Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Die Küste

Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee

Archive for
Research and Technology on the North Sea and Baltic Coast

3950-A-2012-00000001

EAK 1993

Empfehlungen für Küstenschutzwerke

Heft 55 · Jahr 1993

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 1993

Empfehlungen

für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den

Ausschuß für Küstenschutzwerke

der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V.

HERAUSGEBER:
KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN

Heft 55 – 1993

DRUCK UND KOMMISSIONSVERLAG:
WESTHOLSTEINISCHE VERLAGSANSTALT BOYENS & CO. HEIDE I. HOLST.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

ISSN 0452-7739
ISBN 3-8042-0650-6

Anschriften der Verfasser dieses Heftes:

Das vorliegende Heft enthält die Empfehlungen des Ausschusses für Küstenschutzwerke der DGEG und der HTG. Vorsitzender des Ausschusses ist Ltd. Baudirektor Heie Focken Erchinger, Staatliches Amt für Insel- und Küstenschutz, Jahnstr. 1, 26506 Norden. Der Ausschuß kann auch erreicht werden über die Geschäftsstelle der HTG, Dalmannstr. 1, (Strom- u. Hafenbau), 20457 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.
Vorsitzender: Regierungsdirektor Dr.-Ing. EIKO LÜBBE
Geschäftsführer: Dr.-Ing. VOLKER BARTHEL
Schriftleiter: Dr.-Ing. HARALD GÖHREN, Dalmannstraße 1–3, 20457 Hamburg.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Herrn o. Professor Dr.-Ing. habil. Alfred Führböter gewidmet

Am 19. Mai 1992 verstarb nach längerer, mit großer Geduld ertragener Krankheit im Alter von 61 Jahren Universitätsprofessor Dr.-Ing. habil. Alfred Führböter, zugl. Leiter der Abteilung Hydromechanik und Küstenwasserbau im Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig. Die Fachwelt verlor mit ihm einen hervorragenden Wissenschaftler und einen Hochschullehrer und Kollegen, der sich durch sein wissenschaftliches Können, seine persönliche Bescheidenheit und seine liebenswürdige Hilfsbereitschaft besonders auszeichnete.

Er war Gründungsmitglied unseres Ausschusses für Küstenschutzwerke und hat durch seine wissenschaftlichen Beiträge und seine vorausschauende Erfassung und Lösung praktischer Küstenschutzprobleme auf der Basis eines vielfältigen naturwissenschaftlichen Wissens unsere Arbeit stets außerordentlich befruchtet.

Seine Idee von 1969, den Großen Wellenkanal zu bauen, führte 1983 zu einer hervorragenden Forschungseinrichtung für das Küsteningenieurwesen. Er hat sie für richtungsweisende Untersuchungen genutzt. Die Ergebnisse zu „Wellenbelastungen vor Deich- und Deckwerksböschungen" hat er, schon von der Krankheit gezeichnet, mit bewundernswerter Energie und Zielstrebigkeit Ende 1991 abschließen können. Die Arbeit ist als sein wissenschaftliches Vermächtnis im Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft (Bd. 46, 1991) erschienen und bildete bei der Bearbeitung des Abschnitts 4 der Empfehlungen A eine wertvolle Grundlage.

Sein Scheiden hat in unserem Ausschuß eine große Lücke hinterlassen. Er wird uns unvergessen bleiben.

Heie F. Erchinger

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Inhaltsverzeichnis

Ausschuß für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. sowie der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V.

Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1993

Vorwort: VII

Zusammenfassung, Summary: XI

Empfehlungen A:
Äußere Belastung als Grundlage für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken 4–214

Empfehlungen B:
Boden und Baugrund für Küstenschutzwerke 215–231

Empfehlungen C:
Baustoffe für Küstenschutzwerke 233–282

Empfehlungen D:
Sandaufspülungen als Küstenschutz 283–352

Empfehlungen E:
Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz 353–469

Empfehlungen F:
Buhnen als Küstenschutz 471–539

Anhang: Übersichtskarten zu den Ausführungsbeispielen der Empfehlungen D, E und F 541–542

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Vorwort

Der Ausschuß für Küstenschutzwerke wurde im Jahre 1972 als gemeinsame Einrichtung der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. (als Arbeitskreis 15 geführt) und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e. V. gegründet. Aufgrund der dem Ausschuß gestellten Aufgabe, Empfehlungen für die funktionelle und konstruktive Planung sowie wirtschaftliche Bauausführung für Küstenschutzwerke an der Nord- und Ostsee nach dem neuesten Stand der Technik zu erarbeiten, wurden die Empfehlungen A bis F für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1981 – in Heft 36 von DIE KÜSTE veröffentlicht. Sie befassen sich überwiegend mit der Erhaltung sandiger Küsten, wie sie auf den Nordseeinseln und an der Ostseeküste anzutreffen sind.

Wissenschaftliche Untersuchungen im Großen Wellenkanal der Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig und zahlreiche Forschungsvorhaben haben in den vergangenen Jahren neue Erkenntnisse erbracht. Auch wurden bei den Baumaßnahmen des Küstenschutzes weitere Erfahrungen bei bau- und gerätetechnischen Weiterentwicklungen und veränderten wirtschaftlichen Bedingungen gesammelt. Diese Entwicklung hat den Ausschuß bewogen, die Empfehlungen A bis F völlig zu überarbeiten und zu ergänzen. Dabei konnte auch die Küste Mecklenburg-Vorpommerns einbezogen werden.

Die Empfehlungen werden als EAK 1993 in diesem Heft 55 von DIE KÜSTE veröffentlicht und gliedern sich in

1) Grundlagen für Planung und Ausführung:
   Empfehlungen A – „Äußere Belastung als Grundlage für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken"
   Empfehlungen B – „Boden und Baugrund für Küstenschutzwerke"
   Empfehlungen C – „Baustoffe für Küstenschutzwerke"
2) Planung und Ausführung von Küstenschutzmaßnahmen an sandigen Küsten:
   Empfehlungen D – „Sandaufspülungen als Küstenschutz"
   Empfehlungen E – „Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz"
   Empfehlungen F – „Buhnen als Küstenschutz".

Ferner hat der Ausschuß sich als künftige Aufgabe gestellt, die Empfehlungen G–L für den Schutz von Marschen- und anderen Flachküsten durch Deiche und ihre Sicherungswerke sowie durch Deichvorland und Maßnahmen des flächenhaften Küstenschutzes zu erarbeiten und dabei auch die Kreuzungen dieser Schutzwerke mit Rohrleitungen zu behandeln.

Die hiermit vorgelegten Empfehlungen A bis C sind so erweitert worden, daß sie die Grundlagen für die künftigen Empfehlungen G bis L mit einschließen.

Die Mitglieder des Ausschusses für Küstenschutzwerke wurden nach dem Grundsatz berufen, Küsteningenieure der Wasserbaubehörden, der Hochschulen und der Bauunternehmen zusammenzuführen, um sowohl Fragen der Bemessung als auch die funktionelle und die konstruktive Gestaltung der Küstenschutzwerke nach dem heutigen Kenntnisstand zu behandeln. Bereits 1991 konnte ein Mitglied aus Mecklenburg-Vorpommern berufen werden, um auch die speziellen Probleme und Bauweisen der dortigen Ostseeküste mit zu erfassen.

1992 gehörten dem Ausschuß als Mitglieder an und erarbeiteten diese Empfehlungen:

Erchinger, H. F., Ltd. Baudir., Norden (Vorsitzender)
Andresen, F. H., Ltd. Reg.-Baudir., Tönning
Bayer, E., Prof. Dr.-Ing., Wiesbaden
Brößkamp, K.-H., Obering., Hamburg
Dette, H. H., Dr.-Ing., akad. Dir., Braunschweig
Flügge, G., Dr.-Ing., Ltd. Baudir., Hamburg (ab 1989)

Franke, E., Prof. Dr.-Ing., Darmstadt
Franzius, O., Baudir., Aurich (ab 1989)
Führböter, A., Prof. Dr.-Ing., Braunschweig († 19. 5. 92)
Kohlhase, S., Prof. Dr.-Ing., Hannover
Kramer, J., Ltd. Baudir. a. D., Aurich (Vorsitzender bis 1986)
Kunz, H., Dr.-Ing., Baudir., Norderney (ab 1988)
Partenscky, H. W., Prof. Dr.-Ing. Dr. phys., Hannover
Probst, B., Ministerialrat, Kiel (ab 1990)
Schönian, E., Dr.-Ing., Hamburg
Schwitters, J., Ltd. Baudir. a. D., Emden
Siefert, W., Prof. Dr.-Ing., Hamburg (ab 1982)
Stöver, H.-P., Direktor, Dipl.-Ing., Hamburg
Weiss, D., Dr.-Ing., Rostock-Warnemünde (ab 1991)

Außerdem haben folgende ehemalige Ausschußmitglieder an den EAK mitgewirkt:
Cordes, H., Baudir. († 1976)
Göhren, H., Dr.-Ing., Erster Baudir. (bis 1985)
Lamprecht, H.-O., Prof. Dr.-Ing. (bis 1990)
Luck, G., Dr.-Ing. (bis 1987)
Zitscher, F. F., Prof. Dr.-Ing., Min.dirigent (bis 1982)

In den 21 Jahren seiner Arbeit trat der Ausschuß in 41 Sitzungen an verschiedenen Orten des deutschen Küstengebietes zusammen. Neben der Beratung der Texte der Empfehlungen wurden dabei aktuelle Probleme des Küsteningenieurwesens erörtert, die internationale Zusammenarbeit der Küsteningenieure kritisch beobachtet und gefördert, fachbezogene Vortragsveranstaltungen der HTG mitgestaltet sowie Bauvorhaben des Küstenschutzes besichtigt und erörtert.

Die Sitzungen des gesamten Ausschusses wurden ergänzt durch Sitzungen in Untergruppen, in denen die Textentwürfe für die einzelnen Empfehlungen erarbeitet wurden *(Federführung):*

Empfehlungen A: die Herren Dette (6), Flügge, Führböter, Kohlhase (3), Kramer (1, 2), Siefert (5), Weiss,
Empfehlungen B: Herr Franke,
Empfehlungen C: die Herren *Bayer*, Flügge, Kohlhase, Schönian,
Empfehlungen D: die Herren *Bröß kamp, Erchinger,* Dette, Probst, Kunz, Schwitters, Weiss,
Empfehlungen E: die Herren *Erchinger*, Bayer, Franke, Kohlhase, Kramer, Probst, Schönian, Weiss,
Empfehlungen F: die Herren *Schwitters, Franzius*, Dette, Stöver, Weiss.

Ferner konnten für die Bearbeitung einzelner Abschnitte weitere erfahrene Wissenschaftler gewonnen werden,
für die Empfehlungen A: Dr.-Ing. H. H. Witte, Hamburg, für Abschn. 4, Dr.-Ing. K. F. Daemrich für die Mitarbeit bei Abschn. 3 sowie Dr.-Ing. J. Schwarz, Hamburg, und Dr. Koslowski, Hamburg, für die Überarbeitung des Abschn. 7;
für die Empfehlungen B: Dipl.-Ing. Eißfeldt und Mitarbeiter der Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, Hamburg, sowie Dr. Temmler, Kiel;
für die Empfehlungen C: Dr.-Ing. F. Saathoff, Lübbeke, für den Abschn. 7.

Ihnen sei für Ihre Mitarbeit gedankt.

Die Empfehlungen EAK 1993 erscheinen im ersten Jahr der Liberalisierung des Güterverkehrs in Europa. Die vom EG-Ministerrat beschlossene Konzeption auf dem Gebiet der

technischen Harmonisierung und Normung ordnet europäische Richtlinien und Normen auf zwei Ebenen an: Rahmenanforderungen an Produkte und Bauwerke durch Richtlinien in Form funktioneller Vorgaben und technische Regeln zur Erfüllung dieser Anforderungen durch europäische Normen und Zulassungen. Die Frage der Übergangsfristen für den Ersatz nationaler durch europäische Normen ist noch offen. Solange die entsprechenden europäischen Normen (EN) oder Vornormen (ENV) nicht verabschiedet und eingeführt sind, gelten die nationalen Normen weiter. Nach Einführung der endgültigen Normen (EN) verlieren die nationalen Normen ihre Gültigkeit. Es wird daher empfohlen, die Entwicklung zu verfolgen, wie sie z. B. für Betonwerke in Abschnitt 5.2 der Empfehlungen C beschrieben ist.

Die Empfehlungen A bis F geben den gegenwärtigen Wissens- und Erfahrungsstand im Küsteningenieurwesen wieder. Dabei sind Wiederholungen im Text beabsichtigt, um jede der Empfehlungen in sich lesbar zu machen. Einzelfragen, wie z. B. die Gestaltung von Filtern, sind jeweils in dem Abschnitt behandelt, für den sie die größte Bedeutung haben. Querverweise erleichtern das Auffinden entsprechender Abschnitte in anderen Empfehlungen.

Die völlig überarbeiteten und wesentlich ergänzten Empfehlungen lassen erkennen, daß das Wissen über die Grundlagen sowohl von Seegang, Strömungen und deren Wirkungen als auch über die Sandbewegung im Küstenbereich seit der Herausgabe der Empfehlungen EAK 1981 zugenommen hat. Aufgrund weiterer Forschungen konnten auch neue Erkenntnisse für Ansätze zur Bemessung von Küstenschutzwerken entwickelt werden. Trotzdem können die Schutzwerke konstruktiv nur im begrenzten Umfange gegen äußere Belastungen durch Naturkräfte bemessen werden. Im Küsteningenieurwesen sind noch weitere umfangreiche Untersuchungen erforderlich, um die Grundlagen der Bemessung von Bauwerken zu vervollständigen. Die Empfehlungen müssen daher auch in Zukunft unter jeweiliger Verwendung neuerer wissenschaftlicher Erkenntnisse und praktischer Erfahrungen ergänzt werden.

Der Ausschuß hat die Empfehlungen in der Hoffnung erarbeitet, daß sie den Wasserbaubehörden von Bund und Küstenländern sowie den auf dem Gebiet des Küsteningenieurwesens tätigen Planungsbüros und Baufirmen für Planung und Ausführung von Küstenschutzwerken nützlich sind und auch den Lehrenden und Studierenden als Fachbuch dienen. Der Ausschuß für Küstenschutzwerke ist an einer Diskussion der Empfehlungen interessiert, dankt den Fachkollegen für entsprechende Informationen und ist auch künftig für Änderungs- und Ergänzungsvorschläge dankbar, um diese bei einer späteren Überarbeitung berücksichtigen zu können.

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

Norden, im August 1993

Heie F. Erchinger

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Zusammenfassung

Der Ausschuß für Küstenschutzwerke hat auf der Grundlage des heutigen Standes von wissenschaftlichen Erkenntnissen und praktischen Erfahrungen die Empfehlungen für den Entwurf und die Bauausführung von Küstenschutzwerken (EAK 1981) völlig überarbeitet und ergänzt und legt sie als EAK 1993 vor. Die Empfehlungen A bis C behandeln die Grundlagen wie Wasserstände, Sturmfluten, Seegang und Brandung, Strömungen, Sandbewegung im Küstenbereich, Eisgang und Ansätze zur Bemessung sowie Boden und Baugrund und Baustoffe für Küstenschutzwerke. In den Empfehlungen D bis F sind Entwurf und Ausführung von Sandaufspülungen, von Deckwerken und anderen Längswerken sowie von Buhnen als Küstenschutz dargelegt und an zahlreichen Beispielen der deutschen Nord- und Ostseeküste einschl. Mecklenburg-Vorpommerns erläutert. Die Empfehlungen EAK 1993 sollen der Fachwelt und den Studierenden als übersichtlich zusammengestelltes Regel- und Nachschlagewerk über das umfangreiche Wissensgebiet des Küsteningenieurwesens dienen.

Summary

Based on the present state of scientific knowledge and practical experience, the Coastal Protection Committee has totally updated and extended the recommendations for the design and construction of coastal protection structures (EAK 1981) and published this as EAK 1993. The recommendations A to C treat fundamentals such as water level, storm surges, sea state and shoaling, currents, near shore sand transport, ice development and associated design guidelines as well as soils, foundations and construction materials. The recommendations D to F include the planning of and procedures for sand replenishment, surface protection and other protruding structures such as revetments, seawalls, nearshore breakwaters and groins. These recommendations are illustrated using numerous case studies on the German North and Baltic Sea coasts including Mecklenburg-Vorpommern. The EAK 1993 recommendations should be a comprehensive rule and reference work for both the practicing engineer and students in this extremely complicated field.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Empfehlungen A

Äußere Belastung als Grundlage für Planung und Bemessung von Küstenschutzwerken

Inhalt

1. Einführung 4

2. Wasserstände und Sturmfluten 5
2.1 Allgemeines 5
2.2 Wasserstände 7
2.2.1 Tidebewegung in der Nordsee 7
2.2.2 Beckenschwingungen in der Ostsee 9
2.3 Sturmfluten 12
2.3.1 Sturmflutwasserstände 12
2.3.2 Eintrittswahrscheinlichkeit von Sturmflutwasserständen 15
2.3.3 Klassifizierung der Sturmflutwasserstände nach Höhe und Eintrittshäufigkeit . . 16
2.3.4 Verweilzeiten von Sturmflutwasserständen 17
2.4 Bemessungswasserstände für Küstenschutzwerke 19
2.4.1 Allgemeines 19
2.4.2 Bemessungswasserstände an der Nordseeküste von Schleswig-Holstein 19
2.4.3 Bemessungswasserstände an der Nordseeküste von Niedersachsen 21
2.4.4 Bemessungswasserstände an Elbe, Weser und Ems 22
2.4.5 Bemessungswasserstände an der Ostsee 23

3. Seegang und Brandung 25
3.1 Einführung 25
3.2 Anmerkungen zu Wellentheorien 28
3.2.1 Allgemeines 28
3.2.2 Deterministische Wellentheorien, Überblick 28
3.2.2.1 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude (AIRY/LAPLAÇE) 33
3.2.2.2 Theorien endlicher Amplitude (STOKESsche Wellentheorien) 33
3.2.2.3 Cnoidale Wellentheorie und Theorie der Einzelwelle 36
3.2.2.4 Trochoidale Wellentheorie 37
3.2.3 Zur Anwendung der Wellengleichungen, lineare Theorie 37
3.2.3.1 Potentialfunktion 37
3.2.3.2 Orbitalbewegung 37
3.2.3.3 Druckverteilung unter einer fortschreitenden Schwerewelle 39
3.2.3.4 Kinetische und potentielle Energie 39
3.2.3.5 Energiefluß 39
3.2.3.6 Gruppengeschwindigkeit 40
3.2.3.7 Überlagerung von Wellen 40
3.3 Seegang 41
3.3.1 Allgemeines und Formen der Vereinfachung 41
3.3.2 Seegangsparameter, Definitionen und Bezeichnungen 42
3.3.2.1 Allgemeines 42
3.3.2.2 Zeitbereichsparameter 44
3.3.2.3 Frequenzbereichsparameter 46
3.3.3 Zusammenhänge zwischen Seegangsparametern 46
3.3.4 Hinweise zur Anwendung des Spektrums 47
3.3.5 Formen des Spektrums 48
3.3.5.1 Eindimensionales Seegangsspektrum, Tiefwasser 48
3.3.5.2 TMA-Flachwasserspektrum 50

3.4 Flachwassereffekte 51
3.4.1 Allgemeines 51
3.4.2 Refraktion 53
3.4.3 Shoaling 55
3.4.4 Wellenbrechen 57
3.4.5 Sohlreibung und Perkolation 64
3.5 Bauwerksbedingte Einflüsse 65
3.5.1 Reflexion 65
3.5.2 Diffraktion 68
3.5.3 Wellentransmission 70
3.5.4 Wellenauflauf 74
3.5.5 Druckschlag 77
3.6 Ermittlung von Seegangsdaten 78
3.6.1 Allgemeines 78
3.6.2 Seegangsvorhersageverfahren 78
3.6.2.1 Einführende Hinweise und Ziele 78
3.6.2.2 Definitionen und Eingangsgrößen 79
3.6.2.3 JONSWAP-Seegangsvorhersage für Tiefwasser nach RICHTER 80
3.6.2.4 Gleichungen und Diagramme für Tiefwasser, Shore Protection Manual . 82
3.6.2.5 Berechnungsverfahren für einfache Windfelder im Flachwasser, Shore Protection Manual 84
3.6.2.6 Berücksichtigung von TMA-Flachwasserspektren in der Seegangsvorhersage 85
3.6.3 Seegangsmessungen 85
3.6.3.1 Konzeptionelle Überlegungen 85
3.6.3.2 Hinweise auf durchgeführte Messungen, deutsches Küstengebiet 88
3.6.3.3 Zur Auswertung von Seegangsmessungen 89
3.7 Bemessungsseegang 94
3.7.1 Erläuterung der Problematik 94
3.7.2 Kurzzeitstatistik 96
3.7.3 Langzeitstatistik 99
3.7.3.1 Hinweise auf Methoden 99
3.7.3.2 Extrapolation von Wellenhöhen für ein bestimmtes Wiederkehrintervall 101
3.7.3.3 Anmerkungen zur Extrapolation von Seegangsdaten auf lange Zeiträume 102
3.7.4 Risikoanforderungen 104

4. Ansätze für die Bemessung von Küstenschutzwerken 105
4.1 Einführung 105
4.2 Geböschte Bauwerke 106
4.2.1 Allgemeines 106
4.2.2 Druckschlagbelastung 109
4.2.3 Quasihydrostatische Wellenwirkungen 117
4.2.4 Wellenauf- und Wellenüberlauf 119
4.2.4.1 Allgemeines 119
4.2.4.2 Wellenauflauf regulärer Wellen an glatten Böschungen 121
4.2.4.3 Einfluß der Böschungsrauheit auf die Wellenauflaufhöhe 125
4.2.4.4 Einfluß von Wellenspektren 128
4.2.4.5 Einfluß des schrägen Wellenangriffs 129
4.2.4.6 Knickprofile 132
4.2.4.7 Wellenüberlauf 133
4.2.5 Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauf- und -ablauf 134
4.2.5.1 Allgemeines 134
4.2.5.2 Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten an einer glatten 1:6 geneigten Böschung 135
4.2.5.3 Einfluß von Böschungsrauheiten 138
4.2.5.4 Einfluß von Wellenspektren 139
4.2.5.5 Einfluß von Böschungsneigung 139

4.2.6 Böschungen mit Bruchstein- und Formkörperabdeckungen 141
4.2.6.1 Allgemeines 141
4.2.6.2 HUDSON-Formel 141
4.2.6.3 Niederländischer Ansatz 143
4.3 Senkrechte Bauwerke (Strand- und Ufermauern) 147
4.3.1 Allgemeines 147
4.3.2 Belastung durch nicht brechende Wellen 149
4.3.3 Belastung durch brechende Wellen 152
4.3.3.1 Belastungsarten 152
4.3.3.2 Bemessungsansatz nach MINIKIN 153
4.3.3.3 Bemessungsansatz nach GODA 153
4.3.4 Belastung durch gebrochene Wellen 156
4.4 Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke 158
4.4.1 Allgemeines 158
4.4.2 Das Überlagerungsverfahren nach MORISON, O'BRIEN, JOHNSON, SCHAAF . . . 158
4.4.3 Sonderfälle 161

5. Strömungen 162
5.1 Allgemeines 162
5.2 Tideströmungen 163
5.3 Dichteströmungen 164
5.4 Seegangserzeugte Strömungen 164
5.5 Driftströmungen 167
5.6 Bemessung auf Strömungen 168
5.6.1 Vorbemerkungen 168
5.6.2 Sohl- und Böschungsauskleidung 169
5.6.3 Sohlsicherung in/vor Sperrwerken und Sielen 170
5.6.4 Böschungen kleiner Häfen 171

6. Sandbewegung im Küstenbereich 171
6.1 Allgemeines 171
6.2 Küstenquertransport 173
6.3 Küstenlängstransport 175
6.4 Der Energiefluß als Sedimenttransportindikator 177
6.5 Mobilisierung und Verteilung der Sedimente 179
6.6 Sedimenttransportberechnungen 185
6.6.1 Vorbemerkung 185
6.6.2 Berechnung des küstenparallelen Sedimenttransportes 186
6.6.3 Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes 188
6.7 Küstenschutzmaßnahmen zur Verringerung des Sedimenttransportes und der Erosion 189

7. Eisgang 190
7.1 Vorbemerkungen 190
7.2 Eisbildung und Arten von Eis 190
7.2.1 Allgemeines 190
7.2.2 Bildung von Oberflächeneis 191
7.2.3 Bildung von Salzwasser-Eis (Meer-Eis) 191
7.2.4 Bildung von Süßwasser-Eis 194
7.2.5 Bildung von Schwebeis 194
7.2.6 Bildung von Grundeis 195
7.3 Eisfestigkeiten 195
7.3.1 Allgemeines 195
7.3.2 Druckfestigkeit 196
7.3.3 Zugfestigkeit 197
7.3.4 Biegefestigkeit 199
7.3.5 Scherfestigkeit 199
7.3.6 Zwei- und dreiaxiale Festigkeit des Eises 200
7.3.7 Zusammenfassung der Eisfestigkeiten 200

7.4 Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck 201
7.4.1 Allgemeines 201
7.4.2 Arten der Eisdruckbelastung 202
7.4.3 Berechnung der Eisdruckkräfte auf senkrechte, schlanke Stützen 203
7.4.4 Flächenbezogene Eisvolumensumme und maximale Eisdicke im deutschen Küstengebiet 204

8. Schriftenverzeichnis 206

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 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.

An natürlichen Flachküsten, die aus Meeresablagerungen aufgebaut sind, ist an der Nordsee meistens ein labiles Gleichgewicht mit Wechsel von Zeiten der Anlandung und des Abbruches anzutreffen. Einzelne Küstenstrecken wie die Westküste von Sylt oder die Westenden einiger ostfriesischer Inseln unterliegen allerdings einer dauernden Abbruchtendenz. An der stärker gegliederten Ostseeküste ist die Küstenlinienentwicklung dagegen häufig durch langfristigen Abbruch gekennzeichnet. In Mecklenburg-Vorpommern sind etwa ⅔ der Küstenlänge durch eine negative Sedimentbilanz geprägt.

Die seit jeher zum Schutz der Küsten und deren Nutzung errichteten Bauwerke sind den Naturkräften und daraus resultierenden äußeren Belastungen ausgesetzt:

1. Tiden und Sturmfluten
2. Seegang und Brandung
3. Strömungen infolge Tiden und/oder Wellen
4. Eisgang, Treibgut und ähnliches

Bei Sturmfluten überlagern sich mehrere dieser Einzelwirkungen ungünstig und haben deshalb oft in der Vergangenheit zu katastrophalen Auswirkungen geführt.

In das natürliche Geschehen an den Küsten von Nord- und Ostsee hat der Mensch besonders seit dem 19. Jahrhundert mit Schutzbauten eingegriffen, um Siedlungen sowie Industrie- und Hafenanlagen dem Zugriff der Wasserkräfte zu entziehen. Dabei sollen die Bauwerke sowohl funktionell zur Beeinflussung der Naturvorgänge dienen, wie auch konstruktiv den äußeren Belastungen durch die Wasserkräfte standhalten.

