger als beim Cutter- oder Schutensauger. Eine erhebliche Verbesserung wird mit dem Einsatz von Entgasungsanlagen erreicht. Dies gilt sowohl beim Aufnehmen des Baggerguts von der Gewässersohle, als auch beim Entleeren des Laderaums. Mit dem Hopper lässt sich das Baggergut mit modernster Technik in der an der Gewässersohle anstehenden Konsistenz aufnehmen und ohne nennenswerte Wasserzugabe in einer Deponie ablagern. Wegen nahezu unveränderter Konsistenz des Baggergutes wird dadurch das Ablagerungsvolumen minimiert, was Leistungs- und Zeitaufwand für Entwässerung und Trocknung im Hinblick auf die Verwendung im Deichbau ebenfalls erheblich verringert.

– Eimerketten-, Hydraulik- und Seilbagger:
  Bei dieser Aufnahmetechnik wird das Baggergut ebenfalls ohne nennenswertes Zusatzwasser in der anstehenden Konsistenz aufgenommen und in Schuten gefördert (Abb. G-48a + b). Auch der Bodenumschlag aus den Schuten in die Ablagerungsflächen sollte ohne Wasserzugabe erfolgen, um eine Entmischung zu vermeiden und eine Verschlechterung der Konsistenz des Baggergutes zu verhindern. Die Verbringung von der Schute zur Ablagerungsfläche kann per LKW, Dumper oder Großkolbenpumpe (z.-B. MPF Möbius-Press-Förderverfahren) erfolgen. Bei der Verwendung einer Großkolbenpumpe kann das Baggergut ohne Wasserzusatz bis zu 1500-m weit in die Deponie gefördert werden (Abb. G-48c). Auch diese Baggergutbeförderung ohne nennenswerte Wasseraufnahme hat den Vorteil, dass eine Entmischung des Baggergutes vermieden, die Voraussetzung für Entwässerung und Trocknung des Bodens begünstigt und die Ablagerungsflächen minimiert werden.

Der Aufwand für die Aufbereitung von Baggergut unterscheidet sich danach, ob das Material gezielt für den Deichbau gebaggert wird oder alte Ablagerungen von Baggergut verwendet werden. Die Verfahren für die Nassbaggerung von Kern- bzw. Abdeckmaterial sind im Abschn. 4.2.1.1 dargestellt. Nachfolgend werden die Besonderheiten der Aufbereitung und des Einbaus von Baggergut als Abdeckböden von Deichen aufgezeigt.



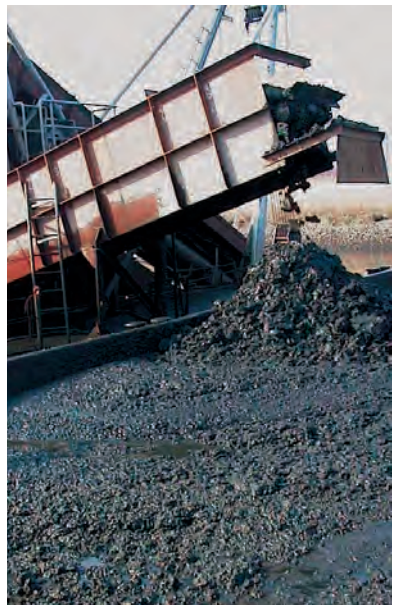


Abb. G 48a + b: Aufnahmegerät für Baggergut mit Förderung in Schuten



Abb. G 48c: Verbringen von Baggergut mit Großkolbenpumpe

Bei zielgerechter Baggerung von Abdeckmaterial sind Nassbaggerverfahren anzuwenden, die eine Gewinnung mit geringstmöglichem Wasserzusatz erlauben. Bei schwach plastischen bindigen Böden, wie z. B. Geschiebemergel, wird verfahrensbedingt jedoch die Konsistenz, die in situ erkundet wurde, meist eine Festigkeitsstufe weicher werden. Das ist bei der Gestaltung der Deponie- und Ablagerungsflächen zu beachten. Um den Wassergehalt zu optimieren, ist eine Zwischenlagerung zu empfehlen. Bei sehr hohen Wassergehalten sollten die Zwischenlager so gestaltet werden, dass eine mechanische Bearbeitung des Baggergutes jederzeit möglich ist. Baggergut aus eiszeitlichen Ablagerungen – wie Geschiebemergel – kann Steine verschiedenster Größen bzw. Sand- oder Kieseinschlüsse enthalten. Durch selektives Baggern sowie Sortieren bei der Einlagerung im Zwischenlager und vor dem Abtransport zum Einbau sind diese Einschlüsse zu entfernen.

Die Aufbereitung von Baggergut hängt von seiner Zusammensetzung und Konsistenz ab. Beim Baggern sollte daher versucht werden, das Baggergut mit geringstmöglicher Wasseraufnahme in seiner in situ Konsistenz und Zusammensetzung zu gewinnen. Um feinkörniges Baggergut aus Weichsedimenten (Schlick) für den Deichbau als Abdeckmaterial aufzubereiten, muss der Wassergehalt erheblich reduziert werden. Dabei sollten der Tongehalt ausreichend und der organische Anteil nicht zu hoch sein. Bei feinkörnigem oder überwiegend gemischtkörnigem Baggergut sind die Anforderungen als Abdeckmaterial von Deichen dann zu erfüllen, wenn bei passender Kornzusammensetzung durch Herabsetzung der Wassergehalte eine Mindestanfangsscherfestigkeit erreicht wird. Die Anforderungen für bindiges Baggergut als Deichabdeckboden sind den Angaben im Abschn. 3.2.3 sowie den Grenzwerten der Tab. G 5a zu entnehmen. Dies gilt sowohl für gebaggerte Schlicke als auch für Geschiebeböden.

Die Aufbereitung des Baggerguts erfolgt auf den Deponie- und Ablagerungsflächen. Sie sollten oberhalb des Grundwasserspiegels liegen und deren Sohlen aus durchlässigem Boden bestehen. Durch horizontale Dränagen im Untergrund kann die Entwässerung des Baggergutes weiter beschleunigt werden.



Abb. G 48d: Herstellen von flachen Mieten in einer Deponiefläche

Eine Abtrocknung des Baggergutes auf Deponie- und Ablagerungsflächen wird durch das Aufsetzen in flache Mieten erreicht (Abb. G 48d). Austretendes Porenwasser und Niederschlagswasser müssen dabei über Gräben abgeführt werden. Mit weiterer Profilierung der Mieten werden Entwässerung infolge Konsolidation durch Eigengewicht und Austrocknung infolge Verdunstung weiter verbessert. In weiteren Schritten müssen die Mieten mehrmals umgesetzt werden, um die Trocknung des Baggergutes fortzuführen (Abb. G 48e). Dabei wird das Material in seiner Zusammensetzung vergleichmäßigt.



Abb. G 48e: Umsetzen von Mieten in einer Deponie



Abb. G 48f: Bodenverbesserung durch Fräsen

Eine weitere Verbesserung des Baggergutes kann durch den Einsatz von Bodenmischgeräten, Fräsen oder Aufbereitern erfolgen (Abb. G 48f + g). Dabei wird die intensive Zerkleinerungs- und Vergleichmäßigungswirkung der Geräte genutzt. Sollten die geotechnischen Eigenschaften des Baggergutes auch bei optionalem Wassergehalt nicht den Anforderungen gemäß Tab. G 5a in Abschn. 3.2.3 entsprechen, ist es möglich, das Baggergut durch Konditionierung in Spezialmischanlagen unter Zugabe von Bindemitteln oder geeigneten natürlichen Böden aufzubereiten. Der Einfluss der Zusatzstoffe auf die Material- und Umweltverträglichkeitseigenschaften (z. B. pH-Werte) ist zu prüfen. Gleiches trifft auf Verfahren zu, bei denen Zusatzstoffe am Einbauort in das lagenweise einzubauende Baggergut eingefräst werden. Umfangreiche Erfahrungen über derartige Aufbereitungsmethoden gibt es bei der Hafenschlickaufbereitung in Bremen, Hamburg und Rostock.

Sehr schnelles Erreichen von optionalen Wassergehalten ist durch eine gezielte mechanische Entwässerung möglich (Siebbandpressen, Filterkammerpressen). Dies kann in stationären Anlagen (z. B. METHA Hamburg) oder mit mobilen Anlagen im Baustellenbetrieb erreicht werden. Diese Form der Aufbereitung sichert zwar die schnelle Bereitstellung von Baggergut mit optionalen Einbauwassergehalten, erfordert jedoch eine spezielle Gerätetechnik und umfangreiche Betreibererfahrung.

Deichabdeckböden aus Baggergut sollten wegen ihres bröckeligen Gefüges in dünnen Lagen (Schichtstärken (≤ 0,3 m) eingebaut werden. Die Lagenstärken richten sich nach den geotechnischen Kennwerten. Die Verdichtung erfolgt in Abhängigkeit der Böschungsneigung durch das Einbaugerät (Planierraupe oder Bagger) und wenn erforderlich, mit Schaffuß- und Glattmantel-Rüttelwalzen. Nach dem lagenweisen Einbau des aufbereiteten Baggergutes als Deichabdeckung kann nachträglich eine Verbesserung durch Fräsen und Belüften erreicht werden (Abb. G 48h).

Auch Baggergut aus Altablagerungen (Spülfelder, Deponien) kann als Abdeckboden eingesetzt werden. Die Optimierung der Bodeneigenschaften erfolgt auf die gleiche Weise,



Abb. G 48g: Bodenverbesserung durch Aufbereitungsgeräte

wie zuvor beschrieben. Altspülfelder sind bei der Beurteilung auf Eignung in ihrer ganzen Fläche zu untersuchen, da infolge sehr unterschiedlicher Kornzusammensetzung und organischer Inhaltsstoffe inhomogene Schichtungen im Baggergut vorliegen können.

Falls Baggergut als Abdeckmaterial im Deichbau verwendet wird, so sollte die Eignung in Probefeldern im Vorwege überprüft werden. In derartigen Probefeldern ist nachzuweisen, mit welchem Aufwand die Anforderungen an das Baggergut als Deichbaumaterial zu erfüllen sind. Dies sollte in jedem Fall von dem geotechnischen Gutachter und Berater begleitet werden.



Abb. G 48h: Verbesserungsmaßnahmen durch Fräsen

4.3.4 Deichbegrünung

4.3.4.1 Planung einer Grasnarbe auf Tidestrom- und Seedeichen

Aufgrund jahrhundertealter praktischer Erfahrungen ist bekannt, dass eine dichte Grasnarbe den Deich nachhaltig vor Witterungseinflüssen oder mechanischen Angriffen schützt. Erst in neuerer Zeit wird die Grasnarbe als ein Bauteil des Deiches aufgefasst, an das neben biologischen vor allem ingenieurtechnische Anforderungen zu stellen sind, das geplant und soweit als möglich bemessen werden muss. Im Gegensatz zu einem rein technischen Bauteil besteht das ingenieurbiologische Bauteil aus Pflanze und durchwurzeltem Boden und wird erst eine gewisse Zeit nach dem Bau seine volle Leistungsfähigkeit erreichen. Demnach werden die Bestandsziele nur durch den Bau *und* die folgende Pflege erreicht.

Im Folgenden wird nur die Planung und Durchführung des *Ansaatverfahrens* zur Ansiedlung von Grasnarben auf Deichen beschrieben, da sich diese Bauweise in der Praxis bewährt hat und nahezu ausschließlich verwendet wird. Andere Bauweisen, wie z. B. der Einsatz von Grassoden, sind möglich, wobei der Hinweis zu geben ist, dass diese aus regionalen, mit dem Deich vergleichbaren Standorten gewonnen werden sollten. Darüber hinaus können Hilfsstoffe für Ansaaten, wie z. B. Strohmulch und Kleber eingesetzt werden. Die genannten Anforderungen an die zu entwickelnde Grasnarbe gelten jedoch unabhängig von der Bauweise.

Belastungen und Aufgaben der Grasnarbe

- Die bindige Deckschicht soll vor *Oberflächenerosion* geschützt werden, die durch Regen, Wellen und durch überströmendes Wasser hervorgerufen werden kann. Dazu muss die Grasnarbe einen gleichmäßigen und dichten Wuchs besitzen, der den Boden vor dem strömenden Wasser schützt und Verwirbelungen vermeidet.
- Die Erosion muss durch Grasarten mit einer *schnellen Jungwuchsentwicklung* möglichst schnell behindert und das Abspülen von Samen langsamerer Mischungspartner vermieden werden. Auch Gräser mit einer *langsameren Jungwuchsentwicklung* sind notwendig, um vornehmlich die von den schnelleren Arten gelassenen Lücken zu besiedeln. Erst durch diesen zeitlich gestaffelten Aufwuchs wird insgesamt in der Zeit bis zum Narbenschluss ein optimaler Schutz geboten.
- Die *mechanischen Eigenschaften*, vor allem die Zugfestigkeit und die Scherfestigkeit der oberen Bodenschicht, werden durch Wurzeln und ein dichtes Netz ober- und unterirdischer Ausläufer verbessert. Horstwüchsige Gräser verankern die so entstandene Grasnarbe mit dem Deich. Insgesamt wird damit die *örtliche Standsicherheit*, d. h. die Standsicherheit von flachen, örtlich begrenzten Bodenschollen, die auf oberflächennahen Gleitflächen abrutschen können, erhöht.
- Die Grasnarbe soll die bindige Deckschicht möglichst lange *vor Austrocknung schützen*, aber auch in der Vegetationszeit durch Wasserverbrauch infolge Evapotranspiration zur schnelleren *Entwässerung* der bindigen Deckschichten beitragen.
- Nur *Pioniergräser* mit einer *weiten ökologischen Amplitude* können einen *extremen Standort* besiedeln. Der Deich entspricht einem Standort mit einem zunächst nährstoffarmen Rohboden, der sehr heiß und trocken sein kann, der aber auch Frost, Vernässung und Überflutung ausgesetzt wird.

– Mechanische Belastungen durch Mensch, Tier und Treibgut, die die Pflanzen unmittelbar verletzen, erfordern *tritt- und verbissfeste sowie schnittverträgliche* und *regenerationsfähige Gräser*.
– Die Grasnarbe muss besonders in großstädtischen Ballungsgebieten *Schadstoffimmissionen* aus Industrie und Verkehr ertragen können.
– Die *Salzverträglichkeit* der Gräser ist an Seedeichen sowie an Tidestromdeichen ab der Brackwassergrenze erforderlich.

Anforderungen an die Grasnarbe

Jungwuchsentwicklung:
– Die Ansaat sollte eine Mischung aus schnell und langsam keimenden Arten sein.

Wuchs:
– *Oberirdisch:* schnelle Bildung einer dichten und kurzwüchsigen Narbe
– *Unterirdisch:* Mischung aus Flach-, Mitteltief- und Tiefwurzlern sowie aus horstbildenden und ausläufertreibenden Gräsern.

Raseneigenschaften:
– Die bestandsbildenden Gräser müssen ausdauernde Pionierarten, für trockene und nasse Standorte geeignet, tritt- und verbissfest, schnittverträglich, regenerationsfähig und frosthart sein und z. T. für Schafe einen ausreichenden Futterwert besitzen.

Salzverträglichkeit:
– Alle Gräser der Ansaatmischung müssen die Salzgehalte des die Grasnarbe überstauenden Wassers sowie der bindigen Deckschicht ertragen können, die z. T. mit hohen Salzgehalten eingebaut wird. Aus einem ggf. gespülten Sandkern dringt zusätzlich salzhaltiges Wasser in die Deckschicht ein. Das gilt bereits für die Keimfähigkeit und die Keimschnelligkeit der Saat und für den späteren Wuchs.

Anwendungsgrenzen

Entsprechend der Vorgehensweise beim Bau eines technischen Bauwerkes muss auch bei der Ansiedlung einer Grasnarbe vorgegangen werden. Die Planung der Grasnarbe erfolgt im Zusammenhang mit der Planung des Gesamtbauwerks und ihre Herstellung ist Teil der Gesamtleistung.

Die in der Tab. G 8 vorgeschlagene Ansaatmischung gilt für *Deiche* entlang der gesamten deutschen *Nordseeküste* sowie der *Tidestromdeiche*. In der Tab. G 9 ist die Mischung für die *Deiche an der Ostseeküste* dargestellt. Diese Angaben können durchaus um ± 5 % verändert werden, ohne den Ansaaterfolg zu gefährden. Hierbei ist jedoch darauf zu achten, dass die Ansaatdichte von etwa 3 Körnern pro cm^2 nicht verändert wird (vergleiche Abschnitt „Quantitative Zusammensetzung einer Ansaatmischung“). Bei größeren Veränderungen sollten entsprechende Fachleute hinzugezogen werden.

Das hier vorgestellte Artengerüst bringt im Geltungsbereich dieser Empfehlungen mit Sicherheit eine leistungsfähige Grasnarbe hervor. Dabei ist die Einhaltung der folgenden Bedingungen notwendig:

– Böschungsneigungen:	≤ 1 : 3
– MThw oder MW	oberhalb
– Temperatur bei der Ansaat	≥ 8° C
– Ansaatzeitraum	März bis September
– Boden	*Nordsee- und Tidedeiche:* Klei, Lehm *Ostseedeiche:* Lehm, Mergel

Der Geltungsbereich ist örtlich durch eine Vielzahl von Standorten gegliedert, bei denen einzelne Bedingungen extrem vom Durchschnitt der übrigen Standorte abweichen, z. B., fehlende oder sehr starke Schafbeweidung, Schadstoffbelastung aus Industrie und Verkehr, hohe Belastungen aus Freizeitnutzungen, usw.. Diese Einflüsse und *Abweichungen* von den oben genannten Bedingungen können *Anpassungen* der empfohlenen Ansaatmischungen *erforderlich* machen.

Nach Hiller (1976a) und Neugebohrn u. Wenck (1990) gedeihen Rasengräser optimal bei einer Bodenreaktion (pH-Wert CA-Cl_2) im schwach sauren Bereich von 5,5 bis 6,5. Zudem sind in diesem Bereich die Nährstoffe vollständig Pflanzen verfügbar. Höhere pH-Werte fördern das Wachstum von Kräutern, und in saueren Böden wird die Löslichkeit von toxisch wirkenden Schwermetallen erhöht, die das Wachstum von Gräsern sowie die Nährstoffzufuhr behindern. Mangelnde Ernährung behindert die gesamte Pflanzenentwicklung einschließlich der Wurzeln. Aber auch Überernährung schadet der Pflanze; beispielsweise werden die Krankheitsanfälligkeit gefördert und die mechanische Belastbarkeit geschwächt. Die *Untersuchungen der Bodenreaktion* und des Nährstoffvorrates im Boden sollten als verbindliche Grundlagen einer *Ansaatplanung* durchgeführt werden. Sollten im Einzelfall Zweifel an der Eignung des Bodens bestehen, wird vor der Ansaat eine Untersuchung des Bodens durch geeignete örtliche Fachstellen empfohlen.

Tab. G 8: Ansaatmischung für Nordsee- und Tidestromdeiche

Grasart	Prozentualer Gewichtsanteil %	Ansaatmenge pro Fläche g/m²	Kornanzahl pro Gewichtseinheit Körner/g*	Ansaat-dichte Körner/m²	Prozentualer Samenanteil %
Deutsches Weidelgras (Lolium perenne)	30	6,0	500	3000	9,7
Wiesenrispe (Poa pratensis)	30	6,0	3300	19 800	64,3
Rotschwingel mit kurzen Ausläufern (Festuca rubra ssp. trichophylla)	25	5,0	1000	5000	16,2
Ausläufertreibender Rotschwingel (Festuca rubra ssp. rubra)	15	3,0	1000	3000	9,7
Wiesenscharfgarbe (Achillea millefolium) kann mit max. 3 Gew.-% und 7000 Samen/g zu Lasten des Dtsch. Weidelgrases eingesetzt werden.					
Summe Kornzahl pro cm²	100	20,0		30 800 3,1	100

Der prozentuale Gewichtsanteil kann um ± 5 % (außer bei Wiesenscharfgarbe) verändert werden, jedoch sollte die Kornzahl pro cm² etwa gleich bleiben.
* Die Kornzahl kann je nach Ernteort und -zeit um 10 % schwanken.

Tab. G 9: Ansaatmischung für Ostseedeiche

Grasart	Prozentualer Gewichtsanteil %	Ansaatmenge pro Fläche g/m²	Kornanzahl pro Gewichtseinheit Körner/g*	Ansaatdichte Körner/m²	Prozentualer Samenanteil %
Deutsches Weidelgras (Lolium perenne)	10	2,0	500	1000	3,3
Wiesenrispe (Poa pratensis)	25	5,0	3300	16 500	54,1
Rotschwingel mit kurzen Ausläufern (Festuca rubra ssp. trichophylla)	35	7,0	1000	7000	23,0
Ausläufertreibender Rotschwingel (Festuca rubra ssp. rubra)	30	6,0	1000	6000	19,7
Wiesenscharfgarbe (Achillea millefolium) kann mit max. 3 Gew.-% und 7000 Samen/g zu Lasten des Dtsch. Weidelgrases eingesetzt werden.					
Summe	100	20,0		30 500	100
Kornzahl pro cm²				3,1	

Der prozentuale Gewichtsanteil kann um ± 5 % (außer bei Wiesenscharfgarbe) verändert werden, jedoch sollte die Kornzahl pro cm² etwa gleich bleiben.
* Die Kornzahl kann je nach Ernteort und -zeit um 10 % schwanken.

Aus baupraktischen Gründen sollte möglichst nur eine Ansaatmischung in einem Bauabschnitt verwandt werden. Jedoch können z. B. Umwelteinflüsse wie *Schadstoffbelastungen* aus Luft oder Boden, *starke Beschattung*, oder wesentlich *steiler als 1: 3 geneigte Böschungen* abgewandelte Mischungen erfordern. Auch sollten Vor- oder Hinterlandbegrünungen außerhalb der Deichgrundgrenzen auf die vorhandene und/oder die potentiell natürliche Vegetation abgestimmt werden.

Auswahl geeigneter Gräserarten

Die Erfahrungen haben gezeigt, dass es ausreichend ist, ein Gerüst von wenigen Arten mit einer weiten ökologischen Amplitude anzusiedeln, damit die Narbenbildung zunächst sicher durch diese Arten erreicht wird. Dies ist gerade bei Ansaaten im Herbst wichtig. Andere Arten können je nach Standort später einwandern und dann ebenfalls zur Entwicklung eines langfristig stabilen Bestandes beitragen. Für die Deichbegrünung haben sich als wertvolle Arten *Deutsches Weidelgras, Wiesenrispe, Rotschwingel mit kurzen Ausläufern und Ausläuferrotschwingel* herausgestellt, deren Eignung in der hier bereits genannten Literatur nachgewiesen worden ist. Der Ansaat von *Rasengräsersorten* ist wegen ihrer Kurzwüchsigkeit und Narbendichte gegenüber landwirtschaftlichen Gräsersorten der Vorzug zu geben.

Für die *Auswahl* der einzelnen Arten sind die folgenden *Kriterien* maßgeblich:

– *Rotschwingel*:
  Die Rotschwingelarten sind ausdauernde Pioniergräser, die extreme Standorte hinsichtlich Klima, Wasser und Boden am ehesten besiedeln können. Der Horstrotschwingel ist zwar an Deichen Norddeutschlands eingesetzt worden, ist aber ein Gras der Mittelgebirge

(OBERDORFER, 1994), so dass er vom Rotschwingel mit kurzen Ausläufern (ssp. trychophylla) ersetzt werden kann, der Sorten mit höherer Salztoleranz und Trockenheitsresistenz aufweist. Der Ausläuferrotschwingel trägt wesentlich zur einer in horizontaler Richtung zugfesten Narbenbildung bei. Die Rotschwingelarten benötigen etwa 2 bis 3 Jahre, um ihren Anteil an der Grasnarbe voll zu entwickeln. Alle Sorten sind konkurrenzfähig und verdrängen Kräuter.
Salzverträglichkeit: Sorten mit besonders guter Salzverträglichkeit sind im Fachhandel erhältlich.

– *Deutsches Weidelgras:*
Deutsches Weidelgras zeichnet sich durch eine schnelle Anfangsentwicklung aus, die sich in schnellem Auflaufen und bald einsetzendem Wachstum zeigt. Es ist bei Früh- oder Spätsaaten, d. h., bei niedrigen Temperaturen gegenüber anderen Arten hinsichtlich der Keimung im Vorteil. Der gute Futterwert für Schafe begünstigt die Schafbeweidung, jedoch sollten hochwüchsige Futtersorten, die eine zu lockere Narbe bilden, nicht eingesetzt werden. Nachteilig wirkt sich der starke Aufwuchs bei zu dichtem Bestand auf die anderen Gräser aus, die unterdrückt werden können. Insgesamt ist das Deutsche Weidelgras ein robustes, trittfestes Rasengras mit befriedigender Trockenheitsresistenz.
Salzverträglichkeit: Sorten mit guter Salzverträglichkeit bereits im Jungwuchsstadium sind im Fachhandel erhältlich.

– *Wiesenrispengras:*
Die Wiesenrispe kann als Untergras nach einer langsamen Anfangsentwicklung nach etwa 2 bis 3 Jahren mit ihren unterirdischen Ausläufern sehr gut Lücken besiedeln und trägt somit durch ihren Anteil zu einem guten Narbenschluss bei. Sie ist sehr regenerationsfähig, trockenheitsverträglich und strapazierfähig. Auf dauernd nassen Standorten gedeiht sie nur schlecht.
Salzverträglichkeit: Gut bis befriedigend verträgliche Sorten im Handel.

– *Wiesenschafgarbe:*
Die Pionierpflanze bildet lange Rhizome (unterirdische bewurzelte Ausläufer) aus, wurzelt tief und ist sehr gut als Bodenfestiger in Ergänzung zu den Gräsern einsetzbar (HILLER, 2000). Die Grasnarbe wird dadurch zugfester und stärker im Deichkörper verankert. Die Wiesenschafgarbe besitzt sehr fein strukturierte Blättchen, die sich unauffällig und gut in die übrige Grasnarbe integrieren, so dass keine Kahlstellen entstehen. Sie kann bindige sowie sandige Standorte gut besiedeln.
Salzverträglichkeit: Gelegentliche Überschwemmungen durch Salzwasser werden ertragen.

Anforderungen und Auswahl einzelner Sorten:

Es ist ratsam mindestens *2 Sorten pro Gräserart* zu verwenden. Damit wird eine genetische Vielfalt mit sich ergänzenden Eigenschaften, z. B. verschieden ausgebildete Widerstandsfähigkeit gegen pilzliche Erkrankungen, in die Grasnarbe eingebaut. Die *Auswahl* der *Sorten* erfolgt zunächst aufgrund der jeweils neuesten Ausgabe der „Beschreibenden Sortenliste für Rasengräser“, herausgegeben vom Bundessortenamt. Insgesamt sollte eine Sorte vom Bundessortenamt zugelassen und für die Verwendung als Landschaftsrasen mindestens als „gut

geeignet" bewertet worden sein. Die Bewertungen des Bundessortenamtes werden in „Regel-Saatgut-Mischungen Rasen (RSM)" (jeweils neuste Ausgabe), herausgegeben von der Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau e. V. (FLL) in Bonn, übernommen. Zusätzlich wird hier jährlich die *Verfügbarkeit im Handel*, die *Keimfähigkeit* und die *Reinheit des Saatgutes* angegeben. Speziellere Anfragen können auch an die Landwirtschaftskammern sowie die Grünland- und Landschaftsbauinstitute der Hochschulen gerichtet werden.

Quantitative Zusammensetzung einer Ansaatmischung

Bei der Bemessung der quantitativen Zusammensetzung einer Ansaatmischung müssen einerseits die *Ansprüche der Pflanze* und andererseits diejenigen der *Baupraxis* sowie der *Wirtschaftlichkeit* berücksichtigt werden. Bei der Ansiedlung eines Pflanzenbestandes sollen gleichzeitig Bedingungen geschaffen werden, die den Pflanzen einen optimalen Start ermöglichen. Dazu gehört zuerst ein ausreichender Lebensraum, so dass der Keimling ausreichend mit Nährstoffen versorgt wird und sich kräftig entwickeln kann. Andernfalls ist die Pflanze von vornherein geschwächt, und die Grasnarbe wird anfälliger für Krankheiten (Hiller, 1976a). Diese Ansprüche der Pflanze werden wesentlich über die Ansaatdichte berücksichtigt, d. h., *Kornzahl pro Fläche*, die von Hiller (1976b) *für Seedeiche mit 3 Körnern pro cm²* angegeben wird. Entsprechend der RSM können Zuschläge infolge mangelnder Keimfähigkeit und Reinheit des Saatgutes gemacht werden. Mit einer wesentlich höheren Samendichte wäre das Bauteil Grasnarbe überbemessen, d. h. zum einen würden sich die Pflanzen bei zu dichtem Stand gegenseitig in ihrer Entwicklung behindern, und zum anderen wäre eine solche Ansaat unwirtschaftlich. Die *Kornzahl pro Gramm* kann aus der DIN 19657 (1973) beim Bundessortenamt, der FLL, bei Staatlichen Saatgutuntersuchungsstellen sowie bei den entsprechenden Hochschulinstituten für Grünland und Landschaftsbau erfragt werden. Mit dem Einzelgewicht der Körner kann dann der tatsächliche *prozentuale Samenanteil* der einzelnen Arten in der Mischung errechnet werden.

Für die *Baupraxis* ist die Ansaatmenge gemessen in *Gewicht pro Flächeneinheit* diejenige Maßzahl, mit der eine Ansaatmischung ausgeschrieben wird. Die Anteile der Arten werden dabei nach dem prozentualen Gewichtsanteil bemessen.

Die Tabellen zeigen, dass die quantitative Zusammensetzung einer Ansaatmischung wesentlich durch das Gewicht der einzelnen Körner und nicht durch den prozentualen Gewichtsanteil bestimmt wird. Es kann jedoch nicht generell davon ausgegangen werden, dass die in der Spalte „Prozentualer Samenanteil" berechneten Anteile auch nach Jahren in der Grasnarbe wiederzufinden sind. Deshalb wird darauf hingewiesen, wie bereits in der erwähnten Literatur vielfach geschehen, dass die Keimung und das Wachstum u. a. von der *Temperatur*, der *Jahreszeit,* den *Niederschlägen*, der *Pflege* und natürlich von der *Gräserart* und der *Rasensorte* abhängen.

Unter Berücksichtigung der bisher genannten Bedingungen wird für die *Nordsee- und Tidestromdeiche* die in der *Tab. G 8* und für die *Ostseedeiche* die in der *Tab. G 9* genannte Mischung vorgeschlagen. Die Ostseedeiche sind mit unterschiedlich bindigen Bodenarten in teilweise geringerer Abdeckstärke im Unterschied zu den Nordseedeichen hergestellt. Da hier eher mit weniger Niederschlägen zu rechnen ist, können Trockenperioden öfter als auf den Nordseedeichen auftreten. Daher liegt der Schwerpunkt bei der Mischung für die Ostseedeiche auf den ausgesprochenen Pionierpflanzen.

4.3.4.2 Bauausführung

Die nachfolgende Gliederung erfolgt im Wesentlichen in Anlehnung an DIN 18917 (September 1990) in die Abschnitte *Bodenvorbereitung*, *Saatgutkennzeichnung* und *Kontrolle*, *Ansaat* und *Fertigstellungspflege*.

Bodenvorbereitung

Auf die bindige Deckschicht des Deiches wird als Startdüngung eine Volldüngung von 100 g/m² eines *organisch mineralischen Mischdüngers* mit einem Walzenstreugerät aufgebracht[1]. Der Dünger soll so beschaffen sein, dass die Nährstoffe schnell zur Verfügung stehen, aber nachhaltiger und länger als bei mineralischen N-P-K-Düngern wirken. Das Düngen darf nicht bei stärkerem Regenwetter und stärkerem Wind erfolgen.

Danach wird der Boden bei mäßig feuchter Witterung durch leichte Geräte ein- bis zweimal, im Mittel bis 5 cm Tiefe *geeggt oder gefräst* und dadurch der Dünger leicht eingearbeitet. Jede tiefere Auflockerung ist unbedingt zu vermeiden.

Die Flächen sind bis zur Aussaat von Kräutern freizuhalten, die mit ihren Blättern die Grasnarbe unterdrücken und mit einzelnen starken Pfahlwurzeln tief in den Deichkörper eindringen. Eine chemische *Krautbekämpfung* darf grundsätzlich nur unter Einschaltung des örtlich zuständigen Pflanzenschutzamtes und mit anerkannten Krautbekämpfungsmitteln und auch nur punktuell erfolgen. Mechanische Unkrautbekämpfungsmaßnahmen (z. B. Ausstechen der Pflanzen mit Wurzel) sind in jedem Fall vorzuziehen.

Saatgutkennzeichnung und -kontrolle

Das Saatgut muss in Bezug auf Anerkennung, Zulassung, Kennzeichnung und Verschließung der Saatgutsäcke dem *Saatgutverkehrsgesetz* in der jeweils gültigen Fassung entsprechen. Wenn im Zusammenhang mit der Abnahme des Saatgutes bei der Etikettierung, Verplombung, Beschriftung und Herkunft der Saatgutsäcke auf die Einhaltung der gesetzlichen Regelungen geachtet wird, ist bereits eine hinreichende Sicherheit für die Qualität der Ware gegeben. *Saatguntersuchungen* ohne Vorankündigung sollten durch die örtliche Bauleitung veranlasst werden; eine entsprechende Vorgehensweise ist bei Verwendung von Beton, Stahl und Holz bekannt. Die Untersuchungen der Proben werden in einem *Hochschulinstitut* oder *staatlichen Saatguntersuchungsstellen* vorgenommen und sollen Aufschluss über Zusammensetzung der Grasmischung und die Keimfähigkeit der einzelnen Mischungspartner geben.

Ansaat

Die Vorarbeiten für die Grasansaat sollten so vorangetrieben werden, dass sofort nach Eintritt *geeigneter Witterung*, d. h. nicht zu nass, nicht zu trocken, wenig Wind und Bodentemperaturen von größer 8° C, mit der Ansaat – auch für Teilflächen – begonnen werden

[1] Rein *organische Naturdünger* ohne Schadstoffe (insb. Chrom) wirken spät, weil ihre Nährstoffe erst durch Bodenorganismen pflanzenverfügbar gemacht werden müssen. *Min. N-P-K-Dünger* wirken schnell, jedoch kurz.

kann. Die Ansaat sollte noch im September beendet sein, da später für die Lichtkeimer die Tageslänge zu kurz wird.

Für das Einbringen des Saatgutes wird ein *Walzenstreuer* verwendet, und die Flächen werden nach der Aussaat *leicht abgewalzt*. Flächen, die nicht mehr rechtzeitig fertiggestellt werden können, sollten je nach Gefährdung durch Wellenschlag, z. B. über den Winter, mit Jutebahnen gegen Oberflächenerosion gesichert und sofort nach Eintritt geeigneter Witterung im folgenden Frühjahr angesät werden. Sollten Ansaaten in Zeiten mit *starken Winden* notwendig werden, kann auch eine Drillmaschine verwandt werden, die parallel zur Längsachse des Deiches gefahren werden muss. Beim Drillen können jedoch langgestreckte Zwischenräume entstehen, die gern von Schafen als Trift benutzt werden. Die Zwischenräume können durch eine Nachsaat vermieden werden.

Fertigstellungspflege und Abnahme

Bis zur Abnahme sollte im Rahmen der *Fertigstellungspflege* der Aufwuchs auf Deichen und im Vorland zweimal mit einem leichten Balkenmäher geschnitten werden. Der erste Schnitt (Schröpfschnitt) vor der Beweidung erfolgt bei einer Grashöhe von 10–15 cm und regt die Gräser zur frühzeitigen Verzweigung an. Das beim Rasenschnitt anfallende Mähgut sollte innerhalb von 24 Stunden von der gemähten Fläche entfernt werden. Unzureichend aufgegangene Flächen müssen nachgesät, Erosionsrinnen mit bindigem Boden aufgefüllt und neu angesät oder mit Rasensoden bedeckt werden.

Nach dem ersten Schnitt erfolgt eine zweite Düngung (bzw. bei Ansaat nach dem 1. August im zeitigen Frühjahr bei offener Wetterlage) mit 50 g/m^2.

Kalkungen zur Beeinflussung des pH-Wertes sollten *nur unter Hinzuziehung von Fachleuten angeordnet* und bei niederschlagsreicher Witterung durchgeführt werden.

Die *Abnahme* sollte – unabhängig von den übrigen Bauleistungen – vor dem zweiten Schnitt durchgeführt werden, damit die Zusammensetzung der Grasnarbe beurteilt werden kann. In jedem Fall kann die Abnahme erst dann erfolgen, wenn eine geschlossene, dichte Grasnarbe vorhanden ist.

4.3.4.3 Entwicklungs- und Unterhaltungspflege

Nach der Abnahme im Anschluss an die Fertigstellungspflege setzt die *Entwicklungs- und Unterhaltungspflege* ein. Gemäß DIN 18919 (1990) soll der *voll funktionsfähige Zustand* der immer noch jungen Vegetationsdecke entwickelt und mit der Unterhaltungspflege *erhalten* werden.

Die *Entwicklungspflege* der jungen Pflanzen kann sich über mehrere Jahre hinziehen und beinhaltet im Wesentlichen aufgrund von Bodenanalysen und Gutachten von Fachleuten erforderliche zusätzliche Maßnahmen über das Maß der im Folgenden beschriebenen Leistungen der Unterhaltungspflege hinaus. Eine unzureichende Grasnarbe resultiert in erster Linie aus einer mangelhaften Pflege, deren Auswirkungen auf die Abnahme der Leistungsfähigkeit des lebenden Bauteils „Grasnarbe“ nicht sofort, sondern nur längerfristig erkennbar wird. Die unterhaltende Dienststelle macht aufgrund ihrer Erfahrungen am speziellen Standort den Umfang der Entwicklungspflege vom jeweiligen Zustand der Grasnarbe abhängig.

Folgende Maßnahmen werden an Deichen regelmäßig im Rahmen der *Unterhaltungspflege* durchgeführt:

- *Mähen* mit Spindel- oder Doppelmesserbalkenmäher 2 bis 3 Mal im Jahr mit Entfernung des Mähgutes. Es ist immer darauf zu achten, dass *nicht abgeweideter Aufwuchs abgemäht* und entfernt wird.
- Der Beginn der *Schafbeweidung* sollte abhängig gemacht werden vom Zustand der Grasnarbe, des Bodens, der Witterung und inwieweit genügend Aufwuchs als Futter zur Verfügung steht. Eine zu frühe Beweidung kann die Entwicklung einer geschlossenen Grasnarbe auch verzögern. Die kontinuierliche Schafbeweidung in der für das jeweilige Gebiet optimalen Intensität wird z. B. in der Freien und Hansestadt Hamburg (FHH) durch privatwirtschaftlich organisierte Schäfereibetriebe sichergestellt. Nähere Hinweise zur den Wechselwirkungen zwischen Schafbeweidung, Mahd und Entwicklung der Grasnarbe sind bei Jittler, 2001 erläutert.
- Treibsel und Laub müssen spätestens drei Tage nach höheren Wasserständen entfernt werden, sonst erstickt die Grasnarbe.
- Eine Düngung mit 30 g/m² nach Angabe von Fachleuten kann im Frühjahr erfolgen. Es wird empfohlen, den Nährstoffvorrat im Boden in regelmäßigen Abständen überprüfen zu lassen, denn auch zu viel Dünger kann die Grasnarbe schädigen (Überernährung, Schwächung der mechanischen Festigkeit, Verringerung der Wurzelentwicklung).
- Schädliche Kräuter sollten ausgestochen werden, falls durch Schnitt nichts erreicht wird.
- Moosflächen werden vertikultiert.
- Die Bekämpfung von Maulwürfen und Mäusen kann bei starkem Befall mit Gift und durch Verpressen der Wühlgänge mit verflüssigtem, bindigem Boden erfolgen. Um langfristig für einen natürlichen Ausgleich zu sorgen, sollten außerhalb des Deichgrundes die Wühlmausfeinde, z. B. Tag- und Nachtgreifvögel, Mauswiesel, u. a. gefördert werden. Als Biotope eignen sich Bäume, Schutzhecken, Knicks, usw. Als Sofortmaßnahme sollten bereits Sitzstangen für Greifvögel beim Bau des Deiches errichtet werden.
- Maßnahmen gegen *Erkrankungen von Gräsern* oder anthropogene Belastungen werden im Einzelfall mit Fachleuten des örtlich zuständigen Pflanzenschutzamtes abgestimmt.

4.3.5 Asphaltdeckschicht

4.3.5.1 Allgemeines

Als Baustoffe für Asphaltdeckschichten werden – je nach ihrer Lage im Deichquerschnitt – im Allgemeinen Asphaltbeton, Asphalteingussmassen sowohl zum Verguss von Steinschüttungen über und unter Wasser als auch für Vorlagematten, hohlraumreiche Bitumen-Mineralstoff-Gemische wie Mastixgestein und bindemittelarmer Bitumensand verwendet.

Diese Baustoffe kommen im Deichquerschnitt an den folgenden Stellen zum Einsatz:

- Asphaltbeton: als Deckschicht auf der Seeseite im Bereich ab etwas oberhalb MThw, auf Überschlagssicherungen (Abb. G 3 und G 8) und Bermen und auf der Deichkrone sowie auf der Rückseite bis herab zur Fußsicherung bzw. in der Ausrundung zu einem Deichverteidigungsweg (Abb. G 13). Eine Anwendung im Wasserwechselbereich empfiehlt sich wegen Algenbewuchs in der Wasserwechselzone, also im Tidebereich, und möglicher Mörtelverluste an der Oberfläche des Asphaltbetons durch Sandschliff und späterer damit verbundener Verluste auch gröberer Korngruppen nicht, wie bereits in den EAK 1993, Empfehlungen E 3.1.1.2, ausgeführt. Auch Dickenangaben finden sich dort und theoretische Berechnungsmöglichkeiten in den EAAW (DGGT, 1983/1996).

– Geschlossene Deckwerke mit Asphaltverguss wie Steinlagen mit Vollverguss, insbesondere im Bereich bis etwas oberhalb MThw, Asphalteingussdecken und Asphaltmatten als Vorlagen vor dem seeseitigen Deichfuß und als Erosionsschutz des Seebodens bei Deichschlüssen.
– Hohlraumreiche Bitumen-Mineralstoff-Gemische, insbesondere Mastixschotter (DGGT, 1983/1996) auf einer Filterschicht aus bindemittelarmem Bitumensand, als durchlässige Deckwerke in der Schrägen auf der Seeseite, wenn keine starke Wellenbeanspruchung zu erwarten ist, und als durchlässige horizontale Fußvorlage sowie auf der Deichrückseite als Überlaufsicherung.
– Offene Deckwerke aus Steinsatz oder Schüttsteinlagen mit Teilverguss.
– Magerer Bitumensand als gebundener Kornfilter (BAW, 1976) und als wirtschaftlicher Massenbaustoff zur Herstellung von Stützkörpern bei aufgespülten Deichkörpern und Molen, als Schüttmaterial unter Wasser in größeren Wassertiefen oder über Wasser und als Verfüllmaterial bei größeren Ausschlägen und Erosionskolken, wenn starke Wellenbeanspruchungen oder hohe Fließgeschwindigkeiten des Wassers zu erwarten sind.

Der Einsatz der Baustoffe für die Asphaltbauweisen erfolgt wie in den Empfehlungen E 3.1.1.2 bis 3.1.1.6 erörtert. Die Zusammensetzung der Gemische ist bereits in den Empfehlungen C 6 und die Herstellung und Bauausführung von Deckwerken in Asphaltbauweise in den Empfehlungen E 3.1.3 ausführlich beschrieben worden. Ergänzend dazu werden nachstehend weitere Angaben gemacht, die teilweise auch auf inzwischen gemachten Erfahrungen und Weiterentwicklungen beruhen.

4.3.5.2 Einbauen, Profilieren und Verdichten von Asphaltbetondeckwerken

Für Deckwerke aus Asphaltbeton ist der einlagige Einbau vorzuziehen (Empfehlungen E 3.1.3.1 und Abb. E 28 bis E 30). Das hat eine Reihe von Vorteilen:
– Wirtschaftliche Gemische mit viel Grobkorn und entsprechend geringerem Steinmehl-, Füller- und Bitumenbedarf.
– Durch die Verwendbarkeit von gröberem Korn steigert sich die Standfestigkeit des Gemisches in der Schrägen.
– Es gibt nur zwei Zonen verminderter Dichte, die an der Ober- und Unterseite jeder Einzellage infolge der Kontaktwirkung der Walzenbandagen auf der Oberseite und der Reibung des Asphaltmaterials an der Unterseite auf der darunterliegenden Lage entstehen.
– Insbesondere bei kalter Witterung oder Wind ist das Wärmehaltungsvermögen einer dicken Lage größer als das einer dünneren. Die Zeit, die zum Verdichten zur Verfügung steht, wird dadurch länger. Es ist damit leichter, die erforderliche Verdichtungsarbeit aufzubringen.
– Schäden durch mangelnde Verklebung mehrerer Lagen werden vermieden.
– Dichte oder hohlraumarme, gleichmäßig in ganzer Schichtdicke hergestellte Schichten verhindern den Eintritt von Wasser aus dem Deichkern auch von der Unterseite des Deckwerks, so dass sie mit der vollen Raumdichte, also ohne die vermindernde Wirkung bei Füllung von Poren mit Wasser, in die Dickenbemessung eingesetzt werden können.

Gelegentlich wurde früher zuerst eine Lage Magerbitumensand als Einbauhilfe für die Deckschicht, als Ausgleichsschicht oder als Walzunterlage eingebaut, doch wiegen die Mehrkosten eines damit zweilagigen Einbaus des Deckwerks den gedachten Vorteil nicht auf,

wenn die Schichtdicke des Asphaltbetons statt dessen um 1 bis 2 cm vergrößert wird. Der höherwertige Asphaltbeton ist durchaus in der Lage, Unregelmäßigkeiten in der Unterlage ohne Nachteil zu überbrücken.

Der einlagige Einbau beeinflusst auch das Einbauverfahren, das natürlich so weit wie möglich zu mechanisieren ist. Das Mischgut wird üblicherweise mit Baggerschaufel oder Grader befördert und verteilt. Die Feinprofilierung erfolgt im Allgemeinen von Hand mit Harken.

Auch ein Längseinbau mit Straßenfertigern (ggf. mit Ausfahrbohle) quer zur Falllinie ist nach den Empfehlungen E 3.1.3.1 möglich, die bei steileren Böschungen, etwa 1:4 geneigt, für die Schräglage entsprechend eingerichtet sein müssen. Nur auf sehr flachen Böschungen – etwa ab 1:6 – sind normale Straßenfertiger ohne besondere Einbauten einsetzbar. Der Längseinbau mit Brückenfertigern hat sich nicht weiter durchgesetzt, obwohl er in der Deichachse alle Bahnennähte bis auf die Tagesnähte vermeiden hilft – wohl, weil er wegen seiner Länge und auch seines Einsatzes bei stürmischem Wetter mit höheren Wasserständen zu unbeweglich ist. Die Ausbildung an Bermen und auf der Deichkrone ist in den Empfehlungen E 3.1.2.2 beschrieben worden (Abb. E 25 und E 26), die Nahtbehandlung in E 3.1.3.1 und Abb. E 32, ggf. mit Nahtverschweißung.

Zusätzlich zur Verringerung der Handarbeit sind für den Vertikaleinbau von Asphaltbetonschichten raupengeführte Fertiger entwickelt worden, wie in Abb. G 49a+b an Hand eines Beispiels gezeigt (JUNGHÄNEL, 1995).

Als Verdichtungsgerät werden leichte bis mittlere Rüttelwalzen und zusätzlich auf flachen Böschungen Gummiradwalzen eingesetzt, die vorwiegend mit eigener Kraft in der Falllinie und auch parallel zur Deichkrone fahren. Bei Böschungen steiler als 1:3 kann die Berg-

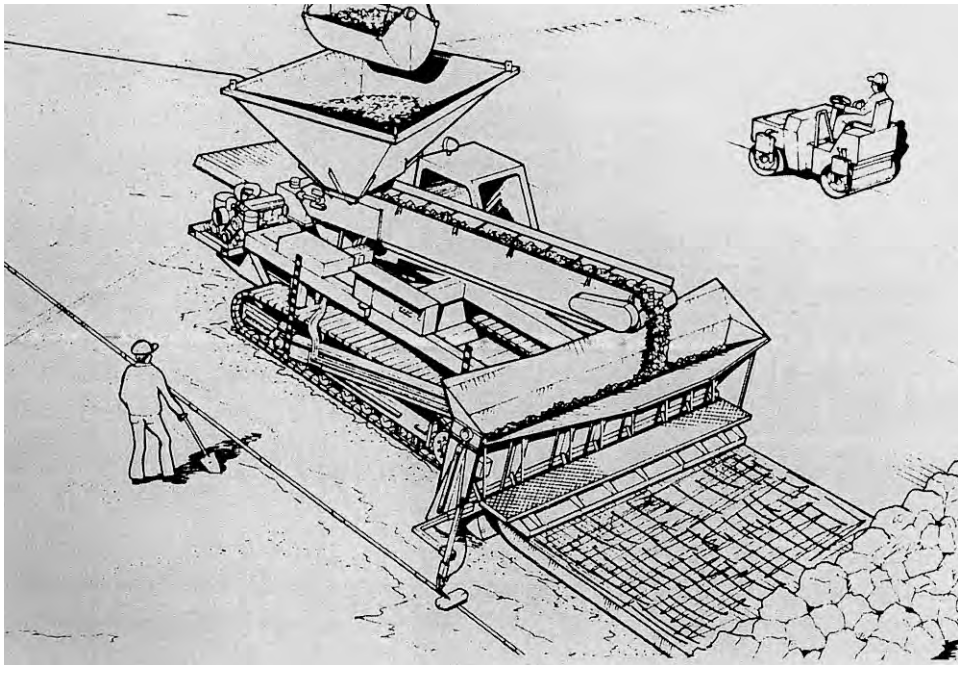


Abb. G 49a: Raupengeführter Vertikalfertiger für den Einbau von Asphaltbetondeckschichten (JUNGHÄNEL, 1995)



Abb. G 49b: Raupengeführter Vertikalfertiger im Einsatz (CUR, 1995)

und Talfahrt durch Winden auf der Deichkrone oder durch Einsatz von zwei durch Seil und Umlenkrollen verbundenen Walzen unterstützt werden. Die Führung des Seils erfolgt über einen Wagen auf der Deichkrone.

Arbeits- und Tagesnähte von Asphaltbetonschichten sind nach den Empfehlungen E 3.1.3.2 (Nahtausbildungen nach Abb. E 31 bis E 34) auszuführen. Das gilt auch für die Ausbildung der Längsnaht beim Horizontaleinbau mit Fertiger (Abb. E 35), die ggf. sogar zu verschweißen ist. Auch der Einbau von Asphaltdeckschichten auf einer Berme und auf der Deichkrone ist dort in E 3.1.2.2 und Abb. E 25 und E 26 bereits beschrieben worden. Gehen Nähte trotzdem einmal auf, so sind sie durch Ausfräsen des Nahtbereiches in ausreichender Dicke mit abgestuften Kanten und Wiederverfüllen durch Asphaltbetonmischgut nach den Empfehlungen E 3.1.4.1 und Abb. E 42 und E 43 zu schließen. Bei geringerer Rissbreite können sie auch mit Bitumenbahnen abgeklebt werden, doch ist dann durch weiteres Abkleben der Bahnenränder mit Glasgitterstreifen und Anstreichen mit einem geeigneten Material auf Bitumenbasis das spätere Aufbördeln der Bahnenränder unbedingt zu verhindern (Schönian, 1999).

Für die Ausbildung von Anschlussfugen an starre Baukörper (Empfehlungen E 3.1.2.4) enthalten die EAAW (DGGT, 1983/1996) eine Reihe von Beispielen, die eine sorgfältige handwerkliche Ausführung verlangen und deren Verhalten regelmäßig zu überwachen ist.

4.3.5.3 Oberflächenversiegelung von Asphaltbetondeckwerken

Asphaltbetondeckwerke sollten als Schutz gegen Verwitterung und damit Alterung im oberen Zentimeter des Asphaltbetons an der Oberfläche im Allgemeinen mit einer Oberflächenversiegelung abgedeckt werden. Geeignet ist eine sofortige Versiegelung des frischen, sauberen und trockenen Asphaltbetons mit bitumenreichem Asphaltmastix nach den EAAW (DGGT, 1983/1996) im Heißauftrag, das mit einem Verteilergerät mit Gummilippe in zwei Lagen von je 1,5 bis 2 mm Dicke aufzubringen ist. Grundlage der Versiegelung sollte jedoch immer eine gut verdichtete und geschlossene Oberfläche des Asphaltbetons sein, die keine Feuchtigkeit länger zurückhält – also mit einem Feinmastixspiegel. Ein zweilagiger Auftrag ist dann besonders zu empfehlen, wenn ein älteres, bereits abgewittertes Deckwerk nachträglich versiegelt werden soll. Durch den Auftrag der ersten Lage der heißen Masse verdampft dann die in der Oberfläche des Asphaltbetons möglicherweise zurückgehaltene Feuchtigkeit, während die zweite Lage die feinen Austrittslöcher des Dampfes dann verschließt. Somit wird eine Bildung von feinen Bläschen in der Versiegelung verhindert.

Möglich ist, besonders bei großen Flächen aus ökonomischen Gründen, auch der Auftrag einer Oberflächenbehandlung durch Bitumentankwagen mit Spritzrampe und Absplitten mit Verteilergeräten, wie sie aus dem Straßenbau bekannt ist. Sie ist je nach Zustand der Oberflächenbehandlung im Rahmen der üblichen Unterhaltungsmaßnahmen von Zeit zu Zeit zu erneuern.

Oberflächenversiegelungen können auch zur Aufhellungen der Oberfläche von Asphaltbetondeckwerken genutzt werden – entweder, um die Oberfläche umweltfreundlicher zu gestalten, oder um in Seebädern die Temperaturen für barfuß gehende Sommergäste zu ermäßigen. Für Letztere sind besonders die fußfreundlichen Oberflächenversiegelungen mit hochstabilisierten Bitumenemulsionen (Schönian, 1999) geeignet, die mit hohem Druck auch auf feuchter Unterlage gespritzt werden können und gleichzeitig feine Klüfte und Risse in der Oberfläche schließen. Das Emulsionswasser soll dabei vor dem nächsten Regen oder vor dem Überspülen durch Wellen der nächsten Tide voll verdunstet, die Versiegelung also ausgetrocknet sein. Für den Fall, dass gelegentlich trotz der vorher ausgesprochenen Empfehlung ein Asphaltbetondeckwerk doch unterhalb von MThw eingesetzt werden sollte, so sind in diesem Bereich, also in der Wasserwechselzone, Versiegelungen mit Bitumenemulsionen wenig sinnvoll, da sie insbesondere gegenüber dem Sandschliff keinen ausreichenden mechanischen Widerstand aufweisen.

4.3.5.4 Ausführung von Vergussbauweisen

Die Ausführung von teilweisem oder vollem Asphaltverguss, von Asphalteingussdecken, Mastixgestein und Bitumengestein sowie der Unterwassereinbau von Asphaltgemischen ist bereits in den Empfehlungen E 3.1.1.3 bis 3.1.3.7 beschrieben worden, desgleichen deren Unterhaltung und Instandsetzung in E 3.1.4.1 bis 3.1.4.3.

Aus den Gussasphaltkochern oder sonstigen Transportbehältern auf LKW, möglichst mit Rührwerk, lässt man den Asphaltmastix von Hand mit Eimern (Abb. E 38) über Schütt-

rinnen (Abb. E 37) oder Rohre in die Setz- oder Schüttsteinlagen fließen. Am wirtschaftlichsten ist das gezielte mechanische Einbringen durch Mastixpumpen mit über steuerbare Galgen geführten beheizten, hitzebeständigen Schläuchen (Abb. E 36). Die Masse fließt unter Eigengewicht in die Hohlräume und lässt dabei einen großen Teil der Feuchtigkeit auf der Gesteinsoberfläche verdampfen, ohne voll mit der Oberfläche zu verkleben. Eine volle Verklebung ist auch nicht nötig, da nur eine Füllung der Hohlräume und eine Verklammerung der Steine untereinander erforderlich sind. Die Form der Hohlräume muss eine ausreichende Verklammerung allerdings ermöglichen, da sonst die Sogwirkung der Wellen in der Wasserwechselzone oder ein Wasserdruck von hinten Teile des Vergussmaterials herauslösen kann. Auf stärker geneigten Flächen kann ein übermäßiges Durchfließen der Steinlage oder Abfließen in der Falllinie durch Zugabe von Splitt oder Kies in den Asphaltmastix oder beim Einfließen in die Steinschüttung durch Aufstreuen von Hand mit der Schaufel verhindert werden. Sind die Hohlräume der Steinschüttung sehr groß oder unregelmäßig, so kann es, besonders auf steilen Böschungen, zweckmäßig sein, für einen ausreichenden Verguss zuerst eine niedriger viskose Masse und in einem zweiten Arbeitsgang eine höher viskose Masse einzugießen.

Soll ein Steindeckwerk extrem durchlässig sein, so empfiehlt es sich, dieses auf eine Trag- und Filterschicht aus magerem Bitumensand zu verlegen. Aber auch hier muss eine ausreichende Vergussmenge eine dauerhafte und damit alterungsbeständige Verklammerung gewährleisten.

Für einen Unterwasserverguss von Asphaltmastix, z. B zum Festlegen von Rohrleitungen oder Rohrbündeln – oder die nachträgliche Festlegung von Schüttsteinlagen – werden Transportbehälter mit verschließbarer Bodenklappe verwendet, die gut isoliert sein müssen oder sogar beheizbar sind. Im Allgemeinen benötigt man dazu Pontons, auf denen eine Mischanlage für die Herstellung des Mischgutes steht, und eine mechanische Steuereinrichtung für ein gezieltes Vergießen der vorgesehenen Flächengewichte vor Ort. Die Mischanlagen können auch durch angelieferte Halbprodukte versorgt werden, bei denen ein rieselfähiges und damit transport- und lagerfähiges Gemisch aus Mineralstoffen und einer geringeren Menge Bitumen in einem zweiten Arbeitsgang durch weitere Zugabe von Bitumen zum Endprodukt gemischt wird (Roos u. Tukker, 1982).

4.3.5.5 Mastix-Verguss zur Unterhaltung von Deckwerken

Werden Vergussmassen benutzt, um größere Ausschläge an der Oberfläche von Asphaltbetondeckwerken oder Absackungen infolge Sandaustritt durch Risse oder offene Fugen zu füllen, so ist besonders darauf zu achten, dass die Unterlage zur Erzielung einer guten Haftung sauber und trocken ist, da die Vergussmassen sich sonst durch mechanische Beanspruchung von dieser wieder lösen können. Empfehlenswert ist es, die gereinigte Unterlage zusätzlich vorsichtig mit offener Flamme oder durch schonende Infrarot-Aufheizung zu erwärmen, so dass eine wirkliche Verklebung der Unterlage mit der Auftragsmasse stattfindet. Auch das Aufsprühen eines Haftklebers ist möglich.

Auch der nachträgliche Verguss von Steinpackungen (Setzsteinlagen), deren Steine durch Kornverluste oder schlechte Setztechnik später zu wackeln anfangen, ist möglich und verlängert die Lebensdauer beträchtlich. Der Verguss kann von Hand mit Eimern, über Rinnen oder – am wirtschaftlichsten – durch Mastixpumpen erfolgen.

4.3.5.6 Eingussdecke

Die bis in die 60er Jahre an Nord- und Ostsee regelmäßig ausgeführten ein- bis dreilagigen Asphalteingussdecken nach den Empfehlungen E 3.1.1.4 benötigten früher einen umfangreichen Handeinbau, der sie heute als eine unwirtschaftliche Bauweise abstempeln würde. Durch ihre flexiblen Eigenschaften gegenüber nachträglichen Setzungen des Deichkörpers und ihre Dauerhaftigkeit auch nach sehr langer Liegezeit ohne jegliche Unterhaltungskosten, insbesondere durch die Beständigkeit ihrer Oberfläche gegenüber allen Witterungseinflüssen, wird dieser Nachteil jedoch wieder aufgehoben (Abb. E 22: Dreilagige Asphalteingussdecke bei St. Peter-Ording nach 30 Jahren Liegezeit). Mit Hilfe moderner Geräte, wie Hydraulikbagger und Turmkräne, kann der Einbau der Schüttsteinlagen zudem wirtschaftlicher gestaltet werden. Besonders aber wird das Einbringen der benötigten Eingussmassen durch Mastixpumpen erleichtert, die durch Ausleger mit großen Reichweiten einen sehr beweglichen und gezielten Verguss gestatten, wenn die Austrittsöffnung des Schlauches von erfahrenem Personal ausreichend nahe zum Vergussbereich geführt wird, um Fehlstellen oder ggf. Überfüllungen zu vermeiden (Abb. E 36).

4.3.5.7 Offene Deckwerke aus Mastixgestein

Offene Deckwerke aus einem Mastixgestein sind sowohl für Seedeiche als auch für Tidestromdeiche geeignet. Sie bestehen i. a. aus einem Mastixschotter (s. Empf. E 3.1.3.5), der auch offener Steinasphalt genannt wird und haben eine sehr hohe Durchlässigkeit, die einerseits den Aufbau eines Wasserüberdrucks hinter dem Deckwerk sicher verhindert, andererseits durch die raue Struktur der Oberfläche auch den Wellenauflauf verringert. Als Unterlage dient entweder eine gebundene Filterschicht aus magerem, heiß eingebautem Bitumensand (BAW, 1976, TAW, 1987 und Empf. E 2.3.3) oder einem Filtervlies. Die Filterschicht aus Bitumensand wird nur leicht verdichtet.

Deckwerke aus Mastixschotter können durch Verfüllen der Hohlräume mit Erde und Ansaat auch begrünt oder auch einfach durchwachsen werden, ohne ihre Widerstandskraft bei Belastung zu verlieren. Damit liefern sie ein umweltfreundliches Deckwerk, das sich gut mit grünen Kleideckwerken verträgt. Sie sind geeignet als widerstandsfähiges Fußdeckwerk im Tidebereich (Abb. G 50, siehe volles Deichprofil in Abschn. G 6, Beispiel 11, Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog).

Ebenso kann ein Mastixschotterdeckwerk zur ungefährlichen Aufnahme von Sandflug eingesetzt werden, wenn dieser zu Problemen bei der Unterhaltung der Grasnarbe von Kleideckwerken durch im Vorland vorgelagerte Sanddünen führt. Im Rahmen der Deichverstärkung Tümlauer Koog (Westabschnitt) bis Ording Nackhörn erhielt deshalb die seeseitige Deichböschung von Stat. 1+650 bis Stat. 2+660 von der Überschlagsicherung in Asphaltbauweise bis oberhalb des Bemessungshochwasserstandes auf NN + 5,30 m (Abb. G 51a) und von Stat. 2+660 bis Stat. 2+860 sogar über das gesamte Deichprofil (Abb. G 36) bis zum Fuß der Binnenböschung ein Mastixschotterdeckwerk (Abb. G 51b+c).

Damit die gewünschte Dauerfestigkeit erreicht wird, ist beim Herstellen des Mischgutes in der Mischanlage – in einem Zweiphasen-Mischvorgang (s. Empf. E 3.1.3.5) – bei der Zwischenlagerung an der Mischanlage, auf dem Transport zur Einbaustelle, einer dortigen Zwischenlagerung und beim Verteilen und Profilieren des Mischgutes darauf zu achten, dass der das Gestein umhüllende Mastixfilm in der gewünschten Dicke erhalten bleibt, somit einer-

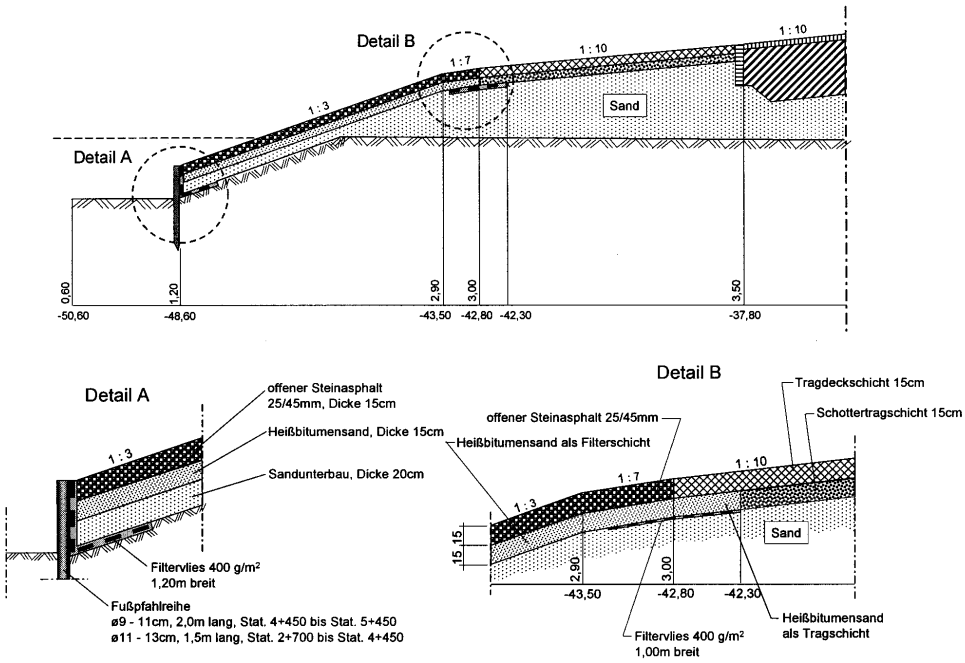


Abb. G 50a: Deichverstärkung Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog hinter Vorland: Fußdeckwerk 2001/2002 aus 15 cm Mastixschotter auf 15 cm Bitumensand-Filter bis zur Überschlagssicherung



Abb. G 50b+c: Deichverstärkung Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog hinter Vorland 2001/2002: Einbau von Mastixschotter als Fußdeckwerk auf Bitumensand-Filter bis zur Überschlagssicherung

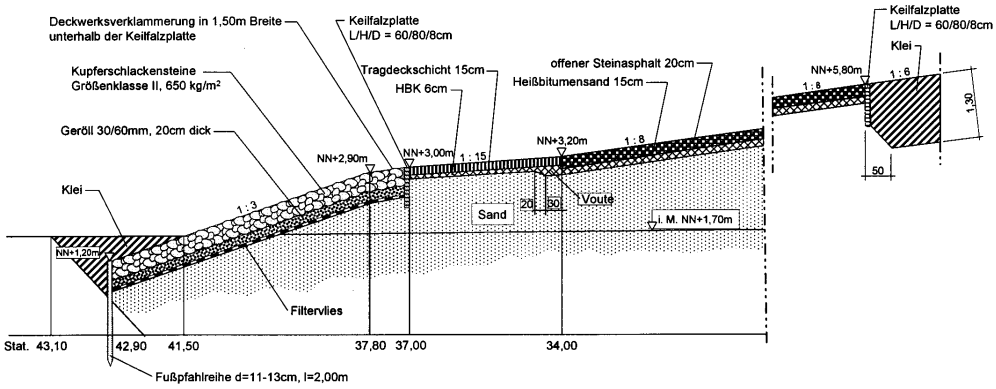


Abb. G 51a: Deichverstärkung Tümlauer Koog 1994/95: Deckwerk auf der Außenböschung auf 20 cm offenem Steinasphalt (Mastixschotter) auf 15 cm Bitumensand-Filter



Abb. G 51b: Deichverstärkung Tümlauer Koog 1994/95 (Westabschnitt), Stat. 2+660 bis Stat. 2+860: Deckwerk aus 20 cm Mastixschotter auf der Außenböschung bis zur Dammkrone – wasserdurchlässig und begrünt

seits nicht abläuft und andererseits beim Verteilvorgang nicht übermäßig zwischen den einzelnen, sich berührenden Gesteinkörnern weggedrückt wird.

Langzeiterfahrungen haben gezeigt, dass es zweckmäßig sein kann, den Bitumen-Feinstoff-Film zur Umhüllung der Gesteinskörner durch Zusätze von temperaturbeständigen Faserstoffen zu versteifen, um auf lange Dauer eine Ablösung des Bindemittelfilms zu unterbinden und besonders für nicht begrünte und damit voll der Witterung ausgesetzte Deckwerke die Lebensdauer des Deckwerks zu erhöhen.



Abb. G 51c: Deichverstärkung Tümlauer Koog 1994/95 (Westabschnitt), Stat. 2+660 bis Stat. 2+860: Deckwerk aus 20 cm Mastixschotter auf der Außenböschung bis zur Dammkrone und 15 cm bis zum Fuß der Binnenböschung über das gesamte Deichprofil – wasserdurchlässig und begrünt

Für eine Zwischenlagerung an der Einbaustelle ist ein offener Container vorzuhalten, aus dem die Schaufel des verteilenden Baggers das Mischgut entnehmen kann (Abb. G 52). Die Schicht aus Mastixgestein darf nicht verdichtet, sondern höchstens im Verteilvorgang mit der leeren Baggerschaufel leicht angedrückt werden (Abb. G 53). Der Einbau mit Fertigern, die eine Vorverdichtung durch die Verteilerbohle erzielen, verbietet sich deshalb.

4.3.5.8 Matten

Dichte Matten aus Asphaltmastix oder Steinlagen, vergossen/gefüllt mit Asphaltmastix, als horizontale Vorlage von Fußausbildungen wurden ebenfalls in den Empfehlungen E gezeigt (Abb. E 19 bis E 21 und E 24 [g + h]). Sie werden als reine Mastixmatten nach holländischen Erfahrungen nicht bewehrt (Abb. G 54) und im Allgemeinen vor Ort hergestellt.

Sollen durchlässige Matten auf Böschungen, die bis weit unter MThw reichen, verlegt werden oder aber zur Sicherung der Sohle bei Deichschlüssen oder als Kolkschutz in größeren Wassertiefen dienen, so sind dazu entsprechende Einbaugeräte vorzuhalten oder zu entwickeln, wie sie zum Beispiel in den holländischen Ausführungen der vergangenen Jahrzehnten im Rahmen des Delta-Plans eingesetzt wurden (TAW, 1985). Die Matten aus Mastixgestein erhalten dann neben der tragenden Unterlage aus Kunststoffgewebe eine Bewehrung aus Stahlseilen für ihren Transport und das Verlegen mit Hydraulik-Bagger. Sie können auf der Baustelle hergestellt und verlegt oder aber im Profil vor Ort hergestellt werden (Abb. G 55 (a + b).



Abb. G 52: Container zur Zwischenlagerung von Mastixgestein an der Einbaustelle (Bitumarin, 1990)



Abb. G 53: Verlegen von Mastixgestein mit dem Hydraulikbagger, leichtes Andrücken mit der leeren Schaufel



Abb. G 54: Unbewehrte dichte Asphaltmastixmatten-Vorlage als Schutz gegen Unterspülung



Abb. G 55a: Deich im Tidebereich des Elbe-Ästuars bei Glückstadt mit höherem Vorland, deshalb mit einem wasserseitigen Entwässerungsgraben mit einem erosionsfesten offenen Deckwerk aus Mastixgestein auf geotextilem Filter zur schnelleren Wasserabführung



Abb. G 55b: Deich im Tidebereich des Elbe-Ästuars mit höherem Vorland bei Glückstadt, wasserseitiger Entwässerungsgraben zur schnelleren Wasserabführung: Begrüntes offenes Deckwerk aus Mastixgestein

4.3.6 Betondeckschichten

4.3.6.1 Allgemeines

In den Empfehlungen E „Deckwerke und andere Längswerke“ werden bereits zahlreiche wichtige, die Bauausführung von Deckwerken betreffende Maßnahmen angesprochen. In Abschn. E 2.5 „Fußausbildung von Deckwerken“ sind neben den Entwurfskriterien und Anforderungen an die Standsicherheit Bauausführungen in Text, Systemskizzen und Fotos dargestellt. Bewährte Betonbauweisen für offene und geschlossene Deckwerke sind im Abschn. E 2.4.1 (Tab. E 1) aufgeführt; in Abschn. 3.2 „Deckwerke in Betonbauweise“ wird auf die Bauausführung eingegangen: auf Betonsteinpflaster und deren Verlegung (E 3.2.1.2), auf konstruktive Einzelheiten (E 3.2.2) und im Besonderen auf die Bauausführung von verklammerten Steinschüttungen (E 3.2.3). Auf diese Abschnitte wird verwiesen.

Vor dem Hintergrund, dass im Zusammenhang mit den neuen Europäischen Regelwerken praktisch alle Normen, die sich mit zementgebundenen Baustoffen befassen, mit völlig neuen Kriterien, Anforderungen und Festlegungen erschienen sind, war es sinnvoll, Abschn. E 3.2.2.2 „Verklammerung und Vollverguss von Deckwerken“ und Abschn. E 3.2.3 „Bauausführung von Deckwerken in Betonbauweise“ zu überarbeiten, den neuen Regelwerken anzupassen und in die Empfehlungen G aufzunehmen.

Das Gleiche gilt für Abschn. E 3.2.2.1 „Bermen-, Kronen- und Fußausbildung von Deckwerken in Betonsteinpflaster“ hinsichtlich der derzeit gültigen Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen (ZTV) des BMV bzw. BMVBW, die zukünftig in der ZTV ING zusammengefasst werden.

4.3.6.2 Fußausbildung von Betonsteindeckwerken

Wird das Betonsteindeckwerk durch eine Spundwand gestützt, so ist zwischen Spundwandkopf und der ersten Pflasterreihe ein an den Spundsohlen verankerter Holm aus Beton oder Faserbeton (Größtkorn 8 mm) oder aus zementgebundenem Vergussmörtel (nach EVU 1990) herzustellen. Dabei dienen Spundwand und die erste Pflasterreihe als Schalung, um einen „fugenlosen" Übergang zu erreichen.

Wenn zur Sicherung des Bereichs vor der Spundwand bzw. Pfahlreihe eine horizontale flexible Fußvorlage z. B. nach Empfehlung E, Abb. E 16 d oder 16 f angeordnet wird, so ist die Matte an der Spundwand über Ösen bzw. an der Pfahlreihe mit Schlaufen auf Dauer zugfest zu verankern. Bei Verwendung von Betonmatten sind nur solche einzusetzen, die sich möglichen Randkolken flexibel anpassen.

4.3.6.3 Teilvergossenes Schüttsteindeckwerk als Sicherung der Außenböschung

Deichböschungen werden häufig durch Schüttungen aus Wasserbausteinen (Größenklasse I bis III) geschützt, die zur Erhöhung der Lagestabilität und Verringerung des Unterhaltungsaufwandes „verklammert" werden. Darunter versteht man die „punktweise" zug- und druckfeste Verbindung der Wasserbausteine über die gesamte Dicke des Deckwerks. Dadurch werden die Einzelsteine zu größeren und damit schwereren Konglomeraten verbunden, die ein offenes Deckwerk mit höherer Standsicherheit gewährleisten, das gleichzeitig durch ein günstiges (einstellbares) Bruchverhalten nicht oder nur begrenzt als starre Konstruktion wirkt.

Der für die Verklammerung vorgesehene Zementmörtel ist hinsichtlich des Größtkorns auf die zu verklammernde Steinschüttung abzustimmen. Als Faustregel gilt, dass das Größtkorn des Vergussmörtels höchstens 1/20 des kleinsten für die Größenklasse maßgebenden Steinmaßes betragen darf. Das heißt, für die Größenklassen der Schüttsteine 0, I, II und III gilt ein Größtkorn von 2, 4 bzw. 8 mm.

Zementmörtel- und Betonarten

Die Ausgangsstoffe für den Vergussmörtel müssen den Baustoffnormen entsprechen und der Güteüberwachung unterliegen. Im Unterwasser- und Wasserwechselbereich muss der Vergussmörtel einen hohen Widerstand gegen Frost aufweisen. Dazu ist ein Beton bzw. Mörtel der Betonfestigkeitsklasse ≥ C 20/25 und ein Wasserzementwert von w/z ≤ 0,60 als Grenzwert (Zielwert der Mörtelzusammensetzung 0,55) erforderlich. Die Anforderungen an die Eigenschaften des Frisch- und Festmörtels richten sich nach den Einbaubereichen (EVU 1990).

Stets zu erfüllende Eigenschaften sind:

- gute Fließfähigkeit bei gutem inneren Zusammenhalt (geringe Entmischungsneigung),
- gute Haftung an den Oberflächen von Wasserbausteinen und Stahl (Spundwänden) sowie anderen Baustoffen und
- Erreichen der vorgegebenen Mörteldruckfestigkeit (DIN EN 206-1, DIN1045-2).

Besondere Eigenschaften sind:

- im frischen Zustand großer Widerstand gegen Erosion durch Strömung, Wellen und Niederschläge,

– Wasserundurchlässigkeit nach DIN EN 12390-8,
– Wasserdurchlässigkeit (k-Wert) bei geforderter hydraulischer Filterfähigkeit,
– großer Widerstand gegen Frost nach DIN EN 206-1 und
– Verschleißbeanspruchung nach DIN EN 206-1, z. B. bei Sandschliff, Geschiebetrieb u. dgl..

Die o. g. Forderungen nach besonderen Eigenschaften des Vergussmörtels sind abhängig von den Einbaubereichen „Ständige Unterwasserzone", „Wasserwechselzone" und „Ständige Überwasserzone".

Die Wasserwechselzone umfasst den Bereich des Tidehubs und des Wellenauflaufs. Für den Unterwasserbereich und die Wasserwechselzone sind vereinfachend zwei Typen (Arten) Vergussmörtel zu unterscheiden:

Typ A – Dichter Vergussmörtel mit spezieller Aufbereitung: In sog. Kolloidalmühlen durch Hochgeschwindigkeits-Scheraktion (2200 bis 2500 U/min., Mischzeit mindestens eine Minute) aufbereiteter Zementmörtel.

Typ B – Dichter Vergussmörtel mit Betonzusätzen: In Betonmischer aufbereiteter Zementmörtel, der nach Zugabe eines oder mehrerer Zusatzmittel und Zusatzstoffe die geforderten Eigenschaften erreicht.

In der ständigen Überwasserzone kann ein dichter Vergussmörtel der Druckfestigkeit ≥ C 25/30 eingesetzt werden, der beim Einbau eine fließfähige Konsistenz aufweisen muss. Als Richtwerte für den Zementgehalt von Vergussmörtel gelten die in Tab. G 10 in Abhängigkeit von Anwendungsbereich und Vergussmörtelart genannten Mengen.

Tab. G 10: Richtwerte für Zementgehalt des Vergussmörtels in kg/m^3 (EVU 1990)

Anwendungsbereich	Typ A	Typ B
Ständige Unterwasserzone	550	350
Wasserwechselzone	550	450
Ständige Überwasserzone	500	400

Mit den angegebenen Zementgehalten werden in der Regel die Festigkeitsklassen C 20/25 bis C 30/37 erreicht. Bei besonderen Anforderungen, wie z. B. Sandschliff, ist mindestens die Festigkeitsklasse C 30/37 einzuhalten (EVU 1990).

Zementmörtelbedarf und Qualitätssicherung

Der Mörtelbedarf bei der Verklammerung wird beeinflusst durch die Dicke der Deckschicht, die Größenklasse, Abstufung und Lagerungsdichte der Wasserbausteine, die Einbauart des Vergussmörtels (von Hand oder maschinell) und die Ebenheit der Steinschüttung. Für unterschiedliche Beanspruchungen und Deckwerksdicken (d) enthält Tab. G 11 Richtwerte für den Mörtelbedarf beim Einbau mit einer Toleranz von ± 10 %.

Die in der Tab. G 11 angegebenen Richtwerte können darüber hinaus besonderen Erfordernissen angepasst werden:

– Bei Einbau unter Wasser von Hand durch Taucher sind die Vergussmengen um 10 bis 20 % zu vergrößern.
– Im Wasserwechselbereich empfiehlt es sich, bei starker Strömung oder Wellenwirkung die Vergussmassen um 10 bis 20 % zu vergrößern.

Tab. G 11: Richtwerte des Mörtelbedarfs für Verklammerung in l/m² in Abhängigkeit von den Einbaubedingungen (EVU 1990)

	über Wasser[1]		Wasserwechselzone und unter Wasser		über Wasser[1]	Wasserwechselzone und unter Wasser
Deckwerksdicke	d = 40 cm		d = 40 cm		d = 60 cm	d = 60 cm
Steinklasse	Kl. II	Kl. III	Kl. II	Kl. III	K. III	Kl. III
Verklammerungstiefe	20–30 cm	25–35 cm	30–40 cm	30–40 cm	45–55 cm	45–55 cm
Gruppe I[2]: geringe Beanspruchung, z. B. Wellenhöhe ≤ 0,75 m	45	55	50	75	80	110
Gruppe II[3]: größere Beanspruchung, z. B. Wellenhöhe ≥ 0,75 m	65	80	75	90	110	130

1 Einbau im Trockenen (oberhalb der Wasserwechselzone)
2 Gruppe I: Gering beanspruchte Sohlen- und Böschungssicherungen
3 Gruppe II: Böschungs- und Sohlensicherungen mit größerer Beanspruchung, wie z. B. bei Seebuhnen, Leitdämmen, Sielen, Sperrwerken, Seeschleusen und schweren Deckwerken

Die Durchlässigkeit der Deckschicht muss auch nach der Verklammerung gegeben sein, was bei einem Hohlraumgehalt von mindestens 10 % je 5 cm Deckschichthöhe gewährleistet ist. Im Mittel sollten über die gesamte Höhe der Deckschicht 20 % Hohlraum verbleiben.

Der Hohlraumanteil einer Steinschüttung aus Wasserbausteinen liegt im Allgemeinen zwischen 35 % und 55 %. Er kann geringer als diese Werte sein, wenn die Steinschüttung durch maschinelles Andrücken oder manuelles Auszwicken nachgearbeitet wird. Bei Vollverguss ist die Vergussmenge so zu wählen, dass die Hohlräume des zu vergießenden Steingerüstes voll ausgefüllt werden. Ist eine große Rauigkeit der Deckschicht erwünscht, so sind die Deckschichtdicke und die Einbaudicke des Vergussstoffes so aufeinander abzustimmen, dass die Steine an der Oberfläche der Deckschicht je nach der erwünschten Rauigkeit mehr oder weniger weit aus dem Verguss herausragen.

4.3.6.4 Hinweise zur Bauausführung des teilvergossenen Schüttsteindeckwerks

Bei den Einbauverfahren wird unterschieden zwischen dem Überwasser-, Unterwasser- und Wasserwechselbereich. Der Einbau über Wasser ist von Hand oder maschinell möglich, indem der Vergussmörtel mittels eines Einbaugeräts gleichmäßig im Deckwerk verteilt wird. Bei Einbau von Hand und bei maschinellem Einbau wird die eingebrachte Mörtelmenge nach den Lieferscheinen der Ausgangsstoffe oder des Vergussmörtels und der Einbaufläche überwacht. Bei maschinellem Einbau wird der Arbeitsfortschritt des Einbaugerätes durch die geförderte Vergussmörtelmenge gesteuert.

Der für den Einbau unter Wasser verwendete Vergussmörtel muss einen großen Widerstand gegen Erosion aufweisen. Bei Wassertiefen über 1 m werden die Vergussarbeiten i. d. R. maschinell ausgeführt, in Ausnahmefällen von Hand durch Taucher (z. B. bei kleinen Vergussflächen). Die Einbaumenge ist über die Menge des Vergussmörtels und die Fläche zu

ermitteln. Der maschinelle Einbau erfolgt mit einem Verteilerwagen, der über das Deckwerk läuft und den Vergussmörtel durch gesteuerte Schlauchbewegungen gleichmäßig verteilt. Die Fortbewegung des Einbaugerätes wird dabei ebenfalls elektronisch über die Förderleistung gesteuert.

Der beim Einbau im Wasserwechselbereich verwendete Vergussmörtel muss wie im Unterwasserbereich einen großen Widerstand gegen Erosion haben. Da in diesem Bereich mit Einbauverlusten durch Strömung und Wellenwirkung zu rechnen ist, sollte von Hand und mit Sichtkontrolle eingebaut werden.

Die Prüfungen zur Qualitätssicherung der Ausgangsstoffe, des Frischmörtels und des erhärteten Mörtels – Verklammerung oder Vollverguss – sind in der Tab. G 12 zusammengestellt.

Die Verklammerungsarbeiten sind grundsätzlich nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Verklammerung und Vollverguss von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen“ (EVU 1990) auszuführen. Das Verklammerungsverfahren muss für die Verklammerung und den Verguss von Schüttsteindeckwerken mit dichtem Vergussmörtel über und unter Wasser bei der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, geprüft und zugelassen sein. Außerdem sind das Merkblatt – „Anwendung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen“ (MAV) – und die „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen – Wasserbau für Böschungs- und Sohlensicherungen“ (ZTV-W) – einzuhalten. Vor dem Einbau des Verklammerungsmörtels ist die Steinschüttung auf ihre Lage und Einbaudicke zu überprüfen. Bei teilvergossenen wie vollvergossenen Deckschichten sind Filter bzw. Trennschichten nach BAW-Regelwerk zu dimensionieren.

Im Bereich der Deckwerksverklammerung und des Vollvergusses bei Bauwerksanschlüssen müssen die Wasserbausteine eine saubere Oberfläche besitzen, um die erwünschte Verbundfestigkeit mit dem Vergussstoff erreichen zu können. Verschmutzte Wasserbausteine dürfen nicht eingebaut werden. Falls die Wasserbausteine verschmutzt angeliefert oder durch Zwischenlagerungen verunreinigt werden, ist die Steinoberfläche zu säubern.

Die Verklammerungs- und Vergussarbeiten müssen sobald wie möglich nach dem Einbau der Wasserbausteine durchgeführt werden. Bei Verschlammungsgefahr sind bei größeren Deckwerksflächen Steinschüttung und Verklammerung Zug um Zug (in Teilflächen) auszuführen, am besten innerhalb einer Arbeitsschicht. Falls bis zum Zeitpunkt der Verklammerung Schlammablagerungen im Steingerüst eingetreten sind, müssen Wasserbausteine und die Hohlräume von Sand und Schlickeintreibungen freigespült werden. Bestehen Zweifel an der Qualität des Reinigungsgrades, so ist die Verbundfestigkeit zu prüfen.

Die Verklammerungsfläche muss fachgerecht erstellt, durchlässig und von gleichmäßiger Struktur sein. Es soll ein flächenhafter Verbund durch den Verguss der Fugen in der Steinpacklage (ohne Bildung von Würsten oder Mörtelhaufen auf den Steinen) erreicht werden. Um diese Anforderung bei der Ausführung zu gewährleisten, sind Einbauschläuche mit geeigneten Austrittsöffnungen und Fördergeräte mit regelbarer Pumpenleistung zur Dosierung der Fördermenge zu verwenden.

Zur Verklammerung bis in die untere Schüttlage muss der Zementmörtel über die gesamte Verarbeitungszeit eine gute Fließfähigkeit aufweisen und darf nicht entmischen. Bei Wassertiefen von $t \geq 1$ m müssen die Arbeiten bei großen Vergussflächen maschinell ausgeführt werden. Diese Arbeiten sind durch Taucher zu begleiten und zu kontrollieren.

Das ausführende Bauunternehmen muss nachweisen, dass die gewählten Baugeräte, Einbauverfahren und Fachkräfte die geforderten Vertragsleistungen gewährleisten können. Bei der Anwendung von nicht erprobten Baugeräten und -verfahren muss der Nachweis der grundsätzlichen Eignung erbracht werden (Grundsatzprüfung BAW-Karlsruhe).