Der folgende Text, in dem die Problematik der hydrodynamischen Belastungen von Küstenschutzbauwerken dargelegt wird, läßt erkennen, daß das Wissen über die physikalischen Grundlagen von Tiden, Strömungen, Wellen, Eisgang und den dadurch ausgelösten

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Kräften seit der Herausgabe der ersten Empfehlungen (EAK 1981) zugenommen hat, aber weiterhin noch offene Fragen der Lösungen bedürfen.

Aus diesem Grund ist es nur mit Einschränkungen möglich, Schutzwerke allein nach den äußeren Belastungen zu bemessen. Hinzu kommen Erfahrungen, 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, Deckwerken, Buhnen und anderen Küstenschutzwerken müssen deshalb als wichtige Entscheidungshilfe für den im Küstenwasserbau tätigen Ingenieur angesehen werden. Das rechtfertigt auch die Erläuterung der hydraulischen Naturvorgänge zur Ableitung von Lösungsansätzen, um planend und ausführend im Küsteningenieurwesen die Aufgabe unter Berücksichtigung aller Einwirkungen optimal lösen zu können.

Küstenschutzmaßnahmen können in funktioneller Hinsicht untergliedert werden in

- Schutzwerke, die die Sandbewegung beeinflussen und dadurch den Abtrag verringern bzw. sogar verhindern (Buhnen, Wellenbrecher) oder
- die den Küstenrückgang durch passive Sicherung zumindest eine zeitlang verhindern (Deckwerke, Strand- und Ufermauern) bzw.
- Schutzmaßnahmen, die den Sandabtrag ausgleichen und dadurch dem Küstenrückgang entgegenwirken (Strandaufspülungen)

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

2. Wasserstände und Sturmfluten

2.1 Allgemeines

Die wechselnden Tidewasserstände und die damit verbundenen Strömungen bilden neben den Seegangskräften die Hauptbelastungen der Küsten und der Küstenschutzwerke. Außer den Tiden und Sturmfluten zählen dazu auch säkulare Änderungen des Tidehochwassers, die erst in den letzten hundert Jahren durch Pegelbeobachtungen festgestellt wurden. Sie führten zu dem Ergebnis, daß in diesem Zeitraum für die deutsche Nordseeküste mit einem Anstieg der Wasserstände von 20 bis 30 cm/Jahrhundert gerechnet werden mußte, der sich in den nächsten Jahrzehnten möglicherweise beschleunigt.

Die Tidebewegung in der Nordsee und den Mündungsgebieten der Ströme und Flüsse bewirkt periodische Wasserstandsschwankungen zwischen Tidehoch- und Tideniedrigwasser (Thw und Tnw), deren Höhenunterschied als Tidehub (Thb) bezeichnet wird. Das Mittlere Tidehochwasser (MThw) beträgt an der offenen Küste zwischen NN + 0,80 m und NN + 1,40 m, das Mittlere Tideniedrigwasser zwischen NN −1,00 m und NN −1,60 m [30]. In den Mündungstrichtern der Ströme und den Buchten steigen die MThw an und fallen die MTnw ab (Jadebusen: MThw rd. NN + 1,80 m und MTnw rd. NN −2,00 m). In der Ems, Weser und Elbe ist oberhalb der Mündungstrichter der Thb von der Dämpfung der Tidewelle durch die Morphologie des Strombettes abhängig. Aus der Analyse langjähriger Beobachtungen wurde die Berechnung der Gezeiten ermöglicht, die für jeden bedeutenden Küstenpegel die astronomischen Tidewerte liefert. Für die deutsche Nordseeküste werden diese Werte seit Jahrzehnten vom Bundesamt für Seeschiffahrt und Hydrographie in Hamburg herausgegeben.

Das höchstmögliche astronomische Springtidehochwasser (HSpThw), das in einem Pla-

nungsgebiet auftreten und den Gezeitentafeln für einen benachbarten Pegel entnommen werden kann, ist für die Festlegung von Bemessungswasserständen von Küstenschutzbauten (s. Abschnitt 2.3) wichtig. Im Hinblick auf die Höhenlage einer Bauwerksgründung oder einer Fußsicherung ist auch die Höhe des mittleren Tidehochwasser (MThw) von Bedeutung. Diese täglich zweimal auftretenden Hochwasser sind ausschlaggebend für die topographischen Veränderungen (z. B. Erosionen) unmittelbar am Fuß von Bauwerken. Infolge von morphologischen Veränderungen, Fahrwasservertiefungen oder anderen Eingriffen in Tideströme sind Änderungen der astronomischen Tidebewegung möglich [27].

Sturmfluten der letzten Jahrzehnte haben Wasserstände erzeugt, die an der Nordsee mehr als 4,0 m höher als die astronomisch berechneten Tidewasserstände liegen. An der Ostsee wurden in der Sturmflut von 1872 Wasserstände von mehr als 3,0 m über dem normalen Stand gemessen [2].

Durch hydrodynamisch-numerische Verfahren ist es möglich, bei bekanntem Windfeld die räumliche und zeitliche Entwicklung einer Sturmflut nachzuvollziehen [1]. Daß diese Verfahren noch nicht in Form einer Prozeßrechnung für die Sturmflutvoraussage verwendet werden können, liegt daran, daß zur Zeit weder die Entwicklung von Windstärken noch die Zugbahn eines Sturmtiefs exakt vorausberechnet werden können. Die Voraussage ist daher nach wie vor auf statistisch-empirische Verfahren angewiesen, da jedes Sturm- oder Orkantief seine individuelle Charakteristik und Entwicklungsgeschichte hat. Ein neuer Ansatz wurde kürzlich für die Elbe verwendet, indem eine „Bemessungssturmflut" für den gesamten Tidebereich nach den ungünstigsten bisher aufgetretenen Tide- und Windstauverhältnissen an der Mündung entwickelt wurde [15].

Die Frage, welche höchsten Sturmflutwasserstände auftreten können, ist für den Küstenschutz von größter Bedeutung, da diese die Bemessung von Hochwasserschutzanlagen bestimmen [14]. Hierzu gibt es zur Zeit noch keine exakte Antwort, weil die sturmfluterzeugenden Parameter im wörtlichen Sinne unberechenbar sind. Bisher kann zum Beispiel die Meteorologie keine Zahlenangaben darüber liefern, welche höchsten Windgeschwindigkeiten mit welcher Dauer in den verschiedenen Meeresgebieten auftreten können.

Aus der Theorie der Zufallsprozesse, besonders aus der Extremwertstatistik, können zwar gewisse Rückschlüsse über die Wahrscheinlichkeit eines extrem starken Sturmtiefs und des damit durch Rechnung bestimmbaren Sturmflutwasserstandes gewonnen werden. Jedoch bleiben große Unsicherheiten, weil großräumige und verläßliche Windmessungen und Wasserstandsaufzeichnungen nur seit verhältnismäßig kurzer Zeit – wenig mehr als ein Jahrhundert – vorliegen und es daher nicht erwartet werden kann, daß die Natur in dieser Zeit bereits alle Möglichkeiten – Überlagerung aller sturmfluterzeugenden Ursachen – aufgezeigt hat [13].

Zur Extremwertstatistik ist zu bemerken, daß die Ableitung von Wahrscheinlichkeiten aus beobachteten oder gemessenen Häufigkeiten nur dann möglich ist, wenn sich die einzelnen Einflußparameter, die in ihrer Überlagerung das Ereignis ergeben – hier also den Sturmflutwasserstand – zeitlich nicht ändern. Dies muß zumindest für die letzten Jahrzehnte mit der kurzen Aufeinanderfolge von Extremereignissen (z. B. Holland-Sturmflut 1953, Februar-Sturmflut 1962, ADOLF-BERMPOHL-Orkan 1967, Niedersachsen-Orkan 1972, Sturmtidenkette 1973, Januar-Sturmfluten 1976, November-Sturmfluten 1981, Sturmtidenkette 1990) in Zweifel gezogen werden. Ob diese Häufung schwerer Orkane und damit auch extremer Sturmflutereignisse nur eine vorübergehende Schwankung darstellt oder ob, vielleicht sogar durch anthropogene Einflüsse auf die Atmosphäre bedingt, hier ein langzeitiger Trend sichtbar wird, der künftig häufiger schwere Sturmfluten befürchten lassen muß, kann bisher noch nicht eindeutig beantwortet werden [14, 3a].

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

2.2 Wasserstände

2.2.1 Tidebewegung in der Nordsee

Die Wassermassen in den Ozeanen der Erde reagieren in einer extrem komplexen Weise auf die gezeitenerzeugenden Kräfte von Mond und Sonne. Die Auswirkungen der Meeres- und Küstentopographie (Änderung des Tideablaufes, Resonanz in Buchten und Ästuaren, Kräfte aufgrund der Rotation der Erde) beeinflussen alle den Tideablauf, der eine vollständige mathematische Beschreibung nicht gestattet [29].

Zwei Kräfte sind entscheidend für die Tidebewegung: Massenanziehungskräfte zwischen Erde und Sonne und zwischen Erde und Mond sowie Zentrifugalkräfte, die entstehen durch die Drehung der Erde um die Sonne sowie der Erde und des Mondes um ihre gemeinsame Schwerachse. Diese Kräfte beeinflussen die Meeresoberfläche, indem sie zwei Arten von Wasserbergen erzeugen (Abb. A2.1). Die Erde-Sonne-Berge rotieren um die Erde alle 24 Stunden mit einem Winkel von 23,5° zum Äquator. Die Erde-Mond-Berge, die etwa 2,5mal größer als die Erde-Sonne-Berge sind, rotieren alle 24,50 Stunden in einem Winkel von 5° um die Erde. Die ideale Tide – wenn es kein Land gäbe – wäre eine einfache Addition dieser beiden Berge.

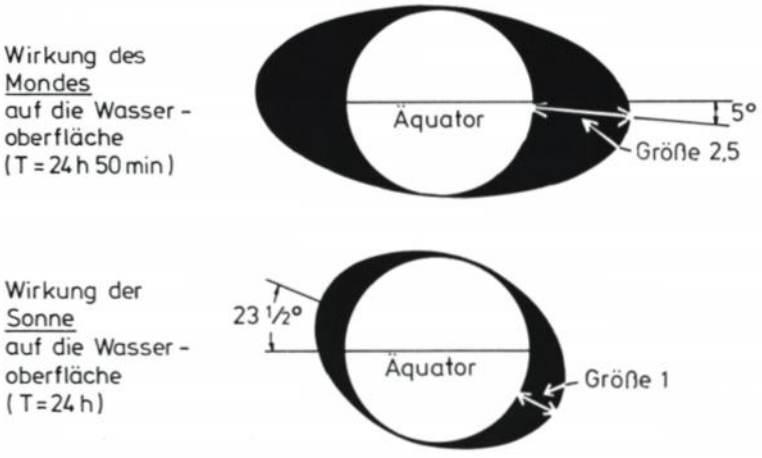


Abb. A2.1. Einwirkung von Mond und Sonne auf die Erdoberfläche. Oben: Anziehungskraft des Mondes. Unten: Anziehungskraft der Sonne

Ein vollständiger Mondumlauf dauert 29,5 Tage (Mondmonat), und der vollständige Sonnenzyklus beträgt 1 Jahr. Es gibt auch andere, längere Zyklen, wie Wechsel im Luftdruck, im Wind und anderen Kräften. Zweimal in jedem Mondmonat verstärken sich die Berge gegenseitig, wenn Sonne und Mond in einer Linie mit der Erde stehen. Dies sind die Springtiden. Die Nipptiden dagegen treten auf, wenn Sonne und Mond im rechten Winkel mit der Erde stehen.

Mond und Erde drehen sich in elliptischen Bahnen mit schwankenden Abständen zum Anziehungszentrum. Verstärkte Anziehungswirkungen und tideerhöhende Kräfte treten auf, wenn der Mond am nächsten der Erde oder wenn die Erde am nächsten der Sonne ist. Ersteres geschieht etwa einmal im Monat, letzteres nur einmal im Jahr.

Form und Größe eines Randmeeres wie der Nordsee ändern die Tideform. Sie bestimmen auch Resonanzen. Deswegen gibt es große Unterschiede des Tidenverlaufs entlang der Nordseeküste.

Wasserstands- und Strömungsbeobachtungen über längere Zeiträume zeigen, daß Wasserstände und Strömungen sich vollständig nie wiederholen, sondern erhebliche Unterschiede von Ort zu Ort zeigen. Wegen dieser Unregelmäßigkeiten sind Tidewasserstände und -strömungen als außerordentlich verwickelte Naturerscheinungen zu betrachten. Jedoch ist es mit ausreichend verfügbaren Daten (etwa einjährige Tideaufzeichnungen) möglich, die charakteristischen Parameter der einzelnen Tiden (Partialtiden) zu bestimmen [30].

Die wichtigsten sich aus den Überlagerungen der astronomisch angeregten Partialtiden entstehenden Ungleichheiten sind:

1. halbmonatliche Ungleichheit (Spring- und Nippzeiten) mit einer Periode von 14,77 Tagen,
2. monatliche Ungleichheit mit einer Periode von 27,55 Tagen,
3. Deklinationsungleichheit mit einer Periode von 13,66 Tagen,
4. tägliche Ungleichheit mit einer Periode von 27,32 Tagen und
5. Nodal-Tide mit einer Periode von 18,6 Jahren.

Die Vorausberechnung der astronomischen Tideverhältnisse an der Küste ist über sogenannte harmonische Verfahren möglich, wobei die Einflüsse der Gestirne auf das Tidegeschehen berücksichtigt werden. Die Einflüsse der Küstenform – insbesondere eines flachen Wattsaumes – auf die Tide sind jedoch dermaßen groß, daß die Tide für die Küstenorte nur nach einem nicht-harmonischen Verfahren durch Analysen vorher gemessener Wasserstände berechnet werden kann. Somit ist dies ein empirisches Verfahren, das streng genommen sogar Windanteile enthält, und es deshalb nicht gestattet, die astronomischen von den örtlichen Einflüssen genau zu trennen. Zur praktischen Verwendung bieten sich die Ergebnisse eines KFKI-Projektes an, in dem die mittleren Tideverhältnisse um 1980 auf der Grundlage von Daten von rd. 240 Meßstationen dokumentiert sind [31].

Die Abb. A2.2 zeigt ein Bild der Nordsee mit ungefähr gleichmäßig von Nordwest nach Südost ansteigenden MThw-Höhen, wobei der Einfluß des flachen Küstenvorfeldes und der Flußmündungen erkennbar ist. Nach Norden hin sind die MThw-Höhen bis zur Halbinsel Eiderstedt etwa gleich hoch, um sich nördlich davon in zwei Bereichen unterschiedlich zur Küste hin zu entwickeln: Südlich der Linie Amrum–Langeneß–Küste erreichen sie wesentlich höhere Werte als nördlich davon.

Die Linien gleicher MTnw in der Nordsee auf Abb. A2.3 sind auch über die trockenfallenden Wattflächen und die Inseln hinweg angedeutet. Sie sind wesentlich mehr von der Topographie abhängig und daher stärker gekrümmt als die Linien gleicher MThw. Deutlich wird dabei aber, daß allgemein in den Wattprielen die Tnw zur Küste hin abfallen. Diese Erscheinung tritt auch in der Jade auf, wird in Ems-, Weser- und Elbemündung jedoch durch das oberhalb anschließende Tidevolumen verhindert.

Der MThb steigt vor der Küste von West nach Ost von 250 auf 360 cm an bis zur Wesermündung, erreicht in der Dithmarscher Bucht und hinter Nordstrand Werte über 320 cm, nimmt aber bis östlich von Föhr auf 290 cm und schließlich bis Hörnum auf 200 cm ab.

Die Eintrittszeit-Differenzen der MThw gegen Borkum auf Abb. A2.4 zeigen starke Verzögerungen der Eintrittszeiten im Flachwasser, die z. B. zu Unterschieden von 20 Minuten in den Thw-Zeiten vor und hinter den Ostfriesischen Inseln führen. Die Verzögerungen werden aber auch im Jade-Weser-Elbe-Gebiet und vor der schleswig-holsteinischen Küste deutlich. Allgemein setzen diese Verzögerungen etwa bei Wassertiefen von 15 m unter MThw ein.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

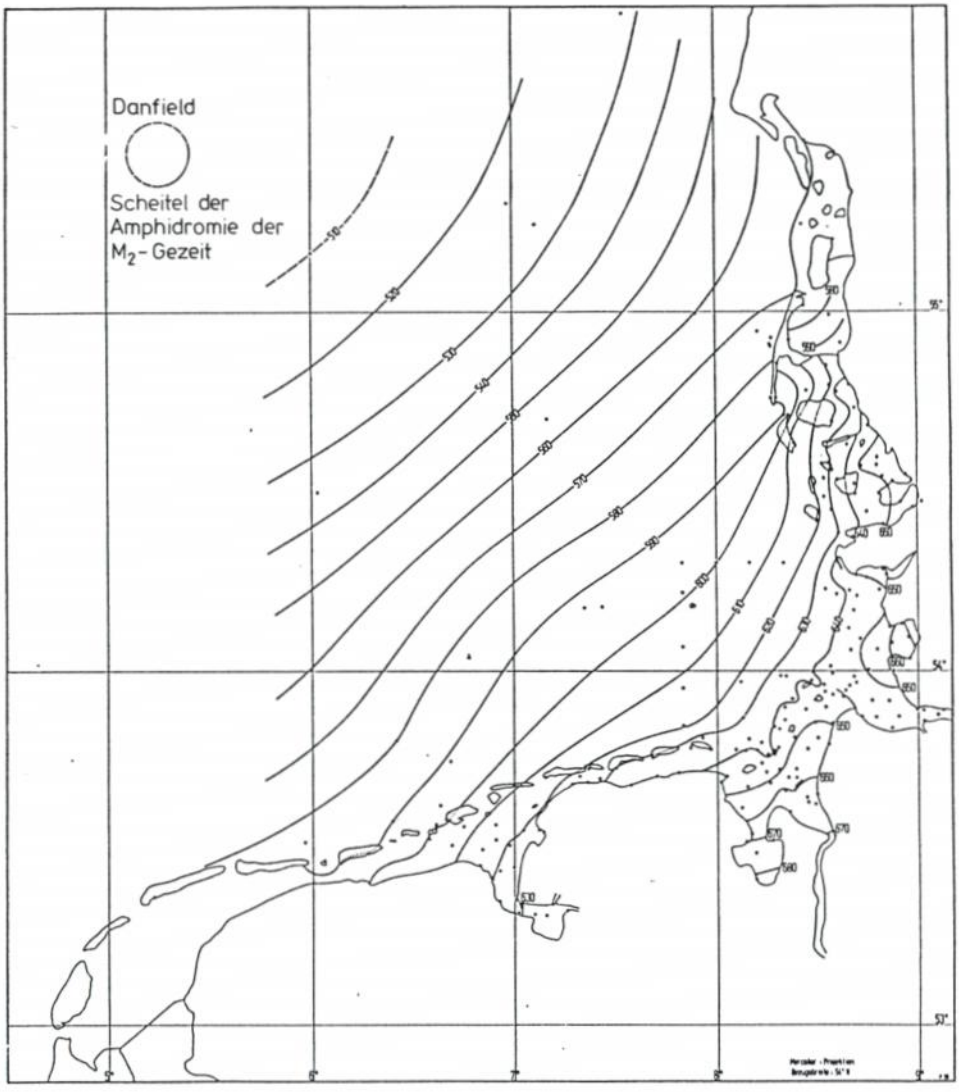


Abb. A2.2. Linien gleicher MThw in der südöstlichen Nordsee um 1980, angegeben in cm, bezogen auf Pegel-Null = NN –500 cm

2.2.2 Beckenschwingungen in der Ostsee

An der westlichen und südlichen Ostseeküste beeinflußt der Wasseraustausch mit der Nordsee die Wasserstände. Die Tide der Nordsee sowie die windbedingten Wasserstandsunterschiede beider Meere prägen den Austauschvorgang entscheidend, weniger dagegen die durch den Salzgehaltsunterschied erzeugten Dichteströmungen [2]. Die stark gegliederten Durchlässe der Belte und des Sundes erschweren die Einsicht in den genauen Austauschmechanismus erheblich. Der Wasserstandsgang am Küstenpegel Kiel läßt bei ruhiger Wetterlage

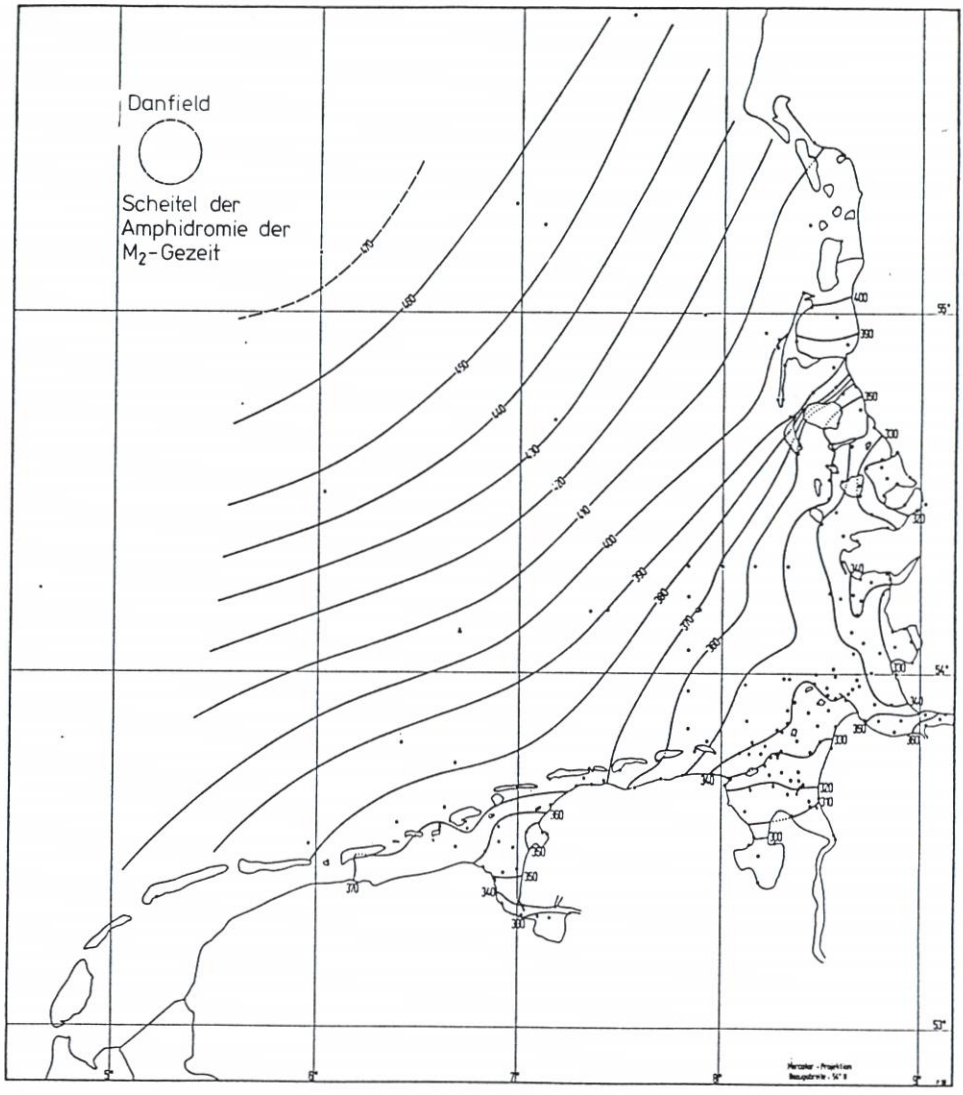


Abb. A2.3. Linien gleicher MTnw in der südöstlichen Nordsee um 1980, angegeben in cm, bezogen auf Pegel-Null = NN –500 cm. (Zur Erhöhung der Übersichtlichkeit sind die Linien auch über die trockenfallenden Wattflächen gezeichnet.)

eine Tidebewegung mit 12stündiger Periode und einem Tidehub von im Mittel 18 cm erkennen, die von einer mehrtägigen Grundschwingung überlagert wird (Abb. A2.5).

Bereits Windstärken von 3 bis 4 Bft unterdrücken die Tide. Ausgedehnte Windfelder mit sich ändernden Bewegungsrichtungen verursachen Schwingungen des Wasserspiegels unterschiedlicher Art und Größe. Wind- bzw. Luftdruckgradienten bestimmen ihren Umfang und zeitlichen Ablauf [2]. Ein am Pegel Kiel im Januar 1978 aufgezeichnetes Hochwasser verdeutlicht eine solche Beckenschwingung (Abb. A2.6): Ein über die westliche und später über die mittlere Ostsee ziehendes kräftiges Windfeld bewirkt zunächst mit Westwind einen Absunk

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

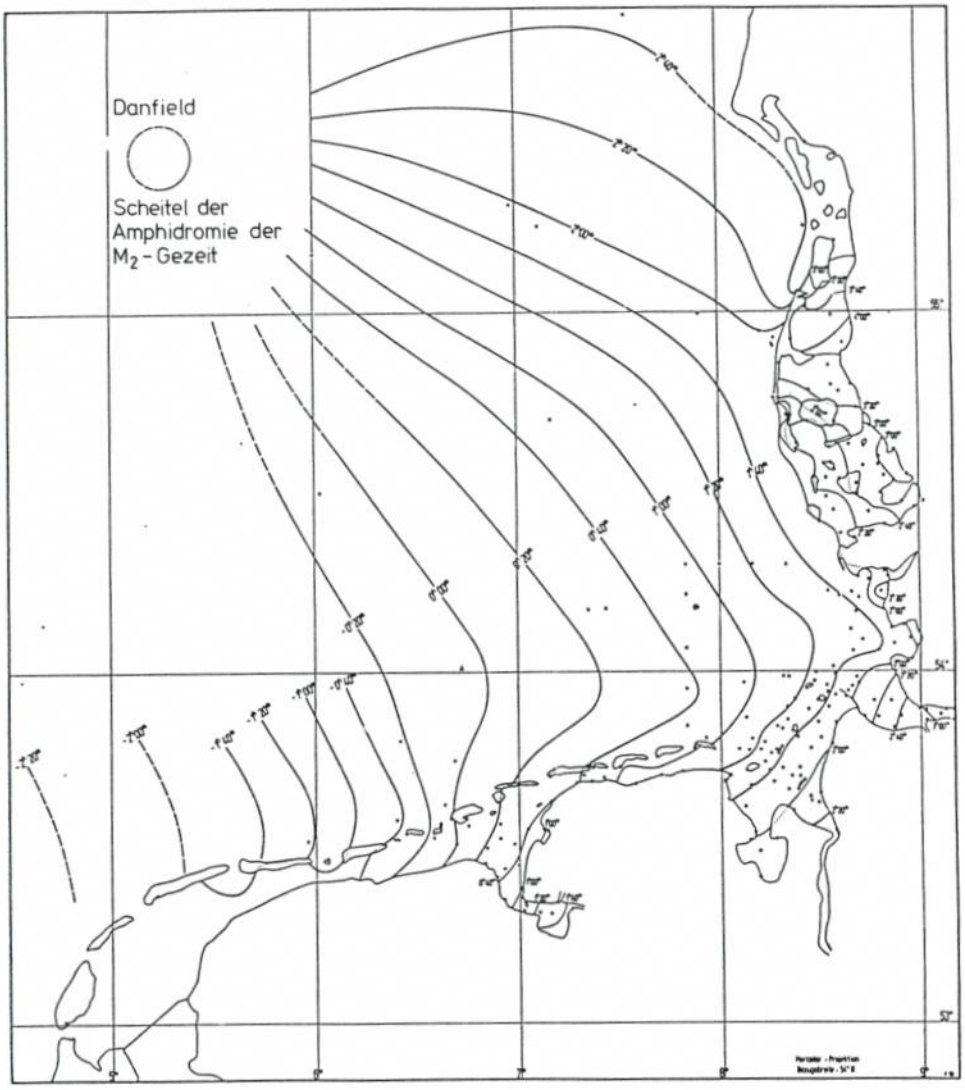


Abb. A2.4. Linien gleicher Thw-Eintrittszeiten um 1980, angegeben in 20-min-Intervallen vor/nach Eintritt in Borkum-Südstrand

von 0,6 m in der westlichen sowie einen Aufstau in der östlichen Ostsee. Das Eindrehen und Abflauen des Sturmes ermöglicht eine weitgehend vom Windeinfluß ungestörte Rückschwingung bzw. anhaltende Schwingung mit 3 Maxima und 3 Minima. Der Zeitunterschied zwischen dem 1. Maximum (NN +1,2 m) und 1. Minimum (NN −1,0 m) beträgt 36 Stunden. Im Zusammenhang mit den Beckenschwingungen stehen kurzperiodische, topographisch bedingte Schwingungen (Abb. A2.7).