Tab. G 12: Prüfungen zur Qualitätssicherung des Zementmörtels für Verklammerung und Vollverguss (EVU 1990)

Erforderliche Prüfungen	Grundprüfung durch BAW als Zulassung für den Auftragnehmer	Eignungsprüfung vor Baubeginn durch den Auftragnehmer bei Flächen > 5000 m² bzw. Abweichungen von Grundprüfung	Eigenüberwachung während der Bauarbeiten durch den Auftragnehmer	Kontrollprüfungen im Bedarfsfall durch Auftraggeber festzulegen
1	2	3	4	5
Ausgangsstoffe Gesteinskörnungen nach DIN 4226 (Stand 09/2000)	X	X	Lieferscheine, Augenschein, Absiebung bei vermuteten Abweichungen von Sollkörnung	
Zement nach DIN EN 197-1 und DIN 11664	X	Lieferschein	Lieferscheine (jede Lieferung)	
Zusätze nach DIN 4226, DIN 51043 oder mit gültigem Prüfzeichen	Lieferschein (Wirksamkeit bei Prüfung der geforderten Frisch- und Festmörteleigenschaften)	Lieferschein (Wirksamkeit bei Prüfung der geforderten Frisch- und Festmörteleigenschaften)	Lieferschein (jede Lieferung)	
Frischmörtel				
Temperatur des Mörtels	X	X	1× täglich	
Rohdichte	X	X	1× täglich	
Luftporengehalt	X	X	1× täglich	
Konsistenz in Anlehnung an DIN 1048 a) ohne Schocken a = 32 cm ± 2 cm für Einbau unter Wasser a = 36 cm ± 2 cm für Einbau im Trockenen	X X	X X	3 × täglich 1 × täglich	
b) nach 15maligem Schocken a = 48 ein ± 2 cm für Einbau unter Wasser a = 52 cm ± 2 cm für Einbau im Trockenen	X X	X X	3 × täglich 1 × täglich	
Widerstand gegen Erosion a) Unterwasser- und Wasserwechselzone Turbulenztest ≤ 4 M.-% Ausspültest ≤ 6 M.-%	X X	– X	– 3 × täglich	
b) bei Einbau im Trockenen Turbulenztest ≤ 4 M.-% Ausspültest ≤ 6 M.-%	X X	– X	– 1 × täglich	
Wasserzementwert (Soll ≤ 0,60) bzw. w/z eq-Wert mit FA-Anrechnung	X	X	1 × wöchentlich	
Erhärteter Vergussmörtel				
Druckfestigkeit C 20/25 ≥ 30 N/mm² und Rohdichte	X	X	3 Prüfkörper je 5000 m² Fläche	
Spaltzugfestigkeit	X	X	3 Prüfkörper je 10 000 m² oder 2 Arbeitswochen	
Wasserundurchlässigkeit bzw. k-Wert	X	X	3 Prüfkörper je 10 000 m² oder 2 Arbeitswochen	
Widerstand gegen Frost	X	–	–	

4.3.6.5 Ausgeführte Beispiele auf Norderney und Hiddensee

Südstrandpolderdeich Norderney

Böschungsfuß: Vertikale Sicherung durch 2,8 m lange, 12 cm dicke Spundwand aus Stahlbetonbohlen mit Trapezverbund und anbetoniertem Ortbetonholm, vor 50 cm schwerem Schüttsteindeckwerk auf 15 cm Schotter-Unterbau und Geotex-Filter 1200 g/m² mit Teilverguss (s. Abb. 56 und Beispiel G 5)

Böschungssicherung des Deiches im Bereich des Hafens Vitte auf Hiddensee

Böschungsfuß: Zwischen Deckwerk und Spundwandholm Tiefbord und Ortbetonbalken als zusätzliche Stütze (s. Abb. G 57)

Böschungsbefestigung: Offenes Deckwerk aus verklammerten Schüttsteinen Größenklasse III mit Zementmörtel auf 10 cm Schotter 4/60 und Geotextil (Filtervlies). Im Bereich mit schmalem niedrigem Vorland Befestigung ebenfalls mit verklammertem Schüttsteindeckwerk (s. Abb. G 58)

Deichkrone mit Deichunterhaltungs- und Fahrradweg

Kronenbreite 3,0 m, Radwegbreite 2,0 m (s. Abb. G 59)

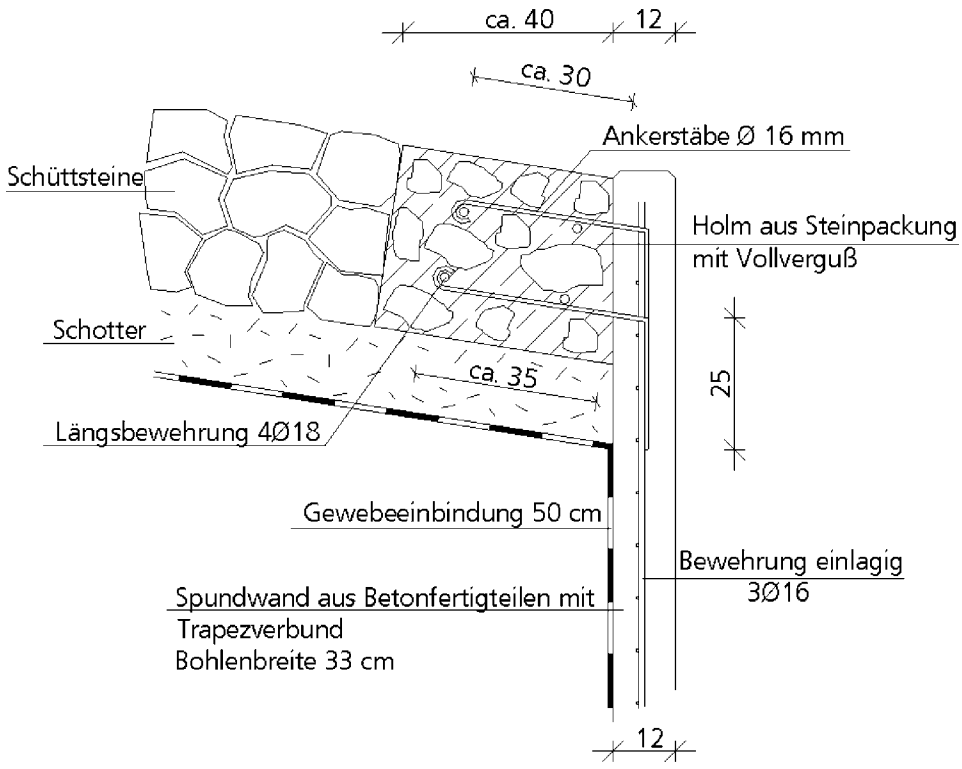


Abb. G 56: Vertikale Fußausbildung aus Stahlbetonbohlen und anbetoniertem Ortbetonholm

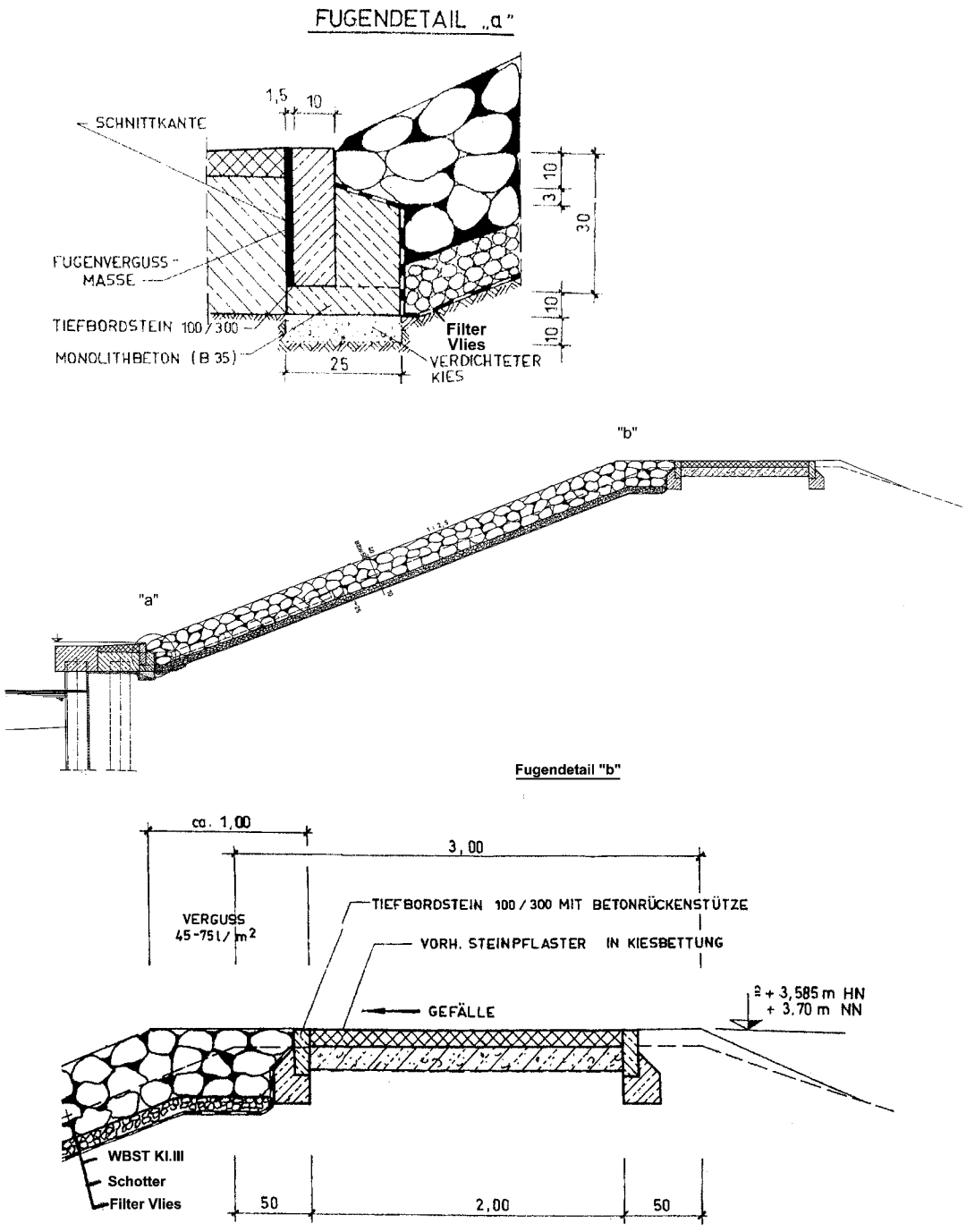


Abb. G 57 : Verklammertes Deckwerk mit Anschluss an die Spundwand im Hafen (Hiddensee)



Abb. G 58: Verklammertes Deckwerk zwischen Spundwand und Deichkrone



Abb. G 59: Radweg auf der Deichkrone

4.3.7 Steindeckschichten in Schwergewichtsbauweise

4.3.7.1 Allgemeines

Grundsätzliches zur Konstruktion von Deckwerken aus Natur- und Schlackesteinen ist in den Empfehlungen E 1993, Abschnitt 3.3 ausgeführt (EAK 1993).

Unverklammerte Steindeckwerke in Schwergewichtsbauweise besitzen bei Setzungen oder Umlagerungen des Stützkörpermaterials eine weitgehend flexible Anpassung ohne Verlust der Funktionssicherheit.

Der größere Hohlraumgehalt der Deckschicht verbunden mit einer hohen Rauigkeit reduziert den Wellenauflauf und damit die erforderliche Kronenhöhe.

Die Stabilität des Deckwerks wird bestimmt von der Lagestabilität des Einzelsteins, die neben der Böschungsneigung und der Verzahnung der Steine untereinander im Wesentlichen von dem Steingewicht abhängt. Deshalb ergeben sich relativ große Steingrößen und Deckschichtdicken. Der Bemessung der Steingröße kommt entscheidende Bedeutung zu.

4.3.7.2 Deckwerksaufbau

Der reine Kornfilteraufbau mit Filterstabilität zwischen Stützkörpermaterial und schwerer Deckschicht wird heute wegen der erheblichen mehrschichtigen Konstruktionsdicke kaum noch angewandt.

Statt dessen wird als unterste Filterlage ein geeignetes Geotextil eingesetzt. Dieses muss den Technischen Lieferbedingungen für geotextile Filter (TLG 1993) entsprechen und unter Berücksichtigung des Merkblattes „Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen“ (MAG der BAW, 1993) verwendet werden.

Die Filterstabilität gegenüber dem Stützkörpermaterial und die Durchschlagssicherheit gegenüber der folgenden Steinlage ist durch die Grundprüfung der BAW nachzuweisen. BAW-zertifizierte Geotextilien weisen eine maximale Durchschlagfestigkeit von 1200 Nm mit Eignung bis Steinklasse III gemäß Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW 1987) auf.

Werden bei scharliegenden und schwer belasteten Deckwerken Decklagen aus Steinklassen IV und V oder schwereren Molensteinen erforderlich, so ist eine Unterschicht aus Material <= Steinklasse III anzuordnen. Die Dicke der Unterschicht sollte mindestens dem 1,5-fachen des Steindurchmessers D_{100} (Steingröße bei 100 % Gewichtsdurchgang) entsprechen.

Hansen (1985) empfiehlt je nach verwendeter Steinklasse folgende Unterschichtdicken:
- Steinklasse I : 33 cm
- Steinklasse II : 50 cm
- Steinklasse III : 75 cm.

Die Steinklasse der Unterschicht muss die Sperrbedingung D15/d85 < = 4...5 gegenüber der Deckschicht erfüllen.

Die mindestens zweilagige Deckschicht ist auf die maßgebende Seegangsbelastung bei Eintritt des Bemessungshochwassers zu bemessen (s. Empf. A 2002).

Bei maßgebenden Wellenhöhen zwischen 2 und 3 m und Böschungsneigungen von ca.1 : 4 entstehen sehr schwere Deckschichten mit 10 bis 30 kN Einzelsteingewicht, die durch Hydraulikbagger mit Polypgreifern gepackt werden (s. Beispiel Nr. 22, Empf. E 2002, Molensteinpackwerk Börgerende, M-V).

Bei äußerst selten, nur im Fall sehr schwerer Sturmfluten belasteten Deichen an der mecklenburg-vorpommerschen Ostseeküste wird teilweise auf die Zweilagigkeit der Deckschicht verzichtet (leichtes Deckwerk). Vorraussetzung ist ein relativ stabiles Vorland, das die maßgeblichen Wellenhöhen auf 0,8 bis 1,2 m reduziert (siehe auch Abb. G 10). Die Deckschicht wird in diesem Fall als einlagiger Steinsatz mit 3 bis 10 kN Einzelsteingewicht auf einem robusten, mindestens 1000g/m^2 schweren Geotextil aufgebracht. Die Böschungsneigung beträgt 1:3 bis 1:5 (s. Abb. G 6).

Schäden am Deckwerk (nicht am Deich) im seltenen Belastungsfall werden hingenommen und müssen anschließend saniert werden.

4.3.7.3 Fuß- und Kronenaufbau

Zur Fußsicherung von losen Steindeckwerken eignet sich in besonderem Maße eine einfache horizontale oder leicht geneigte Vorlage, die sich begrenzten Vorlandveränderungen flexibel anpasst. Sie sollte so breit sein, dass nur die seeseitige Hälfte Lageveränderungen erfährt (s. Empf. E 1993).

Der Deckwerksaufbau der Böschung sollte bis zum seeseitigen Fuß der Vorlage beibehalten werden. Lediglich das Geotextil sollte vor dem Randstein enden, um nicht Gefahr zu laufen, freigelegt zu werden. Sind starke Vorlandausräumungen bei Sturmfluten oder tendenzieller Rückgang zu befürchten, so ist es günstiger, die Vorlage durch eine Fußwand (Pfahlreihe oder Spundwand) zu ersetzen oder zu ergänzen.

Der Anschluss des Deckwerks an die Deichkrone ist in der Regel problemlos. Bei aus funktionellen oder touristischen Gründen befestigter Krone endet das Geotextil überlappend an oder unter dem seeseitigen Randstein der Kronenbefestigung. Die Unterschicht oder eingefügte Zwicksteine ermöglichen einen dichten Anschluss an den Randstein. Eine Verklammerung der Zwick- oder Unterschichtsteine am Kronenanschluss mit Asphaltmastix und ein flach liegender schwerer Betonrandstein 50/30 sind zur Stabilitätserhöhung sinnvoll (s. Beispiel Nr. 22, Empf. G 2002, Deichdeckwerk Thiessow, M-V).

Der Übergang des Deckwerks zu einer unbefestigten, grünen Krone kann einschließlich Randstein (eventuell Betongitterstein) ähnlich ausgeführt werden. Gleichfalls ist es möglich, das Geotextil in einem trapezförmigen Graben enden zu lassen, der mit Zwicksteinen aufgefüllt und bei Bedarf verklammert wird.

Alle Varianten sind bei Setzungen des Deckwerks leicht durch ergänzende Zwicksteine zu sanieren.

5. Bedingungen der Baustelle und der Bodenentnahmestellen

5.1 Tideverhältnisse

5.1.1 Bauzeit

Bei der Erhöhung und Verstärkung eines Deiches muss seine Funktion des Sturmflutschutzes jederzeit gewährleistet sein. Daher beschränkt sich die Bauzeit am Deichkörper auf die Zeit von Mitte April bis Mitte September. Bauvorbereitende Arbeiten sollen weitgehend vorher und die Fertigstellung nicht sicherheitsrelevanter Bauteile kann danach noch durchgeführt werden. Die fünfmonatige Kernbauzeit kann somit voll für eine zügige Baudurchführung am Deichkörper und seinen für die Sicherheit erforderlichen Elementen genutzt werden. Zeitreserven für Schlechtwetterperioden und andere den Baufortschritt behindernde Ereignisse sollten rechtzeitig durch gute Arbeitsplanung erwirtschaftet werden. Die zeitgerechte Fertigstellung des verstärkten Deiches ist äußerst wichtig, da er in den Herbststurmfluten bereits seine Wehrhaftigkeit beweisen muss (Abb G 67).

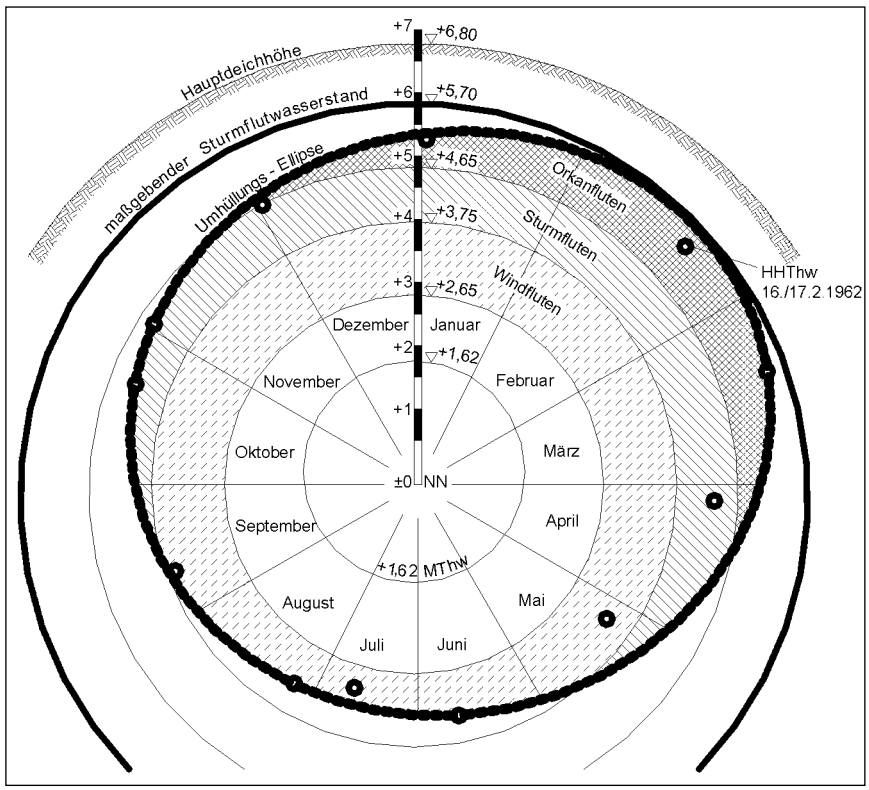


Abb. G 67: Monatsrose der Sturmtiden am Beispiel der über 100-jährigen Beobachtungszeitspanne des Pegels Wilhelmshaven mit
- der Verteilung ihrer Höhenstufen auf die einzelnen Monate eines Jahres,
- ihrer Unterteilung nach Wind-, Sturm- und Orkanfluten und
- der umhüllenden Ellipse der höchsten Monatswasserstände, nach der die Orkanfluten in den Monaten November bis März auftreten können (LÜDERS u. LUCK, 1976).

5.1.2 Bauablauf, Baustellenentwässerung

Der Schardeich grenzt unmittelbar an das Watt oder den Tidefluss ohne ein schützendes Vorland. Ein Umbau oder Neubau des Fußdeckwerkes einschl. der Fußwand kann jeweils nur in kurzen Einzelschritten in Abhängigkeit von der täglichen Tide vorgenommen werden. Besondere Verhältnisse können in Einzelfällen sogar zur Erstellung eines Schutzwalles bzw. einer Schutzwand für die Bauzeit des Deckwerkfußes zwingen. Der Baustellenverkehr für den erheblichen Materialtransport und -einbau nutzt den alten oberen Deckwerkstreifen oder den neuerstellten Deckwerksunterbau in seinem oberen Bereich.

Zur Erhaltung der Funktionsfähigkeit des Deiches empfiehlt es sich vielfach, einerseits den äußeren Deichstreifen mit dem Fußdeckwerk sowie den unteren Streifen der Außenböschung und andererseits den Hauptdeichkörper mit Binnenberme als je einen Jahresbauschritt auszubauen.

Bei landseitiger Verbreiterung des Deiches sollte die neue Binnenberme mit Deichlängsweg und der Deichlängsgraben zu Beginn der Maßnahme angelegt werden. Der Deichlängsgraben kann auch die Dränung des eingespülten Sandkerns und der deichseitigen Binnenberme aufnehmen. Mit diesen Maßnahmen ist der Baustellenverkehr auf dem tragfesten Straßen-Unterbau sowie die Entwässerung der Baustelle gesichert.

Auch beim *Vorlanddeich* mit binnenseitiger Verstärkung bieten sich die Verkehrserschließung und Entwässerung der Deichbaustelle als erster Schritt an.

Wenn deichnah Bebauung, überörtliche Straßen oder dgl. eine seeseitige Verbreiterung erforderlich machen, hat sich die Außenverstärkung als erster Schritt mit anschließender Anpassung auf der Binnenseite bewährt.

5.2 Verkehrsbedingungen

5.2.1 Allgemein

Jeder Deichbau erfordert umfangreiche Boden- und Baustofftransporte. Vor allem sind umfangreiche Transporte von Kleiboden, Mergel u. dgl. für die bindige Deckschicht sowie bei Schardeichen für Stein- und Bindemitteltransporte für das Fußdeckwerk zur Baustelle zu befördern. Wenn der Deichkern nicht eingespült werden kann, erhöhten sich die trocken zu transportierenden Massen um ein Vielfaches. Für den Transport von der Bodenentnahmestelle zur Einbaustelle auf dem Deich werden i. d. R. Lkw, Dumper und dgl. eingesetzt, bei größeren Massen nichtbindigen Bodens für den Deichkern auch Scraper.

Eine leistungsfähige Verkehrsanbindung der Baustelle ist Voraussetzung für eine zügige Baudurchführung. Zweispurige Deichzuwegungen empfehlen sich, wenn die Transportdichte, die Länge der Deichzuwegung und eine fehlende Möglichkeit eines Einbahn-Rundverkehrs einen zügigen Transportablauf behindern. Sie sind auch für die Deichverteidigung von großem Vorteil.

Die Bodenentnahme ist durch einen mit Hilfsbaustoffen befestigten Haupterschließungsweg, bei extrem witterungsempfindlichen Böden auch im Bereich der Stichwege, zu erschließen, je nach Transportdichte auch zweispurig. Wartezeiten durch Festfahren und Freischleppen von Transportfahrzeugen sind zu vermeiden.

5.2.2 Baustraßen auf weichem Untergrund

Im Bereich von Tidestrom- und Seedeichen befinden sich häufig wenig tragfähige Weichschichten, die nur in der zeitweilig angetrockneten Deckschicht eine etwas höhere Anfangsscherfestigkeit aufweisen. Da eine gute Befahrbarkeit dieser Weichböden mit schweren Baufahrzeugen vor allem bei Niederschlägen nicht zu garantieren ist, sind Baustraßen notwendig. Mit Rücksicht auf den in den Marschen und Niederungen oft hohen Grundwasserspiegel sollte das Baustraßen-Rohplanum möglichst hoch gelegt werden, um bei guter Entwässerung zu den Randgräben eine bessere Tragfähigkeit zu erreichen und die Verformungen aus dem Fuhrbetrieb zu minimieren. Bei unebenem Gelände muss zunächst durch Abziehen der Deckschicht ein ebenes Planum hergestellt werden, bevor die zur Stabilisierung der Schüttung erforderliche Geokunststoffbahn ausgelegt wird. Bei der Querung von Gräben sollte zuvor eine ggf. vorhandene Schlickfüllung gegen Füllsand ausgetauscht werden. Im Deichhinterland empfiehlt es sich, die sehr locker gelagerte, unter ungünstigen Witterungsbedingungen im durchnäßten Zustand nicht verdichtbare Mutterbodenauflage im Straßenplanum auszutauschen. Generell ist insbesondere beim oberflächennahen Vorkommen wassergesättigter schwach bindiger Weichschichten darauf zu achten, dass das Rohplanum durch das Befahren mit Bagger-, Raupen- und Transportfahrzeugen nicht aufgeweicht bzw. aufgelockert wird.

Für die Planung einer Baustraße auf weichem Untergrund ist eine detaillierte Kenntnis des Bodenaufbaus im obersten Meter unerlässlich. Ergänzend zu den üblichen Aufschlüssen durch Kleinrammbohrungen, deren Schichtenfolge im oberen Meter durch Einrütteln der lockeren Deckschicht, örtliche Pfropfenbildung und partiellen Kernverlust in der Bohrschappe häufig verfälscht ist, sollten einzelne Kontrollschürfe angelegt werden. Darüber hinaus empfiehlt sich die Ausführung einiger Plattendruckversuche auf dem Rohplanum sowie vorab die Ausführung engständiger Handflügelsondierungen zur Feststellung der tiefenbezogenen Verteilung der Anfangsscherfestigkeit unterhalb des Rohplanums. Ist nur eine geringmächtige, verhältnismäßig feste Deckschicht über sehr weichem Untergrund vorhanden, sollte diese unbedingt erhalten bleiben (s. Abb. G 68), wobei die niedrige Scherfestigkeit der unterlagernden Weichschicht in die Bemessung der zur besseren Lastverteilung und -übertragung gemäß Merkblatt „Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbau“ regelmäßig einzubauenden, zugfesten und filterwirksamen Geokunststoffunterlage einzubeziehen ist.

Eine zu geringe Tragfähigkeit auf dem verdichteten Schotterplanum kann durch eine Absenkung des Wasserspiegels in den Seitengräben deutlich verbessert werden.

Beim Einbau der untersten flächenhaft aufgebrachten Füllsandschicht ist darauf zu achten, dass ein zur Stabilisierung des Rohplanums ausgelegtes Geogitter beim Schubraupeneinsatz nicht durch einbaubedingte Scherspannungen überdehnt und beschädigt wird. Beim Vorkommen wassergesättigter, schwach bindiger Schluffsande (Bodengruppen SU*, ST und UL) im Rohplanum, die unter Vibration zu raschem Aufweichen neigen, ist durch die Wahl eines geeigneten, gut verdichtbaren Schüttmaterials sowie ggf. durch eine Erhöhung der Füllsandmächtigkeit gegenüber der errechneten Mindeststärke eine ausreichende Verdichtbarkeit des Straßenunterbaus sicherzustellen.

In den schleswig-holsteinischen Marschen und Deichvorländern hat sich in letzter Zeit der in Abb. G 69 und 70 dargestellte Profilaufbau bewährt.

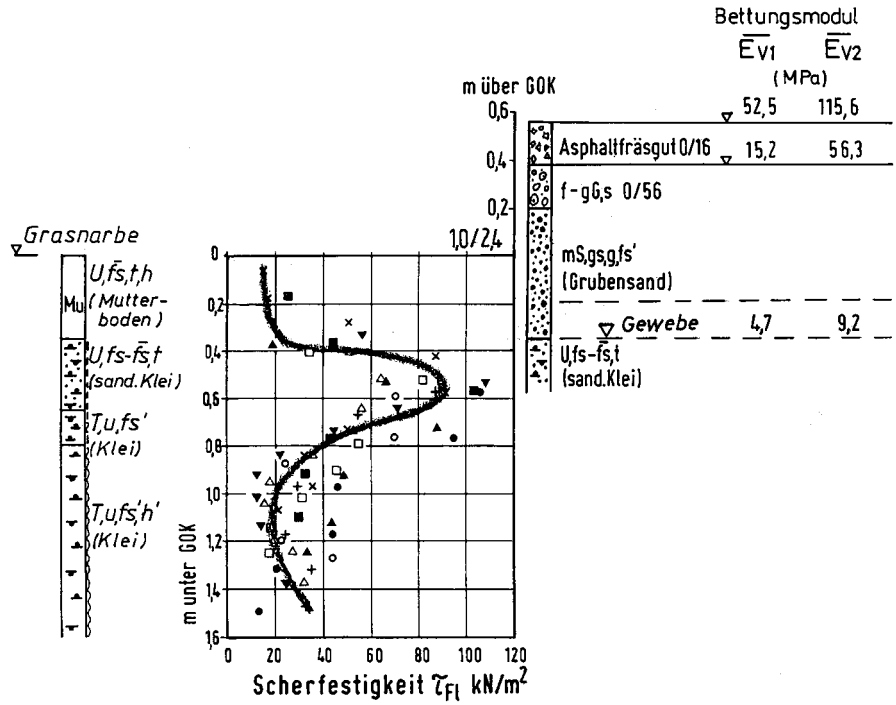


Abb. G 68: Scherfestigkeitsverteilung und Tragfähigkeit einer Baustraße im Wiedingharder Koog/ Nordfriesland

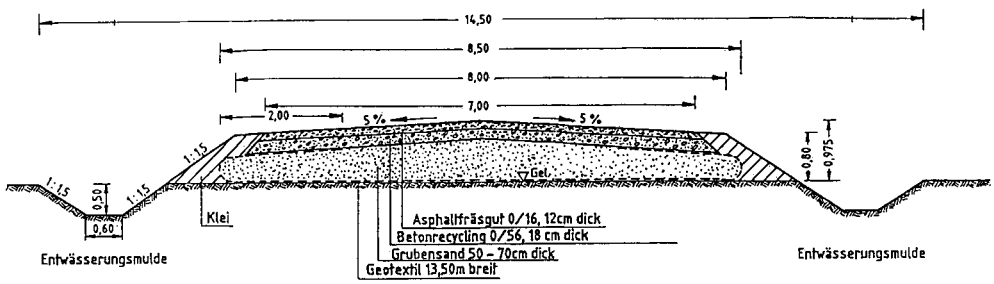


Abb. G 69: Querschnitt einer Baustraße in Nordfriesland unter Verwendung eines Kunststoff-Gewebes

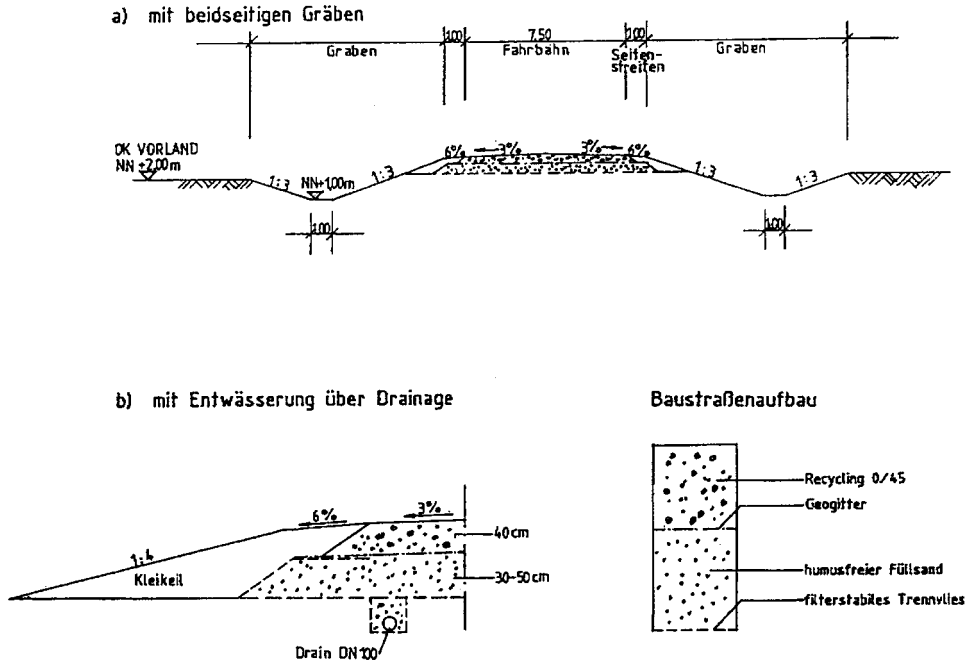


Abb. G 70: Schematischer Querschnitt einer Baustraße in Dithmarschen unter Verwendung eines Geogitters

5.3 Umweltbedingungen

Die Berücksichtigung von Umweltbedingungen und naturschutzfachlichen Belangen ist für den Deichbau von erheblicher Bedeutung, zumal viele Deichstrecken an Nationalparks oder Naturschutzgebiete angrenzen. Der Charakter dieser technischen Empfehlungen eignet sich jedoch nicht für allgemeine umwelt- und naturschutzfachliche Abhandlungen.

Auf folgende Regeln soll jedoch hingewiesen werden:

Grundsätzlich gelten Neubauten und wesentliche Veränderungen von Deichen als Eingriffe in Natur und Landschaft und müssen nach den Richtlinien der Eingriffsregelung ausgeglichen werden. Der Ausgleich ist im landschaftspflegerischen Begleitplan (LBP) darzustellen.

Je nach Lage, Ausdehnung und Beschaffenheit ist jeder Deich hinsichtlich seiner Auswirkungen auf die umweltrelevanten Schutzgüter für sich zu bewerten. Allgemeine Hinweise sind nur bedingt möglich.

Grundsätzlich sind aufgrund des steigenden Flächenentzuges aus Gründen des Boden- und Grundwasserschutzes unversiegelte Deichbauten dem der befestigten vorzuziehen.

Bei Betroffenheit von geschützten Biotopen, wie salzbeeinflusste Röhrichte und Grünlandbereiche, Feuchtbiotope auf Niedermoorstandorten oder naturnahe Waldbiotope, sind die Ausmaße des Deichfußes so gering wie möglich zu halten.

Diese Auflagen und Regeln sind in den einzelnen Landesnaturschutzgesetzen und zugehörigen Verordnungen bzw. im Bundesnaturschutzgesetz so oder ähnlich ausgedrückt, so dass sie hier für die gesamte deutsche Küste als allgemeiner Hinweis formuliert werden konnten. Nach dem geltenden Europäischen Recht ist auch bei Maßnahmen der Erhöhung und Verstärkung von Hauptdeichen die Pflicht zur Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) zu prüfen und die Planung ggf. einer UVP zu unterziehen. Daneben sind die europäischen Umwelt-Rechtsnormen (der Natura 2000) zu beachten.

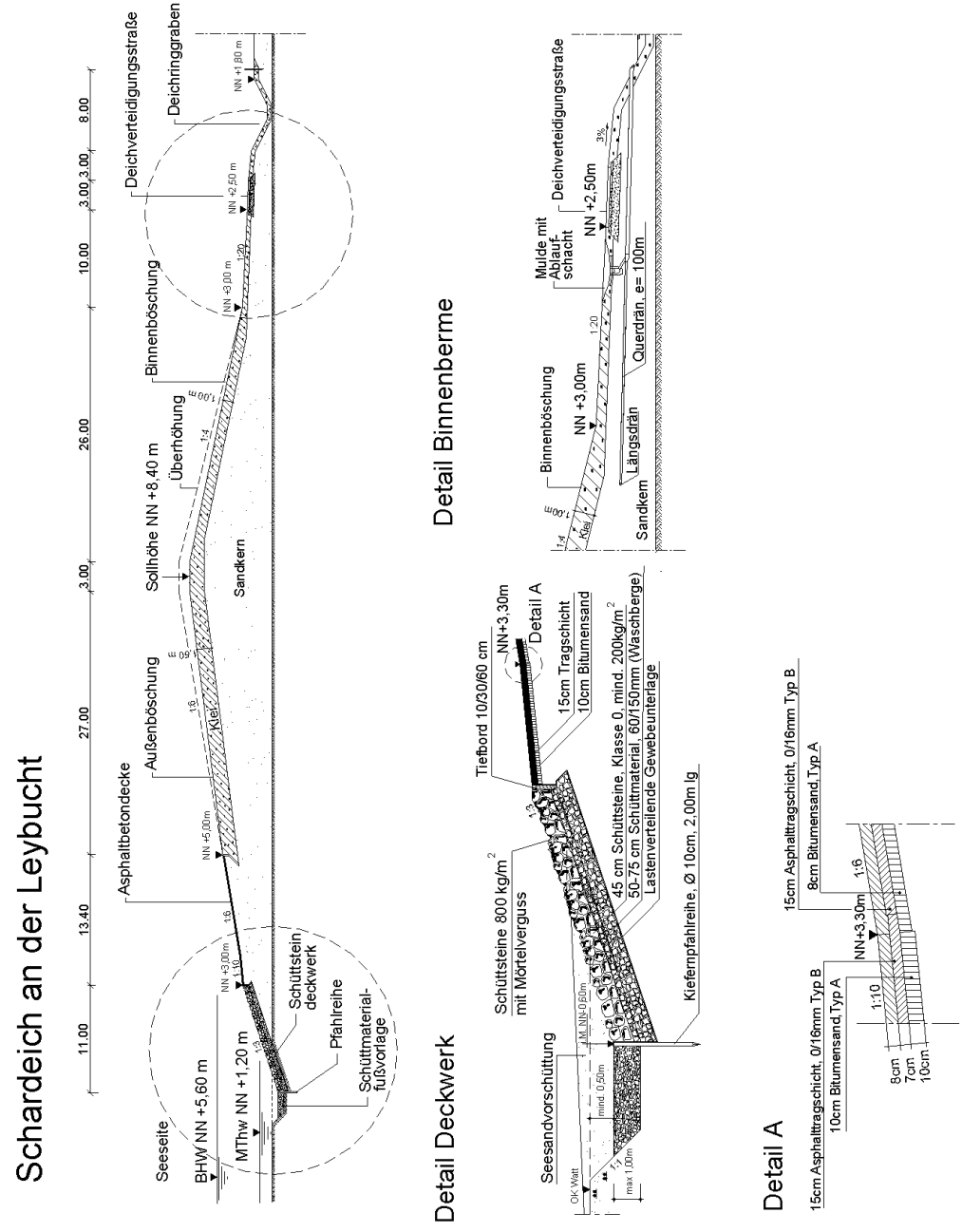
6. Beispiele ausgeführter Deichbauten

Beispiel 1: Schardeich an der Leybucht/Ostfriesland
Beispiel 2: Vorlanddeich an der Leybucht/Ostfriesland
Beispiel 3: Schardeich Norden-Westermarsch
Beispiel 4: Vorlanddeich Westerneßmerpolder mit vorgelagertem Sommerdeich
Beispiel 5: Südstrandpolderdeich auf Norderney als Schardeich
Beispiel 6: Süddeich auf Juist als Vorlanddeich
Beispiel 7: Stromdeich an der Ems bei Ditzum
Beispiel 8: Gauerter Hauptdeich an der Elbe/Hamburg
Beispiel 9: Zollenspieker Hauptdeich an der Elbe/Hamburg
Beispiel 10: Neuengammer Hauptdeich an der Elbe/Hamburg
Beispiel 11: Vorlanddeich Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog
Beispiel 12: Schardeich Pellworm
Beispiel 13: Schardeich Nordstrand, Trendermarsch
Beispiel 14: Schardeich Nordstrand, Süden
Beispiel 15: Deichverstärkung Neufelderkoog
Beispiel 16: Deichverstärkung Büttel
Beispiel 17: Schardeich Probstei, Ostseeküste Schleswig-Holstein
Beispiel 18: Vorlanddeich vor der Klosterseeniederung, Ostseeküste Schleswig-Holstein
Beispiel 19: Sonstiger Deich: Nördlich der Schleimündung, Ostseeküste Schleswig-Holstein
Beispiel 20: Deich mit Strandwall im Ostbereich der Kieler Bucht, Ostseeküste Schleswig-Holstein
Beispiel 21: Deich Börgerende mit vorgelagertem Geröllwall, Ostseeküste Mecklenburg-Vorpommern
Beispiel 22: Deichdeckwerk Thiessow, Rügen

Eine Übersichtskarte mit den 22 Beispielen ausgeführter Deichbauten G 2002 sowie der neueren Beispiele zu E und F 1993 findet sich am Ende des Anhangs auf den Seiten 588/589.

Beispiel 1: **Schardeich an der Leybucht/Ostfriesland**

Objekt, Baujahr:	Hauptdeich, Deichsollhöhe NN + 8,40 m, 1987/1988
Deicherhaltung:	Deichacht Krummhörn, Krummhörn-Pewsum
Lage:	An der Außenems, hinter niedrigem Watt
Beanspruchung:	Schwerer Wattseegang bei westlichen Stürmen
Wasserstände, Seegang:	MThw = NN + 1,30 m, BHW = NN + 5,6 m mit H_s = 1,50 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden mit Schlickeinlagen und Niederungsmoorschichten im Untergrund
Bauweise:	
Deichkern:	Eingespülter Fein- und Mittelsand
Fußdeckwerk:	Schweres Schüttsteindeckwerk mit Fußpfahlreihe, 2 m lang, mit mind. 0,5 m Wattüberdeckung, äußerer Schüttung aus Waschberge-Material 0/150 mm, max. 1,0 m dick, zur Stabilisierung des schluffigen Wattbodens, Schüttsteindeckwerk aus Steinen Klasse II/III, verklammert mit 80 l/m² kolloidalem Mörtel auf Unterbau aus Waschberge-Material 60/150 auf lastverteilender geotextiler Gewebeunterlage 200 g/m², Zugfestigkeit 70 kN/m, DW = 0,12 mm
Oberer Abschluss:	OK NN + 3,0 m mit Tiefbord 60 cm tief mit H+V-Verbund
Überschlagsicherung:	Aus 3 m Fahrspur, 1 : 10, mit 15 cm Tragschicht aus Asphaltbeton 0/16, auf 10 cm Bitumensand und ~ 10 m befestigter Böschung 1 : 6, mit 15 cm Tragschicht aus Asphaltbeton 0/16, auf 8 cm Bitumensand, OK Asphaltbeton NN +5,0 m, Abschluss Tiefbord 60 cm tief mit H+V-Verbund
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,50 m dick, 1 : 6 geneigt
Krone:	Kleideckschicht 1,50 m dick, mit 0,15 m Stich
Binnenböschung:	Kleideckschicht 1,0 m dick, 1 : 4 geneigt aus erdstatischen Gründen
Binnenberme:	Auf NN + 3,0 m, 16 m breit, 1 : 20 geneigt, anschließend Deichlängsgraben, Entwässerungsmulde mit Ablaufschacht und Drän.
Deichlängsweg:	OK NN + 2,50 m, 3 m breit
Beurteilung:	Der Deich ist für schweren Wattseegang gebaut und hat sich bisher bewährt. Schäden traten nicht auf. Die Grasnarbe wird durch Schafbeweidung gepflegt.


Schardeich an der Leybucht
Seeseite
BHW NN +5,60 m
MThw NN +1,20 m
Asphaltbetondecke
Außenböschung
Sollhöhe NN +8,40 m
Überhöhung
Binnenböschung
Deichverteidigungsstraße
Deichringgraben
Sandkern
Schüttsteindeckwerk
Pfahlreihe
Schüttmaterialfußvorlage
Detail Deckwerk
Tiefbord 10/30/60 cm
NN+3,30m
Detail A
15cm Tragschicht
10cm Bitumensand
Schüttsteine 800 kg/m²
mit Mörtelverguss
45 cm Schüttsteine, Klasse 0, mind. 200kg/m²
50-75 cm Schüttmaterial, 60/150mm (Waschberge)
Lastenverteilende Gewebeunterlage
Kiefernpfahlreihe, Ø 10cm, 2,00m lg
Seesandvorschüttung
OK Watt
Detail Binnenberme
Mulde mit Ablaufschacht
NN +2,50m
Binnenböschung
NN +3,00m
Längsdrän
Querdrän, e= 100m
Sandkern
Detail A
15cm Asphalttragschicht, 0/16mm Typ B
8cm Bitumensand,Typ A
15cm Asphalttragschicht, 0/16mm Typ B
10cm Bitumensand,Typ A
8cm
7cm
10cm

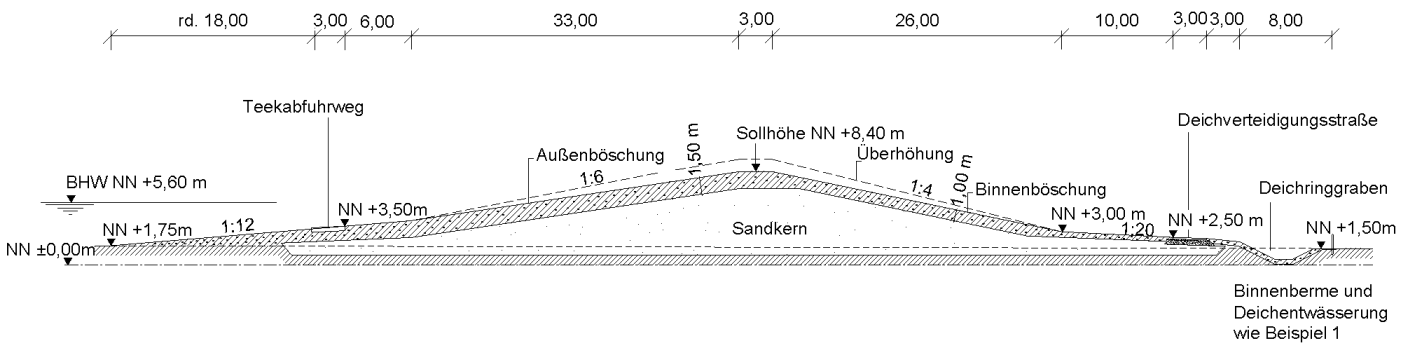
Beispiel 2: **Vorlanddeich an der Leybucht/Ostfriesland**

Objekt, Baujahr:	Hauptdeich, Deichsollhöhe NN + 8,40 m, 1996/1997
Deicherhaltung:	Land Niedersachsen, NLWK-BS Norden
Lage:	In der Leybucht, hinter breitem Vorland
Beanspruchung:	Mittelschwerer Seegang über Deichvorland bei Stürmen aus W–NW
Wasserstände:	MThw = NN + 1,34 m, BHW = NN + 5,7m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden mit Schlickeinlagen und Niederungsmoorschichten im Untergrund.
Bauweise:	
Deichkern:	Eingespülter Fein- und Mittelsand
Deichfußentwässerung:	Vorlandgrüppen, Abstand: 12 m
Teekabfuhrweg:	Auf NN + 3,35–3,50 m, 3 m breit, Querneigung 5 %
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,50 m dick, Neigung 1 : 6 oberhalb NN + 4,0 m, 1:12 unterhalb NN + 4,0 m
Krone:	Kleideckschicht 1,50 m dick, mit 0,15 m Stich
Binnenböschung:	Kleideckschicht 1,0 m dick, 1 : 4 aus erdstatischen Gründen geneigt
Binnenberme:	Auf NN + 3,0 m, 16 m breit, 1 : 20 geneigt, anschließend Deichlängsgraben,
Deichlängsweg.:	OK NN + 2,50 m, 3 m breit, oberhalb Entwässerungsmulde mit Ablaufschacht und Drän.
Beurteilung:	Der Deich ist noch nicht extrem beansprucht worden. Die Grasnarbe wird durch Schafbeweidung gepflegt.

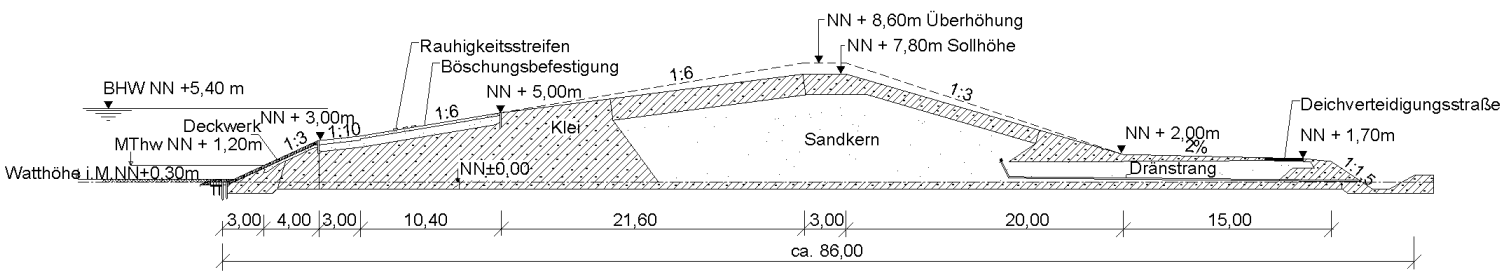
Beispiel 3: **Schardeich Norden-Westermarsch**

Objekt, Baujahr:	Hauptdeich, Deichsollhöhe NN + 7,80 m, erhöht und verstärkt 1974/1975
Deicherhaltung:	Deichacht Norden
Lage:	Hinter dem im deichnahen Bereich sehr niedrigen Juister Watt
Beanspruchung:	Sehr schwerer Seegang bei Stürmen aus W-NW
Wasserstände, Seegang:	MThw: NN + 1,28 m, BHW: NN + 5,5 m mit H_s = 1,50 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden mit Schlickeinlagen.
Bauweise:	
1. Bauabschnitt (1974):	Basalt-Fußdeckwerk von ~1900 saniert, unterhalb MThw unvergossen, 1 : 2 geneigt, oberhalb mit Asphalt-Vollverguss, 1 : 2,5 geneigt, Wellenüberschlagsicherung von NN + 3,0–5,0 m Asphaltbeton 15 cm Tragschicht 0/16 mm Typ B auf Bitumensand Typ A, 10 cm dick (oberhalb der Fahrspur 8 cm dick), oben und unten durch Tiefbord d = 10, h = 60, b = 33 cm mit H + V-Verbund eingefasst, oberhalb 1:6 geneigte Außenböschung mit 1,5 m dicker Kleideckschicht.
2. Bauabschnitt (1975):	Binnenberme um rd. 40 m nach binnen verlegt, verbreitert und neuen 3 m breiten Deichlängsweg geschaffen; Klei des alten Deichkerns zu binnenseitigem Spüldeich aufgesetzt und Dränung landseitig unter Sandkern verlegt; Kern aus Wattsand eingespült, profiliert und mit Klei angedeckt, außen 1,5 m, 1 : 6 geneigt, binnen 1,0 m dick, 1 : 3 geneigt. Dabei sind Setz- und Sackmaß zuzuschlagen.
Beurteilung:	Der Deich hat sich bewährt. In den schweren Sturmfluten der 80er und 90er Jahre hat er keine Schäden gezeigt. Die Grasnarbe wird durch Schafbeweidung gepflegt.

Vorlanddeich an der Leybucht



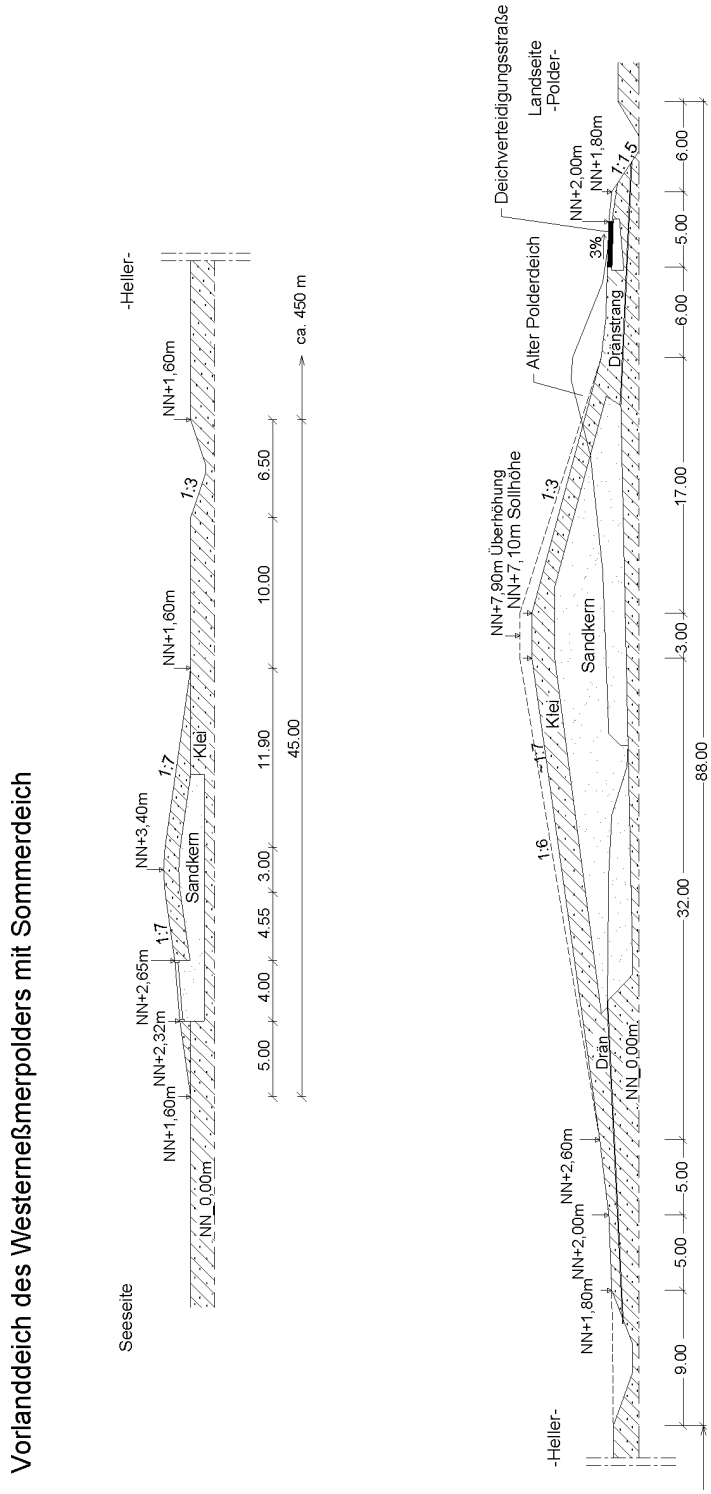
Schardeich Norden-Westermarsch



Beispiel 4: **Vorlanddeich Westerneßmerpolder mit vorgelagertem Sommerdeich**

Objekt, Baujahr:	Hauptdeich, Deichsollhöhe NN + 7,1 m, erhöht und verstärkt 1981/1982
Deicherhaltung:	Deichacht Norden in Norden
Lage:	Hinter dem hohen Norderneyer Watt, etwa 500 m Deichvorland u. 400 m Sommerpolder
Beanspruchung:	Mäßiger Seegang hinter Deichvorland und Sommerdeichschutz bei Stürmen aus N–NW
Wasserstände:	MThw = NN + 1,33 m, BHW = NN + 5,5 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden
Bauweise:	Der alte Winterdeich von 1785 wurde nach außen verstärkt und erhöht durch Aufsetzen des Kleibodens unter dem Deichkern zum Spüldeich. Aufspülen des Kerns aus Wattsand, Profilieren und Klei andecken, außen 1,5 m Solldicke, 1 : 6 geneigt, binnen 1,0 m Solldicke, 1 : 3 geneigt
Deichlängsweg:	Von NN + 2,1 m am deichseitigen Straßenrand mit 3 % (Seitenstreifen 5 %) zum Längsgraben abfallend.
	Sommerdeich:
Funktion:	Der Deich mit Kronenhöhe NN + 3,4 m ermöglicht die Jungviehbeweidung des Sommerpolders. Er hält Wasserstände, Seegang, Treibsel und Eis bis zu seiner Kronenhöhe völlig vom Deich fern. Bei höheren Sturmflutwasserständen wird der Seegang erheblich gedämpft.
Bauweise:	Der außen und binnen 1 : 7 geneigte Sommerdeich weist eine 1,0 m starke Kleidecke über dem Wattsandkern auf. Ihm vorgelagert ist ein 3 m breiter Wirtschafts- und Wanderweg aus 8 cm Betonverbundpflasterung mit 5 % Querneigung.
Beurteilung:	Der Hauptdeich und der Sommerdeich haben die sehr schweren Sturmfluten der 80er und 90er Jahre ohne Schäden überstanden. Der erhebliche Treibselanfall auf dieser Küstenstrecke belastet den Hauptdeich nur bei sehr hohen Fluten und daher recht selten. Die Grasnarbe des Hauptdeiches wird durch Schafbeweidung, die des Sommerdeiches im Rahmen der Vorlandbeweidung gepflegt.

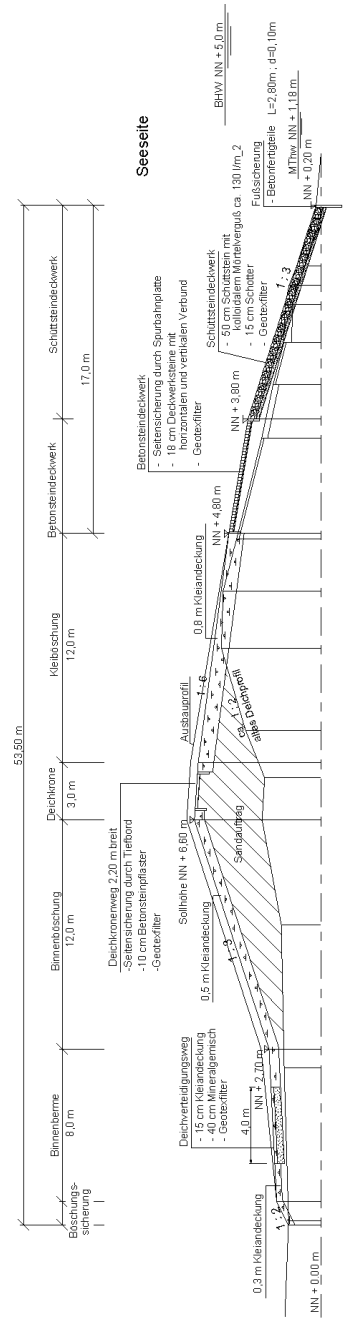
Vorlanddeich des Westerneßmerpolders mit Sommerdeich



Beispiel 5: **Südstrandpolderdeich auf Norderney als Schardeich**

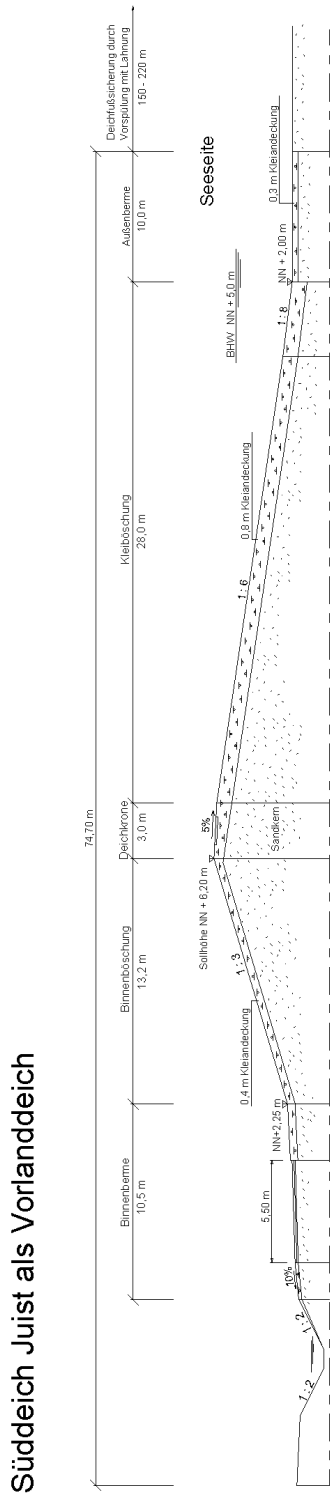
Objekt, Baujahr:	Hauptdeich, Deichsollhöhe NN + 6,60 m, erhöht und verstärkt 1999/2000
Deicherhaltung:	Land Niedersachsen, NLWK – BS Norden
Lage:	Südstrandpolder, südöstlich der Ortslage, unmittelbar am 16 m tiefen Riffgat des Norderneyer Watts
Beanspruchung:	Schwerer Wattseegang bei Stürmen aus W-SW
Wasserstände:	MThw = NN + 1,20 m, BHW = NN + 5,0 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden
Bauweise:	
Deichkern:	Eingespülter Fein- und Mittelsand
Fußdeckwerk:	Schweres Schüttsteindeckwerk mit Fuß aus Betonbohlen 2,80 m lang, 0,10 m dick, 50 cm Schüttsteine mit 130 l/m² kolloidalem Mörtel auf 15 cm Schotter-Unterbau auf Geotexfilter R 1200 g/m²
Oberer Abschluss:	OK NN + 3,80 m mit 0,65 m Tiefbord mit H+V-Verbund
Überschlagsicherung:	18 cm Betonsteindeckwerk mit H+V-Verbund, 1 : 6 geneigt, obere Sicherung NN + 4,80 m mit Tiefbord 0,65 m mit H+V-Verbund
Außenböschung:	Kleideckschicht 0,8 m dick, 1 : 6 geneigt
Deichkrone:	3,0 m breit mit Kronenweg 2,20 m breit, 10 cm Betonsteinpflaster auf Geotexfilter zwischen Tiefbord
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,5 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	Auf NN + 2,60 m, 8,0 m breit, 1 : 10 geneigt mit Deichverteidigungsweg aus 40 cm Mineralgemisch in 4 m Breite auf Geotexfilter mit 15 cm kleihaltigem Boden bedeckt, anschl. Böschungssicherung, 1 : 2 geneigt bis zum unterschiedlich hohen Gelände (Naturschutzgebiet)
Beurteilung:	Der Deich ist noch nicht extrem beansprucht worden. Die Grasnarbe wird durch Mahd gepflegt.

Südstrandpolderdeich Norderney als Schardeich



Beispiel 6: **Süddeich auf Juist als Vorlanddeich**

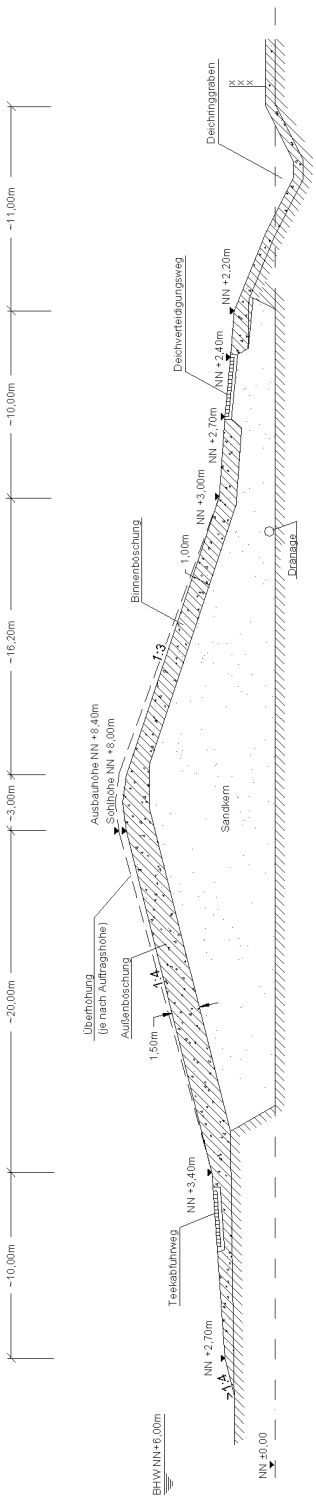
Objekt, Baujahr:	Hauptdeich, Deichsollhöhe NN + 6,20 m, 1977/1979
Deicherhaltung:	Land Niedersachsen, NLWK – BS Norden
Lage:	Südlich der Ortslage
Beanspruchung:	Mittelschwerer Wattseegang über Deichvorland bei Stürmen aus SW–W
Wasserstände:	MThw = NN + 1,20 m, BHW= NN + 5,0 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden
Bauweise:	
Deichkern:	Eingespülter Fein- und Mittelsand
Deichfußsicherung:	Aufgespültes Deichvorland, 150 bis 220 m breit, Deichaußenberme, 10 m breit mit Kleiandeckung, 0,3 m dick, Betonlahnung zum Watt
Deichfußentwässerung:	Vorlandgrüppen
Außenböschung:	Kleideckschicht, 0,8 m dick, 1 : 6 geneigt, der untere 6 m breite Streifen 1 : 8 geneigt
Deichkrone:	3 m breit, Kleideckschicht 0,8–0,5 m dick, mit 1,5 m breitem Fußweg mit Betonsteinpflaster 10 cm mit H-Verbund
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,4 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	Auf NN + 2,25 m, 10,5 m breit, 1 : 10 geneigt mit anschließendem Deichlängsgraben, Deichverteidigungsweg und Dorfumgehungsstraße mit 5,5 m breitem Betonsteinpflaster 10 cm
Beurteilung:	Der Deich hat sich in den sehr schweren Sturmfluten von 1981 und 1994 bewährt und wurde nicht beschädigt. Die Grasnarbe wird durch Mahd gepflegt.


Süddeich Juist als Vorlanddeich
74,70 m
Deichfußsicherung durch Vorspülung mit Lahnung
150 - 220 m
Außenberme
10,0 m
Kleiböschung
28,0 m
Deichkrone
3,0 m
Binnenböschung
13,2 m
Binnenberme
10,5 m
Seeseite
0,3 m Kleiandeckung
NN + 2,00 m
1 : 8
BHW NN + 5,0 m
0,8 m Kleiandeckung
1 : 6
5%
Sollhöhe NN + 6,20 m
Sandkern
1 : 3
0,4 m Kleiandeckung
NN+2,25 m
5,50 m
10%
1 : 2
1 : 2

Beispiel 7: Stromdeich an der Ems

Objekt, Baujahr:	Hauptdeich, Deichsollhöhe NN + 8,0 m, 1998/1999
Deicherhaltung:	Rheider Deichacht
Lage:	Am Südufer der Ems bei Ditzum unterhalb des Emssperrwerkes
Beanspruchung:	Mittelschwerer Seegang über Deichvorland bei Stürmen aus W bis NNW
Wasserstände:	MThw = NN + 1,60 m, BHW = NN + 6,0 m
Baugrund:	Tiefgründiger Klei, Niederungsmoorschichten, in tiefer Lage Feinsand
Bauweise:	
Deichkern:	Eingespülter Feinsand (Emssand)
Deichfußsicherung:	60–100 m breites Deichvorland
Deichfußentwässerung:	Deichringgraben
Teekabfuhrweg:	16 cm bewehrter Ortbeton, 3 m breit, auf 30 cm Mineralgemisch OK: NN + 3,10 bis 3,30 m, in 1 : 14 geneigter Außenberme, die unterhalb NN + 2,7 m flacher als 1 : 4 ins Deichvorland abfällt
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,5 m dick, 1 : 4 geneigt
Krone:	Kleideckschicht 1,5 m dick, mit 0,15 m Stich
Binnenböschung:	Kleideckschicht 1,0 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	OK: NN + 3,0 m bis NN + 2,2 m, 10 m breit, anschließend Deichringgraben
Deichlängsweg.:	OK: NN + 2,7 m bis 2,4 m, 16 cm bewehrter Ortbeton, 3 m breit, auf 30 cm Mineralgemisch
Beurteilung:	Dieses seit längerer Zeit gebaute Regelprofil blieb bisher schadensfrei und hat sich bewährt. Die Grasnarbe wird durch Schafbeweidung gepflegt.

Stromdeich an der Ems (Ditzum)



Beispiel 8: Gauerter Hauptdeich

Lage: Elbkilometer 610

Wellenhöhen bei Eintritt des Bemessungswasserstandes: h_s = 0,45 m

Planungsrandbedingungen:
- Deichverstärkung 1997 bis 1999
- Erhöhung des 1967 gebauten Deiches um i. M. 1,15 m
- Wasserseitige Verbreiterung des scharliegenden Deiches durch Ufervorverlegung
- Neue Kleiabdeckung anstelle der alten pechbelasteten Asphaltabdeckung
- Entwässerung des Deichkerns über eine Dränage zum Binnendeichgraben

Beispiel 9: Zollenspieker Hauptdeich

Lage: Elbkilometer 599

Wellenhöhen bei Eintritt des Bemessungswasserstandes: h_s = 0,44 m

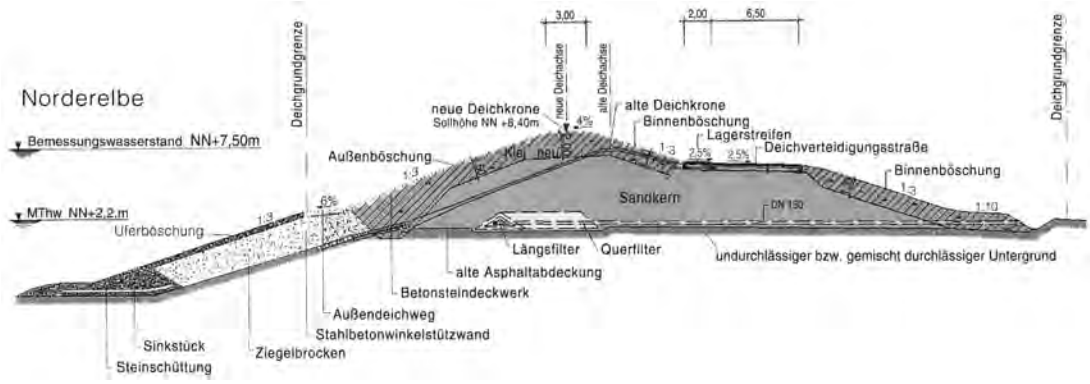
Planungsrandbedingungen:
- Binnenseitige Deichverstärkung und Abflachung der wasserseitigen Deichböschung 1995 bis 1997
- Erhöhung des 1967 gebauten Deiches um 1,30 m
- Wasserseitige Verbreiterung des scharliegenden Deiches durch Ufervorverlegung
- Entwässerung des Deichkerns über durchlässigen Untergrund und Binnendeichgraben

Beispiel 10: Neuengammer Hauptdeich

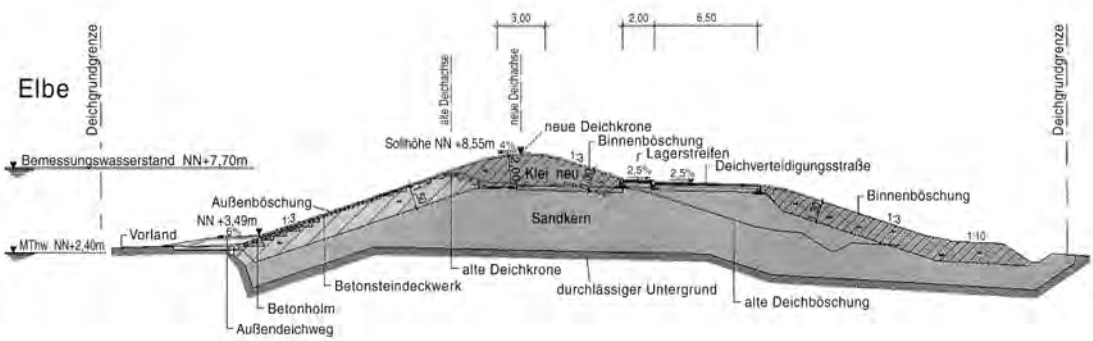
Lage: Elbkilometer 592

Wellenhöhen bei Eintritt des Bemessungswasserstandes: h_s = 0,36 m

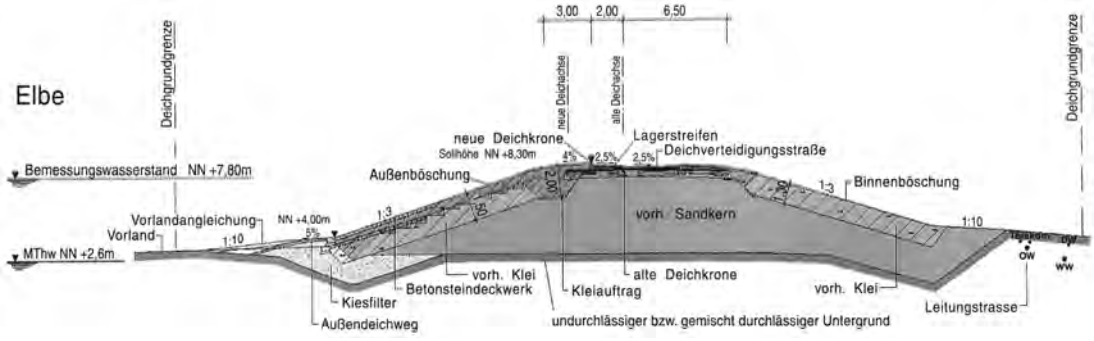
Planungsrandbedingungen:
- Deichverstärkung 2000 bis 2002
- Verstärkung und Erhöhung des 1968 gebauten Deiches um i. M. 0,30 m
- Vorlandbreite bis zu 250 m
- Entwässerung des Deichkerns über Kiesfilter am außenseitigen Deichfuß aufgrund gering durchlässigen Untergrundes und fehlender Entwässerungsmöglichkeit zur Binnenseite



Beispiel 8: Gauerter Hauptdeich



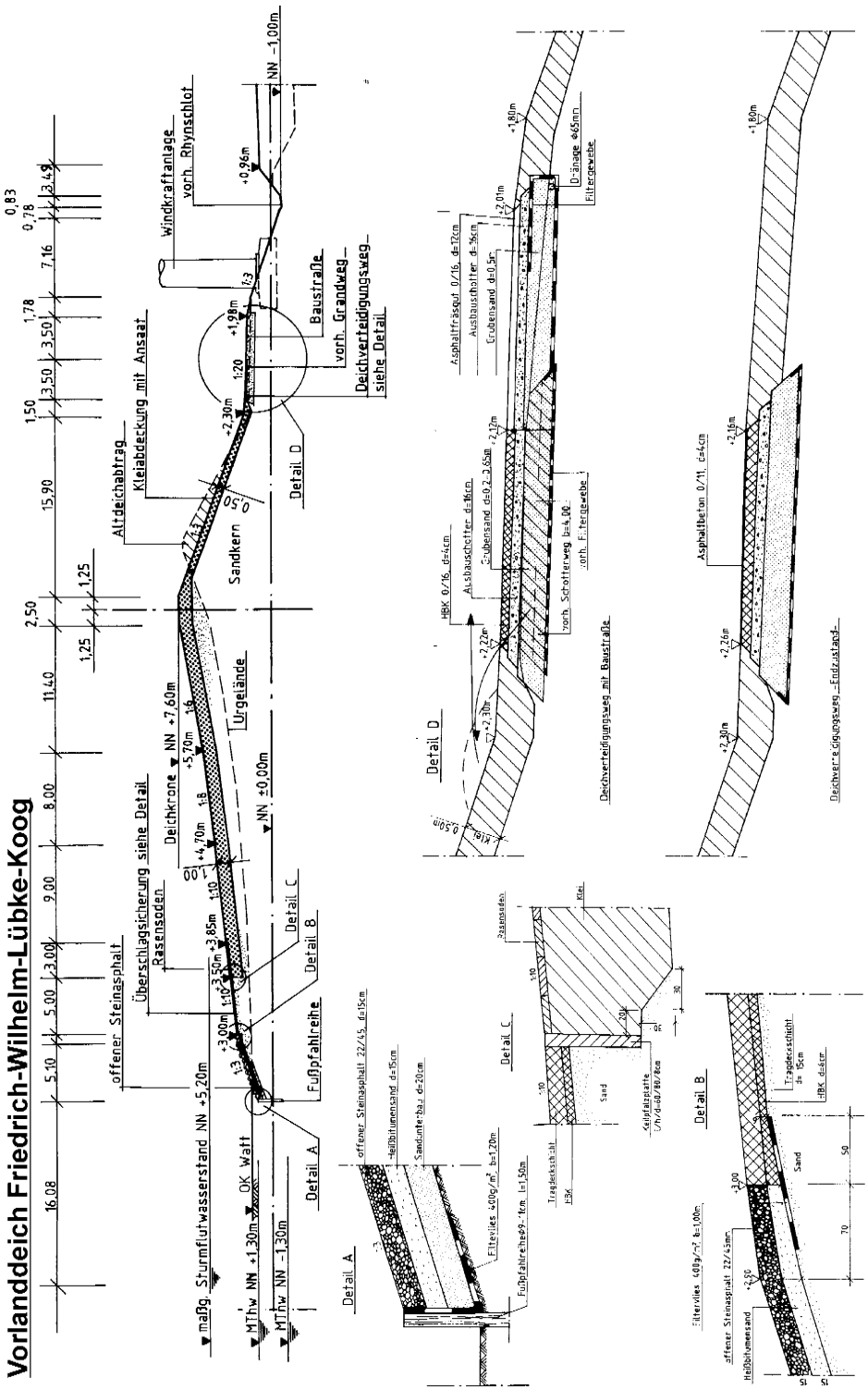
Beispiel 9: Zollenspieker Hauptdeich



Beispiel 10: Neuengammer Hauptdeich

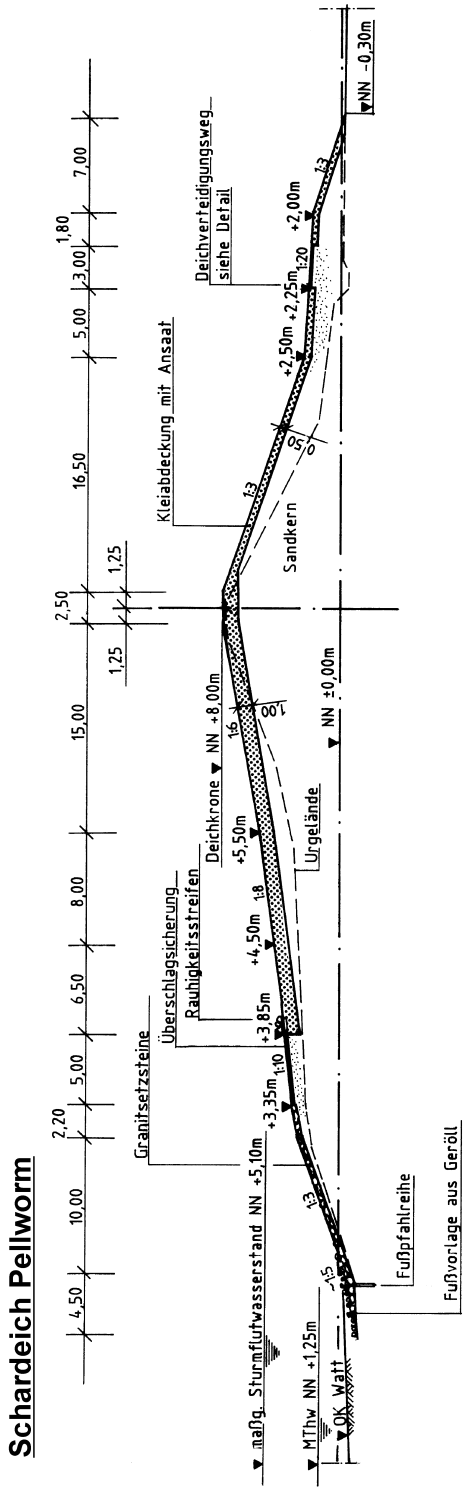
Beispiel 11: Vorlanddeich Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog

Objekt:	Landesschutzdeich, Deichsollhöhe NN + 7,60 m
Träger der Deicherhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Baujahr:	1998 bis 2004
Lage:	Südl. des Hindenburgdammes
Beanspruchung:	Schwerer Seegang bei südwestlichen Stürmen
Wasserstände:	MThw = NN + 1,30 m, maßg. Stflw.st. NN + 5,20 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden
Bauweise:	
vorh. Deichkern:	Eingespülter gleichkörniger Wattenfeinsand, Verstärkung des Deichkerns aus schluffigem Feinsand aus Innenentnahmen im Fuhrbetrieb
Fußdeckwerk:	Leichtes Mastixschotterdeckwerk mit Fußpfahlreihe, 1,5 m lang mit mind. 0,5 m Überdeckung, Sandunterbau 20 cm dick, Filterschicht aus Bitumensand, offener Steinasphalt 22/44 mm mit 4 % Bitumen, oberer Abschluss: NN + 3,0 m; Überschlagsicherung: 5 m breit, 1:10, mit 15 cm Tragschicht aus Schotter 0/63 und 15 cm Tragdeckschicht 0/16, deichseitiger Abschluss mit Betonkeilfalzplatten 60/80/8 cm
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,25 m dick, 1 : 6, 1 : 8, 1 : 10 geneigt
Krone:	Kleideckschicht 1,25 m dick, mit 0,15 m Stich
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,6 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	NN + 2,5 m, 10 m breit, 1 : 20 geneigt, Deichlängsgraben
Deichverteidigungsweg:	OK NN + 2,30 m, 3,5 m breit
Beurteilung:	Der Deich ist für mittleren bis schweren Wattseegang gebaut. Die Grasnarbe soll durch Schafbeweidung gepflegt werden.


Vorlanddeich Friedrich-Wilhelm-Lübke-Koog
Windkraftanlage
vorh. Rhynschlot
Baustraße
vorh. Grandweg
Deichverteidigungsweg siehe Detail
Altdeichabtrag
Kleiabdeckung mit Ansaat
Sandkern
Urgelände
Deichkrone NN +7,60m
Überschlagsicherung siehe Detail
Rasensoden
offener Steinasphalt
Fußpfahlreihe
maßg. Sturmflutwasserstand NN +5,20m
OK Watt
Detail A
Detail B
Detail C
Detail D
Deichverteidigungsweg mit Baustraße
Deichverteidigungsweg -Endzustand-

Beispiel 12: **Schardeich Pellworm**

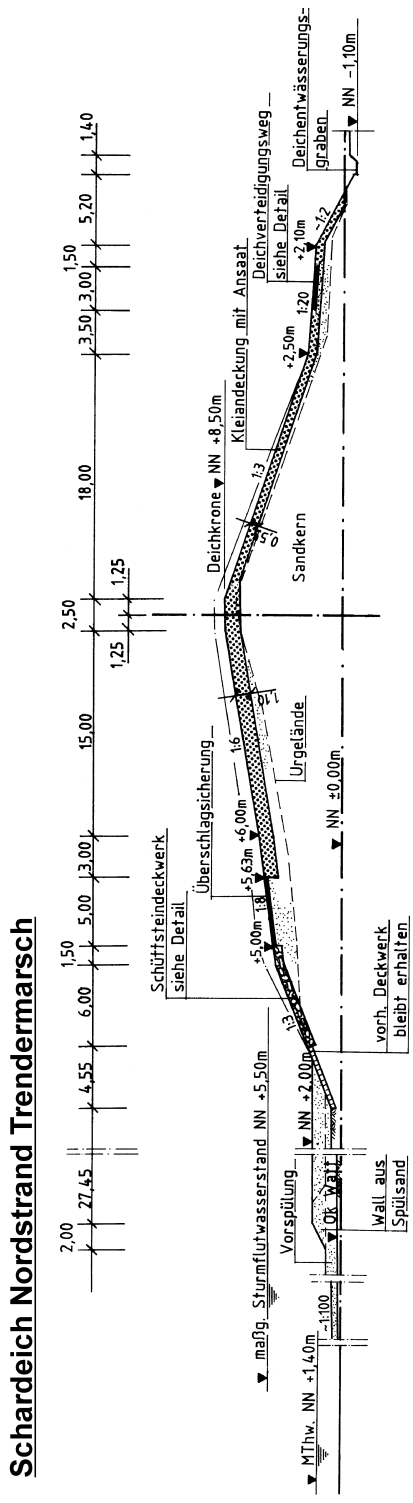
Objekt:	Landesschutzdeich, Deichsollhöhe NN + 8,0 m
Träger der Deichunterhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Baujahr:	1978/79
Lage:	Westseite Insel Pellworm (Großer Koog)
Beanspruchung:	Schwerer Seegang bei südwestlichen bis nordwestlichen Stürmen
Wasserstände:	MThw = NN + 1,25 m, maßgebender Sturmflutwasserstand NN + 5,10 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden
Bauweise:	
Deichkern:	Eingespülter Fein- und Mittelsand aus Wattentnahme, Entfernung ca, 1,5 km
Fußdeckwerk:	2,0 m Fußpfahlreihe, Aufnahme und Wiederverwendung des vorhandenen Findlingsdeckwerks, ca. 900 kg/m^2, Mastix-Verklammerung, Unterbau: 20 cm Geröll 32/63 mm; Geotextiler Filter: PE-Vlies ca. 600 g/m^2, d = > 4 mm, Fußvorlage: Geröll und Schüttst. auf Vlies
Oberer Abschluss:	Kleiner Asphaltsporn mit Filtervliessicherung
Überschlagsicherung:	5,0 m breit, bestehend aus 15 cm Kiestragschicht 0/63 mm, darauf 15 cm Asphaltbeton 0/16 mm; Oberer Abschluss Betonkeilfalzplatte b/h/d = 60/80/8 cm, anschließend 2,0 m Rauhstreifen aus Granitschüttsteinen mit Mastix-Verklammerung
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,0 m dick, 1 : 10, 1 : 8, 1 : 6 geneigt
Krone:	Kleideckschicht 1,0 m dick, 2,5 m breit mit 0,15 m Stich
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,5 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	Ca. 10,0 m breit, 1 : 20 geneigt mit Innendeichfußentwässerung (Rigole)
Deichverteidigungsweg:	OK NN + 2,25 m, 3,0 m breit in Asphaltbauweise
Beurteilung:	Der Deich ist für schweren Seegang gebaut. Er hat sich bewährt. Schäden, auch nach schweren Sturmfluten, sind nicht aufgetreten. Die Grasnarbe wird durch Schafbeweidung gepflegt.


Schardeich Pellworm
NN -0,30m
Deichverteidigungsweg
siehe Detail
+2,00m
+2,25m
+2,50m
1:20
1:3
Kleiabdeckung mit Ansaat
Sandkern
1:3
1:3
1:3

Beispiel 13: **Schardeich Nordstrand, Trendermarsch**

Objekt:	Landesschutzdeich, Deichsollhöhe NN + 8,50 m
Träger der Deichunterhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Lage/Baujahr	Südseite Nordstrand, freie See/1982/84
Beanspruchung:	Schwerer Seegang bei südwestlichen Stürmen
Wasserstände:	MThw = NN + 1,40 m, maßg. Stflwst. NN + 5,50 m
Baugrund:	Nicht tragfähig, daher konvexes Deichprofil innerhalb der vorhandenen Basis
Bauweise:	
Deichkern:	Fein- und Mittelsand aus 3 km entf. Wattentnahme, Vorspülung zur Stabilisierung des Deichfußes
Fußdeckwerk:	Vorh. Findlingsdeckwerk, darüber Granitschüttsteindeckwerk ca. 850 kg/m² Klasse II/III, Verklammerung mit Mastix ca. 65 l/m², Unterbau 20 cm Geröll 32/63 mm; Geotextiler Filter: PE-Vlies ca. 600 g/m², d = > 4 mm
Oberer Abschluss:	Betonkeilfalzplatten b/h/d = 60/80/8 cm
Überschlagsicherung:	5,0 m breit, 15 cm Kiestragschicht 0/63 cm, 15 cm Asphaltbeton 0/16 mm, Betonkeilfalzplatten 60/80/8 cm
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,10 m dick, 1 : 8 und 1 : 6 geneigt
Krone:	Kleideckschicht 1,10 m dick mit 15 cm Stich, 2,50 m breit
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,55 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	Zwischen 7,0 m und 9,0 m breit und 1 : 20 geneigt mit Innendeichfußentwässerung (Rigole)
Deichverteidigungsweg:	OK NN + 2,50 m, 3,0 m breit in Asphaltbauweise
Beurteilung:	Der Deich ist für schweren Seegang gebaut. Schäden, auch nach schweren Sturmfluten, sind nicht aufgetreten. Die Grasnarbe wird durch Schafbeweidung gepflegt.