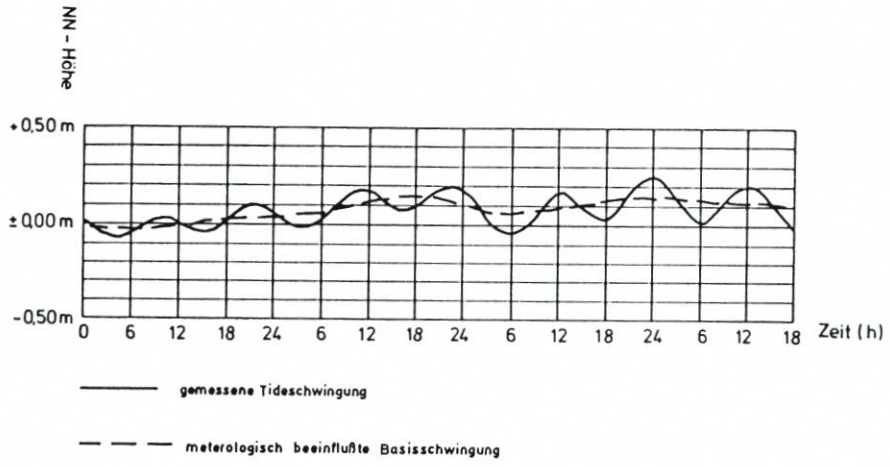


Abb. A2.5. Tidebewegung bei ruhiger Wetterlage am Pegel Bahnhofskai in Kiel

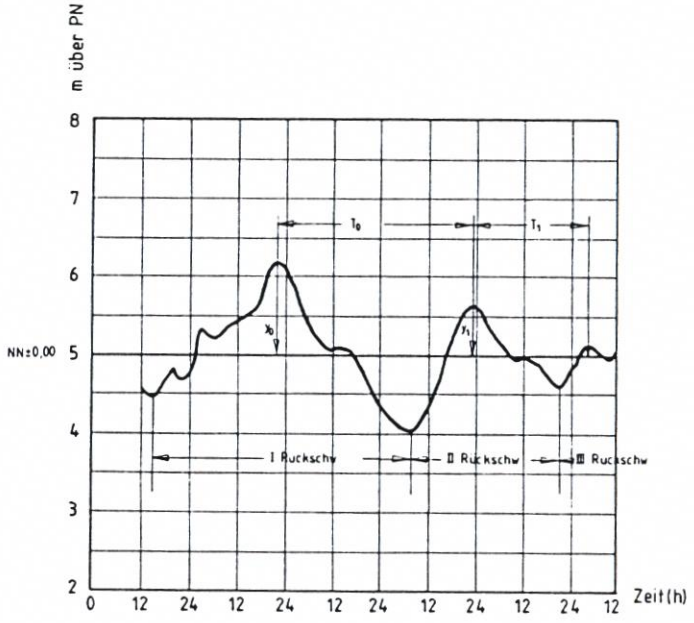


Abb. A2.6. Wasserstandsganglinie einer gedämpften Beckenschwingung in der westlichen Ostsee am Pegel Kiel

2.3 Sturmfluten

2.3.1 Sturmflutwasserstände

Die Sturmflutwasserstände entstehen durch Wirkung oder Überlagerung der astronomischen Tide in der Nordsee oder der Mittelwasserstände in der Ostsee durch [29]:

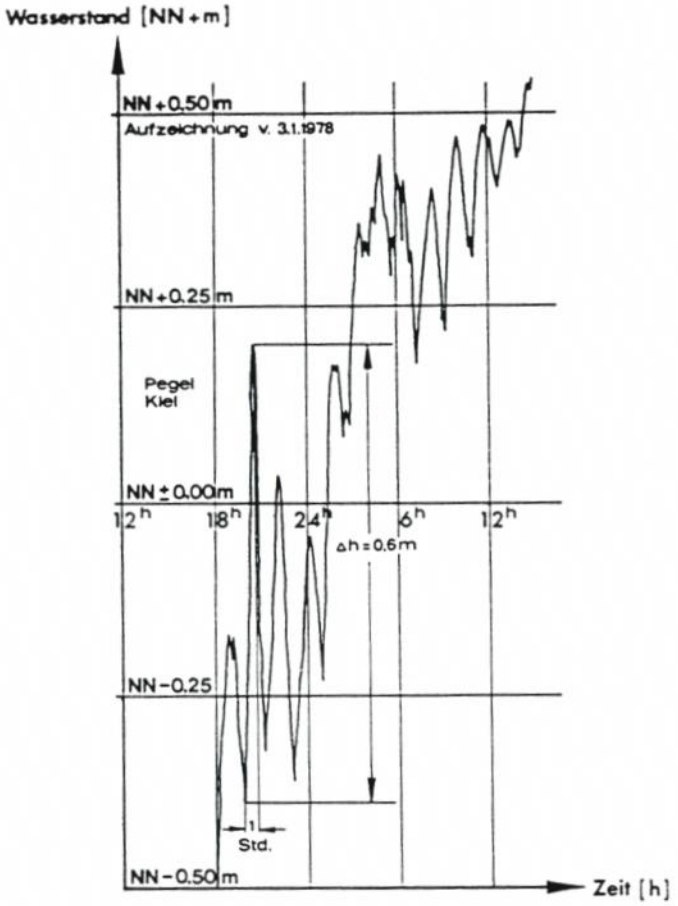


Abb. A2.7. Kurzperiodische, küstenformbedingte Schwingung mit einer größten Amplitude von 0,6 m, einer Periode von 75 Minuten und einer Laufzeit von 18 bis 20 Stunden

- Windstau
- Fernwellen
- Beckenschwingungen
- Säkularer Meeresspiegelanstieg
- Oberwasserzufluß

Der Windstau ist das Ergebnis der durch Wind auf die Wasseroberfläche ausgelösten Schubspannungen und deshalb abhängig von Windgeschwindigkeit und Länge der Windwirksamkeit, zusätzlich örtlich von der Windrichtung. Die sich ergebende Windstaukurve (Abb. A2.8) ist die Differenzkurve zwischen der eingetretenen und der vorausberechneten astronomischen oder der für dieselbe Zeit gebildeten mittleren Wasserstände. Neben dem eigentlichen Windstau enthalten die Windstaukurven noch Anteile aus Böigkeit des Windes, Wirkung des Luftdrucks, Luftdruckschwankungen, Wasser- und Lufttemperaturen, Eigenschwingung des Meeres in Querrichtung, Fernwellen („external surges"), Trogschwallerhöhungen sowie „return surges" durch plötzliches Abflauen des Windes. Auch der großräumige Brandungsstau ist darin eingeschlossen. Windstau und Brandungsstau werden auch als „Gesamtstau"

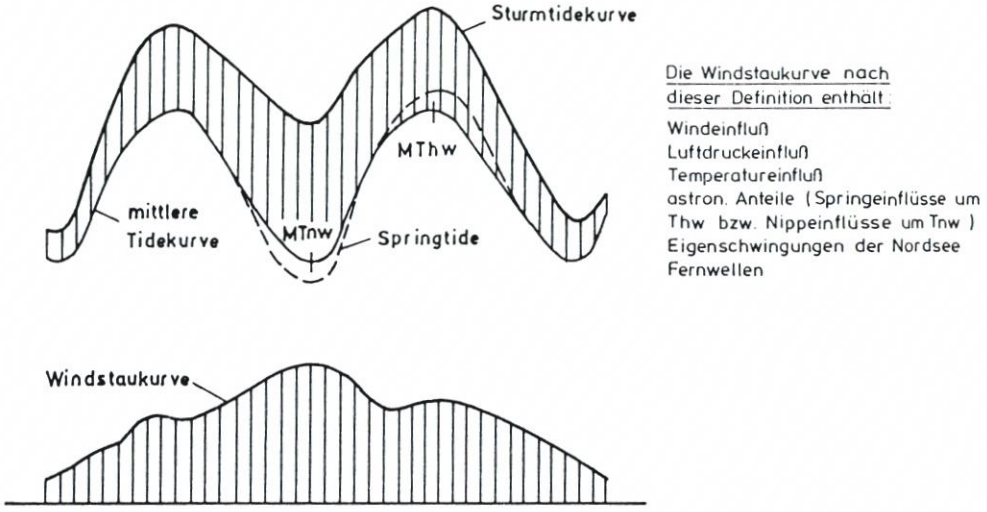


Abb. A2.8. Windstaukurve als Differenz zwischen der eingetretenen und der vorausberechneten astronomischen oder der für diese Zeit gebildeten mittleren Tide

bezeichnet. Eine Windstaukurve unterliegt außerdem wegen des Einflusses der Topographie von Ort zu Ort gewissen Veränderungen.

Die Einflüsse der eingangs genannten Parameter auf den Ablauf einer Sturmflut sind unterschiedlich groß. Sie werden nachfolgend erläutert [18].

- Windstau: Die ungestörte Tide wird bei Wind vom Windstau überlagert. Bedeutungsvoll ist nicht allein die Höhe des Windstaus, sondern auch die Eintrittszeit seines Maximums. Windstau um die Zeit der vorausberechneten Tideniedrigwasser-(Tnw-)Zeit führt zum Beispiel zu einem geringeren Wasserstand (HThw über mittlerem Tidehochwasser [MThw]), als wenn dieser Windstau zur vorausberechneten Thw-Zeit eintritt. Da bei gleicher Windgeschwindigkeit der Windstau mit abnehmender Wassertiefe erheblich zunimmt, sind Küsten von Flachmeeren wie die Nordsee und Teile der Ostsee weitaus mehr durch Sturmfluten gefährdet als Küsten an tiefen Ozeanen. Die größten bisher gemessenen Windstauhöhen in der Nordsee nehmen von den Inseln zur Küste und von West nach Ost zu; Werte von 3,0 m bis 5,5 m sind möglich. An der Ostsee nehmen dagegen die Windstauhöhen von West nach Ost ab mit bis zu 4,0 m an der schleswig-holsteinischen Westküste.
- Fernwellen: Sie entstehen im nördlichen Atlantik durch Luftdruckunterschiede und laufen als Einzelwellen oder in Gruppen von wenigen Wellen in die Nordsee ein. Fernwellen bis rund 1 m Höhe wurden gemessen.
- Säkularer Meeresspiegelanstieg: Die Höhe des MThw gegenüber dem Land hat im letzten Jahrhundert an der Nordseeküste von Ort zu Ort ungleichmäßig zugenommen. Er steigt gegenwärtig im Mittel um etwa 30 cm im Jahrhundert.
- Oberwasserzufluß: Er beeinflußt in den Tideströmen ebenfalls die Sturmflutwasserstände, vornehmlich in deren oberem Tidebereich, da hier die Oberwassermengen groß im Verhältnis zu den Tidewassermengen sind. Über das Zusammentreffen hohen Windstaus mit großem Oberwasserzufluß herrscht Unklarheit; statistisch werden sie deshalb als unabhängig voneinander behandelt. An der Ostseeküste ist dagegen der Oberwasserzufluß unbedeutend und ohne Einfluß auf die Sturmflutwasserstände.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

2.3.2 Eintrittswahrscheinlichkeit von Sturmflutwasserständen

Zur Höhenbemessung von Uferschutzwerken und Deichen werden grundsätzlich unterschiedliche Verfahren angewendet [14]. Entweder wird von den bisher eingetretenen Höchstwerten ausgegangen, zu denen u. U. gewisse Beträge addiert werden, oder es wird eine bestimmte Eintrittswahrscheinlichkeit für einen Bemessungswert vorgegeben und danach der zugehörige Wasserstand berechnet. Diese Wege sind für die Küste selbst durchaus angebracht; sie sind aber nicht ohne weiteres auf die Hochwasserschutzanlagen an einem Ästuar übertragbar. Denn hier sind die Verhältnisse dadurch komplizierter, daß als zusätzlicher Parameter der Oberwasserzufluß den Wasserstand beeinflußt, und zwar nicht über die Länge des Ästuars gleichmäßig, sondern nach Oberstrom zunehmend. Hinzu kommen weitere Einflüsse wie etwa bauliche Veränderungen. Wie sie sich alle zusammen auf die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Wasserstandes bzw. einer Sollhöhe einer Schutzanlage auswirken, wird im folgenden gezeigt:

Die HThw-Höhe im Ästuar hängt ab von [30]
- dem Ort,
- dem Zustand des Ästuars von See bis zur Tidegrenze (Tiefe, Breite, Rauheit usw.),
- dem Betrieb der Bauwerke (Sperrwerke vor den Nebenflüssen, Wehre, Entlastungspolder),
- der Höhe und Haltbarkeit der HWS-Anlagen von See bis oberhalb des betrachteten Ortes,

also von vier geographisch-topographischen bzw. bautechnischen Parametern sowie von
- der HThw-Höhe an der Mündung, in Verbindung mit
- dem Tide- bzw. Windstauverlauf von rd. 2 h vor Tnw bis 1 h nach Thw, d. h. von den astronomischen Tiden und den Windverhältnissen in der Deutschen Bucht,
- dem Wind über dem Ästuar bis vor HThw am Ort,
- dem Oberwasserzufluß Q_0,

also von weiteren vier astronomischen, meteorologischen bzw. hydrologischen Parametern.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Wasserstandes in einem Ästuar hängt ab von
- der Eintrittswahrscheinlichkeit der für den gewählten Wasserstand zu erwartenden Höhe an der Mündung,
- der Eintrittswahrscheinlichkeit der Höhendifferenz von der Mündung zum Ort der Betrachtung (als Ersatz für Tideverlauf an der Mündung und Wind über dem Fluß) und
- der Eintrittswahrscheinlichkeit des Q_0 für die Sturmflut.

Voraussetzung ist dabei allerdings, daß die ersten vier obigen Parameter unverändert bleiben. Andernfalls werden die Zusammenhänge erheblich komplizierter.

Ob diese drei letzten Parameter voneinander abhängen, wurde für die Elbe untersucht. Regressionsrechnungen zeigen keine Zusammenhänge. Wenn davon auszugehen ist, daß diese drei Parameter voneinander unabhängig sind, ist für einen Bemessungswasserstand (BW) in B die Eintrittswahrscheinlichkeit p (BW_B) über

$$p\,(BW_B) = p\,(BW_A) \cdot p\,(\triangle BW_{B-A}) \cdot p\,(Q_0)$$

zu ermitteln. Zu bedenken ist dabei aber auch, daß verschiedene Kombinationen von BW_A und $\triangle BW_{B-A}$ gleiche Höhen BW_B ergeben können, deren Summe die Eintrittswahrscheinlichkeit von BW_B insgesamt ergibt.

Für die Sollhöhe (SH) errechnet sich p (SH) dagegen als Funktion von
- BW am Ort B und
- Seegangseinfluß (als Funktion der Windverhältnisse am Ort) um die BW-Eintrittszeit.

Diese Parameter sind allerdings nicht vollständig unabhängig voneinander, hängen aber nur lose zusammen:

$$p\,(SH) = p\,(BW) \cdot \alpha \cdot p\,(V_{Wind}) \cdot \beta \cdot p\,(Ri_{Wind})$$

Es wird also deutlich, daß deterministische wie stochastische Bemessungsverfahren erhebliche Schwierigkeiten hinsichtlich einer klaren Aussage enthalten.

Wenn eine ausreichend große Zahl bestimmter Ereignisse in einem Datensatz erfaßt worden ist, kann deren Häufigkeit festgestellt werden. So ist also (nach Brockhaus) die Häufigkeit eine Zahl (g), die angibt, wie oft ein bestimmtes Ereignis, z. B. eine bestimmte Augenzahl beim Würfeln oder bei Messung einer physikalischen Größe ein bestimmter Meßwert, bei n-maliger Möglichkeit seines Eintreffens (n-malige Messung) tatsächlich eintritt; als relative Häufigkeit dieses Ereignisses wird der Quotient g/n bezeichnet. Die Gesamtheit der sich ergebenden Zahl g bildet die Häufigkeitsverteilung. Sie gibt an, welche Häufigkeiten den verschiedenen Werten einer Reihe von Ereignissen (bzw. einer Zufallsvariablen oder Variablen) zukommt.

Die graphische Darstellung der Häufigkeitsverteilung wird als Häufigkeitskurve bezeichnet. Bei Beobachtungen einer Variablen wird das Gebiet der Argumentwerte in Klassen meist gleicher Breite (Klassenintervall) eingeteilt und die sogenannte Klassenhäufigkeit angegeben. Durch Summierung der Klassenhäufigkeiten können Über- bzw. Unterschreitungswahrscheinlichkeiten unterer bzw. oberer Klassengrenzen festgestellt werden. Die Eintrittswahrscheinlichkeiten sehr seltener Ereignisse werden dadurch zu ermitteln versucht, daß man Summenhäufigkeitskurven durch theoretische Verteilungsfunktionen anpaßt und letztere extrapoliert.

Der reziproke Wert der Eintrittswahrscheinlichkeit wird heute vielfach – und selbst für die Praxis oft mißverständlich – als Wiederkehrperiode bezeichnet. Wenn mehrere Variable vorhanden sind, wie etwa in einem Tidefluß, dann müssen Häufigkeit und Eintrittswahrscheinlichkeit von Ereignissen unter Berücksichtigung aller Parameter bestimmt werden. Das ist bisher für kein deutsches Ästuar geschehen. Außerdem hängen beide vom verwendeten Datensatz (Auswahl der Daten und Datenzeitraum) ab, was nur selten bedacht und untersucht wird.

2.3.3 Klassifizierung der Sturmflutwasserstände nach Höhe und Eintrittshäufigkeit

Die Sturmflutwasserstände an der Nordseeküste werden nach ihrer Höhe und Eintrittshäufigkeit unterschieden. Geringe und leichte Sturmfluten wirken sich auf die Strände und Watten materialumlagernd aus. Schwere Sturmfluten beanspruchen bereits die Bauwerke, führen häufig zu Abbrüchen an Dünenfuß und Vorlandkanten sowie zu größeren Sandumlagerungen am Strand (s. Empf. D 2). Sehr schwere Sturmfluten können Schäden an Deichen und Deckwerken bringen, besonders dann, wenn ihr Erhaltungszustand unzureichend ist.

Für die Nord- und Ostseeküste gliedert die DIN 4049 die Sturmflutwasserstände nach den mittleren jährlichen Überschreitungszahlen gemäß Tab. A2.1.

Für den Bau von Küstenschutzwerken an der Nordseeküste sind die Monate von April bis September am besten geeignet [14], da diese nach den langjährigen Wasserstandsbeobachtungen die niedrigsten monatlichen HThw bringen (Abb. A 2.9). Hohe Sturmflutwasserstände setzen Sturmwinde aus südwestlichen bis nördlichen Richtungen voraus, während Ostwindlagen die Wasserstände absenken. Für Baustellen an der Ostsee gilt etwa der gleiche Zeitraum aus jahreszeitlichen Gründen. Im Winter sind dort anhaltende Eisbildungen wahrscheinlicher als an der Nordsee.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle A 2.1. Klassifizierung der Sturmflutwasserstände

Sturmfluten	Nordseeküste[1]		Ostseeküste	
	jährliche Überschreitungszahl	Wasserstände[2] Cuxhaven[3]	jährliche Überschreitungszahl	Wasserstände[2] Wismar[4]
leicht (häufig)	10 bis 0,5	760 . . . 900	2 bis 0,2	600 . . . 640
schwer (selten)	0,5 bis 0,05	901 . . . 950	0,2 bis 0,05	641 . . . 670
sehr schwer (sehr selten)	< 0,05	≥ 951	< 0,05	≥ 671

[1] örtlich sehr unterschiedlich
[2] bezogen auf PN = NN −500 cm
[3] als Beispiel
[4] als repräsentativer Anhalt

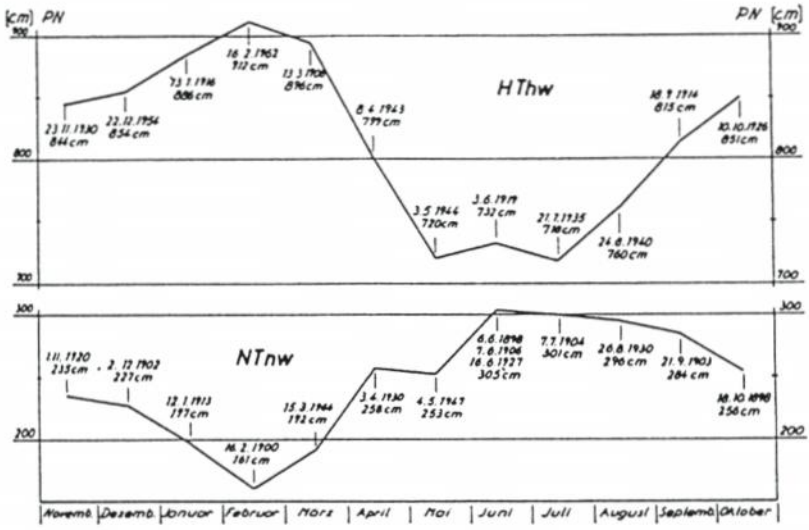


Abb. A2.9. Höchste beobachtete Tidehochwasser- und niedrigste Tideniedrigwasserstände (HThw und NThw) am Pegel Norderney

2.3.4 Verweilzeiten von Sturmflutwasserständen

Für die Belastung von Küstenschutzwerken durch den Seegang ist außer dem Scheitelwasserstand auch der zeitliche Verlauf der Sturmflut von besonderer Bedeutung. Es ist offensichtlich, daß von Sturmfluten mit gleicher Scheitelhöhe diejenige größere Belastungen der Schutzwerke bewirkt, bei der erhöhte Wasserstände über eine längere Zeitdauer anhalten. FÜHRBÖTER [5] definierte hierfür den Begriff der Verweilzeiten, die angeben, für welche Zeitdauer während einer Sturmflut der Wasserstand in vorgegebenen Höhenbereichen besteht.

Bei der Analyse der Verweilzeiten ergeben sich zwischen den Sturmflutabläufen an der Nord- und Ostsee erhebliche Unterschiede dadurch, daß an der Nordsee der meteorologisch

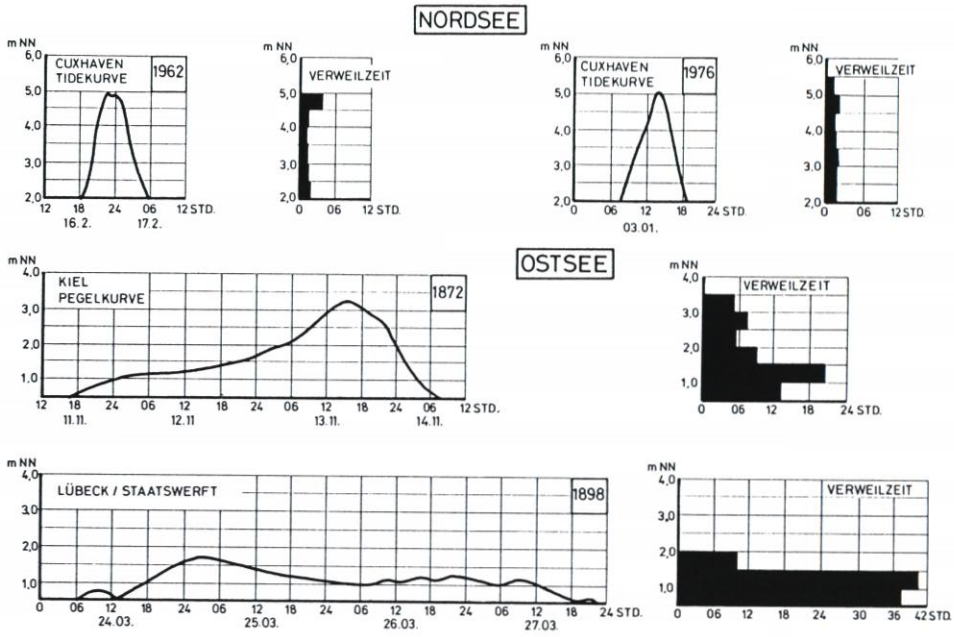


Abb. A2.10. Verweilzeiten bei Sturmfluten an der Nordsee 1962 und 1976 sowie Ostsee 1872 und 1896

bedingte Windstau von der astronomischen Tide überlagert wird. Dadurch wird bewirkt, daß an der Nordsee die Scheitelwasserstände der Sturmfluten nur von verhältnismäßig kurzer Dauer sind, während sie an der Ostsee über Tage dauern können.

Auf Abb. A2.10 sind je zwei kennzeichnende Sturmfluten an der Nord- und Ostsee einander gegenübergestellt, wobei zu den Pegelkurven H = H(t) mit H = 0,5 m die Verweilzeiten ermittelt wurden. Während bei den Nordsee-Sturmfluten vom 16./17. 02. 1962 und vom 03. 01. 1976 die Verweilzeiten in den einzelnen Höhenbereichen selten zwei Stunden überschreiten, wird bei der Ostsee-Sturmflut vom 11./14. 11. 1872 im Höhenbereich von NN +100 cm bis NN +150 cm eine Verweilzeit von mehr als 20 Stunden, bei der Sturmflut vom 24./27. 03. 1898 im gleichen Höhenbereich eine Verweilzeit von sogar rd. 40 Stunden erreicht.