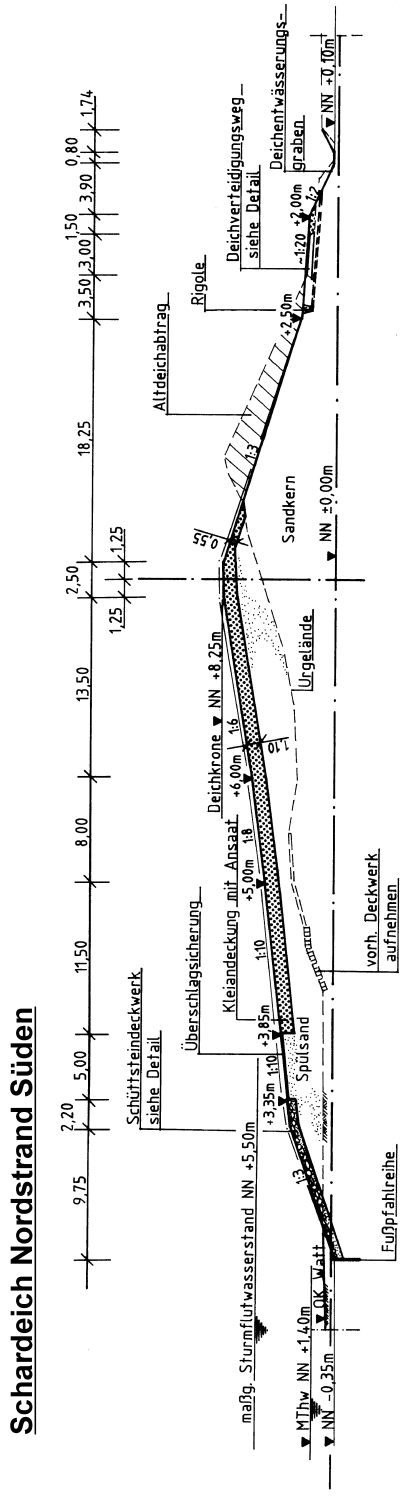
Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100



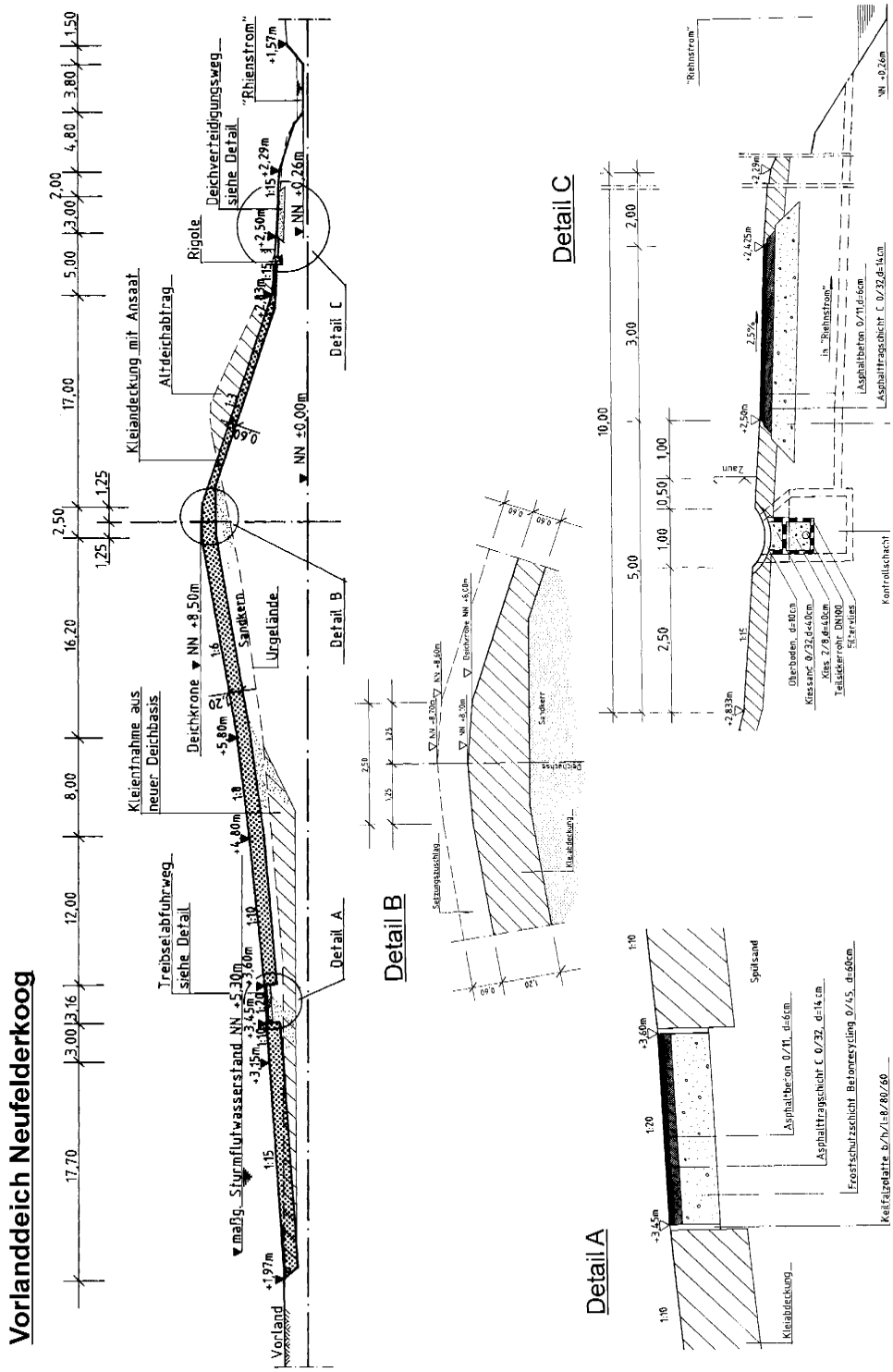
Beispiel 14: **Schardeich Nordstrand, Süden**

Objekt:	Landesschutzdeich, Deichsollhöhe NN + 8,25 m
Träger der Deichunterhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Lage/Baujahr:	Südseite Nordstrand/1986/87
Beanspruchung:	Schwerer Wattseegang bei südwestlichen Stürmen
Wasserstände:	MThw = NN + 1,40 m, maßg. Stflwst. NN + 5,50 m
Baugrund:	Schluffig-feinsandiger Wattboden
Bauweise:	
Deichkern:	Eingespülter Fein- und Mittelsand
Fußdeckwerk:	Granitschüttsteindeckwerk ca. 850 kg/m^2 Klasse II/III, Verklammerung: 65 l/m^2 Mastix, Unterbau: 20 cm Geröll 32/63 mm; PE-Vlies ca. 600 g/m^2; Oberer Abschluss: Betonkeilfalzplatte l/b/d = 60/80/8 cm
Überschlagsicherung:	5,0 m breit, 15 cm Kiestragschicht 0/63 cm, 15 cm Asphaltbeton 0/16 mm, Betonkeilfalzplatte 60/80/8 cm
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,10 m dick, 1 : 10, 1 : 8, 1 : 6 geneigt
Krone:	Kleideckschicht 1,10 m dick mit 0,15 m Stich, 2,5 m breit
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,55 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	NN + 2,5 m, 8 m breit, 1 : 20 geneigt, Entwässerungsrigole mit Ablaufdrän in Vorfluter
Deichverteidigungsweg:	OK NN + 2,30 m, 3,0 m breit in Asphaltbauweise
Beurteilung:	Der Deich ist für schweren Seegang gebaut. Er hat sich bewährt. Schäden, auch nach schweren Sturmfluten, sind nicht aufgetreten. Die Grasnarbe wird durch Schafbeweidung gepflegt.

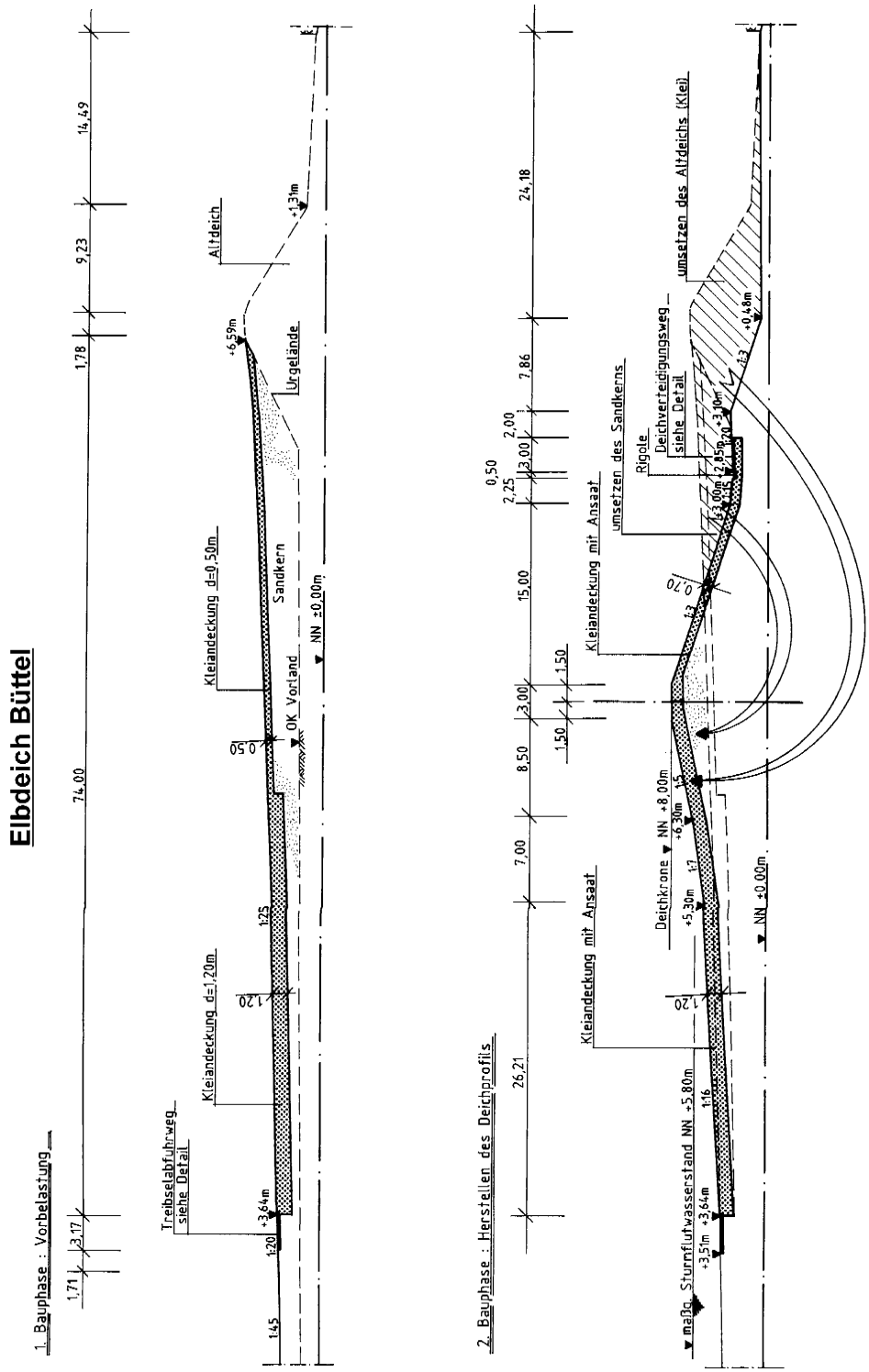
Die Küste, 88 (2020) 1-589 https://doi.org/10.18171/1.088100



Beispiel 15:	**Deichverstärkung Neufelderkoog**
Objekt:	Landesschutzdeich, Sollhöhe NN + 8,50 m
Träger der Deichunterhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Baujahr:	2003 bis 2006
Lage:	Am Elbeästuar, hinter ca. 1,0 km Vorland NN + 2,00 m
Beanspruchung:	Schwerer Wattseegang bei westlichen Stürmen
Wasserstände:	MThw = NN + 1,51 m, $HHw_{maßg.}$ = NN + 5,30 m
Baugrund:	Schluffiger bis stark schluffiger Feinsand mit bis zu m-starken Zwischenlagen aus Klei bis auf NN – 28,00 m hinabreichend
Bauweise:	Außendeichverstärkung in Trockenbauweise
Deichkern:	Fein- und Mittelsand
Deichfuß:	Ins Vorland auslaufender Kleikeil, 1 : 15 geneigt
Treibselabfuhrweg:	3,00 m breit, 1 : 20 geneigt, 6 cm Deckschicht aus Asphaltbeton 0/11, 14 cm Asphalttragschicht C 0/32, 60 cm Tragschicht aus Betonrecycling 0/45, beidseitig eingefasst mit Betonkeilfalzplatten, h = 80 cm
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,20 cm dick, 1 : 10, 1 : 8, 1 : 6 geneigt
Krone:	2,50 m breit, Kleidecke 1,20 m dick mit 0,10 m Stich
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,60 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	NN + 2,83 m, 10 m breit, 1 : 15 geneigt, anschließend Deichentwässerungsgraben, Deichfußentwässerung über filterstabil hergestellte Rigole mit Dränrohr DN 100, Dränschächten sowie Querableitern zum Deichgraben
Deichverteidigungsweg:	OK NN + 2,50 m, 3,00 m breit, 6 cm Deckschicht aus Asphaltbeton, 14 cm Asphalttragschicht C 0/32, 40 cm Tragschicht aus Betonrecycling 0/45
Beurteilung:	Noch nicht möglich, da Deich z. Zt. in Bau

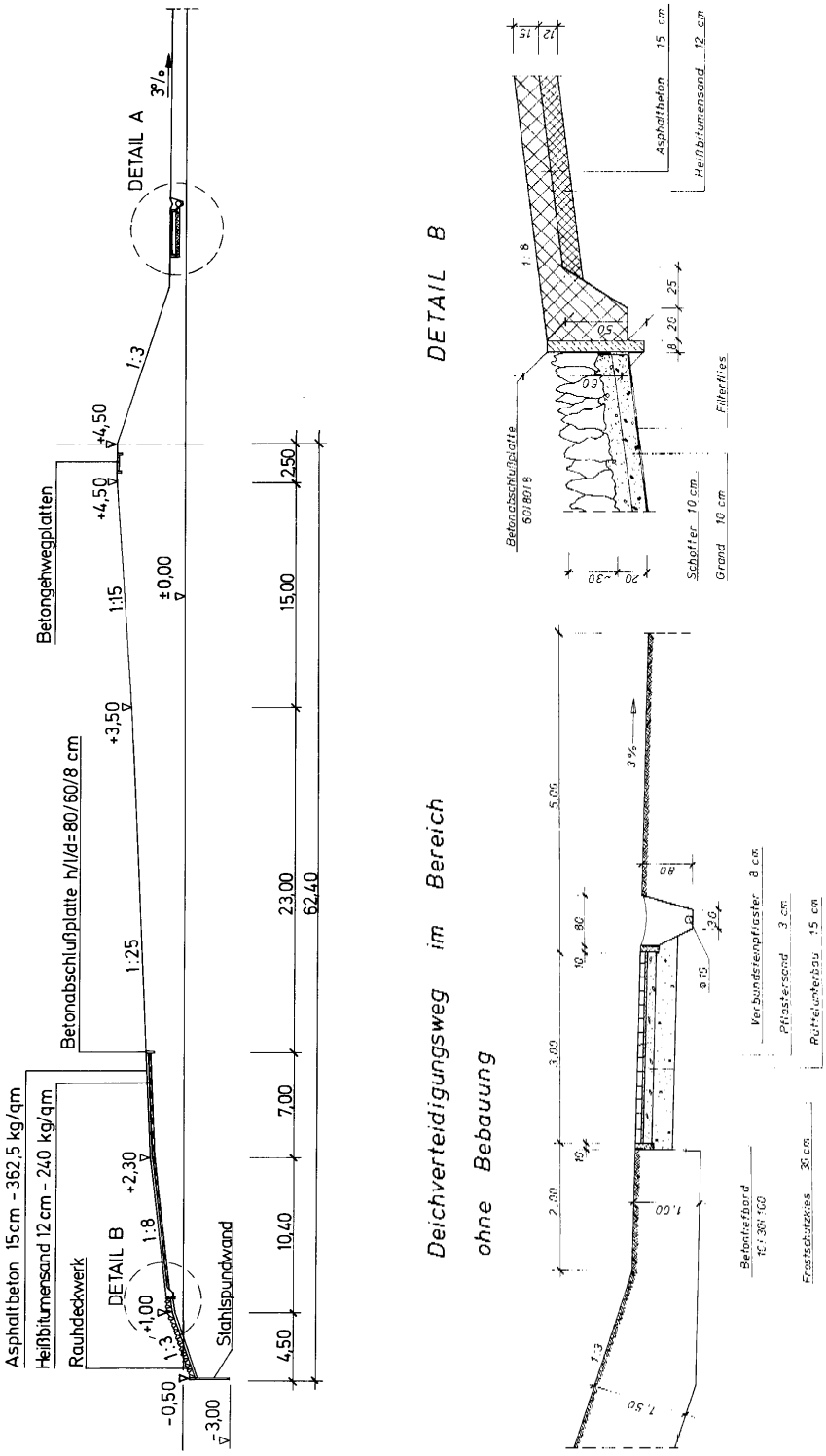

Vorlanddeich Neufelderkoog
Vorland
maßg. Sturmflutwasserstand NN +5,30m
Treibselabfuhrweg siehe Detail
Kleientnahme aus neuer Deichbasis
Deichkrone NN +8,50m
Sandkern
Urgelände
Kleiandeckung mit Ansaat
Altdeichabtrag
Rigole
Deichverteidigungsweg siehe Detail
"Rhienstrom"
NN +0,26m
NN ±0,00m
Detail A
Detail B
Detail C
Spülsand
Kleiabdeckung
Asphaltbeton 0/11, d=6cm
Asphalttragschicht C 0/32, d=14cm
Frostschutzschicht Betonrecycling 0/45, d=60cm
Keilfalzplatte b/h/l=8/80/60
Sandkern
Deichkrone NN +6,00m
Setzungszuschlag
Zaun
Kontrollschacht
Überboden, d=10cm
Kiessand 0/32, d=40cm
Kies 2/8, d=40cm
Teilsickerrohr DN100
Filtervlies
in "Rhienstrom"
Asphaltbeton 0/11, d=6cm
Asphalttragschicht C 0/32, d=14cm
"Rhienstrom"
NN +0,26m

Beispiel 16:	**Deichverstärkung Büttel**
Objekt:	Landesschutzdeich, Sollhöhe NN + 8,00 m
Träger der Deichunterhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Baujahr:	1983 (1. Bauphase), 1993/94 (2. Bauphase)
Lage:	An der Unterelbe, hinter Vorland
Beanspruchung:	Mittlere Seegangsbelastung bei Stürmen aus West/Südwest
Wasserstände:	MThw NN + 1,52 m, Hw_{Bem} NN + 5,80 m
Baugrund:	Ton und Schluff in wechselnden Lagen, weich bis sehr weich, bis NN – 18,5 hinabreichend
Bauweise:	2-phasige Bauweise mit Vorbelastung des weichen Baugrundes
1. Bauphase (Vorbelastung):	Teilverstärkung des Deiches durch Anlegen einer flach geneigten Außenböschung unter Beibehaltung des Altdeichprofils im Kronen- und Binnenböschungsbereich, Kleibodengewinnung aus der Außenböschung des Altdeiches, Deichkern aus eingespültem Fein-/Mittelsand, Abdeckung des Deichkerns mit Kleiboden, Bau des Treibselabfuhrweges
2. Bauphase (Endausbau):	Ausbau des Deiches auf das Sollbestick nach mehrjähriger Liegezeit der Vorbelastung, Abtragung des Altdeiches
Treibselabfuhrweg:	3,0 m breit, 1 : 20 geneigt, Asphalttragschicht 360 kg/m², Asphaltdeckschicht 75 kg/m²
Außenböschung:	Kleideckschicht 1,20 m dick
Krone:	Kleideckschicht 1,20 m dick, Kronenbreite 3,0 m
Binnenböschung:	Kleideckschicht 0,70 m dick, 1 : 3 geneigt
Binnenberme:	NN + 3,00 m, 7,75 m breit, 1 : 20 geneigt, anschließend Deichentwässerungsgraben
Deichverteidigungsweg:	OK NN + 2,85 m, 3,0 m breit, Betonverbundpflaster d = 10 cm, 1 : 20 geneigt, Tragschicht Kies GW, d = 30 cm, Frostschutzschicht Sand SE, d = 30 cm
Beurteilung:	Der Deich hat den Sturmflutbelastungen schadlos standgehalten. Die Deichflächen werden mit Schafen beweidet.


Elbdeich Büttel
1. Bauphase : Vorbelastung
2. Bauphase : Herstellen des Deichprofils
Altdeich
Urgelände
Sandkern
OK Vorland
NN ±0,00m
Kleiandeckung d=0,50m
Kleiandeckung d=1,20m
Treibselabfuhrweg siehe Detail
Kleiandeckung mit Ansaat
umsetzen des Sandkerns
Rigole
Deichverteidigungsweg siehe Detail
umsetzen des Altdeichs (Klei)
Deichkrone NN +8,00m
NN ±0,00m
maßg. Sturmflutwasserstand NN +5,80m
74,00
14,49
9,23
1,78
3,17
1,71
24,18
7,86
2,00
3,00
0,50
2,25
15,00
1,50
3,00
8,50
7,00
26,21

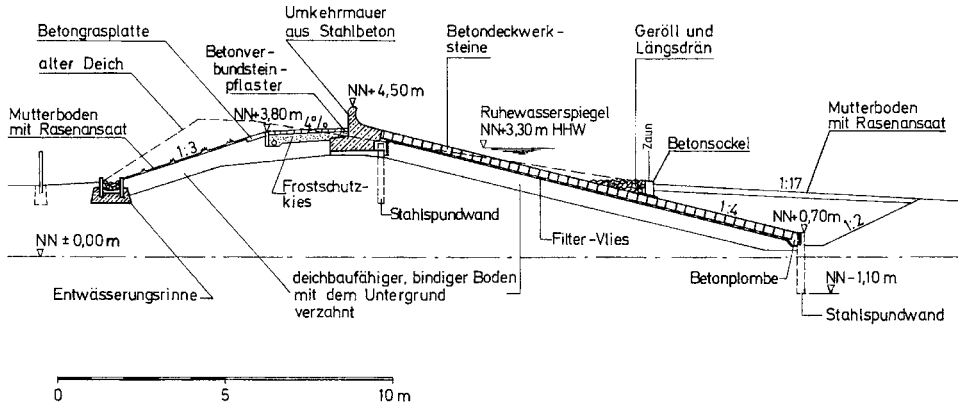
Beispiel 17: **Schardeich an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins**

Objekt:	Landesschutzdeich Probstei
Träger der Deicherhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Baujahr:	1974/1990 (Deichverstärkung)
Lage:	Bis auf schmalen niedrigen Sandstrand scharliegender Deich an der freien Ostseeküste, westlicher Außenbereich Kieler Förde
Beanspruchung:	Schwerer Seegang bei Stürmen aus NO/NW
Wasserstände:	BHW = NN + 3,40 m; HHW (13. 11. 1872) = NN + 2,97 m
Baugrund:	Differierende eiszeitliche Ablagerungen, größtenteils Mergel und Sande, abschnittsweise Torflinsen
Bauweise:	Sollhöhe NN + 4,50 m, Länge 14,3 km
Deichkörper:	Oberhalb ca. NN +/– 0,00 m angefahrener Geschiebelehm
Fußdeckwerk:	Raudeckwerk aus gesetzten gebrochenen Granitsteinen, Steingewicht >35 kg/Stück, auf Filtervlies 400 g/m², 20 cm Grand 30/60 mm; scharliegende Abschnitte bei Bedarf nachträglich mit kolloidalem Mörtel verklammert, mit Fußsicherung aus 2,50 m langer Stahlspundwand
Oberer Abschluss:	OK NN + 1,13 m, 60 cm hohe Betonwinkelstützen mit 25 cm Fußbreite, 8 cm Wandstärke und PVC-Schlauchdichtung
Überschlagsicherung:	16,40 m breit, davon 9,40 m mit 1 : 8 und 7 m mit 1 : 25 geneigt; mit 12 cm Heißbitumenkies und 15 cm Asphaltbeton
Oberer Abschluss:	NN + 2,58 m, Betonkeilfalzplatten 80/8/60 cm
Außenböschung:	Neigung 1 : 25 und 1 : 15
Krone:	2,50 m breit mit 1,50 m breitem Betongehwegplattenweg, eingefasst mit Betonrasenborden mit Betonnackenstütze
Binnenböschung:	Neigung 1 : 3
Deichverteidigungsweg:	OK mind. NN + 1,00 m, z.T. wassergebunden, Asphalt oder Betonverbundstein, im Regelfall 3,00 m breit
Buhnensystem:	Auf ca. 10 km Länge T-Buhnen aus gebrochenen Natursteinen zur Stabilisierung des Vorstrands (Mindestbedingung für Vorstrand: Neigung 1 : 60, bei NN+/– 0,00 m an Deckwerk anschließend); Abstand 200 m, 100 m lang, 1,50 m Höhe, Breite Buhnenkopf 40 m, seeseitige Böschung 1 : 4 (ursprünglich 1 : 3; wurde, soweit erforderlich, auf 1 : 4 abgeflacht), sonstige Böschungen 1 : 3 (vgl. auch EAK 2002, Anhang Empfehlung F, Beispiel Nr. 19)
Beurteilung:	Das Deich-/Buhnensystem ist für schweren Seegang gebaut und hat sich bis heute gut bewährt; bisher sind allerdings nur wenige Sturmfluten in einer Stärke deutlich unter dem Bemessungsereignis eingetreten. Schäden traten lediglich am künstlich errichteten dünenähnlichen Strandwallsystem auf, welches zur Verringerung des Sandfluges auf die Grasnarbe errichtet und gefördert wurde. Der Deich wird größtenteils gemäht; nur außerhalb der Fremdenverkehrssaison wird die Grasnarbe durch Schafbeweidung kurz gehalten. Der intensive Fremdenverkehr und die zahlreichen Veranstaltungen auf dem Deich bedeuten eine zusätzliche starke Beanspruchung und erschweren die Unterhaltung.

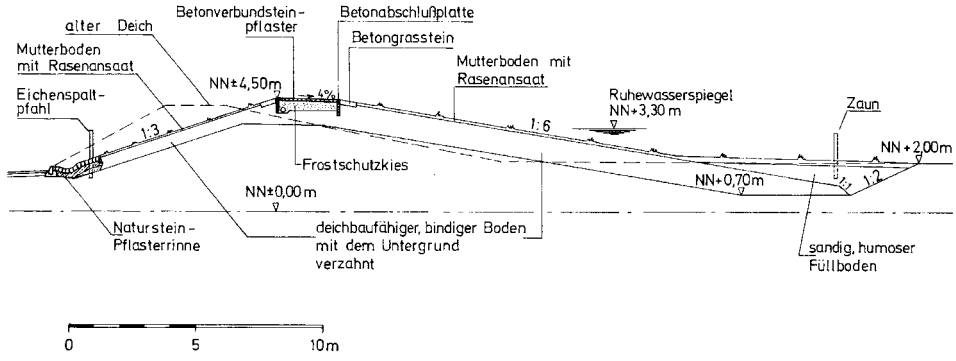

Asphaltbeton 15cm - 362,5 kg/qm
Heißbitumensand 12 cm - 240 kg/qm
Rauhdeckwerk
DETAIL B
+2,30
1:8
+1,00
1:3
Stahlspundwand
-0,50
-3,00
4,50
10,40
7,00
23,00
62,40
Betonabschlußplatte h/l/d=80/60/8 cm
1:25
+3,50
Betongehwegplatten
1:15
+4,50
±0,00
1:3
+4,50
15,00
2,50
DETAIL A
3%
DETAIL B
Deichverteidigungsweg im Bereich
ohne Bebauung
Asphaltbeton 15 cm
Heißbitumensand 12 cm
Betonabschlußplatte 60/80/8
Schotter 10 cm
Grand 10 cm
Filtervlies
Betonfertigbord
Verbundsteinpflaster 8 cm
Pflastersand 3 cm
Frostschutzkies 30 cm
Rüttelunterbau 15 cm

Beispiel 18 **Vorlanddeich Abschnitt Grömitz**

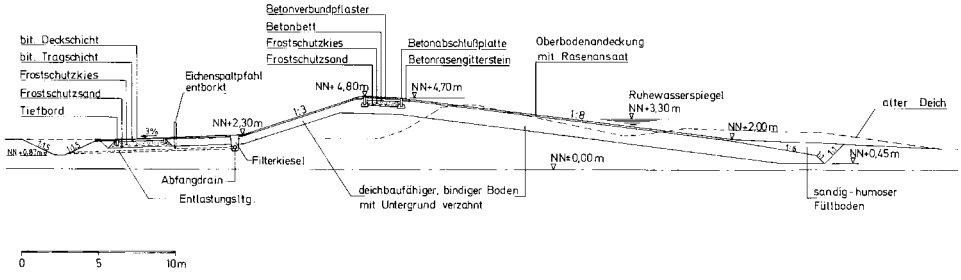
Objekt:	Landesschutzdeich vor der Klosterseeniederung; Abschnitt Grömitz
Träger der Deicherhaltung:	Land Schleswig-Holstein
Baujahr:	1878/79, teilweise verstärkt in 1990/92 und 1998
Lage:	Im nördlichen Bereich der Lübecker Bucht, südost-exponiert 80–100 m landwärts eines zur Kurpromenade umgestalteten Strandwalles
Beanspruchung:	Hochwasser und mittlerer Seegang bei Stürmen aus NO
Wasserstände:	MW = NN -0,01 m; BHW = NN + 3,30 m; HHW (13. 11. 1872) = NN + 2,82 m
Baugrund:	Fein- und Mittelsande, teilweise kiesig und schluffig
Bauweise:	
Deichkern:	Schluff und Sand, schwach tonig bis tonig, sandig bis schwach kiesig (Geschiebemergel)
Außenböschung:	a) Betonformsteindeckwerk d = 0,18 m, (Länge rd. 100 m), 1:4 geneigt, Einzelsteine 0,33 m · 0,33 m, horizontaler Verband und vertikaler Verbund auf Filtervlies 800 g/m^2 Unterer Abschluss: Fußspundwand Larssen 20, OK NN + 0,70 m, 1,8 m lang Oberer Abschluss: Wellenumkehrmauer aus Stahlbetonfertigteilen (l = 2,00 m) zwischen NN +3,80 m und NN + 4,50 m (Mauerkronenhöhe), seewärts gesichert durch Stahlspundwand Larssen 20, l = 1,8 m b) Begrünter Deichbereich: Deckschicht aus Geschiebemergel, >1,0 m dick, auf ca. 1025 m 1:6 bzw. auf ca. 555 m Länge 1:8 geneigt, am Deichfuß ca. 1,3 m tief in den sandigen Untergrund eingebunden; Grasansaat auf <0,05 m Mutterboden
Deichkrone:	a) Deckwerks- (Höhe NN + 3,90 m) und b) begrünter Bereich (Höhe NN + 4,50 m): Breite 2,50 m, 4 % Gefälle, eingebettet in die >1,0 m starke Deckschicht Betonverbundsteinpflaster d = 0,10 m auf >0,30 m Frostschutzkies mit Kofferbettdrainage DN 100, eingefasst mit Keilfalzplatten 60/80/8 cm; im nördlichen Bauabschnitt (Höhe NN + 4,80 m) 3,0 m Breite, 2,50 m breit mit Betonverbundsteinpflaster als Geh- und Radweg befestigt: d = 0,10 m, verlegt in 0,15 m Betonbett B 10, 4 % Gefälle zur Seeseite auf >0,30 m Frostschutzkies, beidseits eingefasst durch Keilfalzplatten 60/80/6 cm mit versetztem Falz (vgl. Abschn. 2.2.5, Abb. G 12)
Innenböschung:	Deckschicht aus Geschiebemergel >0,5 m dick, 1 : 3 geneigt
Deichverteidigungsweg:	3 m breit, bituminös befestigt einschließlich Bankette, OK i.M. NN + 1,90 m
Beurteilung:	Der verstärkte Deich ist für Ostsee-Seegang, gedämpft durch das „Riff“ Kurpromenade, gebaut und hat sich bisher bewährt. Die Grasnarbe der Deichböschungen wird gemäht. Eine Schafbeweidung ist aufgrund der Lage im Ostseeheilbad Grömitz nicht möglich. Der Fremdenverkehr bedeutet für den Deich eine zusätzliche starke Beanspruchung.



Deichprofil in der binnen- und außendeichs bebauten Ortslage von Grömitz;
(Deichverstärkung, 1. Bauabschnitt, 1990/92)



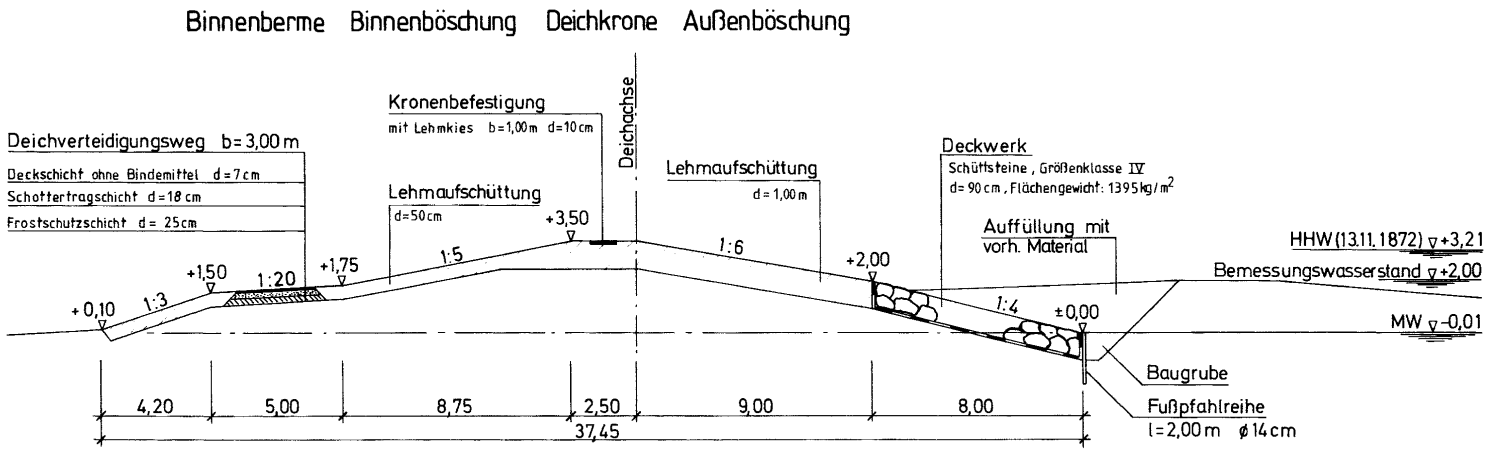
Deichprofil in der Ortslage von Grömitz;
(Deichverstärkung, 1. Bauabschnitt, 1990/92)



Deichprofil in der nördlichen Ortsrandlage von Grömitz;
(Deichverstärkung, 2. Bauabschnitt, 1998)

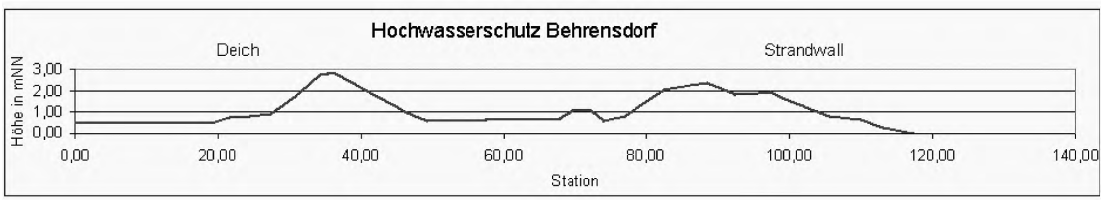
Beispiel 19:	**Sonstiger Deich nördlich der Schleimündung, Ostseeküste, Schleswig-Holstein**
Träger der Unterhaltung:	Wasser- und Bodenverband Oehe-Maasholm
Baujahr:	Geplante Verstärkung ab 2002
Lage:	Ostsee-Küstenabschnitt nördlich der Schleimündung; Schardeich mit geringer vorgelagerter Strandbreite
Beanspruchung:	Mittlerer Seegang bei Hochwasser und nordöstlichem Sturm
Baugrund:	Moränenablagerungen mit eingelagerten marinen Weichschichten
Bauweise (geplant):	
Deichkern:	Geschiebelehm/-mergel mit eingelagertem Sandkern
Fußdeckwerk:	Schüttsteine auf Vlies mit Fußpfahlreihe
Außenböschung:	Lehmboden, 1,00 m dick, 1 : 6 geneigt
Deichkrone:	Lehmschicht, 1,00 m dick, ausgerundet
Weg:	Lehmkies, 0,10 m dick
Binnenböschung:	Lehmboden-Aufschüttung, 0,50 m dick, 1 : 5 geneigt
Binnenberme:	Auf NN + 1,75 m, 5,00 m breit, 1 : 20 geneigt Deichverteidigungsweg mit wassergebundener Decke
Beurteilung:	Der Deich wird als „sonstiger Deich“ im Sinne des Landeswassergesetzes nach seiner Fertigstellung einen begrenzten Hochwasserschutz bis zu dem gewählten Ausbauhochwasser von NN + 2,00 m gewährleisten.

Beispiel 20:	**Deich mit Strandwall Ostbereich der Kieler Bucht, Ostseeküste, Schleswig-Holstein**
Träger der Unterhaltung:	Deich- und Entwässerungsverband Kembs-Behrensdorf
Lage:	Ostsee, Küstenabschnitt im Ostbereich der Kieler Bucht
Beanspruchung:	Starker Seegang bei Hochwasser und nordöstlichem Sturm
Baugrund:	Moränenablagerungen mit eingelagerten marinen Weichschichten
Bauweise:	
Strandwall und Düne:	Aus vorhandenem Material entstandene Küstenformation, durch Unterhaltungsmaßnahmen wie Aufschieben und Auffüllen von Fehlstellen nach Hochwasserereignissen gepflegt
Deichkern:	Geschiebelehm/-mergel mit eingelagerten Sanden
Außenböschung:	Lehmboden, 1 : 5 geneigt
Deichkrone:	NN + 2,80 m, im Überlaufbereich NN + 2,50 m
Binnenböschung:	Lehm, 1 : 2,5 (im Überlaufbereich 1 : 5) geneigt,
Deichverteidigungsweg:	NN + 0,60 m, wassergebundene Decke
Beurteilung:	Der Hochwasserschutz besteht aus wellendämpfendem Strandwall und Vorland sowie dem Deich selbst. Eine Bemessung des Deiches auf eine Hochwasser-Jährlichkeit erfolgte nicht; die Schutzwirkung von Strandwall und Vorland ist nicht rechnerisch beschrieben. Insgesamt gewährleistet der Deich gemäß seiner Bestimmung „sonstiger Deich“ gemäß Landeswassergesetz für die in seinem Schutz liegenden (Siedlungs-)gebiete einen begrenzten Hochwasserschutz.



Beispiel 19: sonstiger Deich nördlich der Schleimündung Ostseeküste, Schleswig-Holstein

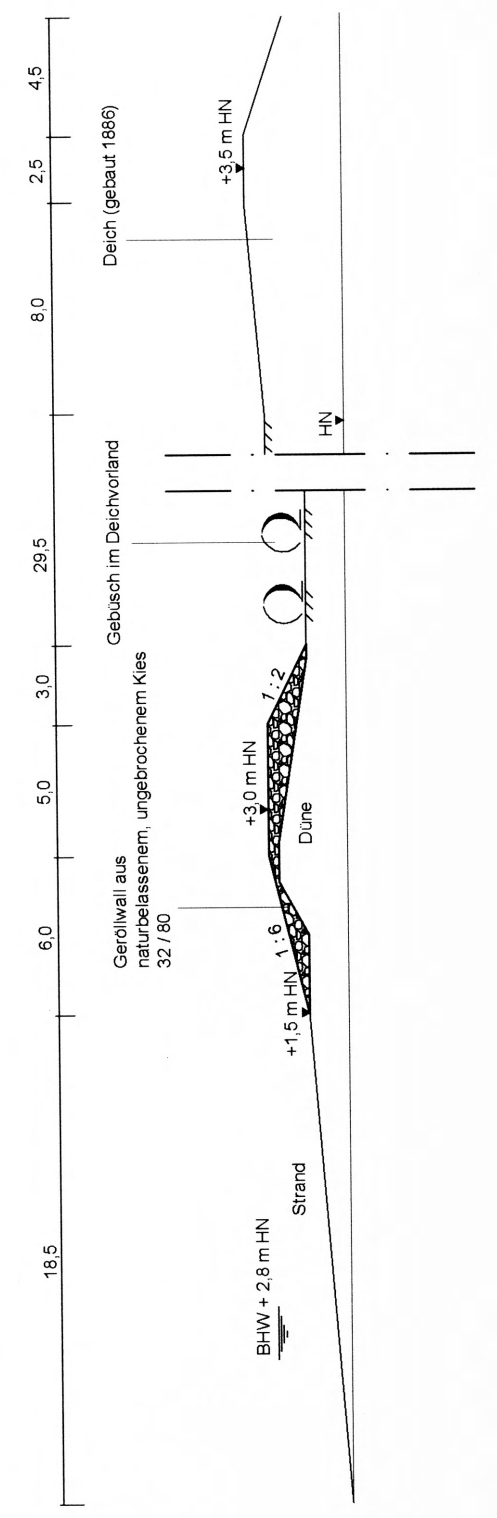




Beispiel 20: Deich mit vorgelagertem Strandwall an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins

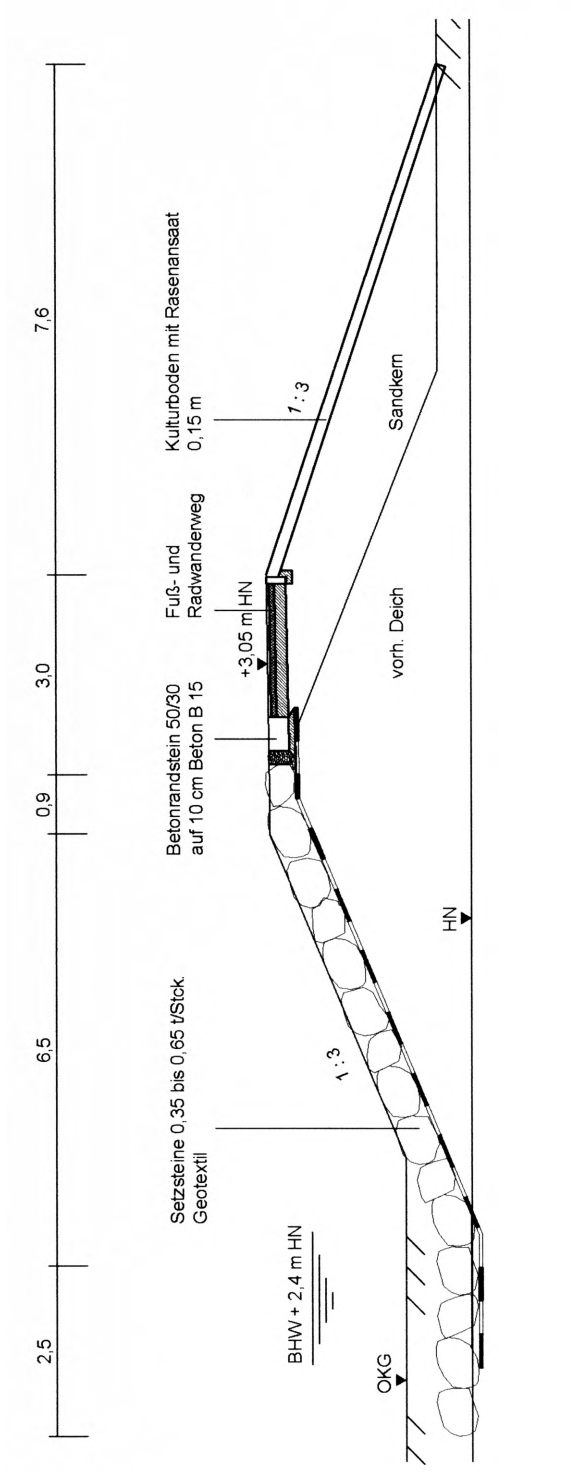
Beispiel 21: **Deich Börgerende mit vorgelagertem Geröllwall**

Objekt:	Landesschutzdeich
Träger der Deicherhaltung:	Land Mecklenburg-Vorpommern, StAUN Rostock
Baujahr:	Deich: 1886 Geröllwall: 1998
Lage:	Mecklenburger Bucht, schmaler Kiesstrand, sehr niedriges, schmales Deichvorland mit Buschbewuchs
Beanspruchung:	Bei schweren Sturmfluten, schwerer Seegang
Wasserstände:	BHW: + 2,80 m HN
Baugrund:	Geschiebemergel mit geringer Überdeckung mit sandigem und organogenem Material
Bauweise:	
Altdeich:	
Material:	Boden aus Vorlandbereich
Außenböschung:	Neigung 1 : 6
Krone:	Neigung 1 : 15, Breite 3,0 m, OK ca.+ 3,20 m HN
Innenböschung:	Neigung 1 : 2
Deichverteidigungsweg:	Öffentliche Straße mit Asphaltdecke, OK: 2,0 m HN, Breite: 3,5 m
Vorland:	Breite: 25,0 m, OK +1,5 m HN
Geröllwall:	
Material:	Geröll 30–80 mm
Außenböschung:	Neigung 1 : 6
Krone:	Breite: 5,0 m
Innenböschung:	Neigung 1 : 2
Beurteilung:	Der über 100 Jahre alte Deich selbst ist wegen seiner Dimensionierung (Kronenhöhe nur 0,4 m über BHW) und seines Aufbaues (keine definierte bindige Abdeckschicht) nicht in der Lage, Seegangsbelastung aufzunehmen. Zur Seegangsdämpfung wurde statt der bei Sturmfluten nahezu völlig abgebrochenen Düne ein Geröllwall angelegt. Auch bei Eintritt des BHW wird die erforderliche Seegangsreduzierung erwartet, da im Gegensatz zu Sandkörpern, die bei Belastung in Richtung See umgelagert werden, ausreichend dimensionierte Geröllwälle zur Landseite hin höher aufgeworfen werden. Eine Belastung mit einem Wasserstand ca. 1 m unter dem BHW hat nur zu begrenzten Umlagerungen geführt, die die Funktionstüchtigkeit nicht beeinträchtigen.


4,5
2,5
8,0
29,5
3,0
5,0
6,0
18,5
Deich (gebaut 1886)
+3,5 m HN
HN
Gebüsch im Deichvorland
Geröllwall aus
naturbelassenem, ungebrochenem Kies
32 / 80
1 : 2
+3,0 m HN
Düne
1 : 6
+1,5 m HN
Strand
BHW + 2,8 m HN

Beispiel 22: **Deichdeckwerk Thiessow**

Objekt:	Landesschutzdeich
Träger der Deicherhaltung:	Land Mecklenburg-Vorpommern, StAUN Stralsund
Baujahr:	1997
Lage:	Greifswalder Bodden, Südost-Rügen
Beanspruchung:	Mittelschwerer Seegang bei normalen und Hochwasserständen, Strömung und leichter Seegang infolge Diffraktion bei schweren Sturmfluten, Eisgang
Wasserstände:	BHW: + 2,40 m HN
Baugrund:	Dünen- und Seesand
Bauweise:	
Deich:	
Material:	Bindiger/rolliger Erdstoff
Außenböschung:	Neigung 1 : 3, einlagiges, unverklammertes Natursteindeckwerk auf Geotextil, im Fußbereich bei Scharlage zweilagig
Krone:	Neigung 3 %, Breite 3,5 m, Kronenhöhe + 3,05 m HN, asphaltierter Unterhaltungs- und Radweg, Deckwerksanschluss mit flachliegendem Betonrandstein und Mastix verklammertem Schotter und Zwicksteinen
Innenböschung:	Neigung 1 : 3
Deichverteidigungsweg:	Krone
Vorland:	Schmaler Strand stabilisiert durch freistehende Wellenbrecher, teilweise völlige Scharlage, steile Schorreneigung
Beurteilung:	Konstruktion hat sich sowohl bei den permanenten Belastungen als auch bei Sturmfluten bewährt.


7,6
3,0
0,9
6,5
2,5
Kulturboden mit Rasenansaat
0,15 m
1 : 3
Sandkern
Fuß- und
Radwanderweg
+3,05 m HN
vorh. Deich
Betonrandstein 50/30
auf 10 cm Beton B 15
HN
1 : 3
Setzsteine 0,35 bis 0,65 t/Stck.
Geotextil
BHW + 2,4 m HN
OKG

7. Schriftenverzeichnis zu Empfehlungen G

Allgemein:

Brößkamp, K.: Seedeichbau in Theorie und Praxis. Vereinigung der Nassbaggerunternehmungen e.V., Hamburg 1976.

DGGT: Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. – EBGEO, Verlag Ernst & Sohn Berlin, 1997.

EAK 1993: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Die Küste, H. 55, 1993.

Lüders, K. u. Luck, G.: Kleines Küstenlexikon. Verlagsbuchhandlung Aug. Lax, Hildesheim,1976.

Saggau, W.; Stadelmann, R.: Ein Deich wird gebaut – Vordeichung Nordstrander Bucht. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft, 1988.

Ergänzende Literatur

Erchinger, H. F.: Wellenauflauf an Seedeichen – Naturmessungen an der ostfriesischen Küste – Mitt. d. Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 41, 1974.

Erchinger, H. F.: Küsteningenieurwesen, Abschn. 16 im Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Hrsg. H. Bretschneider et al, Verlag Paul Parey, Hamburg u. Berlin, 7. Aufl., 1993.

Erchinger, H. F.: Intaktes Deichvorland für Küstenschutz unverzichtbar. Wasser und Boden, 47. Jahrgang, H. 2, 1995 (a).

Erchinger, H. F.: Zunehmende Bedrohung der Küste durch Sturmfluten. Wasser und Boden, H. 12, 1995 (b).

Erchinger, H. F. u. Thorenz, F.: Deichvorland und Sommerdeiche als aktiver Küstenschutz. In 1000 Jahre Leben mit dem Wasser in Niedersachsen, Hrsg. Kramer, J.; Erchinger, H. F. u. Schwark, G., S. 254-259, Verlag Rautenberg, Leer, 1999.

FGSV: Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Köln, 1994.

Jaecklin, F. P. u. Floss, R.: Methode zur Bemessung von Geotextilien im Straßenbau auf besonders weichem Untergrund. K-Geo Hamburg, 1988.

Janssen, Th. u. Ehmen,J.: Der neue Seedeich – hoch, breit und stark in: Das Bollwerk des Norderlandes, S. 123-160. Hrsg. Deichacht Norden, Norden 1989.

Kniess, H.-G.: Bemessung von Schüttsteindeckwerken im Verkehrswasserbau, Mitt. Bl. d. BAW Nr. 42, 1977.

Kramer, J.; Rohde, H.: Historischer Küstenschutz, Hrsg. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft, Konrad Wittwer GmbH, Stuttgart, 1992.

Stadelmann, R.: Meer – Deiche – Land, Küstenschutz und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste, Karl Wachholtz Verlag Neumünster, 1981.

Zu Abschnitt 2 (ergänzende Literatur)

Bezirksregierung Weser-Ems: Generalplan Küstenschutz für den Regierungsbezirk Weser-Ems. Oldenburg, 1997.

Coldewey, H.-G. u. Erchinger, H. F. : Deichvorland: Seine Entwicklung zwischen Ems und Jade und die Untersuchungen im Forschungsvorhaben „Erosionsfestigkeit von Hellern". Die Küste, H. 54, 1992.

Erchinger, H. F.: Wellenbrecher vor dem Deich – Aktiver Küstenschutz fördert die natürlichen Abwehrkräfte des Deichvorlandes in: Das Bollwerk des Norderlandes, S. 169 – 180, Hrsg. Deichacht Norden, Norden, 1989.

Erchinger, H. F.: Anfall und Entsorgung von Treibsel an der niedersächsischen Nordseeküste. Wasser und Abfall H. 1/2, 2001.

Erchinger, H. F.; Coldewey, H.-G. u. Meyer, C.: Interdisziplinäre Erforschung des Deichvorlandes im Forschungsvorhaben „Erosionsfestigkeit von Hellern". Die Küste, H. 58, 1996.

Kramer, J.: Küsten- und Inselschutz. 1000 Jahre Leben mit dem Wasser in Niedersachsen, Hrsg. Kramer, J.; Erchinger, H. F. u. Schwark, G.. Verlag Rautenberg, Leer, 1999.

MLR : Generalplan Küstenschutz Schleswig-Holstein, Ministerium für ländliche Räume, Landesplanung, Landwirtschaft und Tourismus, 2001.

Nieders. Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen, Hannover, 1973.

Peters, K.-H.: Deichbau und Deichpflege für den Küstenschutz in Niedersachsen. Wasser und Abfall, H. 9, 1999.

Thorenz, F.: Küstenschutz auf den ostfriesischen Inseln: Aufgaben und Strategien. Wasser und Abfall, H. 10, 2001.

Zu Abschnitt 3

Alai-Omid, M. H.: Bodenphysikalische Eigenschaften der glazialen Beckensedimente Schl.-Holsteins. Analyse ihrer Beziehungen und Entwicklung einer Vorhersagegleichung für ihre Kompressibilität. Diss. CAU Kiel, 142 S., 1976.

Bartels-Langweige, J.: Befahrbarkeit bindiger Böden mit Raupenfahrzeugen, TIS 2/88, S. 53–57 + 72, 1988

Brandt, G. u. Richter, C.: Geophysikalische Untersuchung der Beschaffenheit der Deichanlagen und der geohydraulischen Eigenschaften des Untergrundes. – Brandenburgische Geowissenschaftliche Beiträge, Bd.5, 1998 (1), S. 43–49, Kleinmachnow, 1998.

EAK 1993: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzbauwerken. – Die Küste, H. 55, 1993.

Jörs, O. von: Erfahrungen bei der Ermittlung von c_u-Werten mit der Hilfe von Drucksondierungen in bindigen Böden. Geotechnik 21, S. 26–27, 1998.

Kiekbusch, M.: Beziehung zwischen Konsistenzzahl und undränierter Scherfestigkeit. – Bautechnik 76, H. 9, S. 775–784, 1999.

Langer, M.: Mineralogische und rheologische Untersuchungem an tonigem Deichbaumaterial. Z. der Deutschen Geologischen Gesellschaft, Bd. 115, S. 551–565, 1963.

Lunne, R.; Robertson, P. K. u. Powell J. J. M.: Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. E & FN SPON, London, 1997.

Mardinli, M. A. u. Walger, E.: Beziehungen zwischen Kompressibilität und bodenphysikalischen Parametern von Marschsedimenten Schleswig-Holsteins. Meyniana Bd. 28, S. 45 – 67, Kiel, 1976.

Richwien,W. u. Weißmann, R : Zur Standsicherheit von Deichbinnenböschungen bei Wellenüberlauf. Teil I – IX, Essen 1995 (unveröffentlicht), 1995.

Schuppener, B.: Erfahrungen mit bodenmechanischen Laborversuchen am Klei. – Mitt.- Bl. d.. BAW, Nr. 60, S. 93–113, 1987.

Schuppener, B. u. Kiekbusch, M.: Plädoyer für die Abschaffung und den Ersatz der Konsistenzzahl. – Geotechnik, Bd. 11, S. 186–192, 1988.

Soos, P. von: Eigenschaftten von Boden und Fels, ihre Ermittlung im Labor. Grundbautaschenbuch, 6. Aufl., Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 2001.

Striegler, W.: Bodenmechanische Grenzwerte zur Verdichtung natürlicher Erddichtungsstoffe im Wasserbau. WWT 18. Jg. Hz., S. 52–55, 1968.

Temmler, H.: Erläuterungen zur ing.-geologischen Planungskarte Glückstadt-Süd mit besonderer Berücksichtigung der geotechnischen Kennwerte von Marschablagerungen, 61 S.; Hrsg. Geol. Landesamt Schleswig-Holstein, Kiel, 1973.

Temmler, H.; Zeddel, A. u. Siem, H.-K.: Zur Verwendung von Baggergut für Deichbauzwecke. – LANU-Gutachten Nr. 99/2, 42 S., 43 Anlagen, Flintbek (unveröffentlicht), 1999.

Temmler, H. u. Filipinski, M.: Zur Stabilität von Landesschutzdeichen bei Wellenüberlauf an der Westküste und Elbe in Schleswig-Holstein. LANU-Gutachten Nr. 95/25, 76 S., 59 Anlagen, Flintbek (unveröffentlicht), 1997.

Temmler, H.: Zur Stabilität von Landesschutzdeichen bei Wellenüberlauf an der Westküste und Elbe in Schleswig-Holstein. Teilbericht III: Zur Aufweichung der bindigen Deichabdeckung durch Niederschläge und Sturmfluten. LANU-Gutachten Nr. 95/25-3, 13 S., 14 Anlagen, Flintbek (unveröffentlicht), 1999.

Zeiler, M., Schulz-Ohlberg, J. u. Figge, K.: Materialinventur an der deutschen Nordseeküste. – Die KÜSTE, H. 62, S. 53–86, 2000,

Ergänzende Literatur

KADO, H.; REUTER, R. u. BACHMANN, G.: Die ingenieurgeologischen Eigenschaften der wichtigsten Lockergesteine der DDR unter Berücksichtigung ihrer Genese und physikalischen Kennzahlen. Abhandlung des Zentralen Geologischen Instituts, Heft 2, 134 S., Berlin, 1966.

MUIJS, J. A. u. KRUSE, R. A. M.: Erosion und Permeability of Material for Clay Liners on Dikes. Proc. 6 th. Int. IAEG Congress, Vol. 2. p. 1213–1219, Balkema, Rotterdam, 1990.

RAGUTZKI, G.: Beurteilung von Kleiabdeckungen ostfriesischer Seedeiche auf der Grundlage bodenphysikalischer Kennwerte. Forschungsstelle Norderney, Jahresbericht, Bd. 19, S. 121–145, 1967.

RECHTERN, J.: Konstruktion und Bemessung von Hochwasserschutzdeichen. Brandenburgische Geowissenschaftliche Beiträge. Bd. 5, S. 31–36, Landesamt für Geowissenschaft und Rohstoffe Brandenburg, Kleinmachnow, 1998

RICHWIEN, W. u. WEHNER, T.: Bodenmechanische Kennwerte gespülter Seedeiche im norddeutschen Küstenraum. TIS 10/88, S. 544–549, 1988.

RICHWIEN, W.: Kritische Beanspruchung von Deichböden – Versagensformen und Nachweiskonzepte. Ber. HTG-Congress 1995, S. 301–308, 1995.

RICHWIEN,W. u. WEIßMANN, R.: Belastung der Binnenböschung von Seedeichen durch Wellenüberlauf. Teil I – III, Essen (unveröffentlicht), 2001.

RIZKALLAH, V. u. BLÜMEL, W.: Geotechnische Aspekte bei der Deponierung von Hafenschlick. – HANSA Schiffahrt – Schiffbau – Hafen – 132. Jahrgang Nr. 10, S. 123–129, 1995.

Zu Abschnitt 4.1

BAW: Bundesanstalt für Wasserbau, Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG), 1993.

BAW: Bundesanstalt für Wasserbau, Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK), 1989.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe: Erd- und Grundbau: Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, 1988.

EBGEO: Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT) Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1997.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe: Erd- und Grundbau: Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, 1994.

KEMPFERT, H. G. u. WALLIS, P.: Geokunststoffummantelte Sandsäulen – ein neues Gründungsverfahren im Verkehrswegebau – 5. Informationsveranstaltung über „Kunststoffe in der Geotechnik", München, 1997.

RAITHEL, M. u. KEMPFERT, H.-G.: Geokunststoffummantelte Bodensäulen, HANSA-Schiffahrt-Schiffbau-Häfen, 137. Jahrgang Nr. 10, 2000.

TEMMLER, H. Deichbau mit Geokunststoffen auf Hafenschlick an der Unterelbe, 4 Informationsveranstaltungen über „Kunststoffe in der Geotechnik". Geotechnik Sonderheft, S. 56–64, 1995.

Zu Abschnitt 4.2

BRAY, R. N.; BATES, A. D.; LAND, J. M.: Dredging. A Handbook for Engineers. Second Edition. Arnold, London, Sydney, Auckland, 1997.

BRÖßKAMP, K. H. et al.: Seedeichbau. Theorie und Praxis. Vereinigung der Nassbaggerunternehmungen e.V. Hamburg, 1979.

CUR: Report 152: Artificial Sand Fills in Water. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1992.

EAU 1996: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. Ernst & Sohn, Berlin, 1997.

KRAMER, J.: Kein Deich, kein Land, kein Leben. Geschichte des Küstenschutzes an der Nordsee. Gerhard Rautenberg, Leer, 1989.

KÜHN, G.: Der maschinelle Wasserbau. B. G. Teubner, Stuttgart, 1997.

Pilarczyk, K.W. et al.: Dikes and Revetments. Design, Maintenance and Safety Assessment. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1998.

Smoltczyk, U. et al.: Grundbautaschenbuch. Teil 2. Ernst & Sohn, Berlin, 1991.

Welte, A.: Nassbaggertechnik. Ein Sondergebiet des Baubetriebes. Universität Fridericiana zu Karlsruhe, Institut für Maschinenwesen im Baubetrieb, Vorlesungen, Reihe V/ H. 20, 2000.

Zu Abschnitt 4.3.4

Bundessortenamt: Beschreibende Sortenliste für Rasengräser. Verlag Alfred Strothe, Bezug durch Verlagsgruppe Deutscher Fachverlag, Buchverlage Mainzer Landstraße 251, Frankfurt a. M., Neueste Ausgabe.

Fachnormausschuss Wasserwesen (FNW) im Deuschen Normenausschuss (DNA), DIN 19 657, Sicherung von Gewässern, Deichen und Küstendünen, Richtlinen, Beuth-Vertrieb GmbH, 1973

Forschungsgesellschaft Landschaftsentwicklung Landschaftsbau e.V.: Regel-Saatgut-Mischungen Rasen RSM. Colmantstraße 32, 53115 Bonn, neueste Ausgabe

Hiller, H.: Rasen im Landschaftsbau. Habilitationsschrift, Fachbereich 14 – Landschaftsentwicklung –, Technische Universität Berlin, D 83, 1976a.

Hiller, H. in: Erchinger, H. F. 1976: Kapitel „Grasnarbe" in Seedeichbau Theorie und Praxis herausgegeben von der Vereinigung der Nassbaggerunternehmungen e. V. Eigenverlag, Hamburg, 1976b.

Hiller, H.: Schriftliche Anmerkungen mit eigenen Empfehlungen zur Begrünung von Deichen an der Deutschen Nordseeküste von 1994/1995, 2000.

Jittler, M.: Struktur- und Standortanalysen der Vegetation von Landesschutzdeichen im Elbeästuar: eine Analyse vor dem Hintergrund der Deichsicherheit. Verlag Dr. Kovac in Hamburg, 2001.

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., DIN 18 917, Rasen und Saatarbeiten, Beuth-Vertrieb GmbH, 1990.

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., DIN 18 919, Entwicklungs- und Unterhaltungspflege von Grünflächen, Beuth-Vertrieb GmbH, 1990.

Neugebohrn, L. u. Wenck, H.: Gutachten über die Begrünung Hamburgischer Hochwasserschutzanlagen unter Berücksichtigung unterschiedlicher Unterhaltungsmaßnahmen. Institut für Angewandte Botanik der Universität Hamburg. Im Auftrag der Freien und Hansestadt Hamburg, Baubehörde, Amt für Wasserwirtschaft und Stadtentwässerung, Hauptabteilung Wasserwirtschaft, 1990.

Oberdorfer, E.: Pflanzensoziologische Exkursionsflora. – Ulmer Verlag, Stuttgart, 1994.

Ergänzende Literatur

Becker, A.: Die Deichschafhaltung an der Oldenburger Nordseeküste. Zeitschrift für Kulturtechnik und Flurbereinigung, 10. Jahrgang, Heft 2, Verlag Paul Parey, Berlin und Hamburg, 1969.

Ehlers, M.: Gutachten zur Sicherung von Hochwasserschutzanlagen durch Begrünung der Deiche im Gebiet der Freien und Hansestadt Hamburg. Büro für Landschaftsplanungen. Erstellt im Auftrage der Freien und Hansestadt Hamburg, Baubehörde, Amt für Ingenieurwesen I – Hauptabteilung Wasserwirtschaft, 1964.

Ellenberg, H. F.: Vegetation Mitteleuropas mit den Alpen. –Ulmer Verlag, Stuttgart, 1996.

Erchinger, H. F.: Kapitel „Grasnarbe" in Seedeichbau Theorie und Praxis herausgegeben von der Vereinigung der Nassbaggerunternehmungen e. V. Eigenverlag, Hamburg, 1976.

Freie und Hansestadt Hamburg, Baubehörde; Amt für Wasserwirtschaft : Empfehlungen zur Begrünung von Deich-, Vorland- und Deckwerksflächen sowie Kennzeichnung und Kontrolle des eingesetzten Saatgutes, 1999.

Freie und Hansestadt Hamburg, Baubehörde; Amt für Wasserwirtschaft: Empfehlungen für den Kleieinbau und die Kleiverdichtung, 1988.

Freie und Hansestadt Hamburg, Umweltbehörde; Geologisches Landesamt: Geologische Karte von Hamburg 1 : 25.000, Erläuterungen, 1995.

HILLER, H.: Problematik der Deichsicherungen durch biologische Maßnahmen. Z. für Kulturtechnik und Flurbereinigung, 10, 1969.

HILLER, H.: Über das Schutzvermögen der Grasnarbe auf einigen Seedeichen in Ostfriesland. Z. für Kulturtechnik und Flurbereinigung, 14, 1973.

HILLER, H.: Grasnarbe auf Flussdeichen. Z. für Kulturtechnik und Flurbereinigung, 15, 1974.

KLAPP, E. u. OPITZ VON BOBERFELD, W: Taschenbuch der Gräser: Erkennung und Bestimmung, Standort und Vergesellschaftung, Bewertung und Verwendung. – 12. überarbeitete Auflage. – Verlag Paul Parey, Berlin und Hamburg (282 Seiten), 1990.

WOHLENBERG, E: Der Deichbruch des Ülveshüller Kooges in der Februar-Sturmflut 1962. – Z. Die Küste, H. 11, 1963.

WOHLENBERG, E: Deichbau und Deichpflege auf biologischer Grundlage. – In: BUCHWALD/ENGELHARDT: Handbuch für Landschaftspflege und Naturschutz, Bd. 4: Planung und Ausführung. – BLV Verlagsgesellschaft München, Basel, Wien, 1969.

Zu Abschnitt 4.3.5

BAW: Vorab-Stellungnahme zur Eignung von Bitumensand als Filterlage in Uferschutzwerken. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1976.

Bitumarin BV: Fixtone®, a Permeable Asphaltic Mixture. Prospekt, Zaltbommel, Niederlande, 1990.

CUR: Toepassing van asfalt bij binnenwateren (Verlegen von Asphalt an Binnenwasserstraßen). Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving CUR, VBW-ASFALT und Benelux, Bitumen No. 179, S. 17, 1995.

DGGT: Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltbauweisen im Wasserbau (EAAW 83/96). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, Essen, 4.Ausgabe 1983, 2. Auflage 1996 (die EAAW befindet sich z. Zt. In einer grundlegenden Neubearbeitung, Fertigstellung voraussichtlich 2003 oder später).

JUNGHÄNEL, A.: Aufbereitung von Asphalt - Fragen zur Verfahrens- und Maschinentechnik. asphalt, Baden-Baden, 93, S. 26-27, 1995.

ROOS, H., u. TUKKER, H. G.: Bitumineuze bescherming van zinkers. Vereniging voor Bitumineuze Werken V.B.W., Breukelen, Niederlande, ASFALT 9, S. 100-106, 1982.

SCHÖNIAN, E.: The Shell Bitumen Hydraulic Engineering Handbook. Shell International Petroleum Company Ltd., London, Buch S. 456 und CD, 1999.

TAW: The Use of Asphalt in Hydraulic Engineering. Technical Advisory Committee on Waterdefences; Rijkswaterstaat Communifications No. 37, Den Haag, Niederlande, 1985.

TAW: Open steenasfalt. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen, Delft, und Bepalingen 52 .16.09 - niederländischer Standard 1987.

Zu Abschnitt 4.3.6

Siehe Schriftenverzeichnis zu Empfehlungen C 2002, Abschnitt 5, Beton

Zu Abschnitt 4.3.7

BAW: Bundesanstalt für Wasserbau Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG); 1993.

HANSEN, U. A.: Wasserbausteine im Deckwerksbau, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co. Heide, 1985.

TLG 1993: Technische Lieferbedingungen für geotextile Filter, 1993.

TLW 1987: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine, 1987.

Kapitel 5.2.2 (ergänzende Literatur)

DGGT: Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen. EBGEO, Verlag Ernst & Sohn Berlin, 1997.

FGSV: Merkblatt für die Anwendung von Geotextilien und Geogittern im Erdbau des Straßenbaus, Köln, 1994.

JAECKLIN, F.P. u. FLOSS, R.: Methode zur Bemessung von Geotextilien im Straßenbau auf besonders weichem Untergrund. K-Geo 1, Hamburg, S.69-76, Dtsch. Ges. Erd- und Grundbau, Essen, 1988.

Empfehlungen H 2002

Empfehlungen für Verlegung und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen

Inhalt

1. Vorbemerkungen ... 552

2. Allgemeine Bestimmungen ... 552
2.1 Begriffsbestimmungen ... 553
2.1.1 Hochwasserschutzanlage ... 553
2.1.2 Leitung ... 553
2.2 Deichrechtliche Genehmigung ... 553
2.2.1 Allgemeines ... 553
2.2.2 Unterlagen für den Genehmigungsantrag ... 553
2.2.3 Allgemeine Auflagen und Bedingungen ... 553
2.3 Bauausführung ... 554
2.3.1 Bauzeit ... 554
2.3.2 Bedingungen ... 554
2.4 Bauabnahme und Inbetriebnahme ... 555
2.4.1 Prüfungen ... 555
2.4.2 Bestandspläne ... 555
2.5 Gewährleistung ... 555
2.6 Betriebsüberwachung ... 556
2.7 Außerbetriebsetzung ... 556

3. Technische Bestimmungen ... 556
3.1 Linienführung von Leitungen in Hochwasserschutzanlagen ... 556
3.1.1 Linienführung im Grundriss ... 556
3.1.2 Linienführung im Querschnitt ... 557
3.2 Sicherheitsanforderungen und Bemessung ... 557
3.3 Bauliche Grundsätze und konstruktive Gestaltung ... 558
3.3.1 Allgemeines ... 558
3.3.2 Einbau von Schutzrohren und Sammelkanälen ... 558
3.3.3 Dichtungen zwischen Transport- und Schutzrohr ... 558
3.3.4 Schächte ... 559
3.3.5 Absperrorgane ... 559
3.4 Werkstoffe ... 559

Anlage 1
Besondere technische Anforderungen bei Anwendung des „Horizontal-Spül-Bohr-Verfahrens“ ... 559

1. Vorbemerkungen

Nicht nur die Februarsturmflut 1962 sondern auch der Umgang mit der ständig zunehmenden Anzahl von Leitungen in Hochwasserschutzanlagen hat gezeigt, dass von diesen Kreuzungsanlagen vielfach Schäden und Mehraufwendungen in der Unterhaltung dieser Schutzanlagen auftreten.

Aus der Forderung, derartige Gefahren und Beeinträchtigungen zu vermindern, wurde die „Empfehlung für Richtlinien für Verlegung und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen" vom Küstenausschuss Nord- und Ostsee im Jahre 1970 herausgegeben (Die Küste, H. 20, 1970, S. 62 ff.). Auch wenn diese Empfehlung nicht in allen Küstenländern eingeführt wurde, bewährte sie sich doch als technisches Regelwerk für Leitungskreuzungen in Hochwasserschutzanlagen.

Aufgrund der seit 1970 gesammelten Erfahrungen und inzwischen eingeführter neuer Bauverfahren hat der Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) die Überarbeitung der Empfehlungen von 1970 für notwendig erachtet und dafür die im Vorwort dieser EAK 2002 genannte Arbeitsgruppe aus Fachleuten der Fachverwaltungen der Küstenländer berufen.

Diese überarbeiteten Empfehlungen sollen die Sicherheitsanforderungen an derartige Kreuzungsanlagen klar zum Ausdruck bringen und sowohl den Antragstellern als auch den Genehmigungsbehörden, aber auch den Planern, Baufirmen und Betreibern für den Umgang mit Leitungen in Hochwasserschutzanlagen klare Handlungsempfehlungen geben. In ihrer textlichen Fassung enthalten sie daher im Allgemeinen klar bestimmende Anforderungen. Auf dem Sprechtag der HTG und DGGT im November 1999 wurden diese 1997 fertiggestellten Empfehlungen der Fachwelt vorgestellt und im Tagungsband abgedruckt. Auch die Fachverwaltungen der fünf Küstenländer erhielten sie für ihre Arbeit. Sie werden hiermit in der EAK 2002 als „Empfehlungen H 2002" veröffentlicht.

2. Allgemeine Bestimmungen

Leitungen in Hochwasserschutzanlagen können nur aus unabdingbaren versorgungstechnischen Gründen zugelassen werden; wirtschaftliche Gesichtspunkte allein rechtfertigen nicht die Verlegung von Leitungen in Hochwasserschutzanlagen.

Die Empfehlungen sind zu beachten, wenn im Bereich einer Hochwasserschutzanlage der 1. Deichlinie (Hauptdeiche, Landesschutzdeiche u. dgl.) Leitungen zu verlegen, zu betreiben, zu unterhalten, zu erneuern, zu verändern oder zu beseitigen sind.

In Planfeststellungsverfahren und bei deichrechtlichen Genehmigungen sind diese Empfehlungen nach Maßgabe der geltenden Rechtsvorschriften und Rechtsgrundsätze zu berücksichtigen.

Bei Hochwasserschutzanlagen, die nicht 1. Deichlinie sind, können geringere, als in diesen Empfehlungen enthaltene, Anforderungen gestellt werden.

2.1 Begriffsbestimmungen

2.1.1 Hochwasserschutzanlage

Der Begriff „Hochwasserschutzanlage“ mit „ihren Bestandteilen und ihrem Zubehör“ richtet sich nach dem jeweiligen Landesrecht. Im Allgemeinen umfasst er Deiche, Hochwasserschutzwände, Schutzdünen sowie andere Bauwerke mit vergleichbarer Funktion.

2.1.2 Leitung

Unter dem Begriff „Leitung“ werden hier Rohrleitungen für feste, flüssige und gasförmige Stoffe sowie Kabel einschl. der Schutzrohre und aller zugehörigen Teile und Anlagen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen verstanden.

2.2 Deichrechtliche Genehmigung

2.2.1 Allgemeines

Für jede im Bereich einer Hochwasserschutzanlage zu verlegende, zu erneuernde, zu verändernde oder zu beseitigende Leitung ist eine deichrechtliche Genehmigung erforderlich. Sie beinhaltet die bauliche Gestaltung, die Bauausführung und die Betriebsweise mit allen kennzeichnenden Daten.

Die Genehmigung wird gemäß den landesgesetzlichen Bestimmungen von den jeweils zuständigen Behörden erteilt.

2.2.2 Unterlagen für den Genehmigungsantrag

Dem Antrag sind beizufügen:

a) Erläuterungsbericht mit Angaben zu Bauzeit und -ablauf, Bauverfahren sowie Angaben zur Betriebsweise und -dauer,
b) Übersichtsplan,
c) Lageplan der Leitung im Bereich der Hochwasserschutzanlage,
d) Ausführungszeichnungen mit Höhenangaben – auf NN bezogen –, aus denen alle technischen Einzelheiten (vgl. Abschn. 3) und der Querschnitt der Hochwasserschutzanlage hervorgehen,
e) statische Berechnungen und Angaben zum Baugrund,
f) Benennung des verantwortlichen Bauleiters und
g) weitere Unterlagen auf Anforderung der Genehmigungsbehörde.

2.2.3 Allgemeine Auflagen und Bedingungen

Mit den Bauarbeiten im Bereich der Hochwasserschutzanlagen darf erst begonnen werden, wenn die Genehmigungen unanfechtbar oder für sofort vollziehbar erklärt worden sind. Für die Erfüllung der geforderten Auflagen kann von der Genehmigungsbehörde die Leis-

tung einer Sicherheit nach den Vorschriften des BGB verlangt werden. Die Sicherheitsleistung wird nach Abnahme der Bauarbeiten bzw. nach Ende der Gewährleistungsfrist auf Antrag des Genehmigungsinhabers freigegeben.

Außer den in der Genehmigung enthaltenen Auflagen und Bedingungen sind beim Bau von Leitungen im Bereich einer Hochwasserschutzanlage besonders auch die in den Bauordnungen der Länder und anderen Rechtsvorschriften enthaltenen allgemeinen Anforderungen zu beachten.

Die privatrechtlichen Verhältnisse bleiben durch die Genehmigungen unberührt.

Sämtliche beim Bau von Leitungen verwendeten Hilfseinrichtungen, wie Baugrubenumschließungen (Spundwände), Schalungselemente, Anlagen zur Wasserhaltung usw., dürfen nicht im Bereich der Hochwasserschutzanlage verbleiben, sofern das in den Genehmigungen nicht ausdrücklich gestattet oder verlangt ist.

Von den Genehmigungen darf nicht abgewichen werden; Änderungen bedürfen einer erneuten Genehmigung (siehe Abschn. 2.2.1).

Wenn der Hochwasserschutz es erfordert, müssen Leitungen geändert, außer Betrieb gesetzt und ganz oder teilweise beseitigt werden. Entstehende Kosten gehen zu Lasten des Genehmigungsinhabers.

Die Genehmigungen sollten befristet werden, wenn die Betriebsdauer befristet vorgesehen oder es aus besonderen technischen Gründen erforderlich ist (z. B. sehr hoher Materialverschleiß).

2.3 Bauausführung

2.3.1 Bauzeit

Bauarbeiten im Bereich von Hochwasserschutzanlagen der 1. Deichlinie dürfen nicht vor dem 15. April begonnen werden und müssen grundsätzlich bis zum 31. August desselben Jahres beendet sein. Nur in begründeten Fällen und bei öffentlichem Interesse sind Ausnahmen möglich. Ausnahmen sind mit Bedingungen und Auflagen auf die örtlichen Gegebenheiten abzustellen.

Der Baubeginn muss der in der Genehmigung genannten und mit der Bauüberwachung beauftragten Stelle mindestens 14 Tage vorher schriftlich angezeigt werden.

2.3.2 Bedingungen

Der Genehmigungsinhaber hat vor Baubeginn die Leitungstrasse örtlich abzustecken und von der Bauaufsicht führenden Stelle abnehmen zu lassen. Ferner hat der Genehmigungsinhaber, wenn in der Genehmigung gefordert, einen auf NN bezogenen Höhenbolzen zu setzen. Absteckklinie und Höhenbolzen sind auch während der Bauzeit zu erhalten und gegen Verschiebung zu sichern. Die Linienführung ist vom Genehmigungsinhaber nach Beendigung der Bauarbeiten im Einvernehmen mit der Genehmigungsbehörde dauerhaft zu vermarken.

Der Genehmigungsinhaber hat dafür zu sorgen, dass alle sich auf das Bauvorhaben beziehenden Genehmigungsunterlagen und evtl. Arbeitsanweisungen auf der Baustelle vorhanden sind. Ein Bautagebuch muss geführt werden.

Unabhängig von etwaigen Weisungen der Genehmigungsbehörde hat der Genehmigungsinhaber während der Bauzeit alle Maßnahmen zu treffen, um den Baustellenbereich ge-

gen Hochwasser zu schützen. Ist die Deichsicherheit durch erhöhte Wasserstände während der Bauzeit gefährdet, haben der Genehmigungsinhaber und der Bauausführende zur Deichverteidigung für den Bereich der Baustelle bereitzustehen.

In allen Fragen der Deichsicherheit müssen besonders die Weisungen der Genehmigungsbehörde oder des von ihr mit der Überwachung Beauftragten befolgt werden. Die Genehmigungsbehörde kann nach Maßgabe der geltenden Rechtsvorschriften und Rechtsgrundsätze auch nachträglich zusätzliche Auflagen festsetzen, um Gefahren für die Deichsicherheit zu vermeiden.

2.4 Bauabnahme und Inbetriebnahme

Jede Leitung und die damit zusammenhängenden Bauarbeiten müssen – soweit erforderlich – behördlich und durch andere zuständige Stellen (TÜV u. ä.) abgenommen werden und zwar jeweils zu einem Zeitpunkt, der eine einwandfreie technische Beurteilung ermöglicht. Bei der Abnahme ist die ordnungsgemäße Wiederherstellung des Deiches festzustellen; Mängel sind unverzüglich zu beseitigen.

Grundsätzlich dürfen nur endgültig abgenommene Anlagen in Betrieb genommen werden. Von jeder Abnahme ist eine Niederschrift zu fertigen und vom Genehmigungsinhaber gegenzuzeichnen.

2.4.1 Prüfungen

Zu prüfen sind Festigkeit, Dichtigkeit und Funktion der Produkten- und Schutzrohre sowie der Armaturen. Schweißverbindungen dürfen nur von Kräften mit entsprechendem Befähigungsnachweis ausgeführt werden. Prüfprotokolle sind der Genehmigungsbehörde unverzüglich vorzulegen.

2.4.2 Bestandspläne

Der Genehmigungsbehörde sind vom Genehmigungsinhaber Bestandspläne zu übergeben.

Die Bestandspläne müssen u. a. enthalten:

- Angabe der Deichstationierung und
- Beschreibung der Kreuzungsstelle der Leitung, möglichst mit Angabe der entsprechenden Gauß-Krüger-Koordinaten.

Zur Schlussabnahme sind die Bestandspläne vorzulegen.

2.5 Gewährleistung

Mängel und Schäden an der genehmigten Anlage und Schäden an der Hochwasserschutzanlage, die auf das Vorhandensein der Leitungskreuzung zurückzuführen sind, hat der Genehmigungsinhaber unverzüglich der Genehmigungsbehörde anzuzeigen, abzusichern und nach Weisung dieser Behörde zu beseitigen. Die Gewährleistung für die Sicherheit der Anlage gilt bis zum Widerruf der Genehmigung bzw. bis zur Beseitigung der Anlage.

2.6 Betriebsüberwachung

Der Genehmigungsinhaber hat seine Anlagen stets im genehmigten Zustand zu erhalten. Die Funktionsfähigkeit ist auf Anforderung jederzeit nachzuweisen.

Der Genehmigungsinhaber muss bei der Abnahme angeben, wer für den Betrieb der Anlage unmittelbar verantwortlich ist und wie und durch wen die Leitung kurzfristig abgesperrt bzw. spannungsfrei gemacht werden kann; Veränderungen sind umgehend mitzuteilen.

Bei Leitungen mit kathodischem Korrosionsschutz ist eine jährliche Funktionsprüfung vorzunehmen. Für die Funktionsfähigkeit beweglicher Einbauteile können ggf. kürzere Überwachungsintervalle erforderlich sein.

2.7 Außerbetriebsetzung

Der Genehmigungsinhaber hat die endgültige oder zeitweise Stilllegung einer Leitung der Genehmigungsbehörde mindestens einen Monat vor der beabsichtigten Stilllegung mitzuteilen.

Wird die Genehmigung widerrufen, kann die Genehmigungsbehörde unter Auflagen fordern, dass die Leitung innerhalb einer angemessenen Frist vollständig oder teilweise beseitigt und/oder ein auf Dauer ordnungsgemäßer Zustand der Hochwasserschutzanlage hergestellt wird.

3. Technische Bestimmungen

3.1 Linienführung von Leitungen in Hochwasserschutzanlagen

3.1.1 Linienführung im Grundriss

Leitungen dürfen innerhalb der Grenzen von Hochwasserschutzanlagen grundsätzlich nicht parallel zu diesen verlegt werden. Ist ein Kreuzen der Hochwasserschutzanlage unvermeidbar, müssen die Leitungen möglichst rechtwinklig zu deren Achse liegen. Soweit möglich sind Leitungen in einer gemeinsamen Kreuzungstrasse zu verlegen.

Leitungsnetze vor und hinter der Hochwasserschutzanlage sind voneinander getrennt anzuordnen und nur dort zu verbinden, wo es unbedingt notwendig ist. Das Zusammenlegen verschiedenartiger Leitungen (Sammelkanäle) kann verlangt werden (siehe Abschn. 3.3.2).

Innerhalb eines Erdkörpers (Deiche, Dünen) ist der Abstand der Leitungen voneinander unter Berücksichtigung der Genauigkeit der Verlegetechnik und der Lage vorh. Leitungen festzulegen. Folgende lichte Mindestabstände sind bei Leitungen untereinander einzuhalten:

0,2 m bei Kabelleitungen bis 100 mm Durchmesser,
1,0 m bei Leitungen mit einem Durchmesser bis 300 mm,
2,0 m bei Leitungen mit einem Durchmesser über 300 mm.

Diese Abstände gelten nicht für Leitungen in Sammelkanälen.

15,0 m sind als Mindestabstand der Leitungen zu Anlagen in der Hochwasserschutzanlage (Siele, Schöpfwerke u. ä.) einzuhalten.

An besonders gefährdeten Abschnitten von Hochwasserschutzanlagen (exponierte Lagen und bei wenig tragfähigen Untergrundverhältnissen) können Abweichungen von der beantragten Trasse zwingend erforderlich sein.

3.1.2 Linienführung im Querschnitt

Leitungen können im Untergrund, innerhalb oder oberhalb der Hochwasserschutzanlagen angeordnet werden. Der Verlegung im Untergrund ist aus Sicherheitsgründen der Vorzug zu geben. Dabei sind die Untergrundverhältnisse, das Bauverfahren, die Art der Leitung, des Fördergutes, die vorgesehene Betriebsdauer der Leitung und die Konstruktion der Hochwasserschutzanlage zu berücksichtigen.

Bei Hochwasserschutzwänden ist dem unterschiedlichen Setzungsverhalten von Leitung und Schutzwand durch konstruktive Maßnahmen Rechnung zu tragen (flexible Durchführung, Rohrgelenke). Starre Durchführungen sind nicht zulässig. Im Übrigen wird hierzu auf die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" EAU 1996, Abschn. 4.9, verwiesen.

Bei Verlegung von Leitungen in Schutzdünen ist am äußeren Dünenfuß eine ausreichende Leitungsüberdeckung bei ungünstiger Strandlage vorzusehen. Dabei ist ein künftiger Dünenabbruch vorsorglich zu berücksichtigen.

3.2 Sicherheitsanforderungen und Bemessung

Leitungen in Hochwasserschutzanlagen sind so auszubilden, dass sie Erd- und Wasserdruck, Verkehrslasten, Zwängungen aus Baugrundbewegungen, Auftrieb sowie den ungünstigsten Innendruck nach den für die anschließenden Strecken geltenden Bestimmungen und Vorschriften schadlos aufnehmen können. Geprüfte Rohr- und geostatische Berechnungen sind dafür vorzulegen.

Die Rohrlängen sind so zu wählen, dass im Kreuzungsbereich möglichst wenige Verbindungen notwendig sind; diese dürfen nicht zu einer Schwächung der Leitung führen.

Bei oberhalb von Hochwasserschutzanlagen verlegten Leitungen sind die Schutzanlagen gegen Schäden durch austretende Gase und Flüssigkeiten zu schützen. Wird die Leitung aufgeständert über die Hochwasserschutzanlage geführt, so ist der Verkehr für Deichunterhaltung und -verteidigung sowie ggf. Schafbeweidung zu berücksichtigen. Für die Unterquerung von Leitungsbrücken sind ausreichend lichte Durchfahrtshöhen für schweres Deichbaugerät vorzusehen.

Leitungen innerhalb eines Deichkörpers müssen aus Gründen der Deichsicherheit mindestens 1,0 m Überdeckung aufweisen und bei Deichen mit Sandkern stets unterhalb der Abdeckung verlaufen. Die Leitungen müssen genügend flexibel sein, um Bewegungen des Deichkörpers folgen zu können.

Im Untergrund von Hochwasserschutzanlagen sollen die Leitungen grundsätzlich in Schutzrohren verlegt werden; dadurch wird ein Auswechseln der Transportrohre und Kabel ohne Beeinträchtigung der Deichsicherheit möglich. Schutzrohre sollen bei Undichtigkeiten des Transportrohres ein Eindringen des Fördergutes in den Untergrund verhindern.

Wenn aus Sicherheitsgründen auf ein Schutzrohr verzichtet werden kann, müssen die Transportleitungen

- innerhalb des Untergrundes mit einem Sicherheitszuschlag von 50 % bemessen werden und
- gegenüber den Leitungsstrecken außerhalb der Hochwasserschutzanlage eine 1,5-fache Sicherheit in den Wandstärken besitzen.

Bei Flüssigkeitsleitungen ist die Sicherheit gegen Druckstoßbelastung nachzuweisen.

Die erforderlichen Sicherheitsnachweise sind den Antragsunterlagen beizufügen.

3.3 Bauliche Grundsätze und konstruktive Gestaltung

3.3.1 Allgemeines

Zur Überwachung der Dichtigkeit von Rohrleitungen sind binnendeichs grundsätzlich Schächte anzuordnen. Im Einzelfall kann es auch zweckmäßig sein, außendeichs einen zusätzlichen Schacht anzuordnen. In begründeten Ausnahmefällen können Standrohre zur Abführung austretenden Fördergutes vorgesehen werden. Die Standrohre sind so anzuordnen, dass sie weder die Deichverteidigung noch die Deichunterhaltung beeinträchtigen.

Bei Kabelkreuzungen in PE-Schutzrohren kann auf die Anordnung von Schächten verzichtet werden. In diesem Fall ist das Schutzrohr auch auf der Deichbinnenseite zu dichten. An Leitungen im Untergrund von Hochwasserschutzanlagen sind geeignete Maßnahmen zur Vermeidung von Sickerströmungen vorzusehen.

Bei der Verlegung von Leitungen in Erdkörpern wie auch im Untergrund von Hochwasserschutzanlagen ist Hohlraumbildung zu vermeiden. Soweit in Abhängigkeit vom technischen Verfahren eine begrenzte Hohlraumbildung nicht zu vermeiden ist, sind die Hohlräume durch geeignete Maßnahmen zu schließen.

Hinsichtlich besonderer technischer Anforderungen bei Anwendung des „Horizontal-Spül-Bohr-Verfahrens“ wird auf Anlage 1 verwiesen.

(Hinweis: Bei Bohrungen, die – auch horizontal – mehr als 100 m in den Boden eindringen, ist § 127 BBergG vom 13.8.1980 zu beachten).

3.3.2 Einbau von Schutzrohren und Sammelkanälen

Schutzrohre sind mindestens über den gesamten Querschnitt der Hochwasserschutzanlage vorzusehen. Aus Sicherheitsgründen kann eine Verlängerung über die Grenzen der Hochwasserschutzanlage hinaus gefordert werden. **Schutzrohre sind in einem Gefälle von mindestens 5 ‰ nach binnendeichs** zu verlegen.

Schutzrohre sind mit einem Sicherheitszuschlag von 50 % der einzuziehenden Transportrohre zu bemessen.

Schutzrohre müssen Bodendruck und Verkehrslast formstabil aufnehmen können und alterungsbeständig sein.

Sollen mehrere (auch verschiedenartige) Leitungen an einer Stelle die Hochwasserschutzanlage kreuzen, kann die Genehmigungsbehörde die Zusammenlegung in einem Sammelkanal anordnen. Ausreichende Platzreserven für zukünftige Entwicklungen sind dabei zu berücksichtigen.

3.3.3 Dichtungen zwischen Transport- und Schutzrohr

Das Schutzrohr ist außendeichs so gegen das Transportrohr zu dichten, dass

(a) bei einem 1,5-fachen des anzunehmenden höchsten Außenwasserdrucks kein Wasser in das Schutzrohr eindringt,
(b) Transport- und Schutzrohr sich den Veränderungen des Untergrundes anpassen können, ohne dass die Dichtung durchlässig wird und
(c) Transportrohre und Kabel ohne Veränderungen am Schutzrohr ausgewechselt werden können.

Binnendeichs muss das Schutzrohr für Prüfzwecke abdichtbar sein.

3.3.4 Schächte

Schächte sind standsicher, wasserdicht, frostbeständig und sicher gegen Auftrieb herzustellen.

Mögliche Verformungen zwischen Schacht und Leitungen sind zu berücksichtigen.

- Schächte sind so herzustellen, dass das evtl. eingedrungene Medium schadlos abgeleitet werden kann.
- Schacht und Abdeckung müssen für die zu erwartenden Verkehrslasten ausgelegt sein.
- Die Schachtabdeckung ist tagwasserdicht auszubilden.

3.3.5 Absperrorgane

Bei Flüssigkeits- und Gasleitungen sind binnendeichs grundsätzlich und erforderlichenfalls auch außendeichs Absperrorgane vorzusehen.

Motorisch betriebene Absperrorgane sind auch mit einem Not-Handbetrieb auszustatten.

Die Lage der Absperrorgane ist oberirdisch kenntlich zu machen. Eine Bedienung durch Unbefugte ist mittels entsprechender Vorkehrungen zu verhindern.