Die Beispiele auf Abb. A2.10 zeigen auch Unterschiede innerhalb der Nordsee- und Ostsee-Sturmfluten auf. So weist entsprechend der „fülligen" Windstaukurve die Sturmflut von 1962 einen verhältnismäßig langdauernden Scheitelwasserstand auf; im Höhenbereich von NN +4,5 m bis NN +5,0 m beträgt die Verweilzeit rd. vier Stunden gegenüber weniger als zwei Stunden in den anderen Höhenbereichen. Bei den Ostsee-Sturmfluten wird z. B. bei der von 1872 im Scheitelbereich eine Verweilzeit von etwas über fünf Stunden erreicht, bei der von 1898 sind es rd. zehn Stunden; auffallend sind die im Gegensatz zu den Nordsee-Sturmfluten sehr langen Verweilzeiten in den unteren Höhenbereichen.

Aus dieser Gegenüberstellung geht hervor, daß schwere Ostsee-Sturmfluten durch ihre langen Verweilzeiten an gleichgearteten Küstenschutzbauwerken (Deiche, Deckwerke usw.) wesentlich größere Schäden anrichten können als Nordsee-Sturmfluten.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

2.4 Bemessungswasserstände für Küstenschutzwerke

2.4.1 Allgemeines

Für die Bemessung der Kronenhöhe von Deckwerken und Deichen an der Nordseeküste wurde ab 1953 zunächst der Begriff „maßgebender Sturmflutwasserstand" benutzt, neben dem Ende der 60er Jahre die Bezeichnung „Bemessungswasserstand" [9, 25] eingeführt wurde. Dieser Bemessungswasserstand ist der für einen vorgegebenen Zeitraum zu erwartende höchste Wasserstand, auf den eine Hochwasser-Schutzanlage unter Berücksichtigung des Gesamtstaues, des säkularen Anstiegs von z. Zt. 30 cm und des Oberwasserzuflusses zu bemessen ist. Möglicher Seegangseinfluß ist darin nicht enthalten [13].

An der Ostseeküste entspricht der säkulare Mittelwasseranstieg dem säkularen MThw-Anstieg an der Nordsee [2]. Für die Ostseeküste von Schleswig-Holstein wird ein Mittelwasseranstieg von 25 cm/Jahrhundert und für die von Mecklenburg-Vorpommern von 15 bis 25 cm wegen der dort unterschiedlichen Höhenverschiebungen zwischen Festland und Ostsee angenommen.

2.4.2 Bemessungswasserstände an der Nordseeküste von Schleswig-Holstein

Nach schweren Sturmfluten im Jahre 1949 wurde begonnen, die Frage nach der „höchstmöglichen" Sturmflut für die schleswig-holsteinische Westküste zu beantworten [9]. Zunächst wurden die „wahrscheinlichen Höchstwasserstände" ermittelt, indem

- für Husum ein mögliches HHThw von 5,50 m NN nach dem ungünstigsten Verlauf der Windstaukurven vom 3./4. 02. 1825 und 10. 02. 1949 oder auch durch Addition des höchsten astronomischen Thw und der höchsten gemessenen Differenz zwischen HHThw und astronomischem Thw abgeschätzt wurde,
- mittlere HThw-Differenzen zu anderen Orten von diesem Wert abgezogen und
- ein Wellenauflauf von 2,0 m bei den Festlands- und von 1,5 m bei den Inseldeichen angesetzt wurde.

Die Arbeitsgruppe „Sturmfluten" des damaligen Küstenausschusses Nord- und Ostsee empfahl 1951 diese Art der Festlegung der wahrscheinlichen Höchstwasserstände [9]. Erwähnt sei, daß 1951/52 ähnliche Untersuchungen für die gesamte deutsche Nordseeküste angestellt wurden. Unter dem Eindruck und unter Berücksichtigung der Holland-Sturmflut vom 31. 01./01. 02. 1953 entstanden dann neue Bemessungsgrundlagen für die Deiche Schleswig-Holsteins. Die „maßgebende Sturmfluthöhe" wird danach als Summe des maßgebenden Sturmflutwasserstandes und des maßgebenden Wellenauflaufes bezeichnet. Der maßgebende Sturmflutwasserstand wird definiert als derjenige,

- der im Durchschnitt nicht häufiger als einmal im Jahrhundert zu erwarten ist,
- der außerdem die auf die Gegenwart umgerechneten Sturmflutwasserstände vom 03./04. Februar 1825 nicht unterschreitet,
- der außerdem nicht niedriger ist als die Summe des größten beobachteten Windstaus (über Tidehochwasserstand) und des möglichen höchsten Springtide-Hochwassers und
- der mit Rücksicht auf den voraussichtlichen säkularen und raumbedingten Wasserstandsanstieg den genannten Bedingungen bis zum Jahre 2000 entspricht.

Für den Pegel Husum wurde zunächst eine Wasserstandsreihe von 50 Jahren (1901 bis 1950) zugrunde gelegt und eine Extrapolation auf das Doppelte des untersuchten Zeitabschnittes

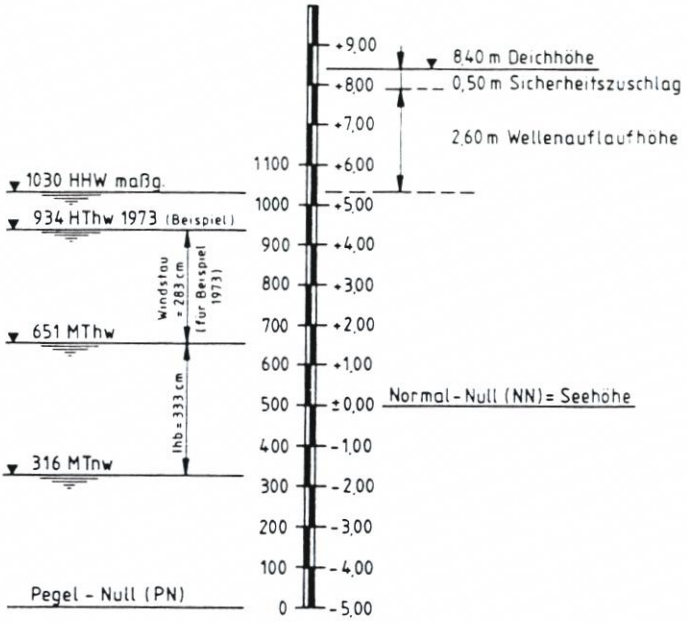


Abb. A2.11. Bestimmung des Bemessungswasserstandes (HHWmaßg.) für die Deichhöhen in Schleswig-Holstein mit Erläuterung der Kurzbezeichnungen: NN = Normal Null; PN = Pegel Null; PN = NN −5,00 m; MTnw = mittleres Tideniedrigwasser einer Jahresreihe (etwa 2mal täglich); MThw = mittleres Tidehochwasser einer Jahresreihe (etwa 2mal täglich); HThw = höchstes Tidehochwasser eines bestimmten Zeitraumes (z. B. Jahres); HHWmaßg. = maßgebender Sturmflutwasserstand [statistischer Wert, der in 100 Jahren einmal erreicht oder überschritten wird und den saecularen Meeresspiegelanstieg (0,25 cm/Jahr) einschließt]; Thb = mittlerer Tidehub (Differenz zwischen MThw und MTnw) einer Jahresreihe; Windstau = durch Wind erzeugte Wasserstandserhöhung über Thw_v bei einer Sturmflut; Thw_v = vorherberechnetes Thw

vorgenommen, also auf den Wasserstand, der im Mittel bei einer langen Zeitreihe einmal im Jahrhundert erreicht oder überschritten wird. Später konnte an Hand von Unterlagen über historische Sturmfluten in Husum gezeigt werden, daß diese Werte nur wenig von der extrapolierten Wahrscheinlichkeitsgeraden abweichen, die für die Jahresreihe 1901 bis 1950 ermittelt wurde.

Im „Generalplan Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz in Schleswig-Holstein" aus dem Jahre 1962 [20] wurden die „maßgebenden Sturmflutwasserstände" aufgrund des oben genannten Verfahrens für die Westküste Schleswig-Holsteins festgelegt (Abb. A2.11).

In Tab. A 2.2 sind für ausgewählte Orte an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste die eingetretenen Sturmflutwasserstände in den Jahren 1962, 1976 und 1981 den Bemessungswasserständen gegenübergestellt, ergänzt 1988 durch Empfehlungen der Länderarbeitsgruppe [15] für die Elbe.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle A 2.2. Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste und der Elbe, bezogen auf Pegel-Null = NN −500 cm

Ort	Sturmflutwasserstände 1962	1976	1981	Bemessungswasserstand 1988
List	864	895	905	930*
Husum	1021	1066	1015	1080*
Büsum	994	1016	971	1030*
Brunsbüttel	1027	1042	981	1120
Glückstadt	1060	1083	1011	1150
Schulau	1087	1125	1054	1200
(Hbg.-St. Pauli)	1070	1145	1145	1230

* Generalplan Küstenschutz Schleswig-Holstein 1977 [21]

2.4.3 Bemessungswasserstände an der Nordseeküste von Niedersachsen

Unter dem Eindruck der Katastrophenflut des Jahres 1953 in den Niederlanden wurden 1954 neue Bemessungswasserstände festgelegt [10]. Sie wurden für die Nordseeküste nach dem „Einzelwertverfahren" (auch Überlagerungsverfahren oder a-b-c-d-Verfahren genannt) aus folgenden Einzelwerten gewonnen (Abb. A 2.12):

Wert a: Höhe des mittleren Tidehochwassers (MThw) über NN.

Wert b: Höhenunterschied zwischen dem höchsten Springtide-Hochwasser im Winter-Halbjahr (HSpThw) und dem MThw. Dieser Wert soll die Möglichkeit des zeitlichen Zusammentreffens einer sehr schweren Sturmflut mit dem astronomisch bedingten höchsten Springtide-Hochwasser während der Wintermonate berücksichtigen.

Wert c: Der maximale Gesamtstau (Windstau) ist der Höhenunterschied zwischen dem

Tabelle A 2.3. Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände an der niedersächsischen Nordseeküste, bezogen auf Pegel-Null = NN −500 cm

Ort	Sturmflutwasserstand HHThw	Jahr	Bemessungswasserstand 1977/1986
Emden	1018	1906	1080
Borkum	906	1906	990
Norddeich	968	1906	1030
Norderney	908	1962	1000
Wangerooge	939	1906	1010
Harlesiel	970	1906	1060
Wilhelmshaven	1021	1962	1110
Vareler Schleuse	1061	1906	1130
Bremerhaven	1035	1962	1035
Brake	1029	1962	1120
Cuxhaven	1010	1976	1065*)
Otterndorf	1042	1976	1100*)

*) von der Länderarbeitsgruppe 1988 empfohlen (s. Abschnitt 2.4.4) [15]

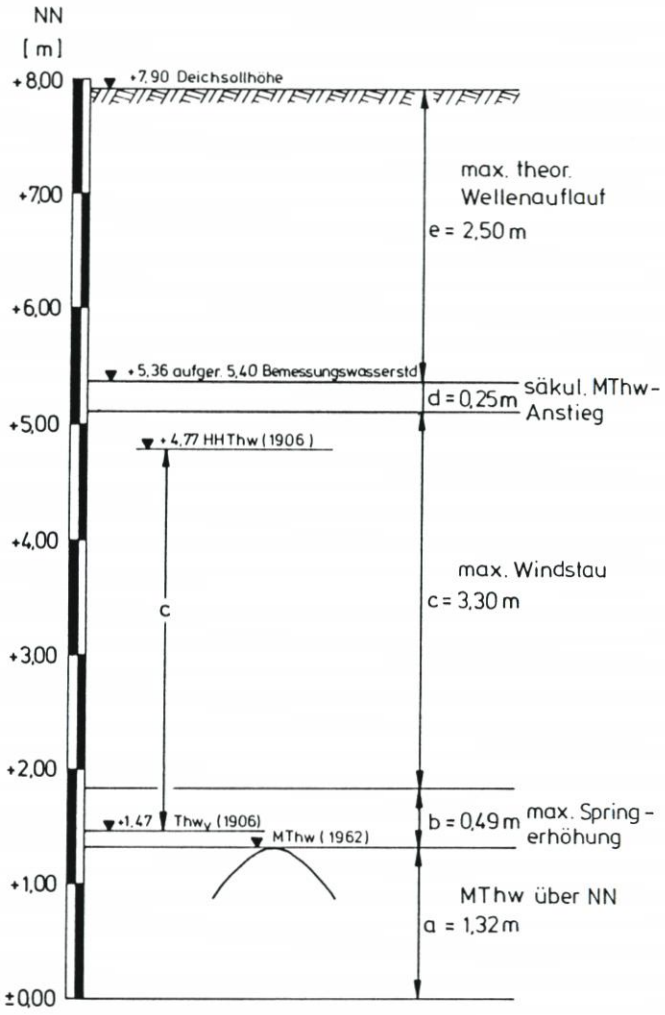


Abb. A2.12. Bemessungsverfahren – Berechnungsmuster für das „Einzelwert-Verfahren" (1962) am Beispiel Pegel Bensersiel

höchsten eingetretenen Tidehochwasser (HHThw) und dem zugehörigen, vorausberechneten astronomischen Tidehochwasser (Thw). Dieses Maß, die größte durch meteorologische Ursachen bedingte Erhöhung des Wasserspiegels über Thw gibt an, welche höchste Sturmflut künftig eintreten kann.

Wert d: Der Sicherheitszuschlag berücksichtigt im wesentlichen das säkulare Steigen des MThw, das mit rd. 30 cm/100 Jahren anzusetzen ist. Der Sicherheitszuschlag kann auch größer gewählt werden, wenn besondere örtliche Gegebenheiten dies erfordern (tiefe Lage des Hinterlandes u. ä.).

Der Bemessungswasserstand ist im zehnjährigen Abstand zu überprüfen und, wenn erforderlich, von den Deichbehörden neu festzusetzen.

Für die Deichbemessung ist ferner noch zu ermitteln der Wert e: Wellenauflauf, in der Senkrechten gemessen [3].

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle A 2.4. Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Elbe, bezogen auf Pegel-Null = NN −500 cm

Ort	Sturmflutwasserstand HHThw	Jahr	Bemessungswasserstand
Cuxhaven	1010	1976	1065
Brunsbüttel	1041	1976	1120
Brokdorf	1066	1976	1140
Stadersand	1106	1976	1180
Schulau	1125	1976	1200
Hmb.-St. Pauli	1145	1976	1230
Hmb.-Harburg	1143	1976	1230
Bunthaus	1143	1976	1250
Zollenspieker	1134	1976	1270
Geesthacht-Unterwasser	–	1976	1143

Nach den hohen Sturmflutwasserständen der sehr schweren Sturmfluten vom Januar 1976 sind die Bemessungswasserstände und die Sollhöhen der Seedeiche und Inselschutzwerke erneut überprüft worden [12]. Einige Bemessungswasserstände und höchste Sturmflutwasserstände sind hier wiedergegeben mit dem Ergebnis, daß eine Anzahl von Bemessungswasserständen von 1965 bei der Neufestsetzung von 1977 berichtigt werden mußten (Tab. A 2.3).

2.4.4 Bemessungswasserstände an Elbe, Weser und Ems

An der Elbe hat im Jahre 1986 eine Arbeitsgruppe aus Niedersachsen, Hamburg und Schleswig-Holstein eine Bemessungssturmflut nach folgendem Verfahren entwickelt [15]:

a) Bestimmung einer maßgebenden Sturmtidekurve für Cuxhaven,
b) Modelluntersuchungen für die Elbe mit dieser Sturmtidekurve und dem Ergebnis des maßgebenden Sturmflutablaufes,
c) daraus Festlegung der Scheitelwerte (HThw) für jeden Ort als Bemessungswasserstände und
d) Bestimmung des zeitlichen und örtlichen Ablaufes der maßgebenden Sturmflut aus den Kurven.

Die maßgebende Sturmtidekurve enthält folgende Komponenten:

- die gegenwärtigen Tideverhältnisse an der Küste,
- zusätzliche astronomische Einflüsse,
- meteorologische Einflüsse (im wesentlichen Windstau),
- Einflüsse aus Schwingungen in der Nordsee und aus Fernwellen und
- säkulare Veränderungen.

Diese Komponenten überlagern sich schon in der Nordsee. Dabei beeinflussen sie sich gegenseitig, so daß die in Cuxhaven gemessenen Werte nur die Gesamtwirkung darstellen. Ein Herauslösen einzelner Einflüsse für Bemessungszwecke ist mit ausreichender Sicherheit nicht möglich.

Da der Bemessungswasserstand für einen Zeitraum von 100 Jahren gelten soll, wurde das HThw für das Jahr 2085 aus der Kombination:

Mittlere Tide 1976/85

+ säkulare Thw-Veränderung (30 cm)
+ Bemessungs-Windstau (385 cm beim Thw in Cuxhaven)
+ Oberwasserabfluß Q_o (2200 m^3/s)

ermittelt. Die HThw entlang der Elbe sind nach den Empfehlungen zum Bemessungswasserstand [15] in Tab. A2.4 enthalten.

Für die Weser konnten nur hydraulische Modellversuche zu verwertbaren Bemessungswasserständen führen, um den Einfluß der Nebenflüsse zu berücksichtigen [8], die zum Teil 1986 überprüft und neu festgesetzt wurden (Tab. A2.5).

Die Ems war bereits im Modell zur Planung des Leda-Sperrwerkes auf die höchsten möglichen Sturmflutwasserstände untersucht worden [7]. Sie wurden ebenfalls 1986 überprüft und neu festgesetzt (Tab. A2.6).

Tabelle A 2.5. Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Weser, bezogen auf Pegel-Null = NN −500 cm

Ort	Sturmflutwasserstand HHThw	Jahr	Bemessungswasserstand
Bremerhaven	1035	1962	1130
Nordenham	1017	1962	1100
Brake	1029	1962	1120
Elsfleth	1026	1976	1130
Farge	1030	1976	1130
Vegesack	1022	1962	1142
Bremen/Große Weserbrücke	1041	1962	1095

Tabelle A 2.6. Sturmflutwasserstände (HHThw) und Bemessungswasserstände für die Ems, bezogen auf Pegel-Null = NN −500 cm

Ort	Sturmflutwasserstand HHThw	Jahr	Bemessungswasserstand
Emden	1018	1906	1080
Pogum	1024	1944	1090
Terborg	1012	1962	1100
Leerort	1006	1962	1100
Weener	970	1962	1070
Papenburg	929	1976	1040
Herbrum	916	1976	1040

2.4.5 Bemessungswasserstände an der Ostsee

Am 12./13. 11. 1872 wurde die Ostseeküste von einer sehr schweren Sturmflut mit Wasserständen bis zu NN +3,37 m heimgesucht. Ursache dafür war die Überlagerung mehrerer ungünstiger meteorologischer Ereignisse. Die Auswirkungen dieser Sturmflut waren verheerend. Ihr Höchstwasserstand ist seitdem nicht wieder erreicht worden. Eine Katastrophe ähnlichen Ausmaßes kann sich wiederholen, da die damaligen meteorologischen Bedingungen keineswegs so ungewöhnlich waren, als daß sie nicht wieder auftreten könnten. Es ist

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

sogar ein ungünstigeres Zusammentreffen von meteorologischen Einflüssen denkbar. – Im Winter 1978/79 traten an der Ostseeküste zwei Sturmfluten auf, die wegen ihrer sehr langen Dauer außergewöhnlich waren. Die anhaltenden Verweilzeiten der Sturmflutwasserstände (s. Abschn. 2.3.4) haben damals zu schweren Zerstörungen an den Uferschutzwerken geführt [2, 32].

Die Bemessungsgrundlage für Landesschutzdeiche und andere Küstenschutzwerke ist deshalb der Wasserstand der Sturmflut vom 12./13. 11. 1872. Er ist der höchste zuverlässig gemessene Wasserstand, denn es gibt keine verläßlichen Hinweise, daß schon früher einmal eine wesentlich höhere Sturmflut aufgetreten ist. Daher besteht zur Zeit kein Grund, einen noch höheren Wasserstand zur Grundlage von Planungen hinreichend sicherer Küstenschutzbauten zu machen. Auf einen Sicherheitszuschlag wird daher verzichtet. Jedoch ist für die Bemessung der Schutzanlagen an der Ostseeküste ebenfalls der säkulare Meeresspiegelanstieg (s. Abschn. 2.3.1) zu berücksichtigen. Über einen Bemessungszeitraum von 100 Jahren werden danach dem Sturmflutwasserstand aus dem Jahre 1872 für das vergangene und für das künftige Jahrhundert in Schleswig-Holstein insgesamt rund 0,4 m hinzugefügt, an der Küste von Mecklenburg-Vorpommern sind es 0,3 bis 0,4 m (s. Abschn. 2.4.1).

In Tab. A2.7 sind für einige ausgewählte Orte an der Ostsee die maßgebenden Bemessungswasserstände aufgeführt.

Tabelle A 2.7. Zusammenstellung der höchsten Sturmflutwasserstände und Bemessungswasserstände an der Ostsee, bezogen auf Pegel-Null = NN −500 cm

Ort	Sturmflutwasserstand 1872	Bemessungswasserstand
Flensburg	808	850
Kiel	797	840
Fehmarn	775	820
Travemünde	830	870
Wismar	780	820
Warnemünde	743	785
Stralsund	739	770
Greifswald-Wieck	764	800

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.

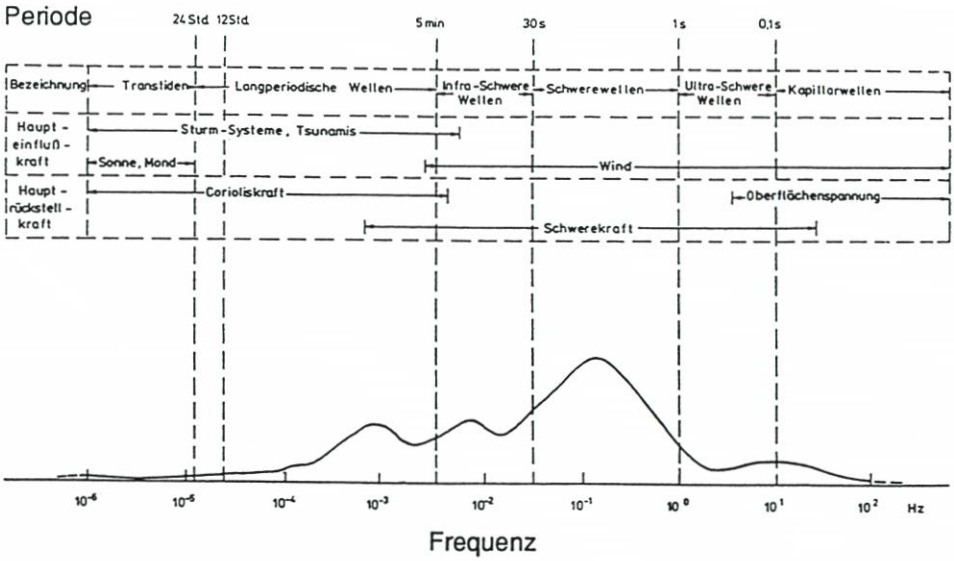


Abb. A3.1. Einteilung ozeanischer Oberflächenwellen [11]

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.

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. 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 Kenntnisse über 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 Umfange 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.

Einer direkten Anwendung des Spektrums für Planungs- und Bemessungsaufgaben im Küstenschutz sind (vgl. Kap. 4) Grenzen gesetzt. Für praktische Ingenieuraufgaben, insbesondere für die Anwendung von Bemessungsverfahren, wird in der Regel eine Parametrisierung des Seegangs in dem Sinne vorgenommen, daß aus gemessenen Zeitreihen des Seegangs oder aus dem Spektrum charakteristische Seegangsparameter bestimmt werden, z. B. die

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

„signifikante" Wellenhöhe mit einer zuzuordnenden Wellenperiode und Richtung. Diese Idealisierung ist im Hinblick auf eine mathematische Beschreibung des Seegangs notwendig.

Wellentheorien dienen dann dazu, Veränderungen definierter Seegangsparameter einzelner Ereignisse 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 höhere Theorien können fallweise wichtig sein.

Eine Idealisierung des Seegangs in dem angesprochenen Sinne ist jedoch nicht unproblematisch. Vergleichende Untersuchungen mit regelmäßigen Wellen und natürlichem Seegang, insbesondere in hydraulischen Modellversuchen, zeigen, daß die spektralen Eigenschaften des Seegangs häufig zu wenig beachtet wurden. Das gilt insbesondere für Gebiete flachen Wassers, in denen die örtlichen Verhältnisse einen großen Einfluß auf die statistische Verteilung der Wellen haben.

In Näherung ist die Erfassung der spektralen Eigenschaften des Seegangs durch Überlagerungsverfahren möglich, indem einzelne, durch Flachwasser- bzw. Bauwerkseinflüsse veränderte Seegangskomponenten zu einem Wirkungsspektrum zusammengesetzt werden.

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, die Einfluß auf den Seegang haben und Grenzzustände extremer Ereignisse mitbestimmen.

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.

Ohne daß ein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben werden kann, werden im folgenden Grundlagen der Wellentheorien und der Seegangsspektren sowie deren Analyse und Bewertung als Voraussetzung für die Lösung seegangsspezifischer Fragestellungen beim Entwurf und 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 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) 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. A3.2) nicht isoliert betrachtet werden, und die Lösung seegangstypischer Fragestellungen erfordert in der Regel die Einbeziehung aller verfügbaren Methoden (vgl. [44, 45]). Hierbei spielen ortsabhängige Erfahrungen mit bereits ausgeführten Küstenschutzwerken eine wichtige Rolle.

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 (t) und die Bewegung der Wasserteilchen in den drei Koordinatenrichtungen x, y und z einer Welle für unterschiedliche Wellenhöhen H und -perioden T und bei unterschiedlichen

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

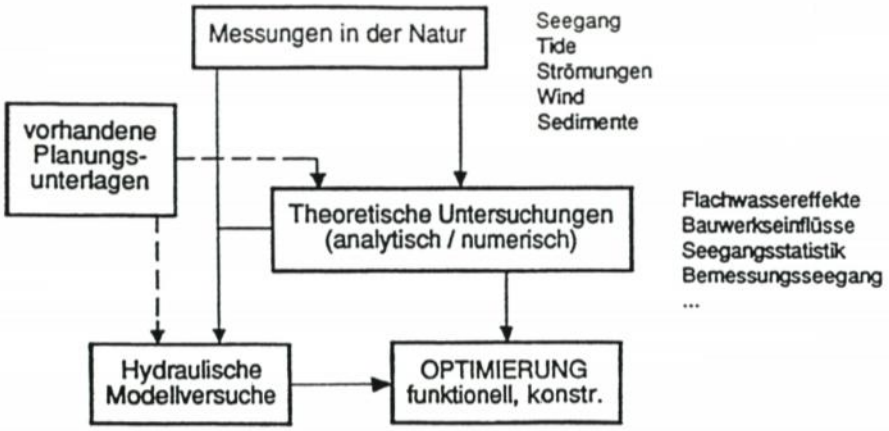


Abb. A3.2. Untersuchung von Seegangsproblemen im Küstenwasserbau, methodische Wechselbeziehungen

Wassertiefen d möglichst genau mathematisch zu formulieren (Bezeichnungen s. Abb. A3.3).

Eine Übersicht über die wichtigsten Theorien und die darin getroffenen mathematischen Voraussetzungen gibt Tabelle A3.1.

Hinsichtlich der mathematischen Grundlagen wird auf WIEGEL [81], LE MEHAUTE [49] und das dort angegebene Schrifttum verwiesen. Vom mathematischen Standpunkt 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 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. Die Unterschiede oszillatorischer Wellen und translatorischer Wellen werden in Abb. A3.4 verdeutlicht. Dargestellt sind weiterhin Wellenprofile, die sich bei Anwendung unterschiedlicher, in Tabelle A3.1 aufgeführter Wellentheorien ergeben.

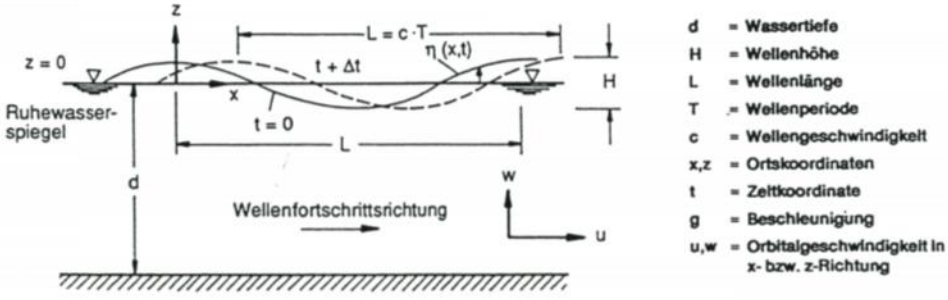
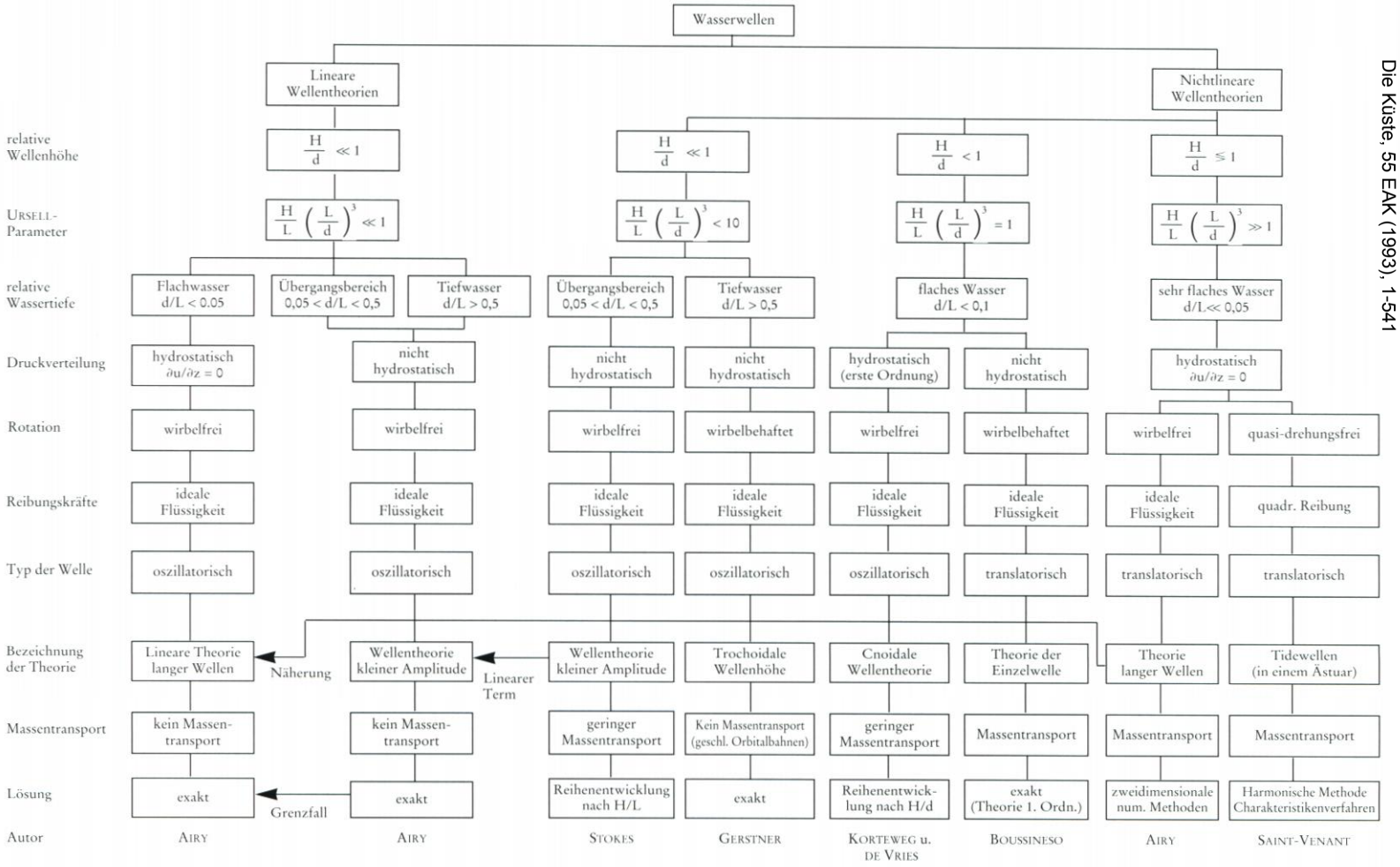


Abb. A3.3. Fortschreitende Schwerewellen, Bezeichnungen

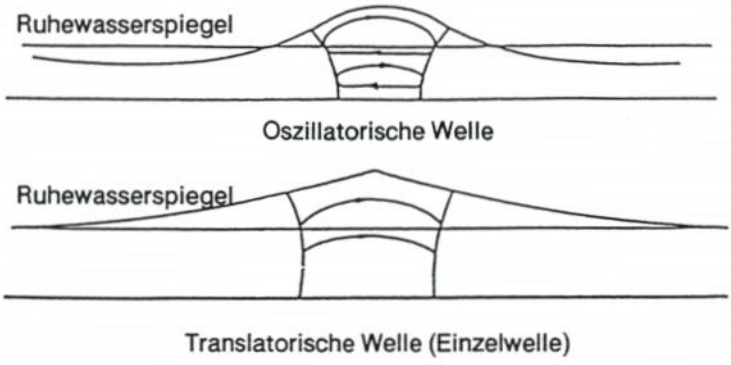
Tab. A 3.1. Klassifikation der Wellentheorien und mathematische Voraussetzungen (nach LE MEHAUTE [49])



Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Bewegung der Wasserteilchen



Wellenprofile

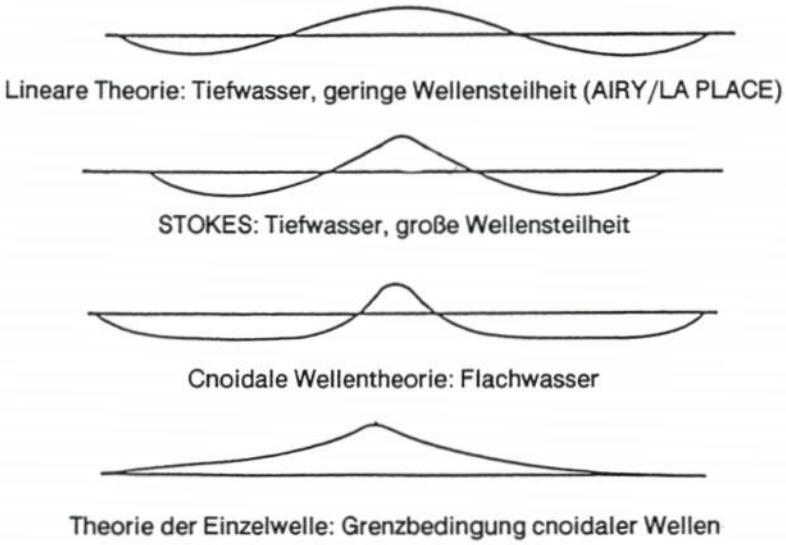


Abb. A3.4. Zur Anwendung von Wellentheorien (aus LE MEHAUTE [49])
oben: Teilchenbewegung in oszillatorischen und translatorischen Wellen, schematisch
unten: Verdeutlichung unterschiedlicher Wellenprofile bei Verwendung verschiedener Theorien

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 [20]); Computerprogramme sind in den auf dem Gebiet des Küstenwasserbaus tätigen Hochschulinstituten verfügbar.

Die Grenzen der Anwendung verschiedener Theorien sind nicht abschließend erforscht. Die wichtigsten Theorien sind in Abb. A3.5 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).

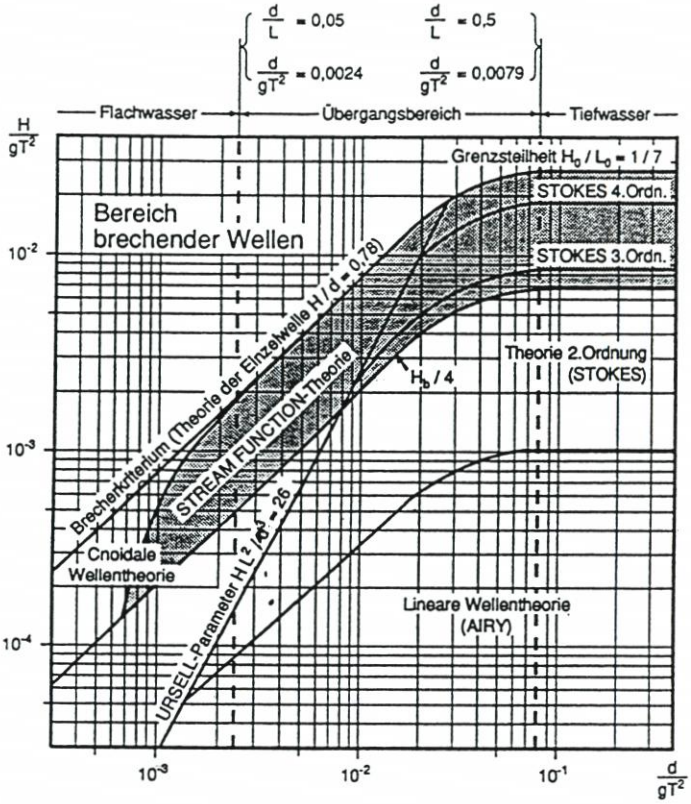


Abb. A3.5. Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien (nach CERC [12])

Es ist gebräuchlich, wie in Abb. A3.5 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. Tabelle 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.

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, ist 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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. Die Trochoidale Wellentheorie wird z. B. beim Bemessungsansatz für die Belastung senkrechter Wände (Lastfall Reflexion) (vgl. Kap. 4) verwendet.

Vom mathematischen Standpunkt aus wird versucht, einen möglichst breiten Anwendungsbereich in einem Ansatz zu erfassen (z. B. vorgenannte Stream-function-theory). Durch die heute bestehenden Möglichkeiten numerischer Berechnungen nimmt die Bedeutung nichtlinearer Theorien auch für ingenieurpraktische Aufgaben zu. Auf neuere Untersuchungen zur mathematischen Modellierung nichtlinearer Wechselwirkungen im Seegang in flachem Wasser auf der Grundlage eines erweiterten BOUSSINESQ-Ansatzes (z. B. PRÜSER [62]) sei in diesem Zusammenhang hingewiesen.

3.2.2.1 Lineare Wellentheorie kleiner Amplitude (AIRY/LAPLACE)

Die lineare Wellentheorie geht von folgenden Voraussetzungen aus (vgl. Tab. A3.1):

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

Die für praktische Berechnungen wichtigsten Gleichungen sind in Tab. A3.2 zusammengestellt.

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 sind in Tab. A3.3 zusammengestellt.

Hierin bedeuten:

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

(wie in Tab. A3.2, lineare Theorie)

Die Größe a ist aus den folgenden impliziten Gleichungen zu bestimmen und beschreibt die horizontale Asymmetrie der Wellen (nach linearer Theorie ist $a = H/2$).

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

Tab. A 3.2. Lineare Wellentheorie. Physikalische Beziehungen (nach WIEGEL [81])

	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	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \left(1 + \frac{z}{d}\right) \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kz)} \cdot \cos\theta$	$\frac{\partial w}{\partial t} = \frac{H}{2} \omega^2 \cdot e^{kz} \cdot \cos\theta$

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

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

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

bzw.

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

Wie die Gleichungen in Tab. A3.3 zeigen, enthalten die STOCKESschen Theorien die lineare Wellentheorie als Sonderfall.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tab. A 3.3. STOKESsche Theorie 3. Ordnung. Physikalische Beziehungen (nach WIEGEL [81])

	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	$w = c \cdot \left[k \cdot a \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{4} k^2 a^2 \cdot \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{3}{64} k^3 a^3 \cdot \frac{11 - 2\cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh[3k(z+d)] \cdot \sinh(3\theta)\right]$	$w = \omega \cdot a \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$
5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal	$\frac{\partial u}{\partial t} = c \cdot \left[k \cdot \omega \cdot a \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{2} k^2 \omega a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{9}{64} k^3 \omega a^3 \cdot \frac{11 - 2\cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \sinh(3\theta)\right]$	$\frac{\partial u}{\partial t} = \omega^2 a \cdot e^{kz} \cdot \sin\theta$

Tab. A 3.3. (Fortsetzung)

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

Auch Theorien noch höherer Ordnung wurden für den Ingenieurgebrauch aufgearbeitet und liegen in Tabellenform vor (z. B. Theorie 5. Ordnung durch SKJELBREIA und HENDRICKSON [70]); Computerprogramme sind in den Universitätsinstituten verfügbar.

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, beschreibt die Cnoidale Wellentheorie die physikalischen Verhältnisse besser.

Die Cnoidale Wellentheorie ist 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 [82] 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 wurde durch LAITONE [47] untersucht und liegt bei d/L < rd. 1/8 und U_R > 26. Im Shore Protection Manual (SPM, CERC [11, 12]) sind dimensionslose Diagramme veröffentlicht, die die Anwendung der Theorie erleichtern; Computerprogramme sind in den Universitätsinstituten verfügbar.

Die Cnoidale Wellentheorie (auch Theorien höherer Ordnung wurden entwickelt) geht im Tiefwasserbereich in die Theorie mit sinusförmiger Oberfläche über (lineare Wellentheorie), 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. 3.3.4). 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). Auf die Wiedergabe der Wellengleichungen wird hier verzichtet.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.2.2.4 Trochoidale Wellentheorie

Die Theorie (vgl. Tab. A3.1) wird allgemein nach GERSTNER bezeichnet, obwohl sie unabhängig auch von RANKINE entwickelt wurde. GERSTNER faßt die Oberfläche der Wellen und Linien gleichen Drucks als Trochoide auf (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 SAINFLOU (vgl. Kap. 4) eingeht. Die Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser entspricht der der linearen Wellentheorie.

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 Kap. 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. A3.3) 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.

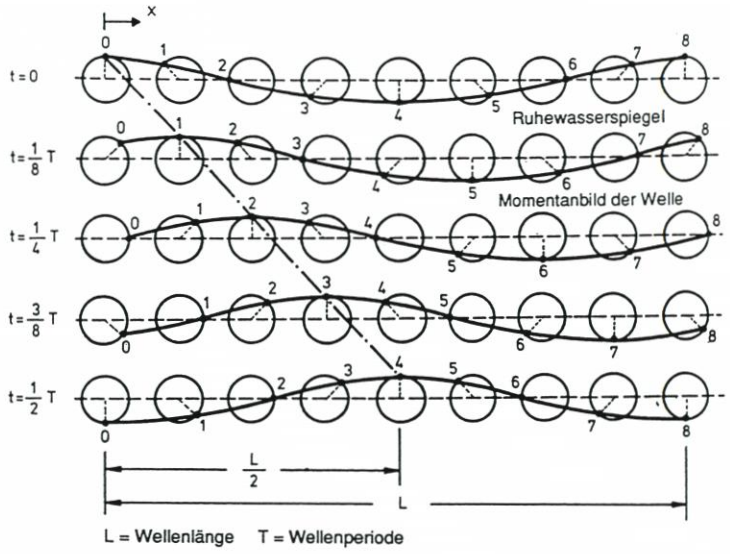
Zur Erfassung unregelmäßiger Wellen gestattet die Linearisierung der Differentialgleichung die Überlagerung von einzelnen periodischen Wellen und der darin jeweils enthaltenden Drücke oder Geschwindigkeiten.

Die wichtigsten Begriffe bzw. aus der Potentialfunktion abgeleitete mathematische Beziehungen in Ergänzung zu den in Tab. A3.2 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. A3.2 angegeben.

Nach der linearen Wellentheorie ist mit der Teilchenbewegung (Orbitalbewegung) kein Massentransport verbunden. Wie in Abb. A3.6 dargestellt ist, ergeben sich als Bahnkurven



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

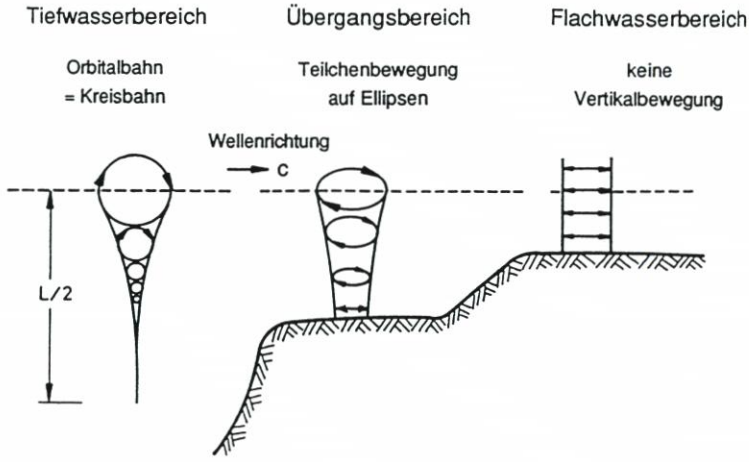


Abb. A3.6. Erläuterung der Orbitalbewegung
oben: Teilchenbahnen an der Oberfläche einer fortschreitenden, harmonischen Welle
unten: Veränderung der Orbitalbahnen beim Einlaufen in flaches Wasser

Kreise, solange die Tiefwasserbedingung $d/L > 0{,}5$ erfüllt ist. Bei flacherem Wasser (Übergangsbereich) bewegen sich die Teilchen auf Ellipsen, und im Flachwasser findet lediglich eine horizontale, mit der Wellenperiode oszillierende Teilchenbewegung statt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.2.3.3 Druckverteilung unter einer fortschreitenden Schwerewelle

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

Es ist

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

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

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 = Dichte 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

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

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

$$E_m = \tfrac{1}{2} \cdot \rho \cdot g \cdot a^2 = \tfrac{1}{8} \cdot \rho \cdot g \cdot H^2$$

Es ist ferner $E_{pot} = E_{kin}$, unabhängig von der Wassertiefe, so daß $E_{pot} = E_{kin} = \tfrac{1}{2}\, E_m$.

3.2.3.5 Energiefluß

Der mittlere Energiefluß bezogen auf die Einheitsbreite des Wellenkammes, 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

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

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

$$F_m = \frac{1}{4} \rho g a^2 \frac{g \cdot T}{2\pi} \qquad \text{und für}$$

Flachwasser ($d \to 0$) zu

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

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:

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

(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 $u = u_1 + u_2 + \ldots + u_n$
$w = w_1 + w_2 + \ldots + w_n$
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.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.3 Seegang

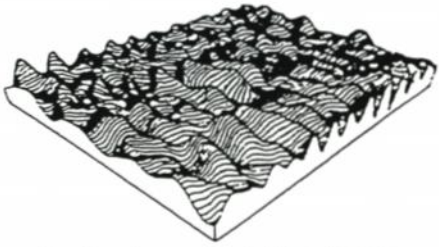
3.3.1 Allgemeines und Formen der Vereinfachung

Unter Kap. 3.2 wurde bereits erwähnt, daß man für die Beschreibung einer Seegangssituation von der Vorstellung ausgeht, daß Wellen unterschiedlicher Höhe (oder Amplitude), Frequenz (oder Periode) und Richtung überlagert sind. Abb. A3.7 verdeutlicht diese Vorstellung. Durch Überlagerung der verschiedenen Komponenten entsteht in der allgemeinsten

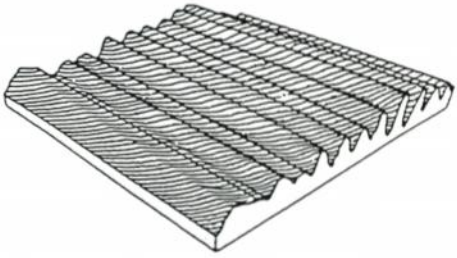


Überlagerung von Sinus-Komponenten

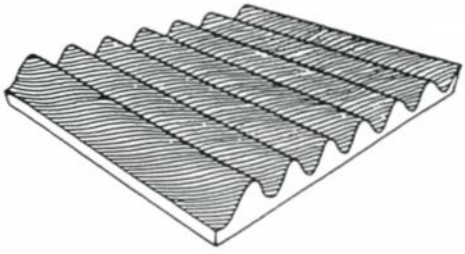
Zeitbereichsbetrachtung
(Momentanzustände)



a) allgemeiner Fall: Kurzkämmiger, unregelmäßiger Seegang



b) Vernachlässigung der Richtungsstruktur Langkämmiger, unregelmäßiger Seegang



c) Charakterisierung des Seegangs durch einzelne, fortschreitende Welle konstanter Höhe und Periode Regelmäßiger Seegang

Abb. A3.7. Natürlicher Seegang, Überlagerung von Wellenkomponenten unterschiedlicher Höhe, Frequenz, Richtung und Formen der Vereinfachung [46, 65, 84]

Form eine sehr unregelmäßige Meeresoberfläche (Abb. A3.7a), in der Wellenkämme nur schwer und i. a. nur aus größerer Höhe erkennbar werden. Wellenrichtungen werden aber ausgeprägter in vergleichsweise flachem Wasser, da hier eine Sortierung der Wellen zu einheitlichen Richtungen stattfindet. Langkämmiger, unregelmäßiger Seegang (Abb. A3.7b) entsteht durch die Überlagerung von Wellen einheitlicher Richtung und ist 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 zu einheitlichen Richtungen bereits stattgefunden hat. Derartige Situationen entsprechen am ehesten den Voraussetzungen, die den Annahmen periodischer Schwerewellen (regelmäßiger Seegang, Abb. A3.7c) in einer Wellentheorie (Kap. 3.2) zugrundegelegt werden.

Unter der Zielvorstellung, den Seegang für funktionelle oder konstruktive Fragestellungen berechenbar zu machen, d. h. Seegangsparameter wie Wellenhöhe, Länge und Richtung zu definieren und mit diesen Größen physikalische Vorgänge wie Wellengeschwindigkeiten oder Partikelgeschwindigkeiten durch eine geeignete Theorie zu berechnen, sind verschiedene Vereinfachungen zu treffen, wobei der Seegang im Zeitbereich (d. h. $\eta = f[x, y, t]$) oder im Frequenzbereich analysiert wird. Letzteres führt auf den Begriff des Seegangsspektrums, das die Energiedichte S ($S = f[f, \Theta]$) 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).

Abb. A3.8 zeigt ein Seegangsspektrum in seiner allgemeinsten Form (Richtungsspektrum) und als eindimensionales Spektrum (unter Vernachlässigung der im Seegang enthaltenen Richtungsinformationen).

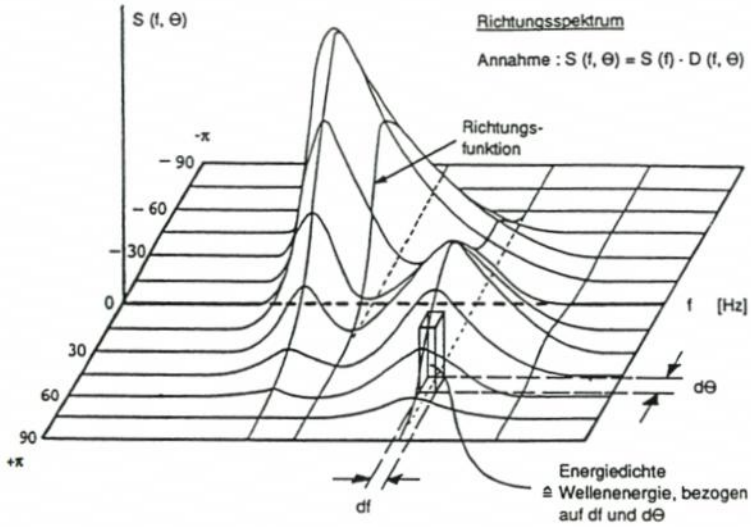
Das Richtungsspektrum entspricht im Zeitbereich (vgl. Abb. A3.7) einer Seegangssituation mit kurzkämmigen, unregelmäßigen Wellenfolgen aus unterschiedlichen Richtungen, wobei dominierende Richtungen der Windsee- und Dünungsanteile unterschiedlich sein können. Das eindimensionale Spektrum (auch vereinfachend als Spektrum bezeichnet) entspricht der Modellvorstellung langkämmiger, unregelmäßiger Wellen. Die Beziehung zu regelmäßigen Wellen, wie sie deterministischen Theorien zugrundegelegt werden (vgl. Kap. 3.2), erfordert eine Parametrisierung in der Weise, daß aus der komplexen, alle spektralen Eigenschaften enthaltenden Seegangssituation Zeitreihenparameter bzw. spektrale Seegangsparameter definiert werden, die dann einer Berechnung nach einer geeigneten Theorie zugrunde gelegt werden. Diese kurzzeitstatistische Analyse einer Seegangssituation zeigt, daß unter bestimmten Voraussetzungen insbesondere Wellenhöhenparameter in relativ strenger Abhängigkeit zueinander stehen, auch können Beziehungen zwischen Zeitreihen- und spektralen Parametern abgeleitet werden. Hinweise hierzu enthalten die folgenden Kapitel, ebenso wie Angaben zur Form des Spektrums. Weitere Hinweise zur Anwendung des Spektrums für ingenieurpraktische Aufgaben enthalten die Kap. 3.4, 3.5 und 3.6.