3.4 Werkstoffe

Für alle Bauteile dürfen nur Stoffe verwendet werden, die nach amtlicher Prüfung zugelassen sind oder für die eine ausreichende Erprobung nachgewiesen werden kann. Hinsichtlich chemischer und physikalischer Beanspruchung wie

Korrosion,
Verschleiß,
aggressive Böden und Wässer sowie
aggressive Medien

sind die Bauteile auf die vorgesehene Betriebsdauer der Anlage zu bemessen.

Anlage 1

Besondere technische Anforderungen bei Anwendung des „Horizontal-Spül-Bohr-Verfahrens“

In der ersten „Empfehlung für Richtlinien für Verlegung und Betrieb von Leitungen im Bereich von Hochwasserschutzanlagen“ (DIE KÜSTE, Heft 20, 1970) wurden Bohrverfahren wegen der Möglichkeit von Hohlraumbildung ausdrücklich abgelehnt. Da sich die Bohrtechnik auch hinsichtlich der Hohlraumvermeidung seit 1970 deutlich weiterentwickelt hat, können heute Bohrverfahren für die Verlegung von Leitungen in Hochwasserschutzanlagen zugelassen werden, wenn dabei nachstehende Bedingungen erfüllt werden:

- Für die Durchführung der Arbeiten zur Herstellung einer Leitungskreuzung dürfen nur qualifizierte Firmen mit ausreichender Erfahrung eingesetzt werden.
- Soweit keine aussagekräftigen Unterlagen über die anstehenden Bodenverhältnisse vorliegen, sind geeignete Untersuchungen der Bohrung vorzuschalten.

- Ungeeignete Böden, z. B. stark rollige Böden, Weichschichten und größere Hindernisse, können zum Ausschluss des Verfahrens führen.
- Der Sicherheitsabstand zu vorh. Leitungen soll mind. 3 m betragen.
- Der lichte Abstand einzelner Pilotbohrungen bei mehreren, gleichzeitig zu verlegenden Leitungen soll 1 m nicht unterschreiten.
- Der Bohransatz ist deutlich entfernt vom Deichfuß anzusetzen, so dass die Leitung am Deichfuß bereits eine ausreichende Tiefenlage hat. Die Mindestüberdeckung muss 1,5 m betragen.
- Räumvorgänge sind auf die unbedingt notwendige Zahl zu begrenzen.
- Eine seitliche Aufweitung des Bohrloches ist nicht zulässig.
- Im Leitungsverlauf sind horizontale wie vertikale Abweichungen nur in Größenordnungen ≤ 5 % der jeweiligen Überdeckungshöhe zulässig.
- Trifft der Bohrkopf auf Hindernisse, die er nicht durchfahren kann, ist zur Vermeidung von Hohlraumbildung sofort die Pumpe für die Bentonitsuspension abzustellen. Soweit möglich ist die Bohrung mit einem geeigneten Bohrkopf fortzusetzen.
- Über den Bohrvorgang ist ein Protokoll zu führen, in das auch Fehlbohrungen aufzunehmen sind. Bei Fehlbohrungen ist die von der Genehmigungsbehörde benannte Bauaufsicht unverzüglich einzuschalten.
- Fehlbohrungen sind nachhaltig mit einem Dämmer zu verpressen.
- Der Bohrkopf ist größer als der Querschnitt der einzuziehenden Leitung zu wählen, um unzulässig hohe Zugkräfte beim Einziehvorgang zu vermeiden. Der Bohrkopfdurchmesser darf jedoch nur 20 % größer als der äußere Leitungsdurchmesser sein.
- Bei Leitungsdurchmessern > DN 300 und bei Längen > 50 m kann in begründeten Fällen eine größere Aufweitung bis max. 30 % zugelassen werden. In diesen Fällen muss zusätzlich mindestens ein Verdämmungsrohr mit eingezogen werden. Dieses muss mittig der Bohrstrecke mit einer Austrittsöffnung versehen sein, so dass der Verpressvorgang von der Mitte her und von beiden Seiten durchgeführt werden kann.
- Die als reibungsverminderndes Gleitmittel und zur Bohrlochstabilisierung eingesetzte Bohrsuspension (z. B. Bentonit) ist in Abhängigkeit von den vorh. Bodenverhältnissen zu fahren (sandige Böden verlangen einen höheren Bentonitgehalt als bindige Böden).
- Als Kunststoffrohre dürfen nur HD-PE-Rohre nach DIN 8074/8075 verwendet werden.
- Zur Sicherung der Querschnittsgeometrie sind einzuziehende Rohre mindestens in der Druckstufe PN 10 zu verwenden. Mit einem zwischengekoppelten Zugkraftaufnehmer können die max. aufgetretenen Zugkräfte nach Einzug der Leitung kontrolliert werden.
- Können mehrere Leitungen nicht in **einem** Schutzrohr verlegt werden, ist für jede der Leitungen eine Einzelbohrung herzustellen. Rohrbündelungen sind nicht zulässig.
- Ein- und Austrittsstelle der Leitung sind erforderlichenfalls mit einer Kleipackung oder Gleichwertigem gegen Umläufigkeit zu dichten.
- Tritt die Bohrung auf der Außenseite der Hochwasserschutzanlage im Wasserwechselbereich aus, ist dafür Sorge zu tragen, dass der Austritt nur bei trockengefallener Gewässersohle erfolgt. Pilotbohrung, Aufweitungen, Einziehvorgang und Abdichtung müssen während einer Niedrigwasserphase durchgeführt werden.

Anhang 2002

Neuere Ausführungsbeispiele zu den Empfehlungen E „Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz“ und Empfehlungen F „Buhnen als Küstenschutz“ der EAK 1993 in „Die Küste“, H. 55, 1993

Vorwort

In den Empfehlungen E „Deckwerke und andere Längswerke“ sowie den Empfehlungen F „Buhnen als Küstenschutz“ der EAK 1993 sind jeweils in den Abschnitten 6 Ausführungsbeispiele enthalten. Als Fortschreibung dieser Beispiele werden nachfolgend Ergänzungen zu den dort dargestellten Konstruktionen, welche sich aufgrund einer wesentlichen Veränderung oder Erweiterung ergeben haben, sowie völlig neue Ausführungsbeispiele dargestellt. Diese berücksichtigen den Stand des Jahres 2002.

Beispielergänzungen werden mit dem Annex „a“ gekennzeichnet und beziehen sich auf das sonst gleich gekennzeichnete Beispiel der EAK 1993. Völlig neue Beispiele schließen sich an die Nummerierung der in der EAK 1993 behandelten Beispiele an.

Beispiele ausgeführter Deckwerke und anderer Längswerke:

Beispiel 8a	Schüttsteindeckwerk auf Filtervlies mit Findlingsreihen
Beispiel 13a:	Dünendeckwerk mit wellenauflaufdämpfenden Elementen
Beispiel 22:	Molenpacksteinwerk
Beispiel 23:	Wellenbrechersystem Streckelsberg

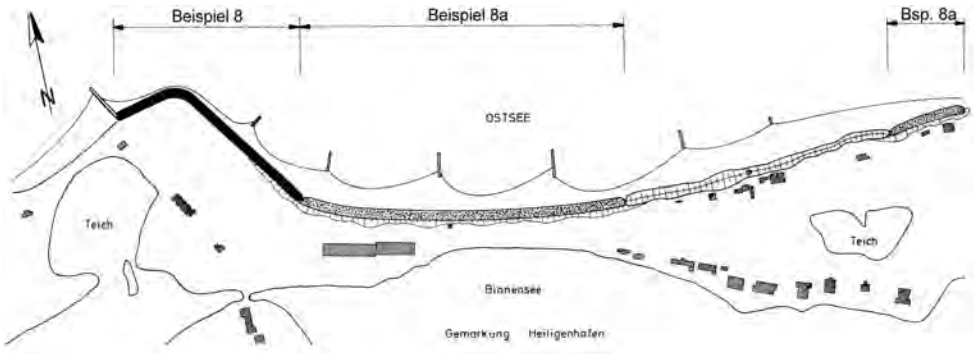
Beispiele ausgeführter Buhnen:

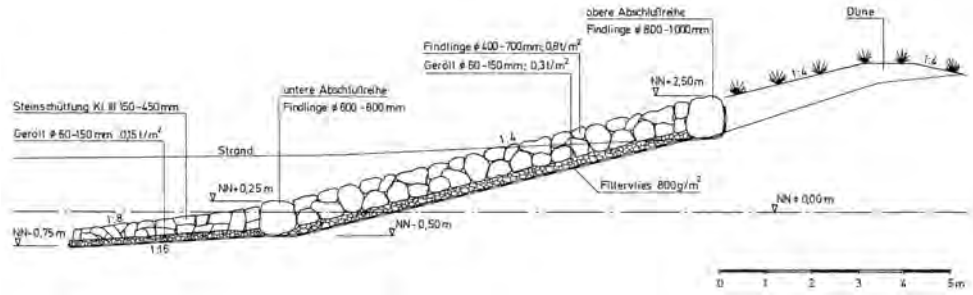
Beispiel 9a:	Stahlspundwandbuhne mit Krone aus Stahlbetonformteilen
Beispiel 16:	Betonfertigteilbuhne mit durchgehender Stahlspundwand
Beispiel 17:	Gewölbte Buhne in Steinbauweise
Beispiel 18:	Holzpfahlbuhne mit massivem Buhnenkopf
Beispiel 19:	Buhnensystem an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins
Beispiel 20:	Buhnensystem vor dem Sierksdorfer Steilufer an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins
Beispiel 21:	Buhnensystem Börgerende/Mecklenburg-Vorpommern
Beispiel 22:	Buhnensystem Zingst Ost/Mecklenburg-Vorpommern
Beispiel 23:	Buhnensystem Ahrenshoop/Mecklenburg-Vorpommern

Eine Übersichtskarte zu diesen Ausführungsbeispielen findet sich am Ende dieses Anhangs auf den Seiten 588/589.

Beispiel 8a **Schüttsteindeckwerk auf Filtervlies mit Findlingsreihen**

Lage:	Ostsee-Küstenabschnitt vor Heiligenhafen in Ostholstein Der Bereich gliedert sich in ein westlich gelegenes Steilufer mit einer in Sediment-Transportrichtung nach Osten hin anschließenden Niederung („Eichholzniederung“) und einem System von Nehrungshaken („Steinwarder“, „Graswarder“). Die Sicherung der Küste mit Strand und umfangreicher touristischer Infrastruktur und Bebauung erfolgte anfangs nur durch Buhnen. Um die Lee-Erosionswirkung der zuerst errichteten westlich gelegenen großen Buhne zu mindern, wurden das verklammerte Deckwerk aus Beispiel 8 und drei Steinbuhnen errichtet. Da weiterhin Küstenrückgang zu verzeichnen war, wurde eine Reihe weiterer Buhnen errichtet. Diese konnten ein Ausräumen des Strandes nicht verhindern, so dass dieses Deckwerk zur Sicherung des Dünengürtels bei Hochwassern erforderlich wurde.
Beanspruchung:	Mittlerer Seegang, Eis, Morphologie einer Ausgleichsküste (Rückgang)
Baugrund:	Oberflächlich marine Sande, darunter Grundmoräne (Geschiebemergel mit örtlichen Einlagerungen von Schmelzwassersand und Beckenschluff)
Bauweise:	Fußsicherung: Findlinge d = 60–80 cm einreihig gesetzt mit Schüttsteinvorlage auf Geröll und Vlies
Deckwerksaufbau:	Findlinge d = 40–70 cm geschüttet, Flächengewicht 0,8 t/m^2 auf Filtervlies 800 g/m^2, Neigung 1:4
Oberer Abschluss:	Findlinge d = 80–100 cm, einreihig gesetzt
Beurteilung:	Die Erweiterungen des Küstenschutzsystems wurden erforderlich, um die negativen Folgen im Lee-Bereich der jeweiligen Vorgänger-Maßnahme zu begrenzen. Außerdem soll der natürliche Küstenrückgang beeinflusst werden, um Strandbreite durch Buhnen zu erhalten. Das Deckwerk dient zur Sicherung des Dünengürtels, um die Uferpromenade und die dahinter liegende Bebauung vor einem Durchbruch des Nehrungshakens bei Hochwasser zu schützen. Die Anlagen haben die Beanspruchungen der bislang aufgetretenen Sturmfluten mit z. T. geringen Schäden überstanden. Substanzverluste des Strandes werden durch Sandzugaben ausgeglichen. Durch das tiefe Einbinden der Fußsicherung in den Strandbereich und die insgesamt flexible Gestaltung des Deckwerkes soll es sich den Beanspruchungen durch Sturmfluten und Veränderungen des Strandniveaus ohne Beeinträchtigung gut anpassen. Durch den Abbau der Wellenenergie auf der geneigten, rauen Böschung wurden Erosionserscheinungen im Strandbereich bisher nicht beobachtet.


Beispiel 8
Beispiel 8a
Bsp. 8a
N
OSTSEE
Teich
Teich
Binnensee
Gemarkung Heiligenhafen

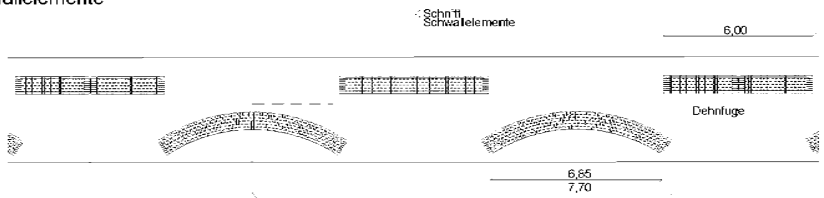

obere Abschlußreihe
Findlinge ø 800 -1000mm
Düne
Findlinge ø 400 - 700mm; 0,8t/m²
Geröll ø 60 -150mm; 0,3t/m²
NN+2,50m
1:4
1:4
Steinschüttung Kl. III 150 - 450mm
Geröll ø 60-150mm 0,15 t/m²
untere Abschlußreihe
Findlinge ø 600 - 800mm
Strand
1:4
NN+0,25m
Filtervlies 800g/m²
NN+0,00m
1:8
NN-0,75m
1:15
NN-0,50m
0 1 2 3 4 5m

Beispiel 13a: Dünendeckwerk mit wellenauflaufdämpfenden Elementen

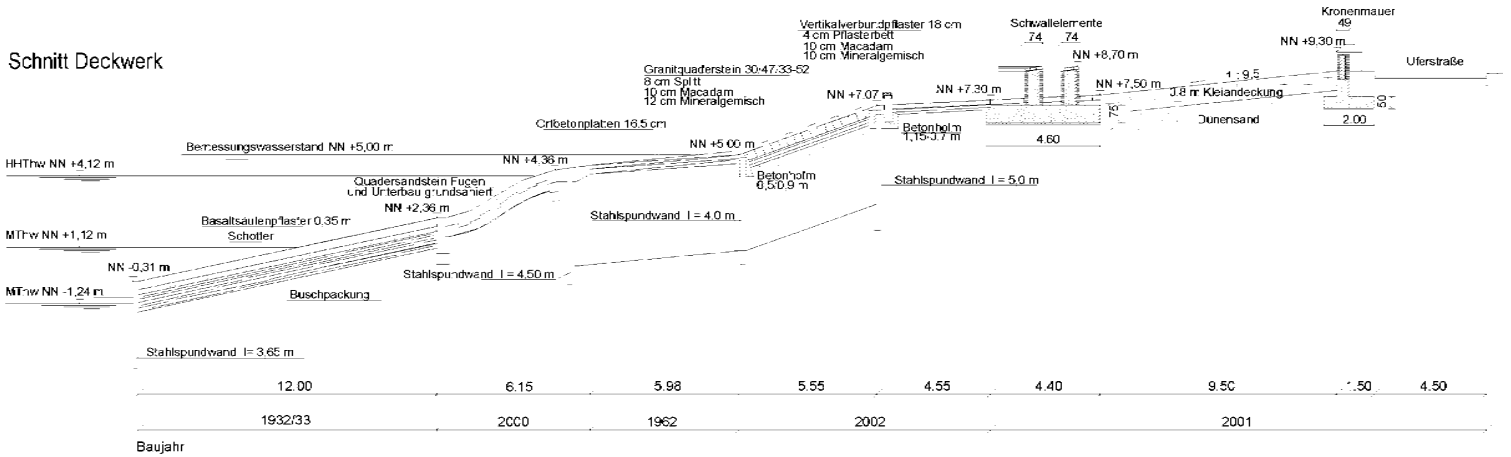
Lage:	Nordstrand der Insel Norderney
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	S-Profil 1860–1870, grundsaniert 2000/2001, Fußsicherung 1932/33 mit Teilabschnitten 1998, untere Berme 1962, Schrägdeckwerk, obere Berme, Schwallwände und Kronenwand 2001–2002
Bauweise:	Fußsicherung: Gesetzte Basaltsäulen auf Buschpackung und Schotterunterbau bzw. geotextilem Filter und Schotterschicht mit Fußspundwand
S-Profil:	Quadersandsteinmauerwerk mit Hinterpressung von Hohlräumen und neuaufgebauten Fugen im Trockenspritzverfahren
Untere Berme:	Ortbetonplatten mit Z-Fugen
Schrägdeckwerk:	Granitquadersteine d = 33 cm mit Rauigkeitselementen und vergossenen Fugen
Obere Berme:	Betondeckwerksteine mit Vertikalverbund d = 18 cm
Schwallwände:	Verklinkerte Stahlbetonelemente mit Längen L = 6 m bzw 7,7 m und h = 1,4 m auf Gründungsplatte mit d = 0,75 m und b = 4,6 m. Dehnfugen alle 25 m
Kronenwand:	Durchgehende verklinkerte Stahlbetonwand d = 0,49 m und h = 0,8 m auf Gründungsplatte mit d = 0,5 m und b = 2,0 m
Beurteilung:	In mehreren Ausbauphasen ist das Deckwerk bis zu seinem heutigen Zustand umgestaltet bzw. erweitert worden. Grundlage für den Ausbau der Jahre 2001–2002 waren nummerische und physikalische Modellversuche zur Ermittlung der Druckbelastung sowie des Wellenauf- und -überlaufs. Diese hatten ergeben, dass die nach den Sturmflutschäden von 1962 neu erbauten oberen Deckwerksteile sowie das S-Profil zu schwach hinsichtlich der ermittelten Druckschlag- und Innendruckbelastung dimensioniert waren. Weiterhin ergab sich, dass trotz der 1976 durchgeführten Kronenerhöhung mit erheblichem Wellenüberlauf zu rechnen war. Aufgrund der räumlichen Verhältnisse durch direkt an das Bauwerk angrenzende Bebauung war eine weitere Erhöhung der Krone nicht mehr durchführbar, so dass eine wirkungsvolle Reduzierung des Wellenauflaufs und -überlaufs nur über im oberen Deckwerksbereich versetzt angeordnete wellenauflaufdämpfende Schwallmauerelemente und eine Kronenmauer erreicht werden konnte. Diese unterliegen einer erheblichen Druckbelastung. Ein Rückfluss des Überlaufwassers ist durch die versetzte Anordnung der Schwallmauern möglich. Zur Sicherung des Fußbereiches des Deckwerkes waren seit 1951 insgesamt 10 Strandaufspülungen notwendig.



Lageplan Schwallelemente

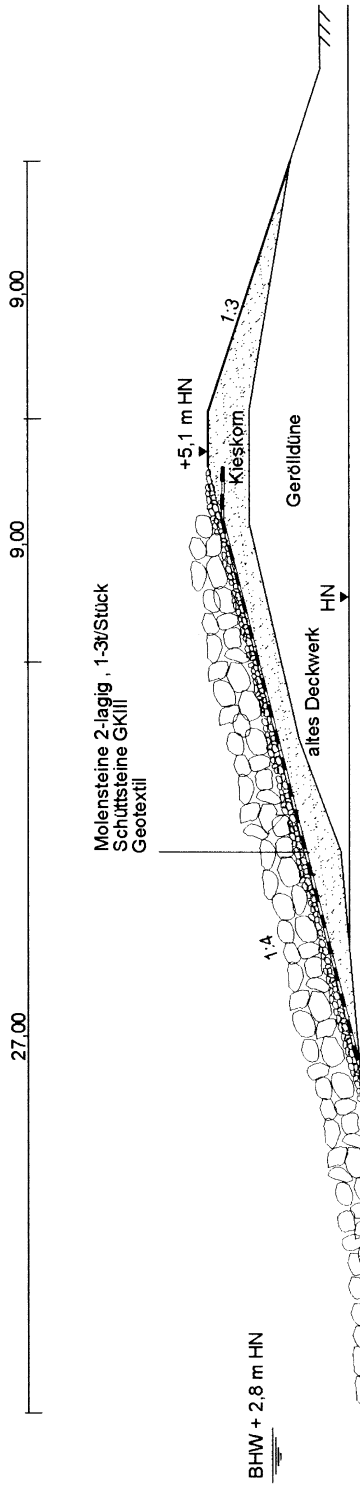


Schnitt Deckwerk



Beispiel 22: Molenpacksteinwerk

Lage:	Ostseeküste westlich von Börgerende, Konverter Niederung, Jemnitzschleuse
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Mittelkies (Geröll des Heiligendammes), darunter Torf, Feinsand und Schlick
Baujahr:	1999
Bauweise:	2-lagige Molensteinpackung (Einzelgewicht 1–3 t) mit Unterschicht aus Schüttsteinen der Größenklasse 3 auf schwerem Geotextil ≥ 1000 g/m². Auf das vorhandene Packwerk (Baujahr 1967/70) wurde als Schutzschicht zum Geotextil eine Kiestrennschicht aufgebracht.
Beurteilung:	Das vorhandene Packwerk wies Höhen von 3,0–3,4 m HN auf. Bei Eintreten einer sehr schweren Sturmflut hätte eine akute Durchbruchsgefahr zur Konverter Niederung bestanden. Ein Ausbau des Packwerkes wurde erforderlich und 1999 auf eine Höhe von 5,1 m HN ausgeführt. Aufgrund morphologischer, infrastruktureller und naturschutzrechtlicher Gegebenheiten war die Verstärkung seeseitig auszuführen. Dies hatte zur Folge, dass der seeseitige Packwerksfuß auf –1,5 m HN gegründet werden musste.

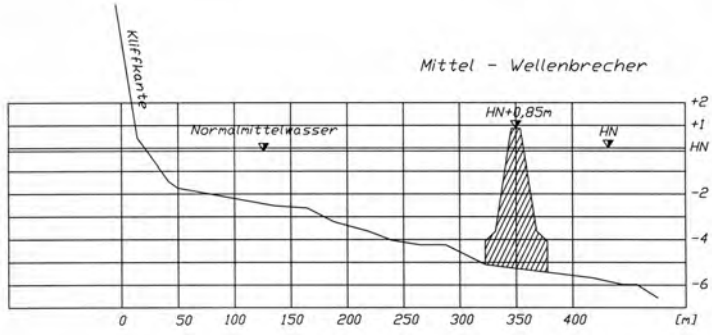

9,00
9,00
27,00
+5,1 m HN
Kieskorn
1:3
Geröllldüne
HN
altes Deckwerk
Molensteine 2-lagig , 1-3t/Stück
Schüttsteine GKIII
Geotextil
1:4
BHW + 2,8 m HN
-1,5 m HN

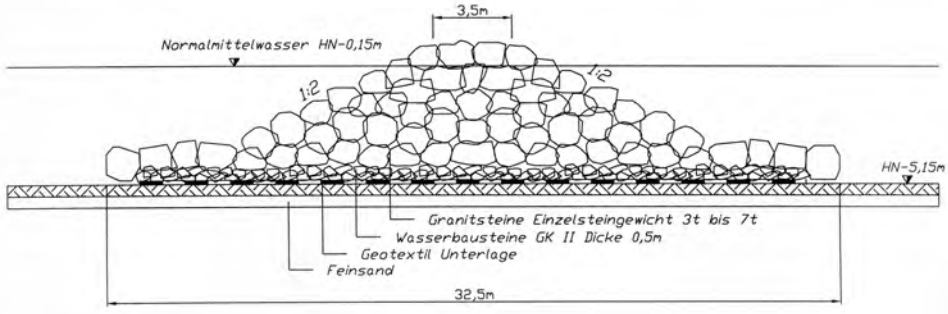
Beispiel 23: Wellenbrechersystem Streckelsberg

Lage:	Ostseeküste Vorpommern, Außenküste der Insel Usedom, nahe Koserow
Beanspruchung:	Starker Seegang, Eis, Wasserspiegel regelmäßig höher als Bauwerkskrone
Baugrund:	Feinsand
Baujahr:	1995/1996
Bauweise:	Das System besteht aus drei küstenparallelen Wellenbrechern von je 170 m bis 190 m Länge in einer Uferentfernung von ca. 200 m. Die Öffnungsweite zwischen den Wellenbrechern beträgt 60 m. Die Wellenbrecher sind aus Granitsteinen mit einem Gewicht von ca. 3–7 t aufgebaut. Sie sind auf sandgefüllten Kolkschutzmatten, die durch Wasserbausteine der Größenklasse 3 geschützt sind, errichtet. Der Antransport der Granitsteine erfolgte mit Pontonschuten. Am Einbauort wurden die Steine von Deck geschoben und mit Polypgreifern profiliert. Die Kronenhöhe der Wellenbrecher befindet sich 1,0 m über Normalmittelwasser der Ostsee. Die Sohle der Wellenbrecher liegt in 5 m Wassertiefe. Die Tombolos der neuen Uferlinie sind durch eine Aufspülung von ca. 500 000 m^3 Sand künstlich hergestellt worden. Die beiden Nachbarbereiche der Wellenbrecher, deren Steilufer bisher aktiv waren, werden durch Buhnensysteme und Aufspülung geschützt.
Beurteilung:	Durch den Bau der Wellenbrecher und die künstliche Aufspülung der Tombolos wird der Streckelsberg wirksam geschützt. Dadurch, dass der Streckelsberg als Aufhänger für die benachbarten Flachküstenabschnitte fungiert, wirkt sich das Schutzsystem positiv für die Sturmflutsicherung im Übergangsbereich Steilküste/Flachküste aus.



Foto: Gurwell



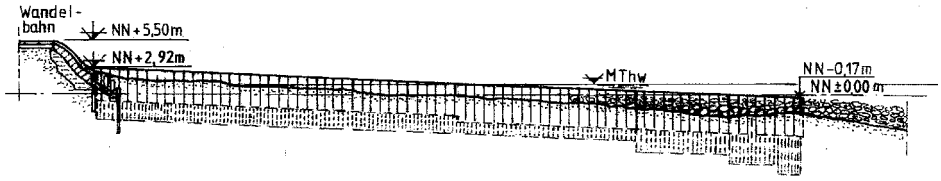


Beispiel 9a: Stahlspundwandbuhne mit Krone aus Stahlbetonformteilen

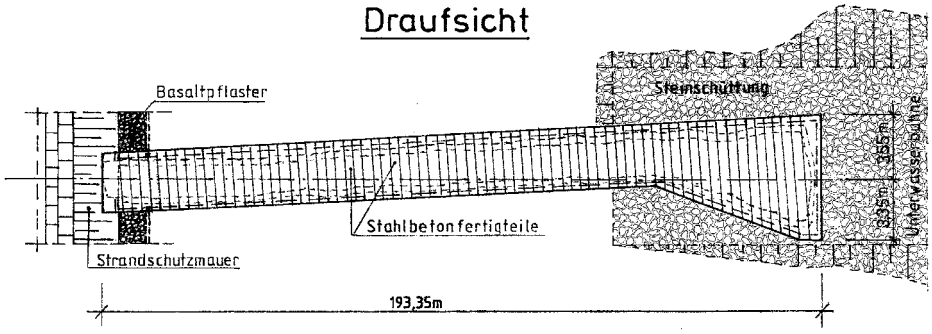
Buhnentyp:	Kastenbuhne
Lage:	Buhne 21 am Südweststrand der Insel Borkum
Beanspruchung:	Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund:	Feinsand (0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr:	1950/51, Instandsetzung 1986
Bauweise:	Die Basaltsäulen aus der vorhandenen Kastenbuhne (vgl. Beispiel 9) wurden entfernt. In der entstandenen Fläche wurde beidseitig an der Innenseite der Stahlspundwand ein Auflager für die Betonfertigteile eingeschalt und betoniert. Anschließend wurden die Stahlbetonfertigteile übergestülpt und der Hohlraum mit kolloidalem Zementmörtel ausgefüllt. Zeitgleich erfolgten Angleichung und Optimierung der vorgelagerten Unterwasserbuhne.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Der Einbau der Trägerkonstruktion für die Herstellung der Auflagerung der Fertigteile war im Tidebereich schwierig. Handling und Einbau der Betonfertigteile mit den Abmessungen L = 2,50 m, B = 3,20 m und H = 3,50/4,00 m waren nur mit entsprechend dimensioniertem Gerät möglich. Eine weitere Schwächung der Stahlspundwände durch Sandschliff und Korrosion konnte durch die Überdeckung mit den Stahlbetonfertigteilen wirksam verhindert werden. b) funktionell: Die Buhne 21 ist eine Strombuhne, die eine weitere Annäherung der Stromrinne der Ems und eine Ausräumung des Strandes zum Schutz des oberhalb anschließenden Deckwerks verhindern soll. Die Hauptbelastung trägt die Unterwasserbuhne. Das Bauwerk erfüllt voll seine Aufgabe.

Buhne 21

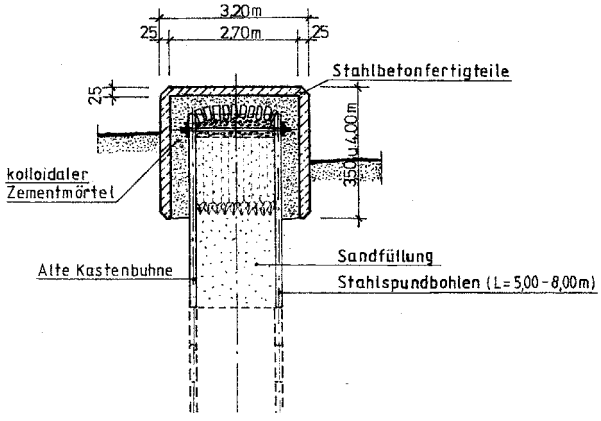
Seitenansicht



Draufsicht



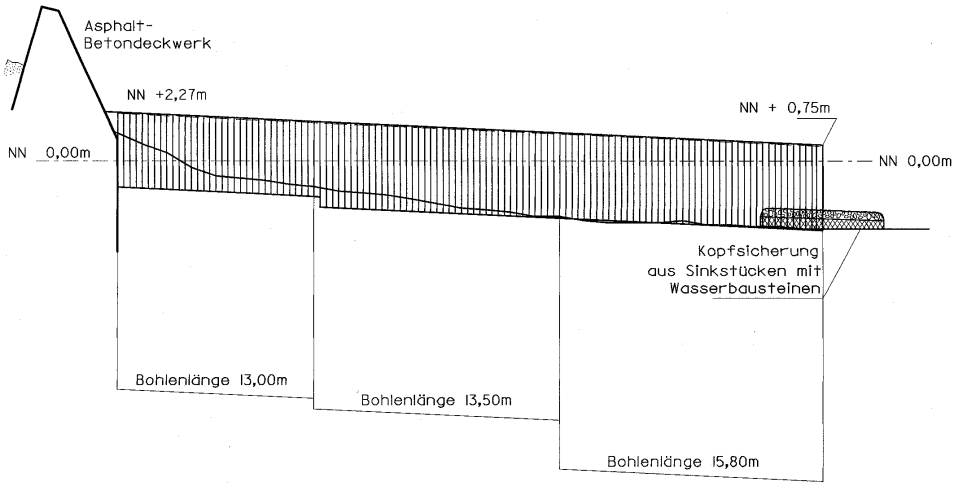
Querschnitt

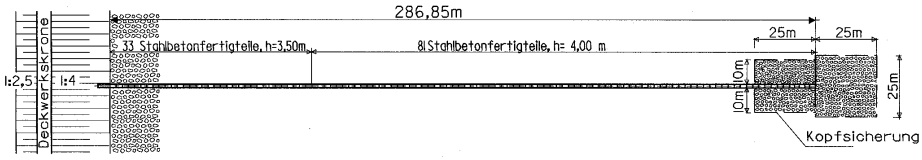


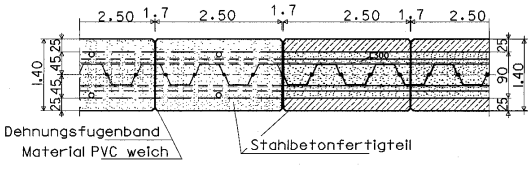
Beispiel 16: Betonfertigteilbuhne mit durchgehender Stahlspundwand

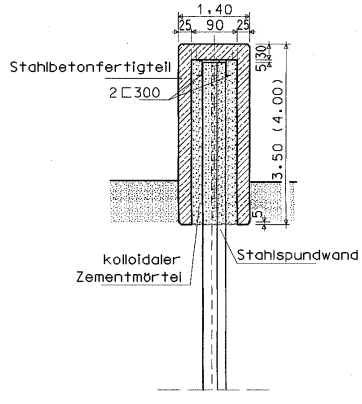
Buhnentyp:	Einwandbuhne
Lage:	Buhne 30 und 32 am Südweststrand der Insel Borkum
Beanspruchung:	Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund:	Feinsand (0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr:	1999
Bauweise:	Tragendes Element der Buhne ist eine freistehende, unverankerte, durchgängige Stahlspundwand. Zur Stabilisierung und als Auflager für die Stahlbetonfertigteile ist beidseitig eine Gurtung aus U-Profilen „U-300 mm" eingebaut. Oberhalb der Gewässersohle wird die Stahlspundwand mit Stahlbetonfertigteilen in den Maßen L = 2,50 m, B = 1,40 m und H = 3,50/4,00 m „überkront". Die an einer Seite mit Gummidichtungen versehenen Fertigteile werden lückenlos gegeneinander verlegt und die Hohlräume anschließend mit kolloidalem Zementmörtel ausgefüllt. Die Kopfsicherung besteht aus Wasserbausteinen der Klasse IV auf einer Geotextil-Matte mit aufgebundenen Faschinenwürsten.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Die Kombination aus einwandiger, durchgängiger Stahlspundwand mit aufgesetzten Stahlbetonfertigteilen hat sich seit dem Ende der 80er-Jahre für Seebuhnenneubauten auf Borkum als wirtschaftlichste und in der Herstellung risikoärmste Lösung durchgesetzt. Die geschlossene Überkronung der Stahlspundwand oberhalb der Gewässersohle garantiert vollständigen Schutz vor Korrosion und Sandschliff und damit lange Nutzungszeiten bei minimalem Unterhaltungsaufwand. b) funktionell: Die Buhnen 30/32 sollen als Zwischenbuhnen innerhalb der großen Buhnenfelder am Südweststrand zur Verminderung der Erosion in den Buhnenfeldern beitragen. Mittelfristig soll durch die Erhöhung des Sandhorizontes eine Stabilisierung des Vorstrandes am Südweststrand erreicht werden. Schon wenige Wochen nach Fertigstellung der Bauwerke war eine positive Strandhöhenentwicklung festzustellen.

Seebuhne 30


Asphalt-
Betondeckwerk
NN +2,27m
NN 0,00m
NN + 0,75m
NN 0,00m
Kopfsicherung
aus Sinkstücken mit
Wasserbausteinen
Bohlenlänge 13,00m
Bohlenlänge 13,50m
Bohlenlänge 15,80m


286,85m
25m
25m
33 Stahlbetonfertigteile, h=3,50m
8 Stahlbetonfertigteile, h= 4,00 m
Deckwerkskrone
1:2,5
1:4
10m
10m
25m
Kopfsicherung

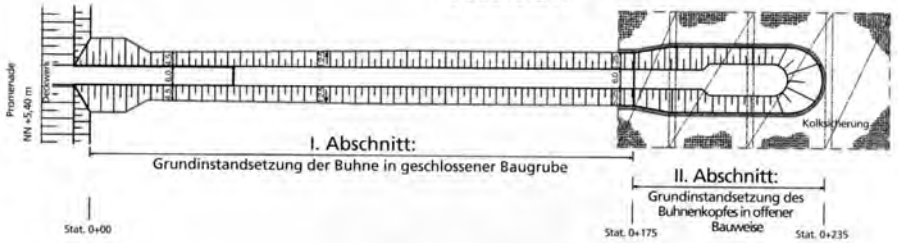

2.50 1.7 2.50 1.7 2.50 1.7 2.50
1.40
25 45 25
25 90 25
Dehnungsfugenband
Material PVC weich
Stahlbetonfertigteil


1.40
25 90 25
Stahlbetonfertigteil
2 ⊏ 300
5.30
3.50 (4.00)
5
kolloidaler
Zementmörtel
Stahlspundwand

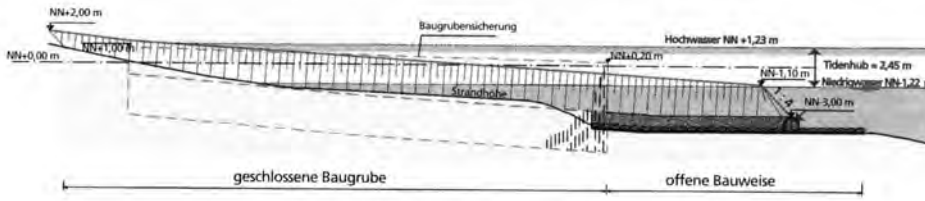
Beispiel 17: Gewölbte Buhne in Steinbauweise

Buhnentyp:	Flachbuhne
Lage:	Buhne H1 am Nordstrand der Insel Norderney
Beanspruchung:	Seegang, Tide- und Brandungsströmung, Eis
Baugrund:	Feinsand (0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr:	1999
Bauweise:	1877 als gewölbte Steinbuhne wie Beispiel 5 aus der EAK 1993 gebaut. Grundinstandsetzung 1999. Länge der Buhne ca. 220 m. Aufbau des Buhnenkörpers: Wasserbausteine Klasse 3 in einer Einbaudicke von d = 60 cm mit einer Flankenneigung von 1:2,5 bis 1:4 auf Schotterlage d = 15 cm und Kombinationsfiltermatte aus geotextilem Gewebe und Vlies. Buhnenkern aus Sand. Für die Buhnenkrone wurden zusätzlich aus der ursprünglichen Buhne stammende Sandsteinquader, deren Fugen vergossen wurden, sowie Basaltsäulen eingesetzt. Fuß- bzw. Flankensicherung im inselwärtigen Buhnenteil aus Stahlspundwänden, die gleichzeitig als Baugrubensicherung dienten und anschließend auf l = 2,5 m abgebrannt wurden. Lage OK Spundwand unterhalb des Strandniveaus. Im seewärtigen Buhnenteil mit einem Mörtelpressschlauch ∅ 1 m und einer Kolksicherung aus flexiblen Betonmatten gesichert.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Die seitlich dichte Einfassung durch Spundwände bzw. Kolksicherungsmatten und Mörtelpressschlauch und die Abdeckung des Buhnenkern aus vergossener Schüttsteinbedeckung auf geotextilem Filter vermindern wirksam ein Ausspülen des Buhnenkernes. Durch die flexible Bauweise der Kolksicherung kann sich diese gut an die starken Veränderungen des Unterwasserstrandes anpassen, ohne dass Schäden an der Buhne aufgetreten sind und die Kolksicherung in ihrer Wirkung beeinträchtigt wird. Erfahrungen mit Kolksicherungen aus Schüttsteinen auf Sinkstücken in diesem Einsatzbereich hatten gezeigt, dass die Lagestabilität der Steine aufgrund starker Seegangsexponiertheit dieses Strandabschnittes nur bedingt gegeben war. Durch die weitgehende vergossene Decke aus Schüttsteinen sind bisher keine Schäden an der Buhne durch Seegang, Strömung oder Eis aufgetreten. b) funktionell: Die Buhne H1 dient der Stabilisierung eines vor allem Seegang aber auch Tideströmungen ausgesetzten sandigen Küstenabschnittes und der Sicherung des Fußes eines rückwärtig anschließenden Dünendeckwerkes. Ergänzend hierzu sind seit 1951/52 zehn Strandauffüllungen zum Ausgleich der Sedimentverluste vorgenommen worden.

Draufsicht

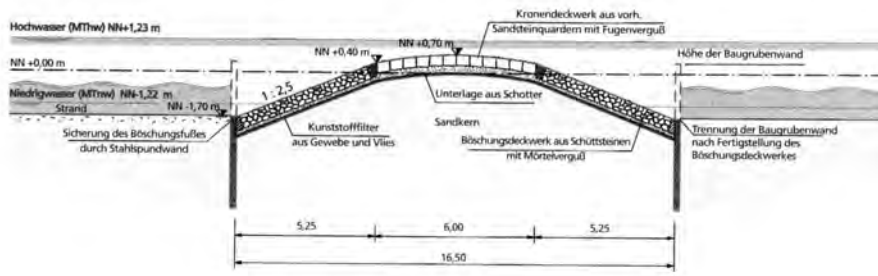


Ansicht / Längsschnitt



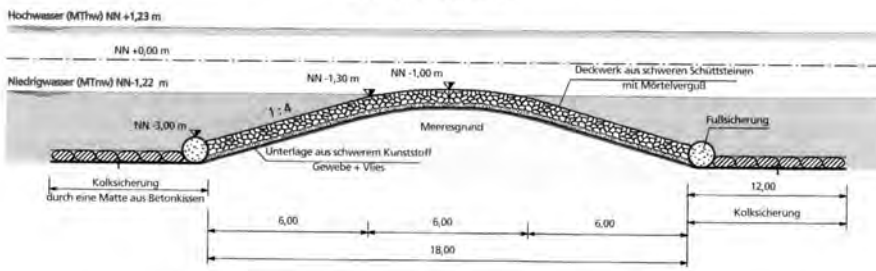
Aufbau und Querschnitt I. Abschnitt

- in geschlossener Baugrube -



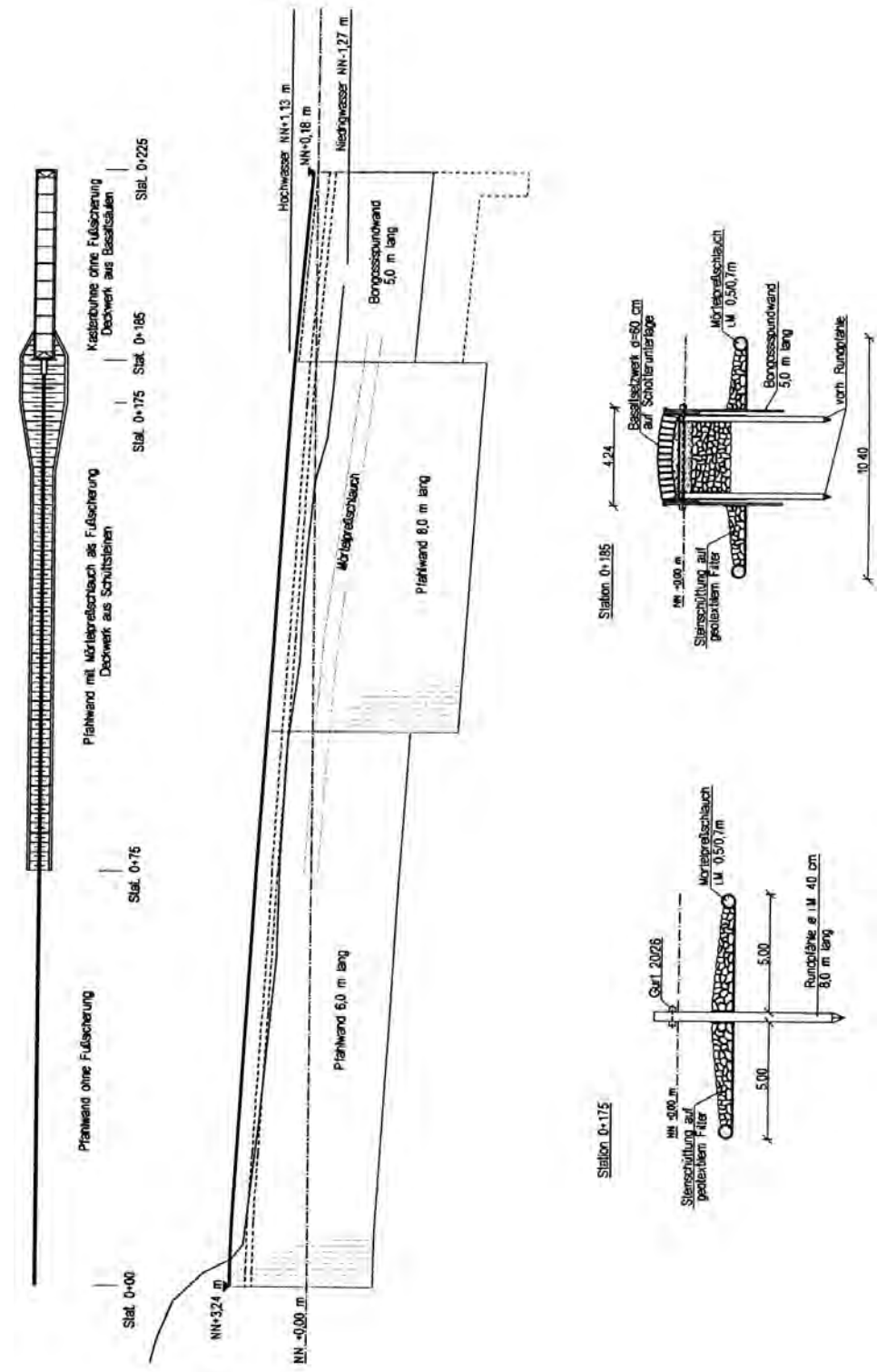
Aufbau und Querschnitt II. Abschnitt

- in offener Bauweise -



Beispiel 18: Holzpfahlbuhne mit massivem Buhnenkopf

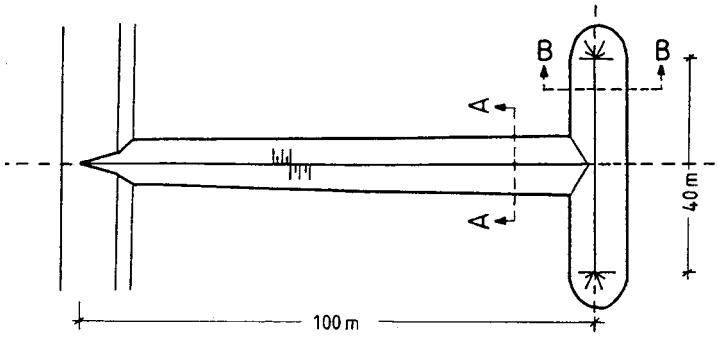
Buhnentyp:	Einwandbuhne
Lage:	Buhne R1 am Nordstrand der Insel Norderney
Beanspruchung:	Seegang, Tide- und Brandungsströmung, Eis
Baugrund:	Feinsand (0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr:	1951/1997
Bauweise:	Die Buhne war in ihrer ursprünglichen Form als eine einwandige Stahlspundwandkonstruktion mit einem Kopf in Kastenbuhnenform und einer Gesamtlänge von 225 m ausgeführt worden. Starker Sandschliff und Korrosion haben zu einer fast vollständigen Zerstörung des oberhalb des Strandniveaus liegenden Teils der Stahlspundwand geführt. Dieser 185 m lange Teil der Buhne wurde durch eine beidseitig gegurtete Holzpfahlbuhne mit ∅ 40 cm und l = 6 bzw. 8 m je Pfahl ersetzt und der noch intakte Buhnenkopf integriert. Der mittlere und untere Bereich der Buhne ist zusätzlich beidseitig durch eine Steinschüttung auf geotextilem Filter mit einer Einfassung aus Mörtelpressschläuchen gegen Kolkbildung geschützt. Wegen im Untergrund vorhandener Hindernisse aus altem Wasserbaumaterial musste in weiten Teilen der Bautrasse ein Bodenaustausch vorgenommen werden.
Beurteilung:	a) k o n s t r u k t i v : Im Vergleich zu Beispiel 17 liegen in diesem Strandabschnitt eine geringere Seegangsbelastung und günstigere Strandverhältnisse vor. Durch die tiefe Einbindung in den Strand, die doppelseitige Gurtung und die massive Kopfausbildung der Buhne ist die Standfestigkeit der Anlage voll gegeben. b) f u n k t i o n e l l : Die Buhne stabilisiert wirksam den Strand und den Fußbereich des oberhalb anschließenden Dünendeckwerkes. Bisher war nur eine Strandauffüllung im Jahr 1952 zum Ausgleich eines Sedimentdefizits notwendig.