3.3.2 Seegangsparameter, Definitionen und Bezeichnungen

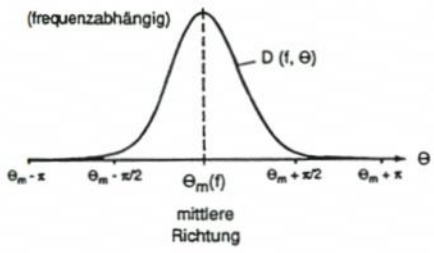
3.3.2.1 Allgemeines

Definitionen und Bezeichnungen sind im Schrifttum nicht immer einheitlich, welches zu Verwechslungen führen kann. Die im folgenden verwendeten Bezeichnungen entsprechen der

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Richtungsfunktion D (f, Θ)



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

Beispiel für D (f, Θ) :

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

1 - dim. Spektrum

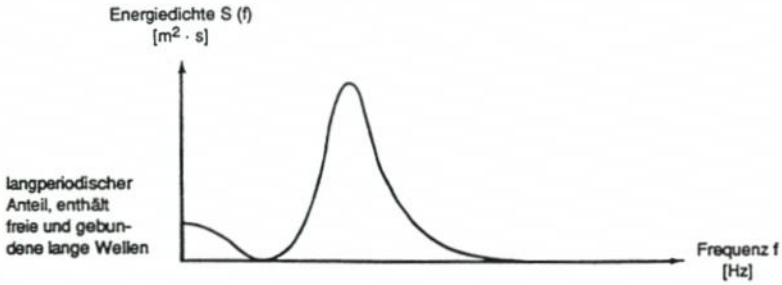


Abb. A3.8. Darstellung natürlichen Seegangs als Spektrum
Richtungsspektrum, eindimensionales Spektrum und Richtungsfunktion (nach IAHR/PIANC [38])

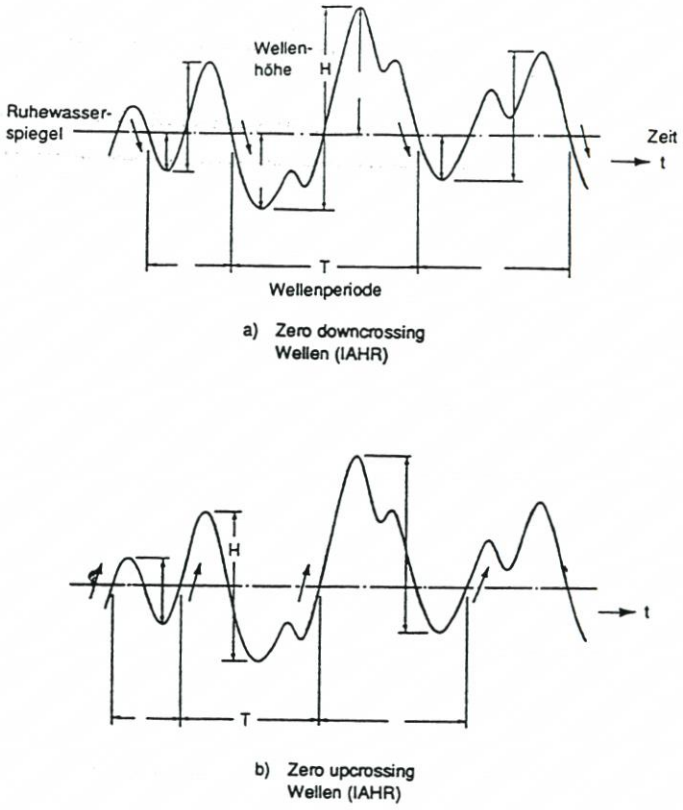


Abb. A3.9. Zur Definition von zero-crossing Wellenhöhen (nach IAHR/PIANC [38])

Ausarbeitung einer IAHR-Arbeitsgruppe „List of Sea State Parameters", die 1986 gemeinsam mit der PIANC veröffentlicht wurde [38].

3.3.2.2 Zeitbereichsparameter

Die Bestimmung von Zeitbereichsparametern in einer Folge unregelmäßiger Wellen, 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. A3.9 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 allgemein empfohlen wird das zero downcrossing-Verfahren entsprechend der IAHR-Definition. Das Wellenkammverfahren oder andere Definitionen einzelner Wellen in der Zeitreihe (s. z. B. SCHÜTTRUMPF [67]) sind weniger gebräuchlich.

Signifikante Wellenparameter, die aus einer Zeitbereichsauswertung (Auswertung aus einer Häufigkeitsverteilung der Wellenhöhen (Abb. A3.10) oder -perioden einzelner Messun-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

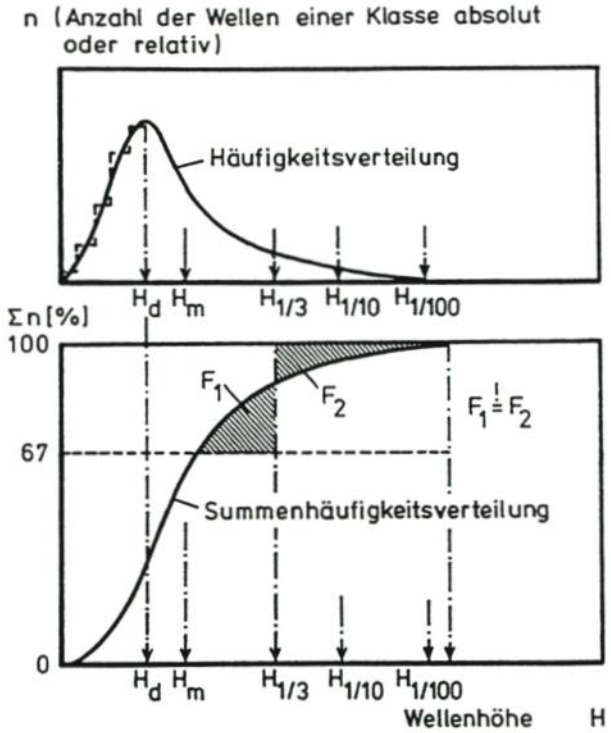


Abb. A3.10. Auswertung von Zeitbereichsparametern aus einer Häufigkeitsdarstellung (Histogramm)

gen, Kurzzeitstatistik) ermittelt werden, sollten durch einen Hinweis oder durch einen Index erkennen lassen, wie diese Parameter ermittelt wurden.

Signifikante Parameter sind vor allem

$H_{1/3,d}$ = 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

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

$\overline{H}_d$ = 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

Andere Parameter werden entsprechend durch arithmetische Mittelwertbildung erhalten, z. B. $H_{1/3,u}$ (gewonnen durch Anwendung der upcrossing-Definition, IAHR) oder $H_{1/10,d}$ als arithmetischer Mittelwert der 10 % höchsten, durch Anwendung des downcrossing-Verfahrens (IAHR) in der Zeitreihe erhaltenen Wellenhöhen.

Entsprechend können (vgl. Abb. A3.11) auch Kammlagen und andere Größen unregelmäßiger Wellen kurzzeitstatistisch ausgewertet werden.

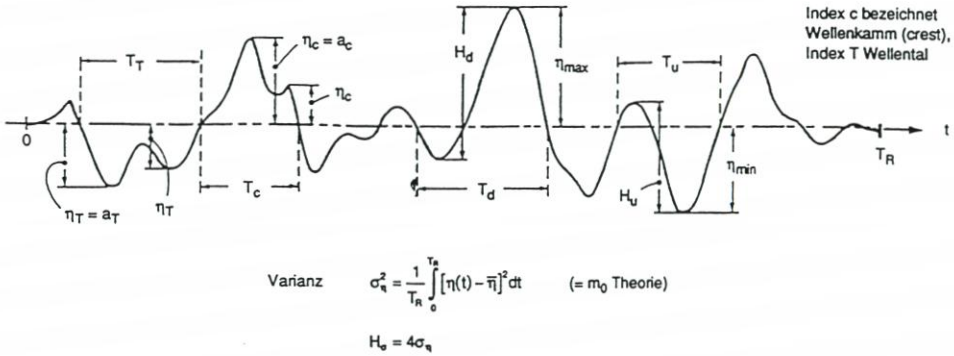


Abb. A3.11. Definition und Bezeichnungen von Zeitbereichsparametern in einer Folge unregelmäßiger Wellen [38]

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. 3.6.4) aus dem Energiedichtespektrum S(f) ermitteln lassen. Hierfür 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_{mo} = $4 \cdot \sqrt{m_o}$ (m_o = 0tes Moment)
signifikante Wellenhöhe der gemessenen Seegangssituation

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

T_{02} = Mittlere Periode des Ereignisses.
Es ist $T_{02} = \sqrt{m_0/m_2}$

Als Periodenparameter wird weiterhin verwendet:

T_p = Peakperiode = $1/f_p$. Die Peakfrequenz f_p ist die Frequenz, an der die Energiedichtefunktion ihr Maximum hat

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

$$S(f, \Theta) = S(f) \cdot (\text{Richtungsfunktion})$$ (vgl. Abb. A3.8, s. auch Kap. 3.5).

Weitere Hinweise zu spektralen Parametern s. KOHLHASE [44].

3.3.3 Zusammenhänge zwischen Seegangsparametern

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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Hierbei ist insbesondere zu beachten, daß die maximale, in einer Messung enthaltene Wellenhöhe H'_{max} abhängig ist von der Anzahl der in der Messung enthaltenen einzelnen Wellen.
Die auf LONGUET-HIGGINS zurückgehende Beziehung [50]

$$H'_{max} = 1{,}13 \sqrt{\ln N} \cdot H_m$$

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

geht u. a. von der Voraussetzung aus, daß das Frequenzspektrum der Wellen eng verteilt ist und genügend Wellen innerhalb der Messung vorhanden sind. 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 [69]).

Für die in der Ingenieurpraxis wichtigen Zeitbereichsparameter $H_{1/3}$ und Frequenzbereichsparameter H_{mo} wird vielfach angenommen, daß diese Parameter gleich sind, also

$$H_{mo} = H_{1/3} = H_s$$

Anm.: H_s wird hier entsprechend der IAHR-Empfehlung (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 und weiteren Annahmen, die LONGUET-HIGGINS getroffen hat.
Vergleichende Auswertungen zeigen, daß die Beziehung

$$H_{1/3} = 0{,}95 \cdot H_{mo} = 3{,}8 \cdot \sqrt{m_o}$$

den natürlichen Seegangsbedingungen (im Mittel) besser entspricht.

Ebenso müßte nach theoretischen Beziehungen sein: T_m (Zeitbereich) = T_{02} (Frequenzbereich). Auch hier zeigen Auswertungen von gemessenen Seegangsereignissen Abweichungen in ähnlicher Größenordnung. Weiterführende Hinweise enthält insbesondere GODA [29].

3.3.4 Hinweise zur Anwendung des Spektrums

Selbst wenn man nur eine momentane Seegangssituation betrachtet, so folgt aus der Definition von Frequenzbereichsparametern aber auch Zeitbereichsparametern, daß hierbei die zeitliche Abfolge einzelner Wellen, wie sie z. B. in einer Zeitreihe durch Gruppierungen besonders hoher Wellen (grouping) deutlich werden können (vgl. auch JOHNSON et al. [40]) oder besonders langer Wellen, die sich durch eine FOURIER-Analyse als Energieanteil im niederfrequenten Teil eines Energiespektrums widerspiegeln, verloren geht.

Zur Charakterisierung der Eigenschaften einer Seegangssituation sind daher ggf. weitere Analysen erforderlich, wenn diese in eine planerische Untersuchung oder eine Bauwerksbemessung einfließen sollen.

Nur wenige Ansätze können das Spektrum direkt verwenden; insbesondere diejenigen Verfahren, die auf der Grundlage deterministischer Wellentheorien beruhen, erfordern eine Parameterisierung des Seegangs in der Weise, daß eine einzelne Welle definierter Höhe und Periode aus dem Spektrum ermittelt wird, die in ihrer Wirkung dem zugehörigen Spektrum entspricht.

Bemessungsansätze (s. Kap. 4) beruhen weitgehend auf der Annahme regelmäßiger, periodischer Wellen, und diese Vereinfachungen werden i. a. auch bei der Untersuchung von Flachwassereffekten und von Diffraktion getroffen (vgl. Kap. 3.4).

Abhilfe können hier lineare Überlagerungsmodelle schaffen, wobei in theoretischen Verfahren, z. B. zur Refraktion oder Diffraktion nichtlineare Wechselwirkungen der einzelnen Seegangskomponenten vernachlässigt, die Veränderungen einzelner Seegangskomponenten getrennt berechnet und dann wiederum (linear) zu einem Wirkungsspektrum überlagert werden.

Ein wichtiger Anwendungsbereich der Spektren ist der Betrieb hydraulischer Seegangsmodelle [44], die die Reproduktion natürlicher Seegangsbedingungen bis hin zum Richtungsspektrum ermöglichen. Dabei wird das Spektrum sowohl im Frequenz- als auch im Zeitbereich betrachtet. Die heute zur Verfügung stehenden Versuchstechniken ermöglichen dabei sowohl eine Simulation gemessener Zeitreihen als auch eine Einsteuerung theoretischer Frequenzspektren. Einige Hinweise zu theoretischen Spektren werden im folgenden Abschnitt gegeben.

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 [60] existiert ein Bereich des Tiefwasserspektrums, in dem die Energiedichte S(f) nach oben hin durch den folgenden Ausdruck begrenzt wird:

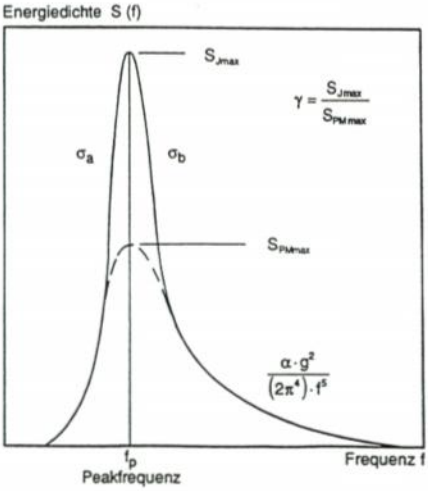
$$S_P(f) = \frac{\alpha \cdot g^2}{(2\pi)^4 \cdot f^5}$$

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 (Abb. A3.12) 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. Die von PIERSON und MOSKOWITZ [61] vorgestellte Weiterentwicklung stellt für $\alpha = 8.1 \cdot 10^{-3}$ das Spektrum des vollausgereiften Seegangs dar (vgl. auch Kap. 3.6.2):

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



γ = Peak-Überhöhungsfaktor
Der Index J bezeichnet das JONSWAP-Sepktrum, der Index PM das PIERSON/MOSKOWITZ-Spektrum

σ_a und σ_b charakterisieren die Form des Spektrums

Abb. A3.12. Formen von Tiefwassergangsspektren und Bezeichnungen [64]

$$S_{PM}(f) = S_P(f) \cdot \Phi_{PM}\left(\frac{f}{f_p}\right)$$

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 (–)

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

f_p = Peakfrequenz (Hz)

Die heute für Tiefwasserspektren zumeist verwendete Beschreibung ist (vgl. Abb. A3.12 und Hinweise unter Kap. 3.6.2) die aufgrund der JONSWAP-Experimente vor Sylt (HASSELMANN et al. [33]) entwickelte Form. JONSWAP steht für „*J*oint *N*orth *S*ea *W*ave *P*roject", 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) (–)

$$\Phi_J = \gamma^{e^{-\frac{(f-f_p)^2}{2\sigma^2 \cdot f_p^2}}}$$

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 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:

$$\gamma = 3.3 \quad \sigma_a = 0.07 \quad \sigma_b = 0.09$$

Abb. A3.12 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 beschriebene spektrale Grundform basiert auf dem Gleichgewicht zwischen atmosphärischem Input, durch nichtlineare Effekte verursachte Verschiebungen innerhalb des Spektrums und Energiedissipation (RICHTER [64]).

3.3.5.2 TMA-Flachwasserspektrum

Aufbauend auf der PHILLIPS-Definition des Gleichgewichtes innerhalb eines Tiefwasserspektrums ($S_P(f) = \alpha \cdot g^2 / (2\pi)^4 \cdot f^5$) entwickelten KITAIGORODSKII et al. [43] 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:

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

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 $K(\omega_d) \cdot \tanh[(\omega_d)^2 \cdot K(\omega_d)] = 1$ (−)
d = Wassertiefe (m)

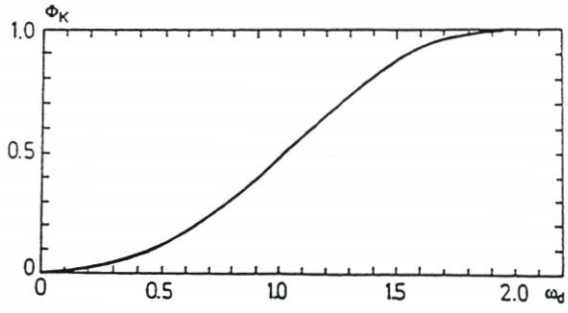


Abb. A3.13. Verlauf von Φ_K in Abhängigkeit von ω_d (nach KITAIGORODSKII [43])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Wie Abb. A 3.13, 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 und VINCENT [76] eine Näherung wie folgt:

$$\Phi_K(\omega_d) = \begin{cases} 0{,}5 \cdot \omega_d{}^2 & \text{für } \omega_d \leq 1 \\ 1 - 0{,}5 \cdot (2 - \omega_d)^2 & \text{für } \omega_d > 1 \\ 1 & \text{für } \omega_d > 2 \end{cases}$$

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. [78]).

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. A3.14). HUGHES [26] 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 (*T*exel, *M*arsen, *A*rsloe) nachgewiesen, wobei Wassertiefen zwischen 6 und 24 m, Windgeschwindigkeiten bis zu 30 m/s und Sohlbeschaffenheiten von Grob- bis Feinsand berücksichtigt werden konnten [7].

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 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 [65] 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 Flachwasser-

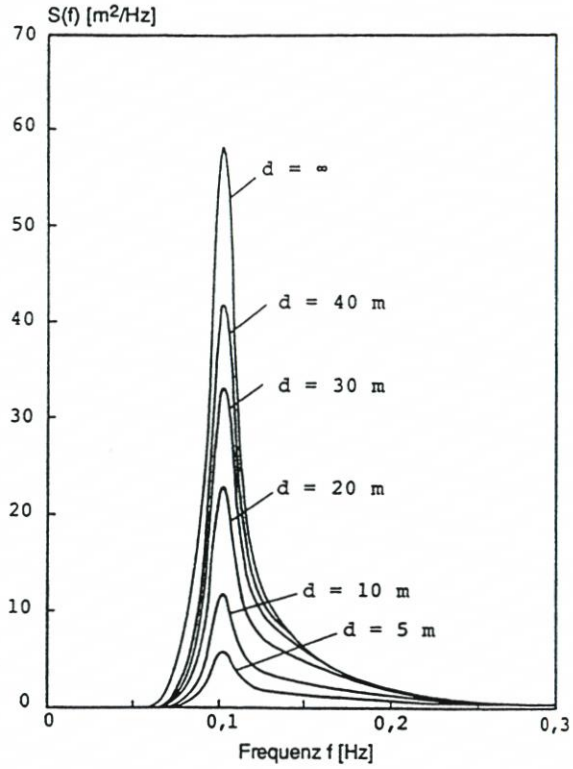


Abb. A3.14. TMA-Flachwasserspektrum für unterschiedliche Wassertiefen, bei sonst gleichen Parametern f_p, α, γ, σ_a und σ_b (SCHADE [65])

einflüsse 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) nach wie vor üblich. Zunehmend gewinnen jedoch (auch in Verbindung mit Theorien höherer Ordnung) 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 wurden Ansätze zur Berücksichtigung der Eigenschaften natürlicher Seegangsbedingungen (Richtungsspektren) entwickelt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

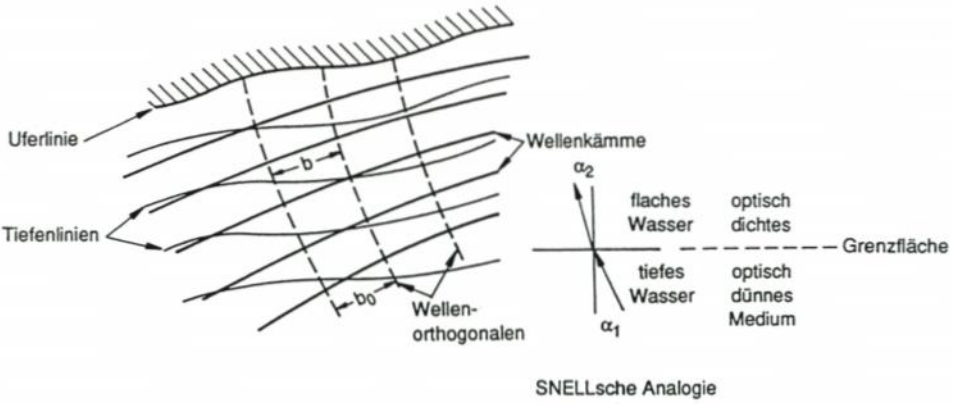


Abb. A3.15. Erläuterung der Refraktion

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. A3.15). 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, α_2 die zugehörigen Winkel darstellen.

Nach linearer Wellentheorie gilt (vgl. Kap. 3.2):

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

so daß

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

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

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

(Der Index o gibt Tiefwasserbedingungen an)

Aus der Gleichung wird deutlich, daß durch Refraktion entsprechend dem Orthogonalenabstand eine Vergrößerung der örtlichen Wellenhöhe ($K_r > 1$) oder einer Verringerung ($K_r < 1$) gegenüber der Tiefwasserwellenhöhe H_o 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 [67] eingehend beschrieben. 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 des Tiefenlinienverlaufs impliziert.

Die schrittweise Berechnung der Wellengeschwindigkeiten im Verlauf der Orthogonalen nach der linearen Wellentheorie wird meistens als ausreichend angesehen.

Problematisch in der Aussage werden Refraktionsuntersuchungen in solchen Fällen, wo sich infolge der morphologisch/topographischen Gegebenheiten, z. B. an relativ steilen Böschungen, 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. Die grundsätzliche Frage bleibt, wie gut ein Wellenspektrum mit unterschiedlichen Höhen, Frequenzen und Richtungen durch einzelne Seegangsparameter charakterisiert werden kann.

Ansätze zu Refraktionberechnungen, wie sie durch GODA vorgeschlagen werden, erlauben eine Analyse unregelmäßigen Seegangs und die rechnerische Berücksichtigung von z. B. einer natürlichen Windsee mit aufgeprägten Dünungskomponenten aus anderen Richtungen.

Die grundsätzliche Gleichung für die Bestimmung des Refraktionskoeffizienten für unregelmäßigen Seegang lautet (GODA [29]):

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

mit

$$m_{so} = \int_0^{\infty} \int_{\Theta_{min}}^{\Theta_{max}} S(f,\Theta) K_s^2(f) d\Theta df$$

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 Welle 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.

Weiterhin stellt GODA eine Methode zur Berechnung der Refraktion unregelmäßiger Wellen nach dem Energieflußsansatz (vgl. Abschnitt 3.2) vor. Die Gleichung für den Wellenenergiefluß wird hierbei numerisch gelöst.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.4.3 Shoaling

Beim strandnormalen Einlaufen der Wellen in flaches Wasser wird die Wellenhöhe durch Abnahme der Wellengeschwindigkeit und der Wellenlänge 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_o angibt. Er wird aus der Gruppengeschwindigkeit (= Energiegeschwindigkeit) berechnet. Unter der Voraussetzung, daß in flaches Wasser einlaufende Wellen weder Energie aufnehmen noch abgeben, müssen infolge der abnehmenden Wellengeschwindigkeit entweder die Wellenhöhe oder die Energiegeschwindigkeit anwachsen.

Der Verlauf des Shoaling-Koeffizienten periodischer Wellen ist in Abb. A3.16 dargestellt. Es zeigt sich, daß (nach linearer Wellentheorie) die Wellenhöhe zunächst geringfügig abnimmt, dann jedoch stetig zunimmt, bis die Welle instabil wird und beim Erreichen einer kritischen Wassertiefe bricht.

Es ist

$$H/H_o = K_S = \sqrt{\frac{1}{2n} \cdot \frac{c_o}{c}}$$

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

Neuere Untersuchungen zur Einbeziehung der spektralen Eigenschaften des Seegangs (1-dim. Spektrum, die Einbeziehung der Richtungsinformation ist beim Shoaling-Effekt definitionsgemäß sinnleer, vgl. auch GODA-Ansatz zur Refraktion) zeigen, daß die lineare Theorie in Verbindung mit einem linearen Superpositionsmodell nur solange befriedigende Ergebnisse liefert, als die Wellen nicht brechen. Einige Ergebnisse noch laufender Untersu-

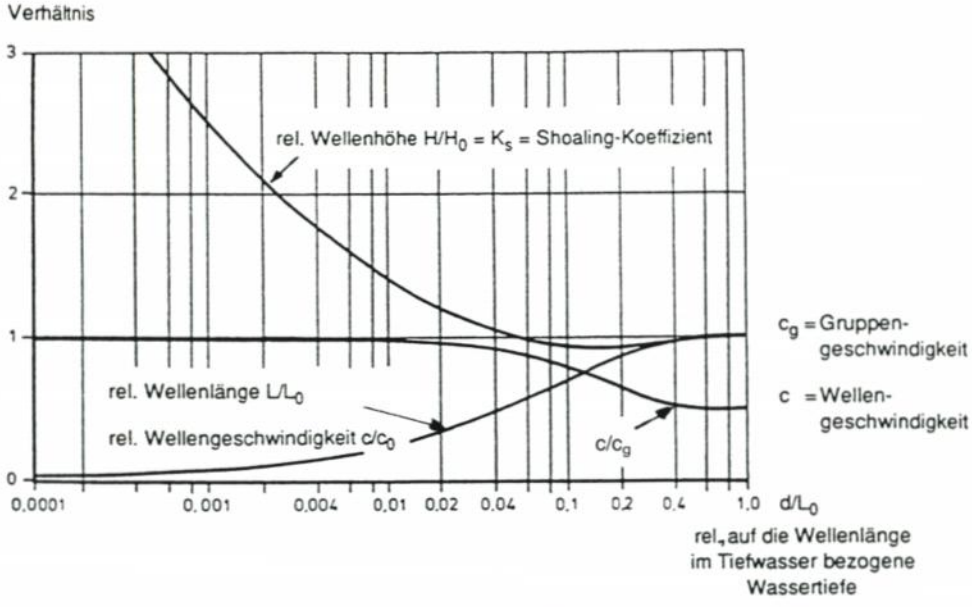


Abb. A3.16. Wellenverformung bei abnehmender Wassertiefe (Shoaling), lineare Theorie

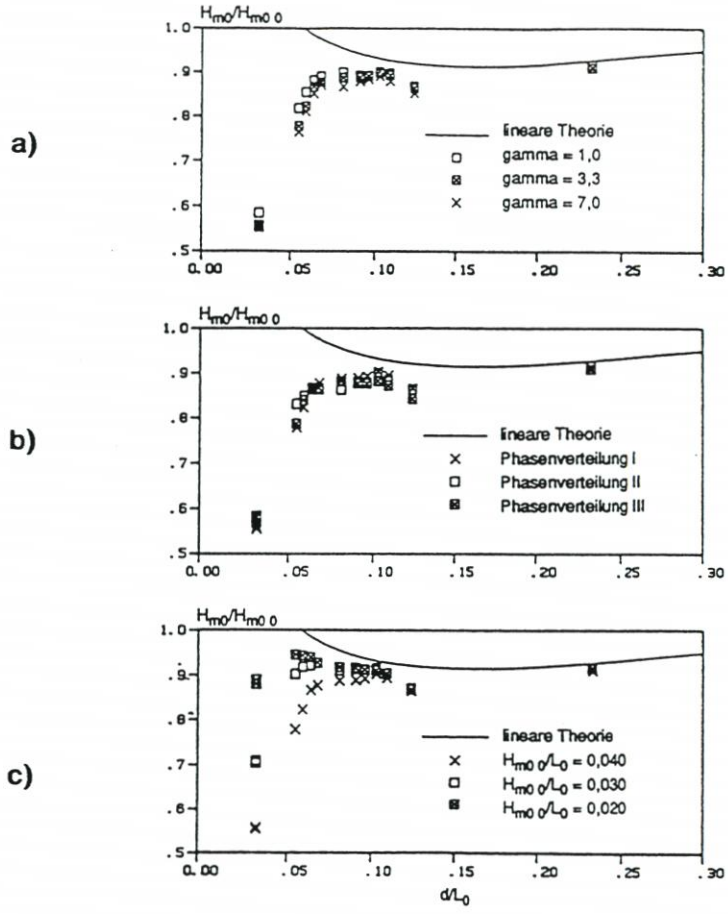


Abb. A3.17. Einflüsse des Spektrums auf den Shoaling-Koeffizienten (GÖTSCHENBERG et al. [31]). a) Einfluß des Peak-Überhöhungsfaktors γ. b) Einfluß der zeitlichen Verteilung der Wellen (Phasenspektrum). c) Einfluß der Wellensteilheit

chungen [15] sind in Abb. A3.17 und Abb. A3.18 dargestellt. Der signifikante Wellenhöhenparameter H_{mo} in Abb. A3.17 bezogen auf die zugehörigen Tiefwasser-Wellenhöhe $H_{mo\,o}$ als Funktion des Wassertiefenparameters d/L_o (L_o berechnet aus der Peakperiode T_p des Spektrums) zeigt gute Übereinstimmung mit der linearen Theorie für $d/L_o >$ rd. 0,1 unabhängig vom Formparameter γ des Spektrums und von der Tiefwassersteilheit. Das Brechen der Wellen bzw. das Ausbranden einzelner Wellen im Spektrum führt dann jedoch schnell zu einem starken Abfall der Shoaling-Kurve, und eine Erhöhung der Wellen, wie sie für periodische, regelmäßige Wellen (vgl. Abb. A3.16) nach linearer Theorie zu erwarten ist, findet nicht statt ($K_s = H_{mo}/H_{mo\,o} < 1$). Eine deutliche Wassertiefen-Abhängigkeit zeigt nach den durchgeführten Untersuchungen der Zeitbereichsparameter $H_{1/3}$ der zugehörigen Spektren. Wie Abb. A3.18 verdeutlicht, nimmt das Verhältnis $H_{1/3}/H_{mo}$ mit abnehmender Wassertiefe tendenziell zu, klare Abhängigkeiten von der Tiefwasser-Wellensteilheit sind aber nicht erkennbar, und die Streuungen sind vergleichsweise groß. Im Mittel kann von einem Verhältniswert $H_{1/3}/H_{mo} = 0{,}95$ ausgegangen werden, wie unter Kap. 3.3.3 angegeben.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

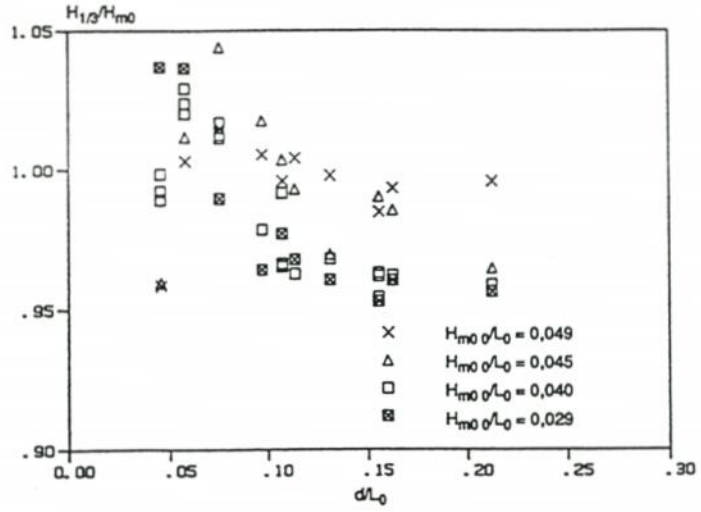


Abb. A3.18. Beziehungen zwischen Zeitbereichsparameter $H_{1/3}$ und Frequenzbereichsparameter H_{mo} als Funktion der veränderlichen Wassertiefe für unterschiedliche Tiefwasser-Wellensteilheiten [31]

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 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 sogenannte Brecherzone (vgl. Abb. A3.19).

Die Beschreibung der dabei auftretenden Brecherformen ist subjektiv. An Brandungsküsten wird begrifflich zwischen Schwall-, Sturz- und Reflexionsbrechern unterschieden (Abb. A3.20).

Generell können Wellen brechen, wenn entweder die Grenzsteilheit überschritten wird oder aber die Wellenhöhe ein bestimmtes Maß der Wassertiefe erreicht hat.

Der Grenzwert für die Steilheit der Welle H/L wird aus der Bedingung erhalten, daß die Orbitalgeschwindigkeit der Welle an der Oberfläche nicht größer werden kann als die Wellengeschwindigkeit.

Es ergibt sich dann die Gl.

$$\frac{H}{L} = 0{,}142 = \text{rd. } 1/7,$$

eine Beziehung, die bereits MICHELL, 1893, angegeben hat. Als Grenzwert für den Winkel des Wellenkamms hat STOKES nach der Theorie 3. Ordnung den Wert $\alpha = 120°$ gefunden. Der Wert wurde in Modellversuchen mit regelmäßigen Wellen bestätigt und gilt sowohl für Tiefwasser als auch für Flachwasser.

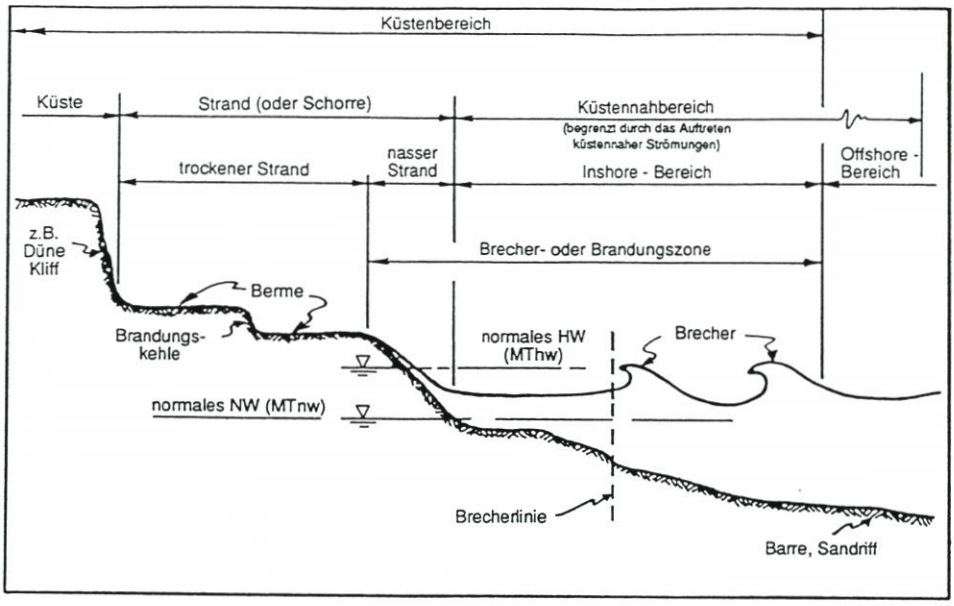


Abb. A3.19. Einteilung der Brandungszone, schematisch

Der Grenzwert der Wellensteilheit von H/L = 1/7 wird aber im allgemeinen nicht erreicht, und Wellen in natürlichem Seegang neigen dazu, schon früher (bei etwa H/L = 1/10) zu brechen.

Auf dem offenen Meer (Tiefwasserbedingung, Wassertiefe d > L/2) tritt Brechen vornehmlich infolge Überschreitens der Grenzsteilheit als Schaumkronenbrechen (white capping) auf. Dies kann bei steilen Ausgangswellen vorwiegend im Übergangsbereich beobachtet

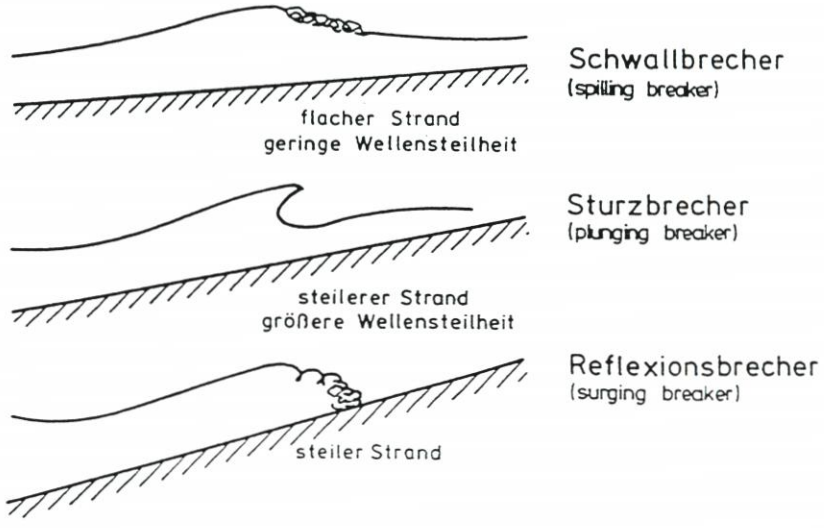


Abb. A3.20. Klassifizierung der Brecherformen, schematisch

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

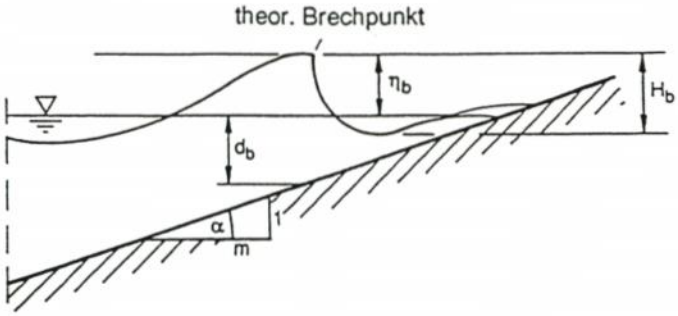


Abb. A3.21. Bezeichnungen für eine Welle am Brechpunkt

werden, wo zugleich mit zunehmender Wellenhöhe die Wellenlängen abnehmen (SCHÜTTRUMPF [67]). Einen wichtigen Einfluß für das Brechen der Wellen im Tiefwasser hat die zeitliche Abfolge der Wellen und deren Überlagerung zu extremen Wellenhöhen (sog. freak-waves).

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. A3.21).

Schrifttumsauswertungen [67], 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_o/L_o 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 breaker) auf, bei steileren Stränden und größeren Wellensteilheiten der Sturzbrecher (plunging breaker) und bei sehr steilen Strandneigungen der Reflexionsbrecher (surging breaker).

Neben diesen Brecherformen ist der sog. collapsing breaker als Übergangsform zwischen dem Reflexionsbrecher und dem Sturzbrecher zu nennen. Zur Erläuterung des Einflusses der Strandneigung und der Tiefwasser-Wellensteilheit sind einige Untersuchungsergebnisse in Abb. A3.22 dargestellt.

Zur Vorhersage des Wellenbrechers 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, 1951, und HAMADA, 1951 (s. HORIKAWA [35]), 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

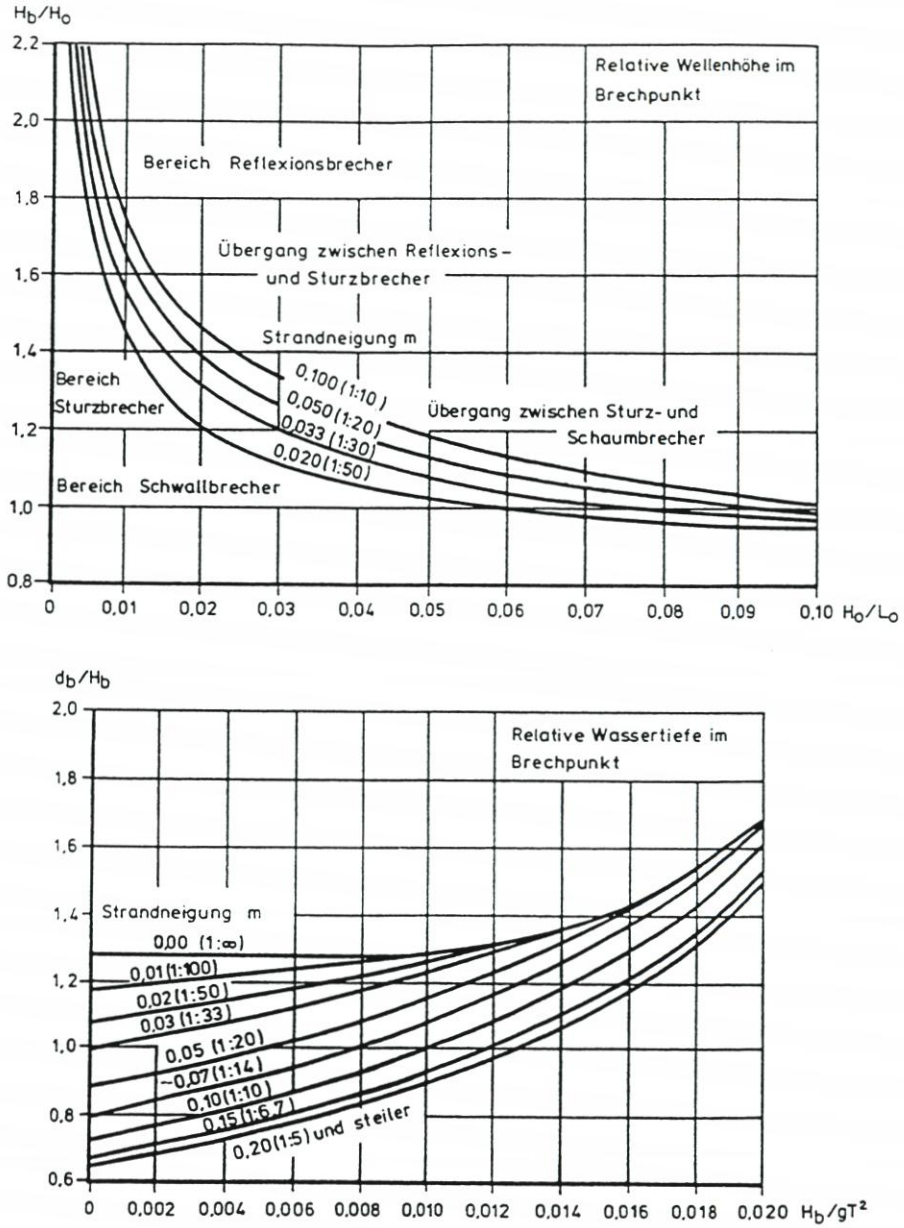


Abb. A3.22. Brechereigenschaften der Wellen [11]

Im Tiefwasser wird der Grenzwert $H_o/L_o = 1/7 = 0{,}142$ erreicht.

Führböter [25] charakterisiert das Brechverhalten durch eine Brecherkennzahl β. Sie ist definiert als Verhältnis

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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 [1, 2]. Der sog. BATTJES-Parameter wird auch als IRIBARREN-Zahl bezeichnet.

Es ist

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

Bezogen auf die Wellenhöhe im Tiefwasser H_o bzw. im Brechpunkt ergibt sich

$$\xi_o = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_o/L_o}}$$

$$\xi_b = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_o/L_o}}$$

Eine Zuordnung der Brecherzahlen zu den in Abb. A3.20 schematisch dargestellten Brecherformen ist in Tab. A3,4 angegeben; eine Zuordnung der Brecherkennzahl zur Wellenhöhe im Brechpunkt gibt Tab. A3.5:

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

Brechertyp	ξ_o	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_o	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

Der häufig im Schrifttum nach McCOWAN angegebene Wert $H_b/d_b = 0{,}78$ beruht auf der Theorie der Einzelwelle. Für überschlägliche Untersuchungen dürfte das Verhältnis $H_b/d_b = 1{,}0$ sinnvoll sein (vgl. auch EAU [22]). Im Spektrum ist für das Brechen im flachen Wasser die größte Wellenhöhe maßgebend, so daß $H_{max\,b}/d_b = 1$ anzunehmen ist.

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 [25] 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 Reflexionseinflüssen 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 [35] 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. A3.23) beschrieben werden. Gleichzeitig ist es möglich, die zusätzlichen Energieverluste aus Sohlreibung zu berücksichtigen (vgl. Kap. 3.4.5).

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 Ener-

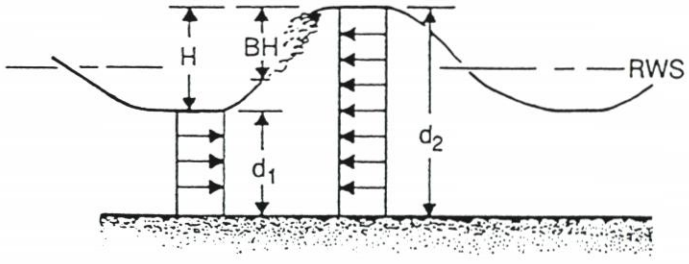


Abb. A3.23 Periodische Bore zur Beschreibung eines Schwallbrechers (THORNTON & GUZA [77])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

giedissipation in einer Bore vor allem mit der des Schwallbrechers, da in beiden Fällen die Turbulenz im wesentlichen auf den Bereich zwischen Ruhewasserspiegel und Wellenkamm begrenzt ist. LE MEHAUTE [48] (in [77]) 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. 3.7.2) 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. [57] und Abb. A3.24) finden häufig durch unterschiedliche Brecherkriterien gekappte RAYLEIGH-Verteilungen [13, 3] oder aus durch Multiplikation mit einer Wichtungsfunktion erhaltene, veränderte RAYLEIGH-Verteilungen [77]. DALLY [17] 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 bewirkt. Gravitation ruft ein Zurückfließen des Wassers hervor, was wiederum das Brechverhalten der nachfolgenden Welle beeinflußt (vgl. auch Kap. 3.4.3).

Die durch nichtlineare Umformungsprozesse horizontal und vertikal asymmetrisch verformte Flachwasserwelle und das Wellenbrechen bewirken einen auf die Küste gerichteten Massentransport und eine Impulsänderung, welches im Strandbereich zu einem Anstieg des Wasserspiegels führt. Ausgeglichen wird dieser Brandungsstau duch sohlnahe Rückströmungen und gebündelte Rippströmungen. Die Berechnung des Brandungsstaus und daraus resultierender seegangserzeugter Strömungen ergibt sich aus einer Gleichgewichtsbetrachtung

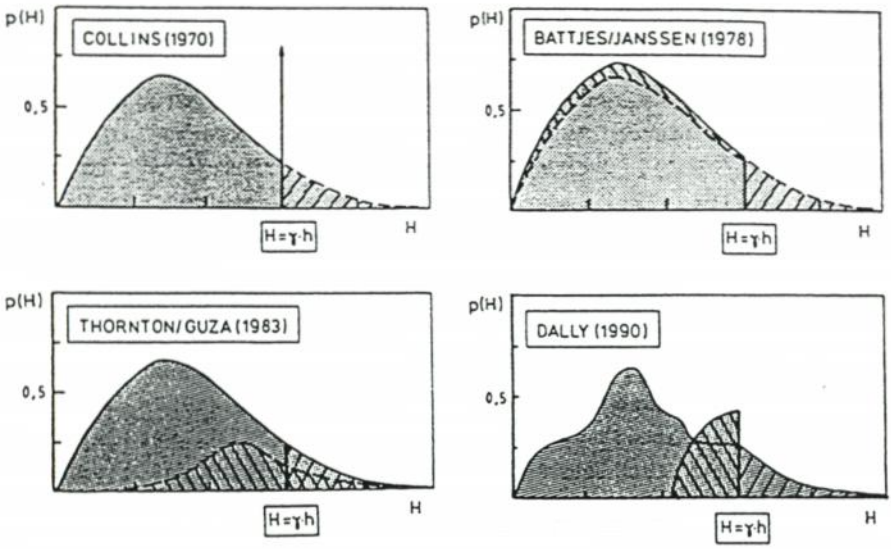


Abb. A3.24. Zur Ermittlung des Anteils brechender Wellen (OELERICH [57])

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 [35] 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 [9] und Suhawada & Roberts [73] beobachteten das Entstehen sekundäre Wellen auch bei nicht brechenden Wellen, die ein Riff passierten.

Spektralanalysen von [52] 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 & Roberts [73] 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 & Balsillie [10] 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 [27, 28] 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.

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 & Jonsson [74] 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 & Guza [77] 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 groß in bezug auf die Wassertiefe wird.

Trotzdem wird der Anteil häufig in Gleichungen zur Wellentransformation erwähnt.

Hierfür wird (vgl. [18, 35]) 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 Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 mittlere 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 [28]) 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. A3.25). Hinweise zur Reflexion sind bei KOHLHASE [44] gegeben, insbesondere zur Bedeutung der Reflexion hinsichtlich der Problematik Wellenunruhe in Häfen und möglicher Resonanzeffekte. Die im Schrifttum dargestellten Ergebnisse gelten meist unter der Voraussetzung regelmäßiger Wellen und für senkrechten

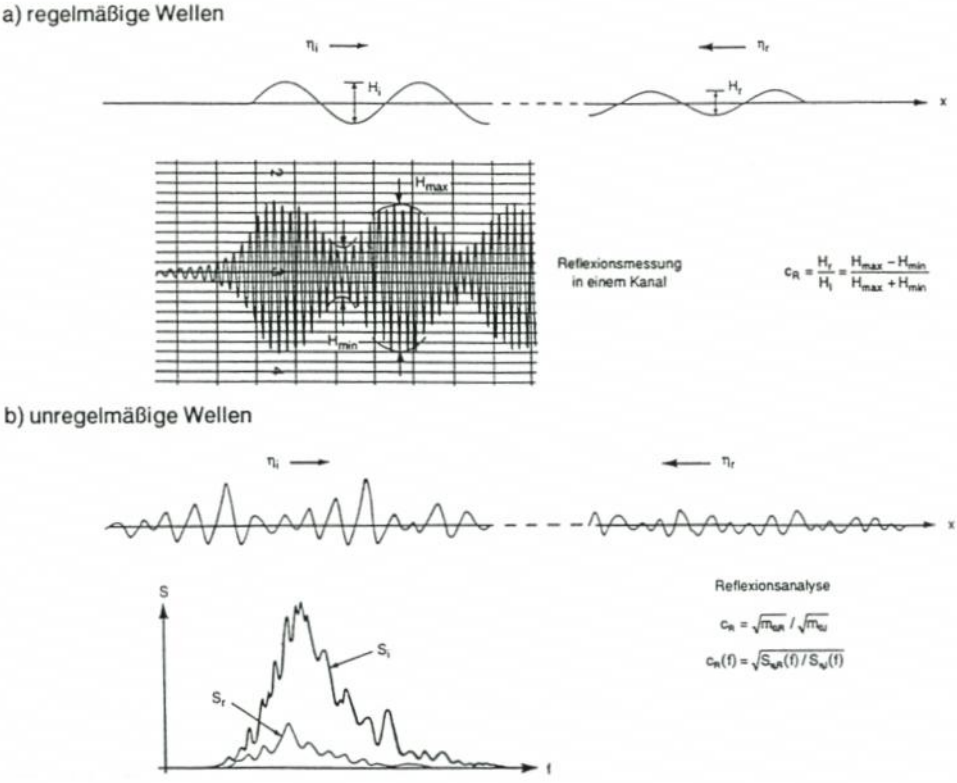


Abb. A3.25. Zur Definition des Reflexionskoeffizienten [44, 38]

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. A3.26) normalerweise nicht 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. Da das Reflexionsverhalten in starkem Maße von der Wellensteilheit abhängig ist, wie die Darstellung des Reflexionskoeffizienten an glatten Böschungen als Funktion der Tiefwasser-Wellensteilheit bzw. des BATTJES-Parameters (Abb. A3.27) 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 [66]). Betrachtet man die Richtungsstruktur der Wellen und den Einfluß der Kontaktfläche, z. B. Energie absorbierender Schüttsteindeckschichten oder besonderer reflexionsmindernder Ausführungstechniken (z. B. Perforationen oder Strukturrauhigkeiten 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.

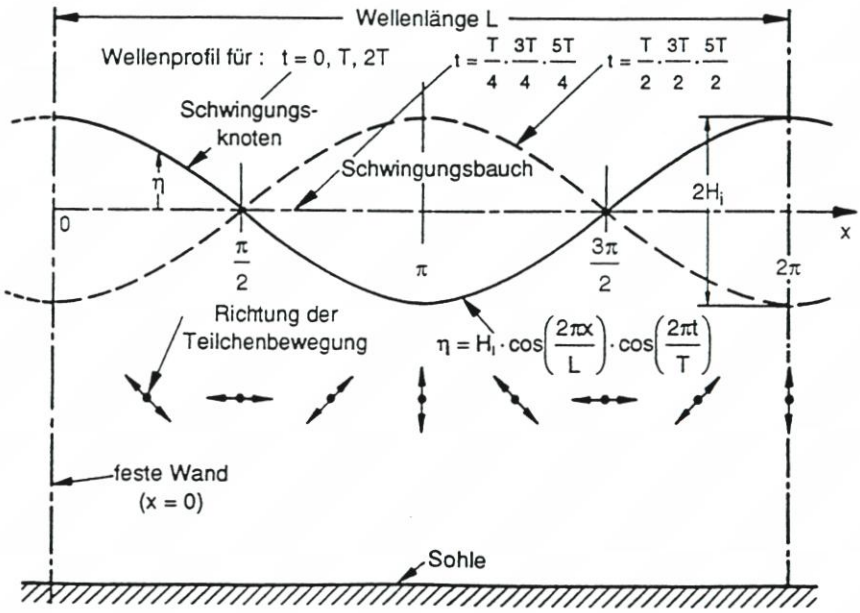


Abb. A3.26. Stehende Welle an einer senkrechten Wand (Clapotis), nach CERC [11]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

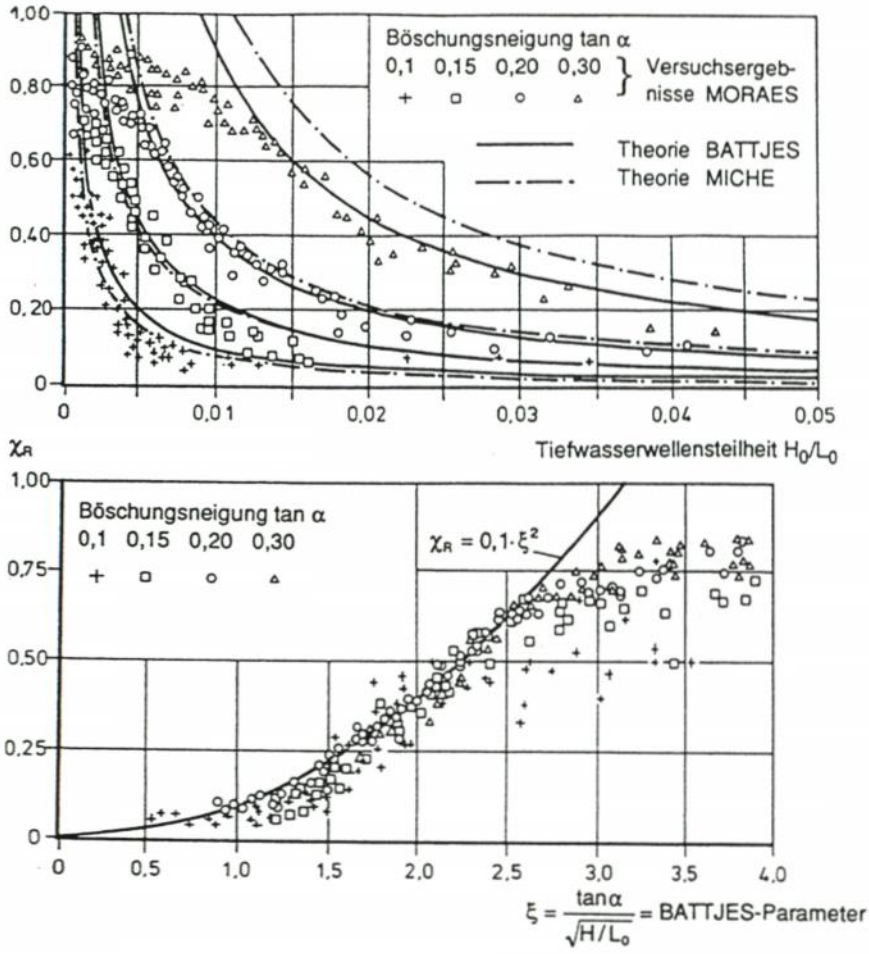


Abb. A3.27. Reflexion an glatten Böschungen (BATTJES [11])

Eine frequenzabhängige Betrachtung des Reflexionsphänomens, wie in Abb. A3.25 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 wird.