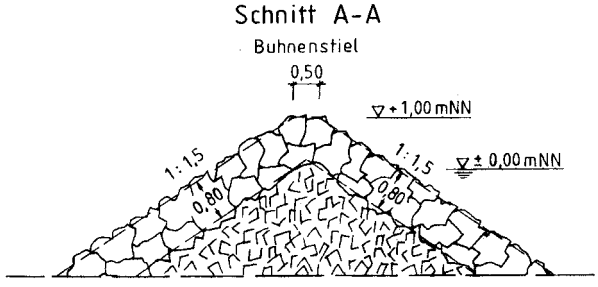

Pfahlwand ohne Fußsicherung
Pfahlwand mit Mörtelgefüllschlauch als Fußsicherung
Deckwerk aus Schüttsteinen
Kastenbuhnen ohne Fußsicherung
Deckwerk aus Basaltsäulen
Stat. 0+00
Stat. 0+75
Stat. 0+175
Stat. 0+185
Stat. 0+225
NN+3,24 m
NN -0,00 m
Pfahlwand 6,0 m lang
Mörtelgefüllschlauch
Pfahlwand 8,0 m lang
Bongossispundwand 5,0 m lang
Hochwasser NN+1,13 m
NN+0,18 m
Niedrigwasser NN-1,27 m
Station 0+185
Basaltsetzwerk d=60 cm auf Schotterunterlage
4,24
Mörtelgefüllschlauch LM 0,50,7m
Bongossispundwand 5,0 m lang
vorh. Rundpfähle
10,40
NN -0,00 m
Steinschüttung auf geotextilem Filter
Station 0+175
Gurt 20/26
Mörtelgefüllschlauch LM 0,50,7m
5,00
5,00
Rundpfähle ø LM 40 cm 8,0 m lang
NN -0,00 m
Steinschüttung auf geotextilem Filter

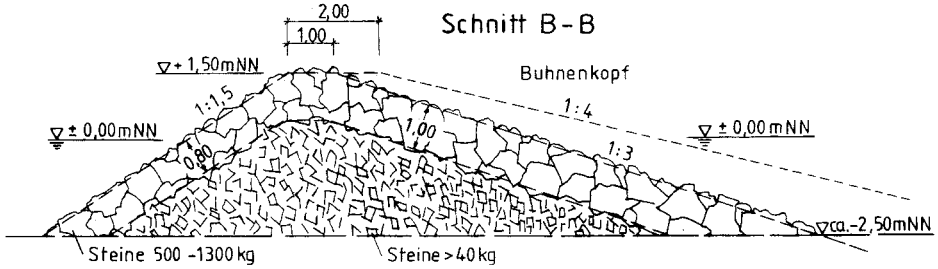
Beispiel 19: Buhnensystem an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins

Buhnentyp:	Geböschte T-förmige Natursteinbuhnen
Lage:	Buhnensystem vor dem Landesschutzdeich Probstei, westlicher Außenbereich der Kieler Förde
Beanspruchung:	Seegang, Brandungsströmung, Eis
Baugrund:	Oberflächlich (0–3 m) marine Sande in stark wechselnder Körnung (d_m = 0,08–0,67 mm), darunter oberflächlich entkalkte, teilweise aufgeweichte Grundmoräne (Geschiebemergel mit örtlichen Einlagerungen von Schmelzwassersand und Beckenschluff); in einzelnen bis zu 23 m tiefen Rinnen holozäne Mudden mit gelegentlicher Torfüberdeckung.
Baujahr:	1982/88.
Bauweise:	Das System von 48 Buhnen, zeitlich parallel zur Verstärkung des jeweiligen Landesschutzdeichabschnittes (vgl. Empf. G, Abschn. 6, Beispiel Nr. 17) errichtet, schließt in östlicher Richtung an ein bestehendes Parallelwerk an. Die Buhnen sind 100 m, die Querwerke 40 m lang, wobei die Buhnenwurzeln an das Fußdeckwerk des Deiches anschließen. Der Abstand der Buhnen untereinander beträgt einheitlich 200 m. Die Steine wurden ohne Unterlage direkt auf dem Meeresboden aufgebracht. Für den Buhnenkern wurde überwiegend vorhandenes Steinmaterial aus dem Fußdeckwerk des Altdeiches verwendet. Die Deckschicht besteht aus Steinen mit Einzelgewichten zwischen 0,8 und 1,3 t und ist dadurch im oberen Bereich der Schüttung teildurchlässig.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Im Hinblick auf den wechselhaften Baugrund wurde von vornherein ein zweistufiger Ausbau der Buhnen vorgesehen und auf eine Unterlage verzichtet. Infolge von Seegangswirkungen und Baugrund bedingten Setzungen haben sich die Querwerke verformt; insbesondere an den Enden der Buhnenköpfe sind Fehlhöhen aufgetreten. In den Jahren 1996, 1998 und 2000 sind bisher mit insgesamt ca. 30.000 t Steinen bei 22 Buhnenköpfen die Krone auf 2 m verbreitert und die seeseitige Böschung auf 1 : 4 abgeflacht worden. b) funktionell: Der bei der Deichverstärkung durch die Überbauung des trockenen Strandes erheblich gestörte Sandhaushalt vor dem neuen Deich ist durch Vorspülungen von insgesamt 546 000 m^3 Sand in 1987 und 1990 ergänzt worden. Die durch den Buhnenbau angestrebte Stabilisierung des Strandes und Vorstrandes mit einer Neigung von flacher als 1 : 60 sowie die ufernahe relative Lagestabilität der Sedimente im Küstenabschnitt sind im Wesentlichen erreicht worden.



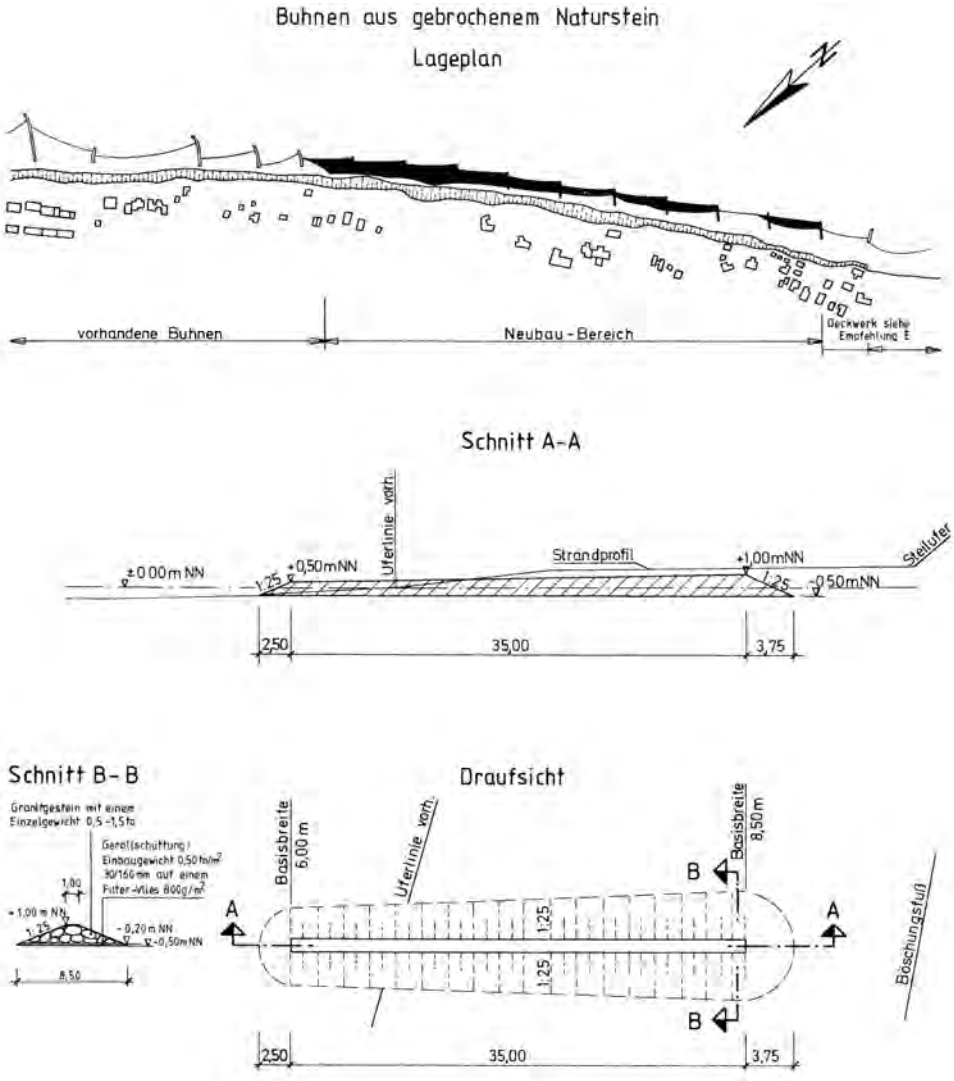

B
B
A
A
40 m
100 m


Schnitt A-A
Buhnenstiel
0,50
+1,00 mNN
± 0,00 mNN
1:1,5
1:1,5
0,80
0,80


Schnitt B-B
2,00
1,00
+1,50 mNN
Buhnenkopf
1:1,5
1:4
1:3
± 0,00 mNN
± 0,00 mNN
0,80
1,00
ca.-2,50 mNN
Steine 500 -1300 kg
Steine > 40 kg

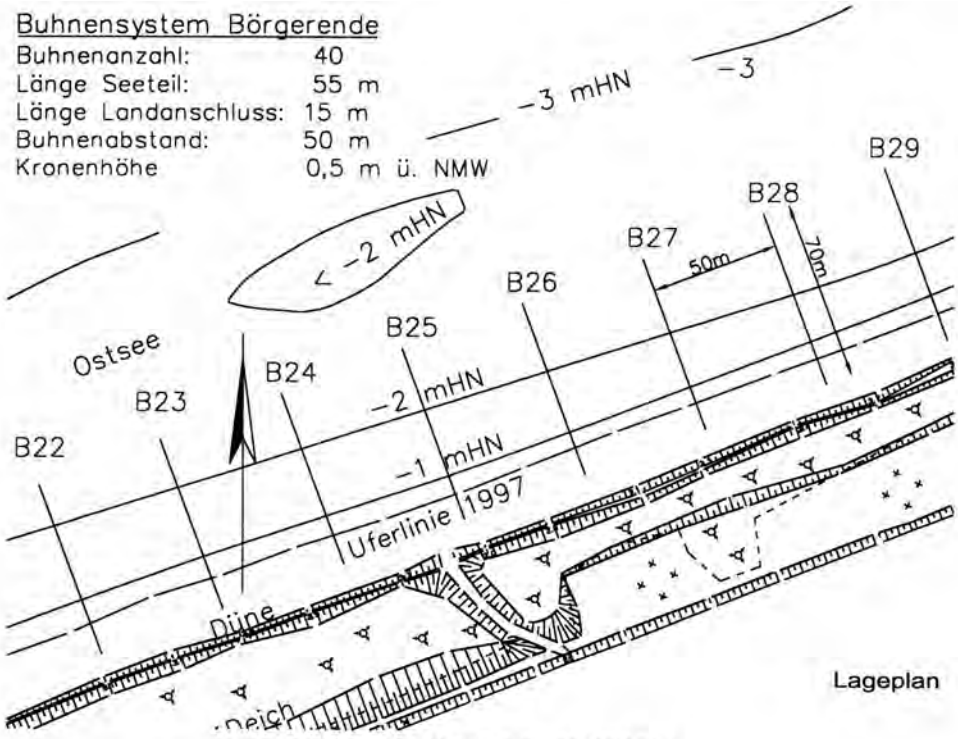
Beispiel 20: Buhnensystem vor dem Sierksdorfer Steilufer an der Ostseeküste Schleswig-Holsteins

Buhnentyp:	Geböschte Buhnen aus gebrochenem Naturstein
Lage:	Küstenabschnitt vor dem Sierksdorfer Steilufer an der Lübecker Bucht. Im weiteren Verlauf schließt sich nach Südwesten hin das in der EAK 1993, Empfehlungen E, als Beispiel 6 beschriebene Deckwerk aus Betonsteinpflaster und Setzpacklage mit rauher Oberfläche an.
Beanspruchung:	Seegang, Brandungsströmung, Eis
Baugrund:	Geschiebemergel, oberflächlich geringe Überdeckung mit marinen Sanden
Baujahr:	1996
Bauweise:	S y s t e m : Im Lee-Bereich eines durch Buhnen vor Erosion geschützten Küstenabschnittes wurde ein Buhnenfeld mit 10 Schüttstein-Buhnen errichtet. In die einzelnen Buhnenfelder wurden insgesamt rd. 45.000 m^3 Sand eingespült. B u h n e : Granitsteine mit einem Einzelgewicht von 0,5 bis 1,5 t auf 0,5 t/m^2 Geröllschüttung 30/160 mm und Filtervlies 800 g/m^2. Neigung der Böschungen 1:2,5 ; Kronenbreite 1,00 m; Höhe NN + 0,5 bis 1,0 m.
Beurteilung:	Die Buhnen und die Sandaufspülung haben die Beanspruchungen aus den bisher eingetretenen Hochwassern ohne Beeinträchtigung überstanden. Extreme Sturmfluten sind seit Fertigstellung nicht aufgetreten. Das Buhnensystem hat sich in Verbindung mit der eingebrachten Sandvorspülung als Sicherungsmaßnahme für Strand und Vorstrand vor einem bebauten Steiluferbereich bewährt. Inwieweit der Sandvorrat in den Buhnenfeldern langfristig wieder ergänzt werden muss, lässt sich zur Zeit noch nicht abschließend beurteilen.

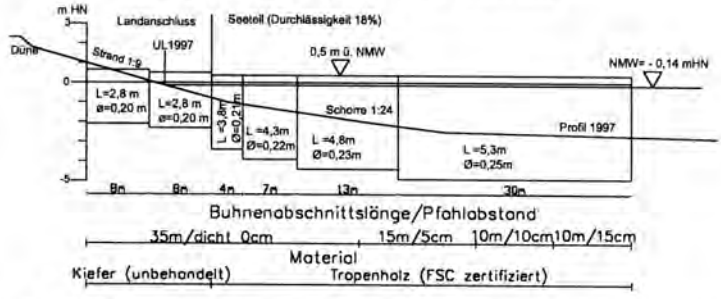

Buhnen aus gebrochenem Naturstein
Lageplan
N
vorhandene Buhnen
Neubau - Bereich
Deckwerk siehe Empfehlung E
Schnitt A-A
Ufertlinie vorh.
±0,00 m NN
+0,50mNN
Strandprofil
+1,00mNN
Steilufer
-0,50mNN
1:25
1:25
2,50
35,00
3,75
Schnitt B-B
Granitgestein mit einem Einzelgewicht 0,5 -1,5 to
Geröllschüttung i Einbaugewicht 0,50 to/m²
30/160 mm auf einem Filter-Vlies 800g/m²
1,00
+1,00 m NN
1:25
- 0,20 m NN
-0,50mNN
8,50
Draufsicht
Basisbreite 6,00 m
Ufertlinie vorh.
Basisbreite 8,50 m
A
A
B
B
1:25
1:25
Böschungsfuß
2,50
35,00
3,75

Beispiel 21 **Buhnensystem Börgerende / Mecklenburg-Vorpommern**

Buhnentyp:	Einreihige, dichte Holzpfahlbuhne
Lage:	Börgerende, ca. 12 km westlich von Warnemünde
Beanspruchung:	Schwer; Seegang, Brandung, Strömung, Sandschliff, Eisgang
Baugrund:	Im liegenden Geschiebemergel (steifplastisch bis fest), von Sand und Geröll bedeckt (landseitig ca. 0,5–2 m; seeseitig ca. 0–1m)
Bauzeitraum:	1998: B1–B9; 1999: B10–B30; 2000: B31–B40
Bauweise:	Das System besteht aus 40 Buhnen. Die steilen Strand- und Schorreverhältnisse (1:50 zwischen Uferlinie und 4-m-Tiefenlinie) bedingen eine geringe Buhnenlänge, enge Buhnenabstände und geringe Durchlässigkeit (18 %). Am westlichen und östlichen Rand des Buhnensystems wird die Durchlässigkeit in jeweils 4 Schritten auf 40 % erhöht (Auflösung des Systems), um die Lee-Wirkung auf die benachbarten Küstenabschnitte weitgehend zu verringern. Die Landanschlüsse bestehen aus unbehandelten Kiefernholzpfählen, die Seeteile aus Tropenholz (Acariquara) mit FSC-Zertifikat (B1-B30) bzw. aus imprägnierten Kiefernpfählen (B31–B40); Kesseldruckimprägnierung mit einem Chrom-Kupfer-Holzschutzmittel und einer Mindesteinbringmenge von 18 kg pro m^3 Holzvolumen. Der Einsatz imprägnierten Holzes war aufgrund von Schwierigkeiten beim Rammen der nicht vollstämmigen Acariquarapfähle in den von West nach Ost zunehmend härter werdenden Rammgrund erforderlich. Erste Ergebnisse von Untersuchungen zur Wirksamkeit und zur Umweltverträglichkeit von Chrom-Kupfer-Salzen als Imprägnierwirkstoff für Buhnenpfähle an der Ostseeküste ließen diese Entscheidung zu. Beide Pfahltypen gelten bisher als resistent gegen „Terredo navalis“. Der Geschiebemergel erwies sich als sehr schwer rammbar, so dass nur Einbindelängen von ca. 2 m erreicht wurden. Vorgesehen waren ursprünglich $^3/_5$ der Pfahllänge (2–3,5 m). Stellenweise konnte die Rammtiefe nur erreicht werden, nachdem die Rammtrasse vorgeschlitzt worden war, ca. 10 cm breit und 0,5 m tief.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Seit Fertigstellung allgemein gleichbleibend guter Zustand bei normal starker Seegangs- und Brandungsbelastung, allerdings kein Eisgang. Die während der langen Bauzeit z. T. stark erodierten Strandabschnitte (zwischen B31 und B40) haben sich stabilisiert und sind wieder ausgeglichen. Die Landanschlüsse wurden in diesen Abschnitten landwärts um bis zu 10 m verlängert. Schädlingsbefall der Tropenholz- und imprägnierten Kiefernpfähle wurde bisher nicht festgestellt. Die Resistenz wird in Langzeitbeobachtung kontrolliert. b) funktionell: Das Buhnensystem hat schon innerhalb des ersten Funktionsjahres zu beachtlicher Aufsandung des ufernahen Strandes und der Schorre geführt. Die Uferlinie ist um ca. 8 m seewärts verlagert worden. Die Akkumulationswirkung setzt entsprechende Sedimentverfügbarkeit in der küstennahen Strömung voraus. Die Lee-Wirkung des Buhnensystems ist deutlich sichtbar, aber nicht stärker als erwartet.



Längsschnitt Buhne 29 (Standardprofil für B22 bis B36)



Auflösung des Buhnensystems in beiden Randbereichen (B1-B4 und B37-B40)

Buhnenabschnittslänge/Pfahlabstand

Buhnen B4 und B37 — 30m/dicht 0cm | 20m/5cm | 10m/10cm | 10m/15cm
Durchlässigkeit im Seeteil 23 %

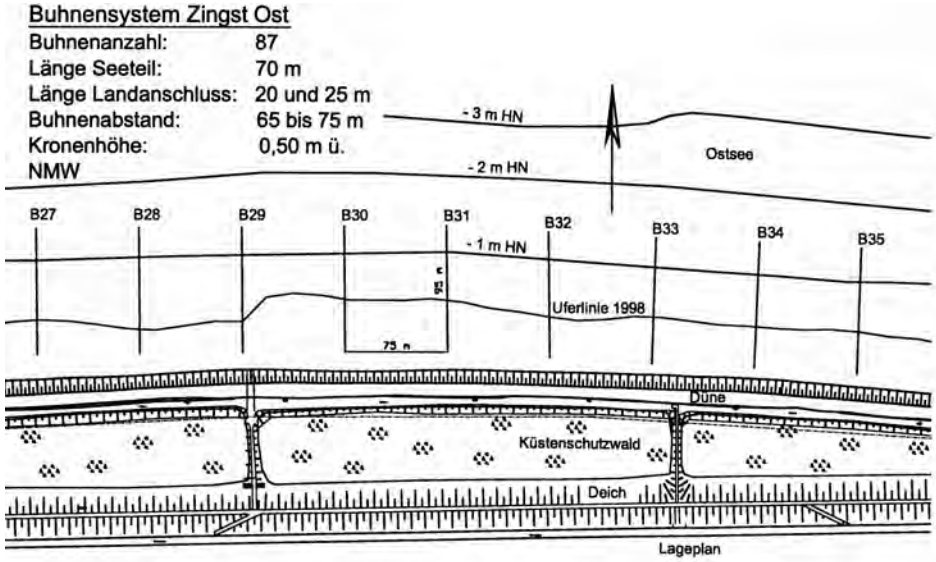
Buhnen B3 und B38 — 22m/dicht 0cm | 15m/5cm | 15m/10cm | 10m/15cm | 8m/20cm
Durchlässigkeit im Seeteil 29 %

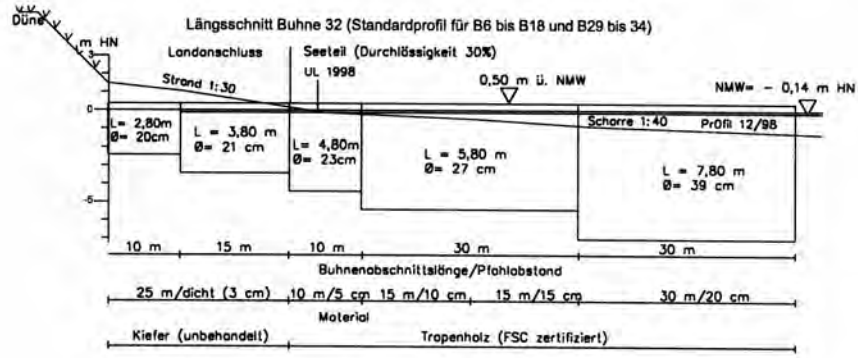
Buhnen B2 und B39 — 20m/dicht 0cm | 10m/5cm | 15m/10cm | 10m/15cm | 15m/20cm
Durchlässigkeit im Seeteil 34 %

Buhnen B1 und B40 — 20m/dicht 0cm | 20m/10cm | 30m/20cm
Durchlässigkeit im Seeteil 40 %

Beispiel 22: Buhnensystem Zingst Ost / Mecklenburg-Vorpommern

Buhnentyp:	Einreihige, offene Holzpfahlbuhne
Lage:	Ortslage Zingst (östl. Seebrücke) bis westl. Grenze Nationalparkkernzone
Beanspruchung:	Mittelschwer; Seegang, Brandung, Strömung, Sandschliff, Eisgang
Baugrund:	Oberflächlich anstehende Fein- und Mittelsande, schichtenweise Grobsande. Im Liegenden überwiegend Feinsande mit organogenen Horizonten von geringer Mächtigkeit.
Baujahr:	1994/95: 12 Buhnen, 1998: 19 Buhnen, 2000: 12 Buhnen, 2001: 30 Buhnen, (für 2002 sind 14 Buhnen in Planung)
Bauweise:	Das gesamte Buhnensystem Zingst Ost besteht nach der Fertigstellung im Jahr 2002 aus 87 Holzpfahlbuhnen. Die in den Jahren 1964/65/66 gebauten Buhnen erbrachten aufgrund ihrer Konstruktionsart (hohe Durchlässigkeit, niedrige Höhe) nicht die erforderliche positive Wirkung auf den Sedimenthaushalt. Die Zerstörung großer Buhnenbereiche durch den seit 1993 andauernden Befall des Holzes durch die Bohrmuschel „Teredo navalis“ machte den kompletten Neubau des Buhnensystems erforderlich. Die flachen Strand- und Schorreneigungen (1:75 zwischen Uferlinie und 4-m-Tiefenlinie) sind charakteristisch für die Sedimentdynamik des Abschnittes mit traditionellem Sturmflutschutzsystem, das durch regelmäßige Aufspülungen erhalten wird. Sie erfordern eine große Buhnenlänge, große Buhnenabstände und gestatten mittlere Durchlässigkeiten im zentralen Bereich des Buhnensystems. Unmittelbar westlich der Seebrücke Zingst schließt die Buhne B1 an das alte Buhnensystem Prerow-Zingst/B59 an; daher ist hier keine Auflösung erforderlich. Im östlichen Bereich des Buhnensystems wurde die Durchlässigkeit von 30 auf 24 % verringert und dann in 5 Schritten auf 44 % erhöht, um die Lee-Wirkung auf die benachbarten unverbauten Küstenabschnitte zu verringern. Die Landanschlüsse bestehen aus Kiefernholzpfählen, die Seeteile aus bisher gegen „Teredo navalis“ resistentem Tropenholz verschiedener Arten mit FSC-Zertifikat. Lediglich die 12 Buhnen aus den Jahren 1994/95 wurden noch durchgängig aus unbehandeltem Kiefernholz gerammt.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Seit Fertigstellung allgemein gleichbleibend sehr guter Zustand bei normaler Seegangs- und Brandungsbelastung; allerdings gibt es bisher keine Erfahrungen zur Belastbarkeit der spröden und hohlraumreichen Tropenhölzer bei Eisgang und Frost. b) funktionell: Das Buhnensystem konnte innerhalb der ersten Funktionssperre die Uferlinie stabilisieren und dabei längere Spülintervalle ermöglichen.



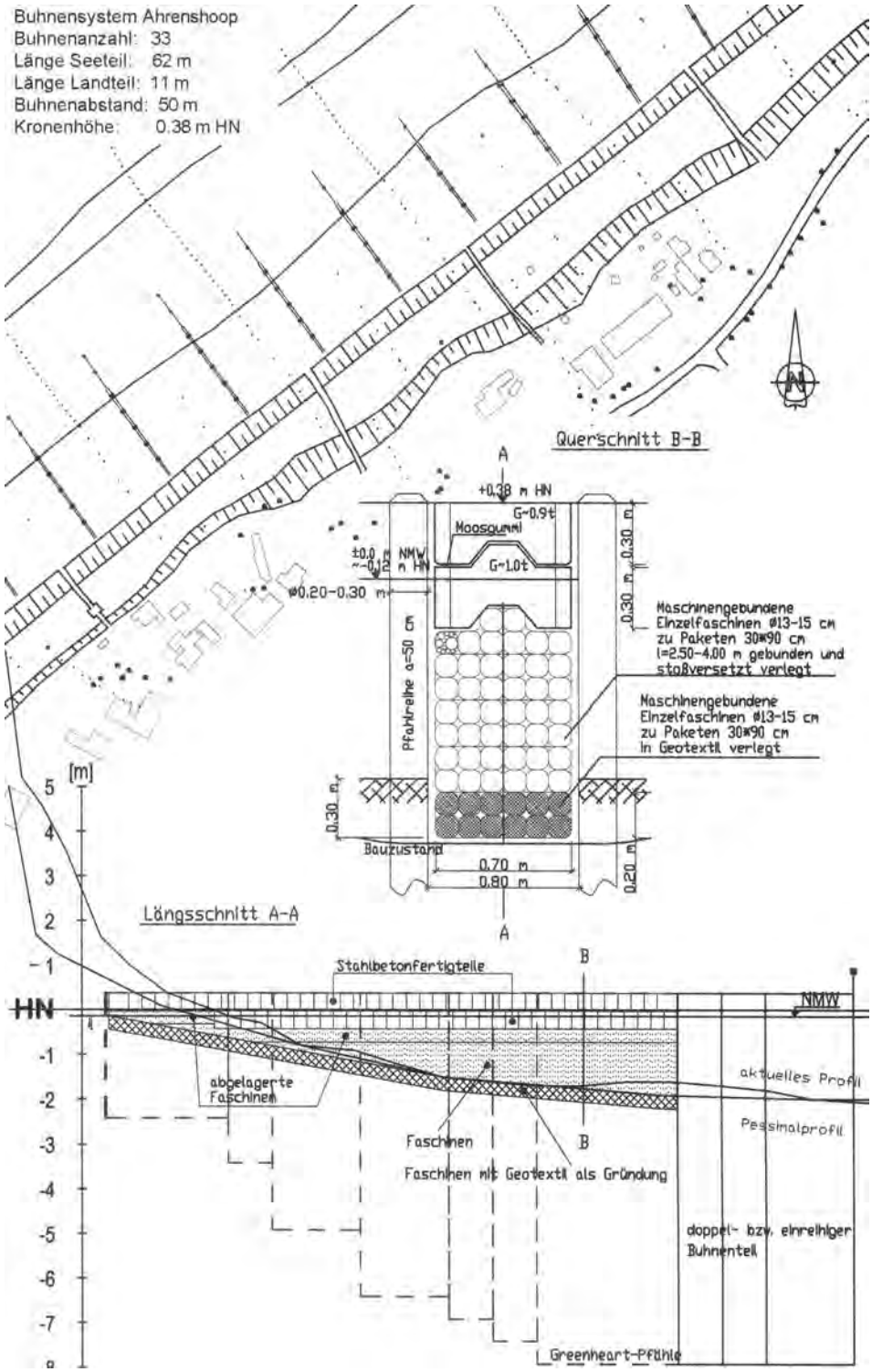


Auflösung des Buhnensystems im Osten (Seeteil, B62 bis B66)
Durchlässigkeit der Seeteile ab Buhne 33 bis B61= 24%

	Buhnenabschnittslänge/Pfahlabstand		
Buhne B61	25 m/5 cm	20 m/10 cm	25 m/15 cm
Durchlässigkeit 24%			
Buhne B62	50 m/10 cm		20 m/15 cm
Durchlässigkeit 28%			
Buhne B63	30 m/10 cm	20 m/15 cm	20 m/20 cm
Durchlässigkeit 32%			
Buhne B64	50 m/15 cm		20 m/20 cm
Durchlässigkeit 36%			
Buhne B65	30 m/15 cm	20 m/20 cm	20 m/25 cm
Durchlässigkeit 40%			
Buhne B66	30 m/20 cm	40 m/25 cm	
Durchlässigkeit 44%			

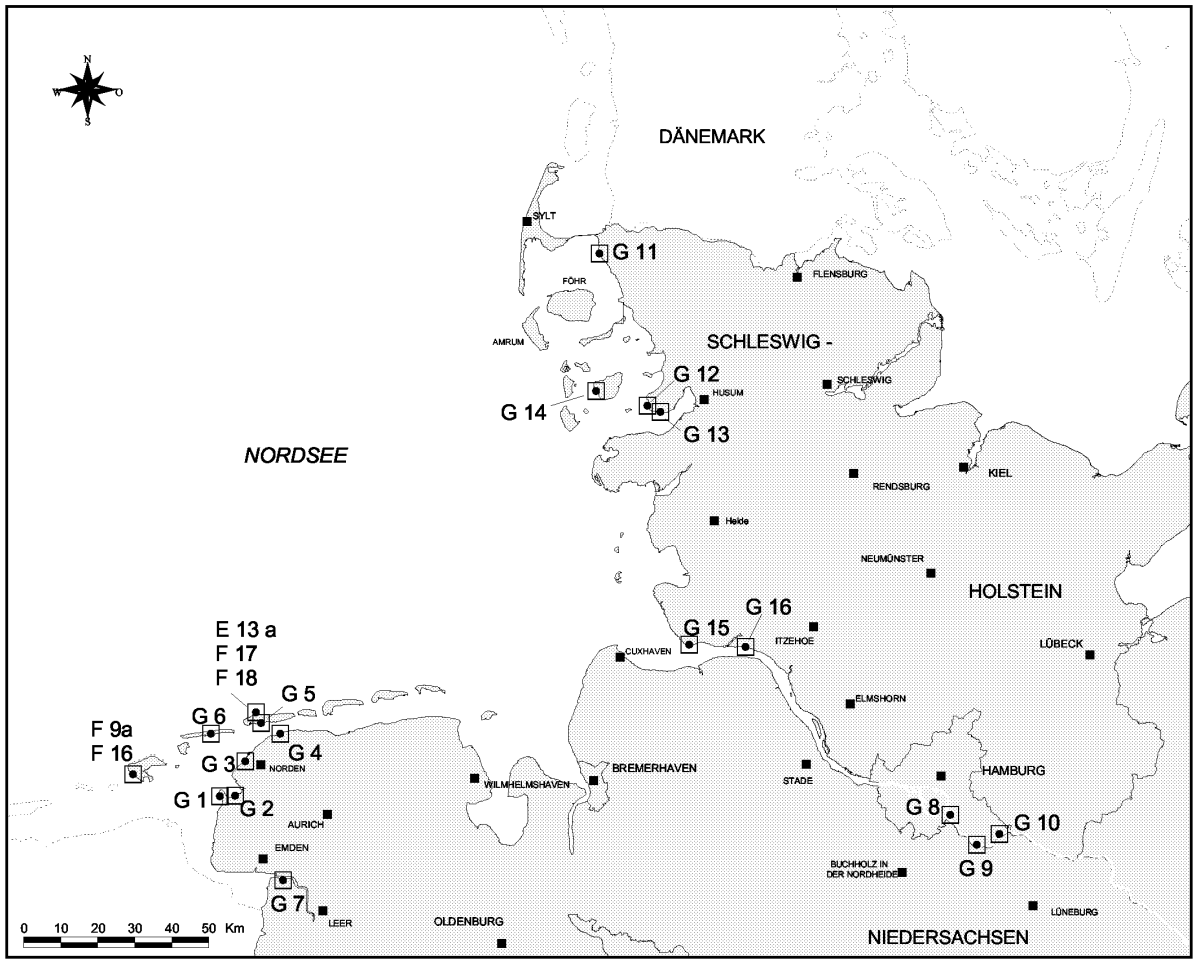
Beispiel 23: Buhnensystem Ahrenshoop / Mecklenburg-Vorpommern

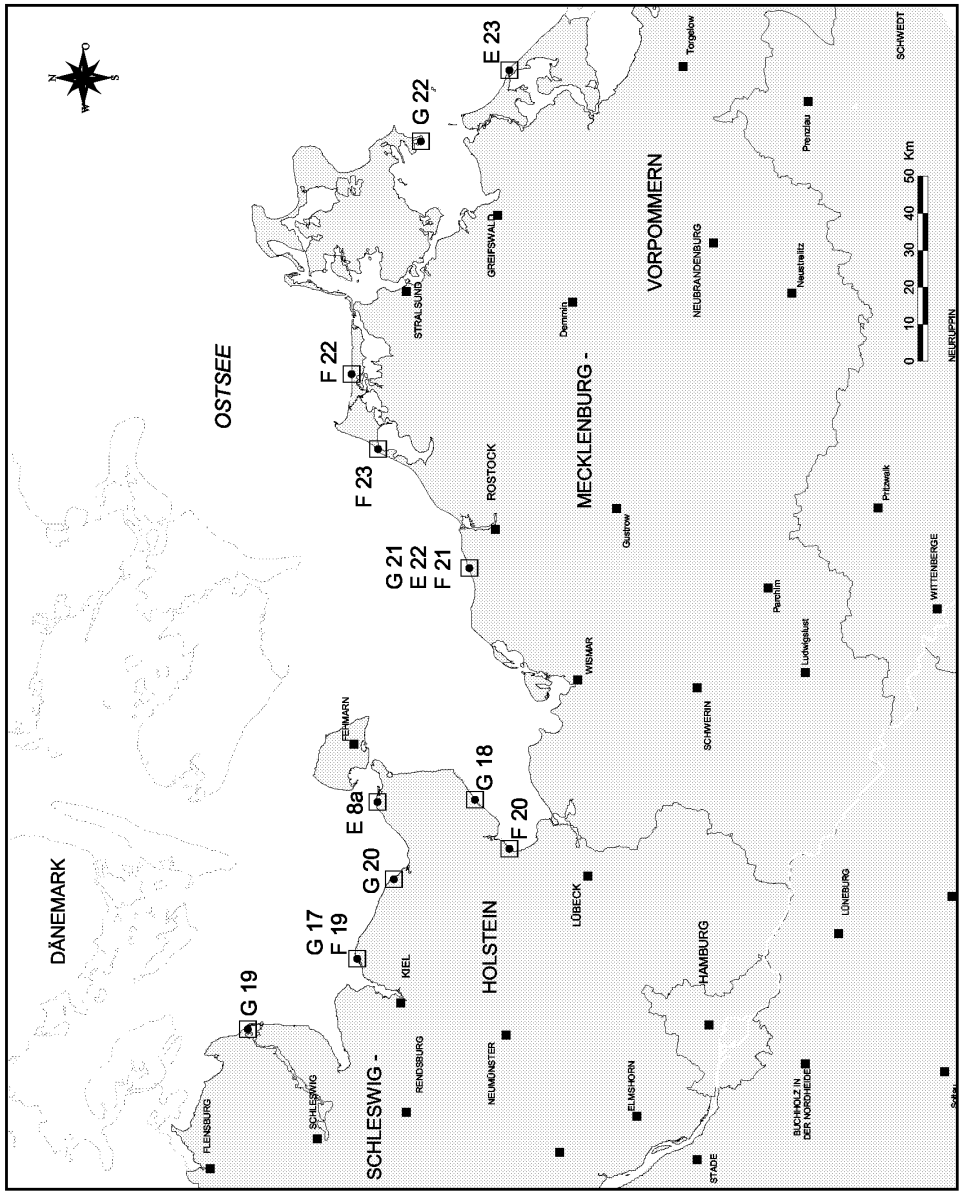
Buhnentyp:	Kastenbuhne
Material:	Greenheart-Tropenholz, Stahlbetonformsteine, Weidenfaschinenstrangfüllung
Lage:	Vor der Ortslage Ahrenshoop
Beanspruchung:	Seegang, Quer- und Längsströmungen
Baugrund:	Pleistozäne Geschiebemergel, holozäne Sande
Bauzeitraum:	1994–1997
Bauweise:	Zwei senkrecht zur Uferlinie gerammte Pfahlreihen Greenheart-Tropenholz mit lichtem Abstand von 0,90 m (Pfahlabstand innerhalb der Reihe: 0,50 m), lagenweise mit Weidenfaschinenpackungen entlang der Buhnenachse ausgefüllt; zweilagige, im Landbereich einlagige Betonfertigteilabdeckung zur Beschwerung über den Faschinen; zur Sohlsicherung Verpackung der unteren Faschinen in Geotextil; seeseitige Buhnenenden erst doppel- und dann einreihig von dichtem bis 10 cm offenem Pfahlabstand in Richtung See mit größer werdender Durchlässigkeit.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Schwächstes Element der Kastenbuhne ist die Weidenfaschinenpackung. Sie wird durch dynamische Krafteinwirkung (Wellenbewegung + Auflast) zerrieben bzw. durch die Bohrmuschel (Teredo navalis) in der Lebensdauer herabgemindert. Ein Nachpacken bzw. Austausch der Faschinenstränge im Abstand von vier bis acht Jahren ist erforderlich. Die anderen Elemente weisen eine hohe Stabilität und Lebensdauer auf. b) funktionell: Die Buhne vermindert die küstenparallelen Strömungen und verringert somit den Austrag von Sedimenten aus dem Buhnenfeld. Hauptsächlich wirkendes Element ist die Faschinenpacklage. Die sehr feinen und gleichmäßig über die gesamte Buhnenwand verteilten Öffnungen erlauben ein gedämpftes Durchströmen und vermindern bzw. verhindern lokalen Wasseraufstau im Buhnenfeld. Strömungswalzen bzw. Küstenquerströmungen entlang der Buhne treten kaum auf, und somit bleiben lokale Erosionen bzw. Kolke weitestgehend aus. Durch die Breite der Buhnen wird außerdem ein aus Küstenschutzsicht positiver Einfluss auf die Energiedissipation der Wellen ausgeübt.


Buhnensystem Ahrenshoop
Buhnenanzahl: 33
Länge Seeteil: 62 m
Länge Landteil: 11 m
Buhnenabstand: 50 m
Kronenhöhe: 0.38 m HN
Querschnitt B-B
+0.38 m HN
G-0.9t
Moosgummi
±0.0 m NMW
~-0.12 m HN
G-1.0t
ø0.20-0.30 m
0.30 m
0.30 m
Pfahlreihe a=50 cm
Maschinengebundene Einzelfaschinen ø13-15 cm zu Paketen 30*90 cm l=2.50-4.00 m gebunden und stoßversetzt verlegt
Maschinengebundene Einzelfaschinen ø13-15 cm zu Paketen 30*90 cm in Geotextil verlegt
0.30 m
Bauzustand
0.70 m
0.80 m
0.20 m
A
A
Längsschnitt A-A
[m]
5
4
3
2
1
HN
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
Stahlbetonfertigteile
B
B
NMW
abgelagerte Faschinen
Faschinen
Faschinen mit Geotextil als Gründung
aktuelles Profil
Pessimalprofil
doppel- bzw. einreihiger Buhnenteil
Greenheart-Pfähle

Übersichtskarten zu den Beispielen:

a) ausgeführte Deichbauten der Empfehlung G 2002
b) ausgeführte Deckwerke und andere Längswerke sowie Buhnen des Anhangs 2002 zu den Empfehlungen E und F 1993




DÄNEMARK
OSTSEE
SCHLESWIG -
HOLSTEIN
MECKLENBURG -
VORPOMMERN
G 19
G 17
F 19
G 20
E 8a
G 18
F 20
G 21
E 22
F 21
F 23
F 22
G 22
E 23
FLENSBURG
SCHLESWIG
RENDSBURG
KIEL
FEHMARN
NEUMÜNSTER
ELMSHORN
LÜBECK
HAMBURG
STADE
BUCHHOLZ IN DER NORDHEIDE
LÜNEBURG
WISMAR
ROSTOCK
STRALSUND
GREIFSWALD
Demmin
Gustrow
Pasewalk
Ludwigslust
SCHWERIN
NEUBRANDENBURG
Neustrelitz
Prenzlau
Torgelow
SCHWEDT
NEURUPPIN
Pritzwalk
WITTENBERGE
0 10 20 30 40 50 Km