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

Einige Ergebnisse noch nicht abgeschlossener Versuche im GWK in Hannover [56] zum Reflexionsverhalten an durchlässigen Schüttsteindeckschichten sind in Abb. A3.28 wiedergegeben. Anzumerken ist, daß aus ingenieurpraktischen Gründen der Reflexionskoeffizient aus

den signifikanten Wellenhöhenparametern (frequenzunabhängig) definiert wurde. Die Wellenperioden der eingesteuerten TMA-Spektren sind Peakperioden, die den Perioden der vergleichend eingesteuerten regelmäßigen Wellen entsprechen. In dieser Darstellung zeigt sich gegenüber regelmäßigen Wellen eine deutlich geringere Reflexion.

3.5.2 Diffraktion

Zur Abschätzung der Wellenhöhe hinter Hindernissen können [14] für einfache Geometrien der Bauwerke Diagramme verwendet werden, die auf der Grundlage der SOMMERFELDschen Gleichung für linienförmige, totalreflektierte Bauwerke und für Öffnungen entwickelt wurden (Abb. A3.29). Die sog. MACH-Reflexion ist ein Sonderfall der Lösung des Diffraktionsproblems [4], indem der Reflexionsbereich anstatt des Diffraktionsbereichs betrachtet wird. Um auch komplexere Bauwerksgeometrien zu untersuchen, sind Modellversuche meist unumgänglich, obwohl der Anwendungsbereich numerischer Modelle immer größer wird.

Im Falle regelmäßiger Wellen ergeben sich i. a. Wellenfelder mit ausgeprägten Knoten und Bäuchen (s. auch Kap. 3.5.1). Die zeitliche Abfolge einzelner Wellen, vor allem aber die Richtungsstruktur des Seegangs, führt jedoch (in Verbindung mit der Überlagerung durch an Bauwerken und anderen Berandungen reflektierenden oder teilreflektierenden Wellen) zu verwickelten Wellenbildern, und die Schwingungsknoten bzw. -bäuche sind weniger stark ausgeprägt.

Zur Berücksichtigung natürlicher Seegangsbedingungen werden daher Untersuchungen mit Spektren erforderlich.

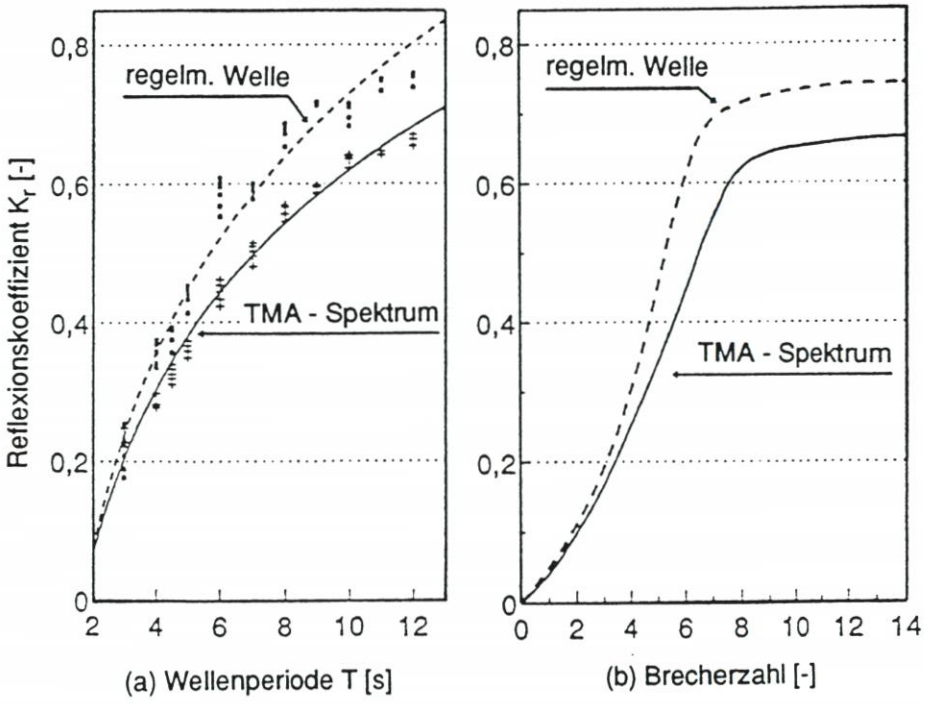
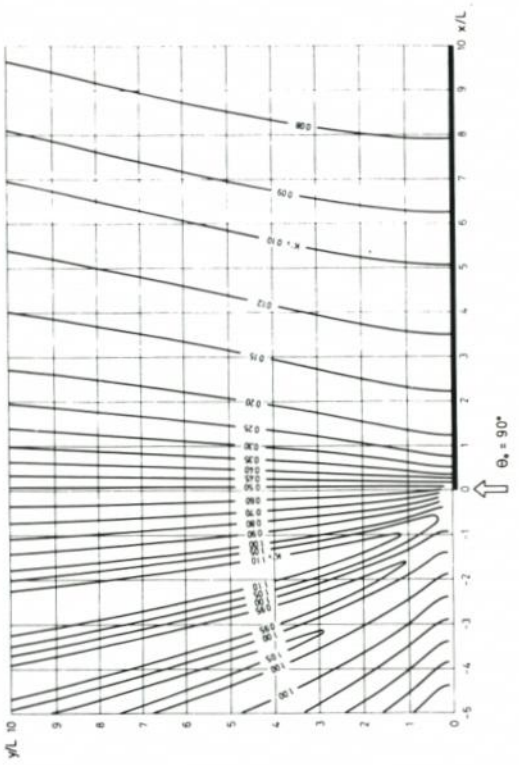


Abb. A3.28. Reflexion an Schüttsteindeckschichten, Beispiel (MUTTRAY et al. [56])



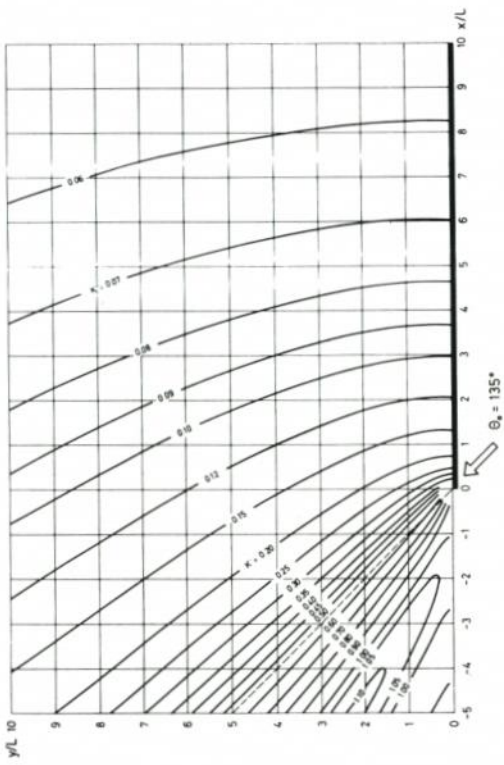


Abb. A3.29. Diffraktion regelmäßiger Wellen an halbunendlichen, totalreflektierenden senkrechten Wänden, Sommerfeldsche Theorie, Beispiele aus Daemrich et al. [16]

Dieses ist nach dem Grundgedanken des Seegangs-Überlagerungsmodells durch lineare Überlagerung einzelner periodischer Wellen mit unterschiedlicher Höhe, Richtung und Periode möglich.

Stellt man das Richtungsspektrum durch Einführung einer Richtungsfunktion $D(f,\Theta)$ als

$$S(f,\Theta) = S(f) \cdot D(f,\Theta)$$

dar (vgl. Kap. 3.3.2.3), so müssen für die Anwendung $S(f)$ und $D(f,\Theta)$ bekannt sein. Für $S(f)$ können vorher dargestellte theoretische Spektren verwendet werden. Für $D(f,\Theta)$ wird im Schrifttum ein Ansatz der Form $D(f,\Theta) = D_o \cdot \cos^{2s}(\Theta/2)$ empfohlen, worin s die frequenzabhängige Verteilung der Wellenenergie im Richtungsspektrum repräsentiert.

Wird die Veränderlichkeit des Parameters s auf die Peakfrequenz f_p des Spektrums bezogen, so kann s nach dem Ansatz von Goda [29] wie folgt dargestellt werden:

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

Der Größtwert der Verteilungsfunktion s_{max} ist abhängig vom Windfeld und von der Entstehungsgeschichte des Seegangs (vgl. [54]).

Nach Goda kann angenommen werden

$$s_{max} = 10 \text{ für Windwellen}$$

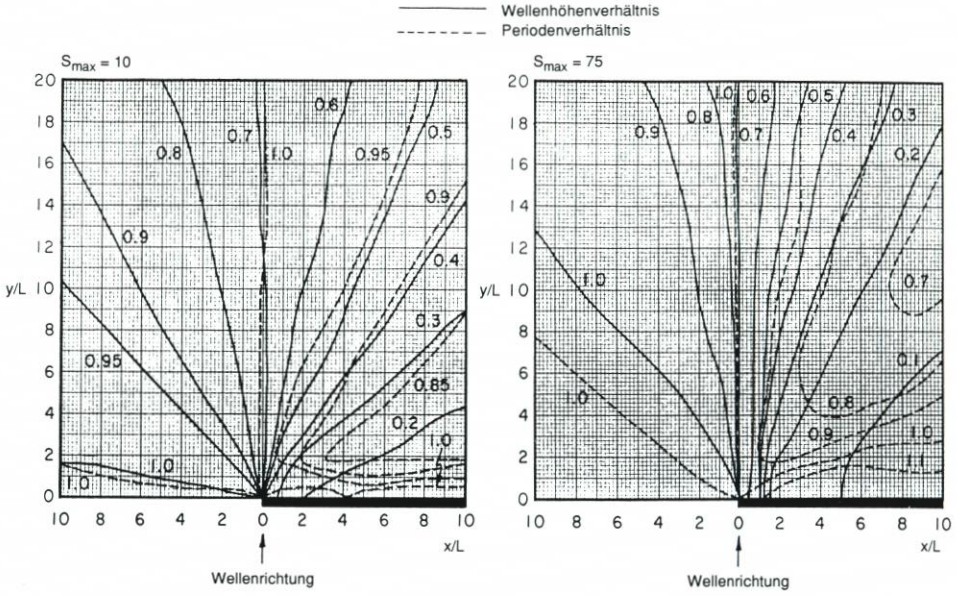


Abb. A3.30. Diffraktion von Seegangsspektren, halbunendlicher Wellenbrecher [12]

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

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

Auf der Grundlage des GODA-Ansatzes wurden im Shore Protection Manual (CERC [12]) Diffraktionsdiagramme für halbunendliche (totalreflektierende) Wellenbrecher für senkrechten Wellenangriff berechnet, die in Abb. A3.30 auszugsweise wiedergegeben sind. Im Gegensatz zu Diagrammen auf der Grundlage regelmäßiger Wellen zeigt sich auch hier erwartungsgemäß eine Periodenveränderung im beschatteten Bereich. Ein Beispiel zur Wellenausbreitung an Öffnungen aus dem Shore Protection Manual ist als Abb. A3.31 beigefügt, um den Einfluß des Richtungsspektrums zu verdeutlichen.

Schließlich sind in Abb. A3.32 einige Ergebnisse zum Problem der MACH-Reflexion bei unregelmäßigem Seegang [66, 15] dargestellt.

3.5.3 Wellentransmission

An teildurchlässigen Bauwerken (z. B. schwimmenden Wellenbrechern oder Tauchwandkonstruktionen) wird ein Teil der Wellenenergie transmittiert. Hinweise hierzu sind bei KOHLHASE [44] gegeben. 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 (s. z. B. [23]) nicht näher eingegangen.

Hinweise zur Wellentransmission an Unterwasserwellenbrechern enthält insbesondere die Arbeit von VAN DER MEER und D'ANGREMONT [79].

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

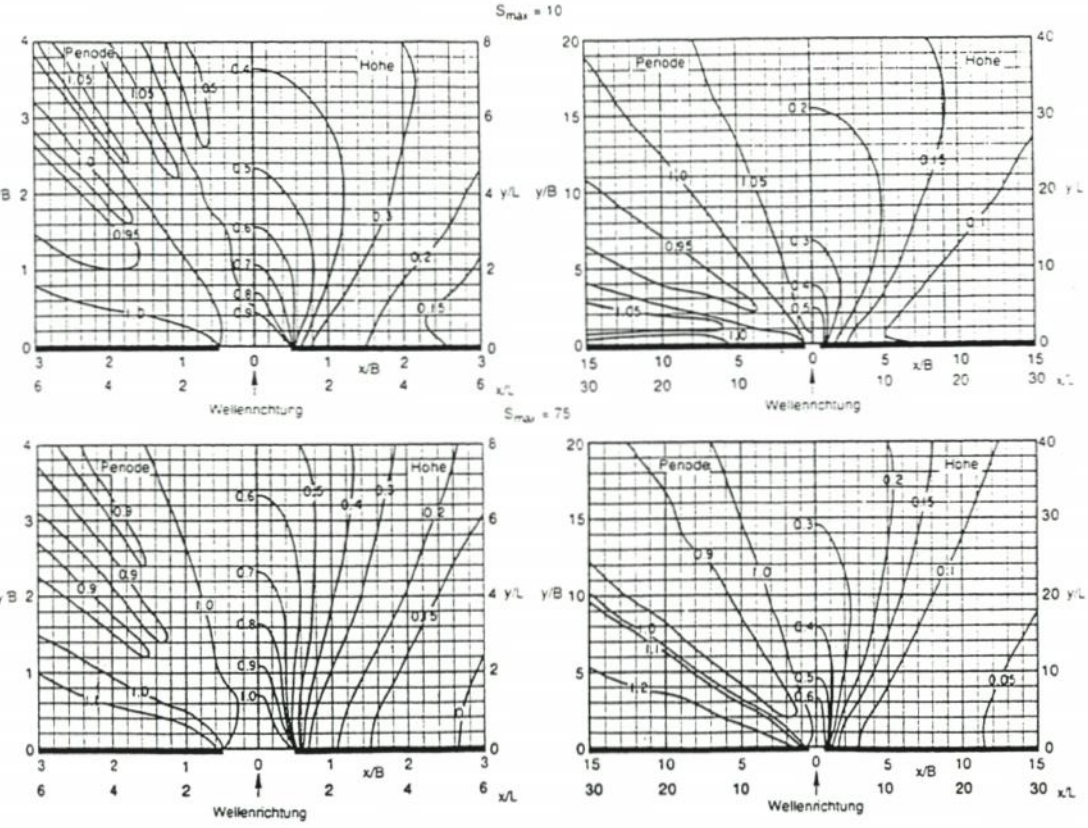


Abb. A3.31. Diffraktion von Spektren an Öffnungen [12]

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

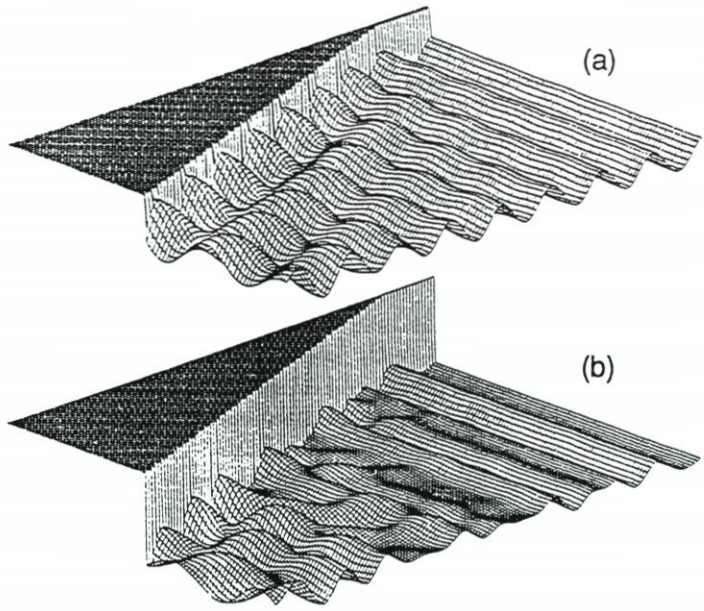
Der folgende vereinfachende Ansatz zur Ermittlung der Wellentransmission wird angegeben (Abb. A3.33)

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

Hierin bedeutet

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

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



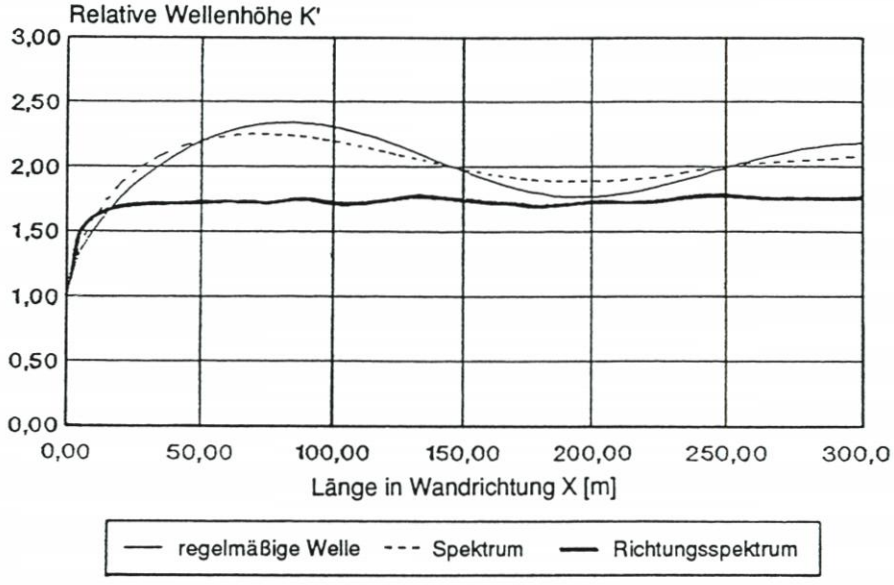
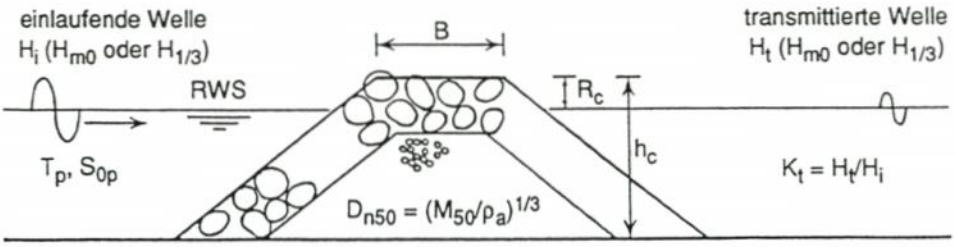
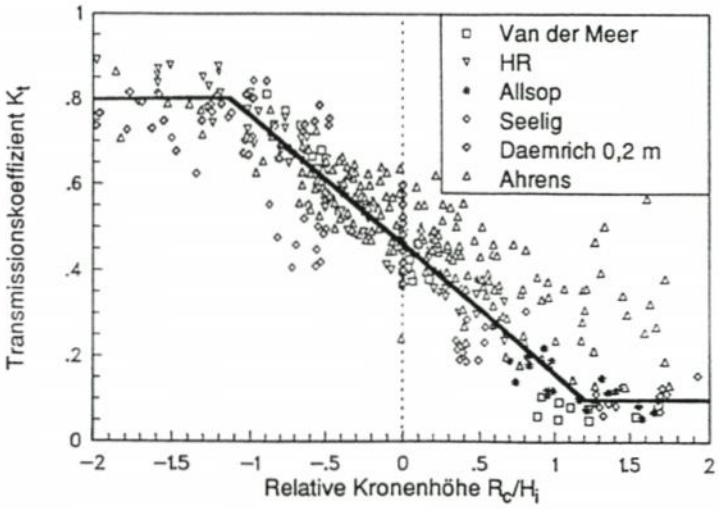


Abb. A3.32. MACH-Reflexion von regelmäßigen Wellen und Spektren; oben: Wellenfeld vor einer senkrechten Wand bei regelmäßigem (a) und unregelmäßigem (b) Seegang (SCHEFFER [66]); unten: Wellenhöhenverlauf in Wandrichtung für regelmäßige Wellen, eindimensionales Spektrum und Richtungsspektrum, Beispiel (DAEMRICH et al. [15])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



a) Definitionsskizze



b) Vereinfachender Ansatz auf der Grundlage von Versuchsergebnissen

Abb. A3.33. Wellentransmission an Schüttsteinwellenbrechern mit niedriger Kronenhöhe [79]

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

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:

$$a = 0{,}031 \cdot H_i/D_{n50} - 0{,}24$$

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

mit B = Kronenbreite des Wellenbrechers

s_{op} = 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:

$$1 < H_i/D_{n\,50} < 6$$

und $$0{,}01 < s_{op} < 0{,}05$$

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

Die Bedeutung natürlicher Riffe auf die Energiedissipation an Brandungsküsten ist allgemein bekannt. Verschiedene Ansätze werden 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. [59] erwähnt, der auf TUCKER, CARR u. PITT zurückgeht und an umfangreichen Messungen mit Richtungswellenbojen für die Verhältnisse vor Sylt verifiziert wurde [71].

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

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

mit:
- $H_{s,i}$ = signifikante Inshore Wellenhöhe
- $H_{s,o}$ = 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

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

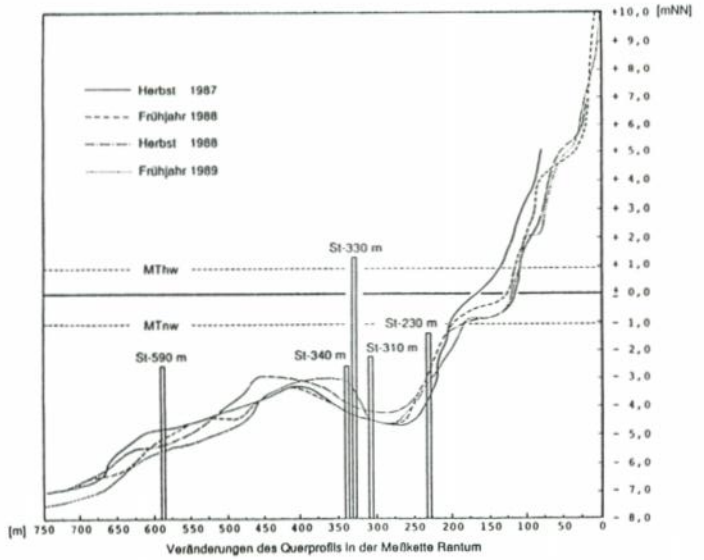
Wie Abb. A3.34 verdeutlicht, kann aufgrund von Variationsrechnungen die Konstante für die Verhältnisse vor Sylt im Bereich der durch Messungen erfaßten Seegangs- und Wasserstandsparameter zu 0,4 angenommen werden.

Abb. A3.35 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.

3.5.4 Wellenauflauf

Einfluß auf die örtlichen Wellenbedingungen hat neben den vorher genannten bauwerksbedingten Einflüssen in Verbindung mit der Wellenreflexion und unter bestimmten Bedingun-



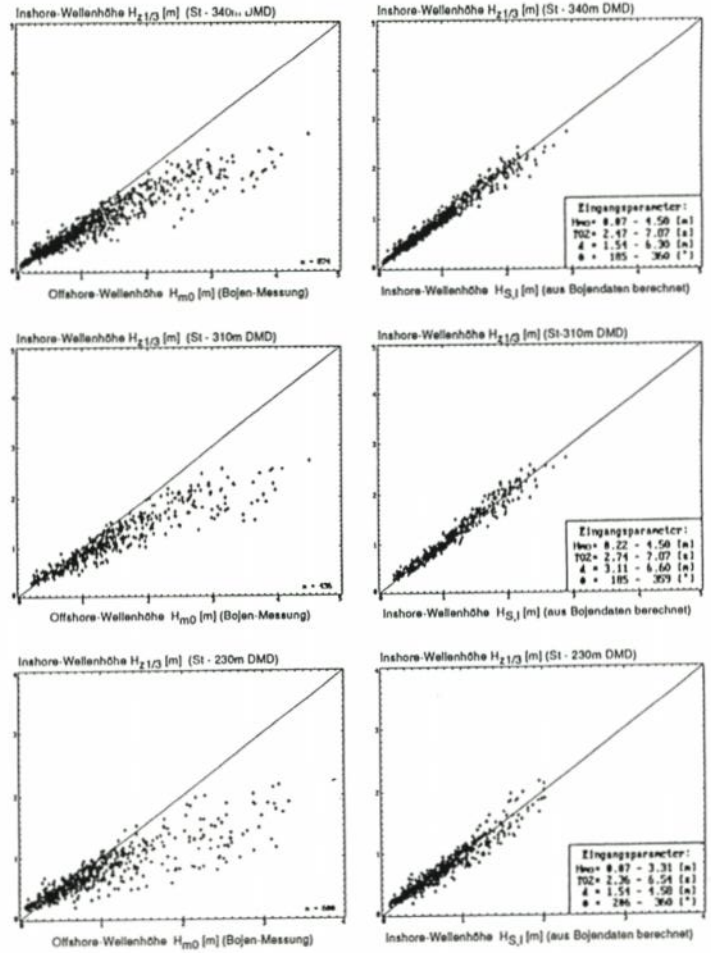


Abb. A3.34. Wellentransmission an einem Brandungsriff Beispiel Sylt (STROTMANN und KOHLHASE [71]) links: Sohllagen im Profil Rantum und Lage der ausgewerteten Meßstationen; rechts: Vergleich der an Druckmeßdosen (DMD) gemessenen Offshore-Wellenhöhen (a) und Verifikation des theoretischen Ansatzes (b) durch Variation der kritischen Wellenhöhe auf dem Riff

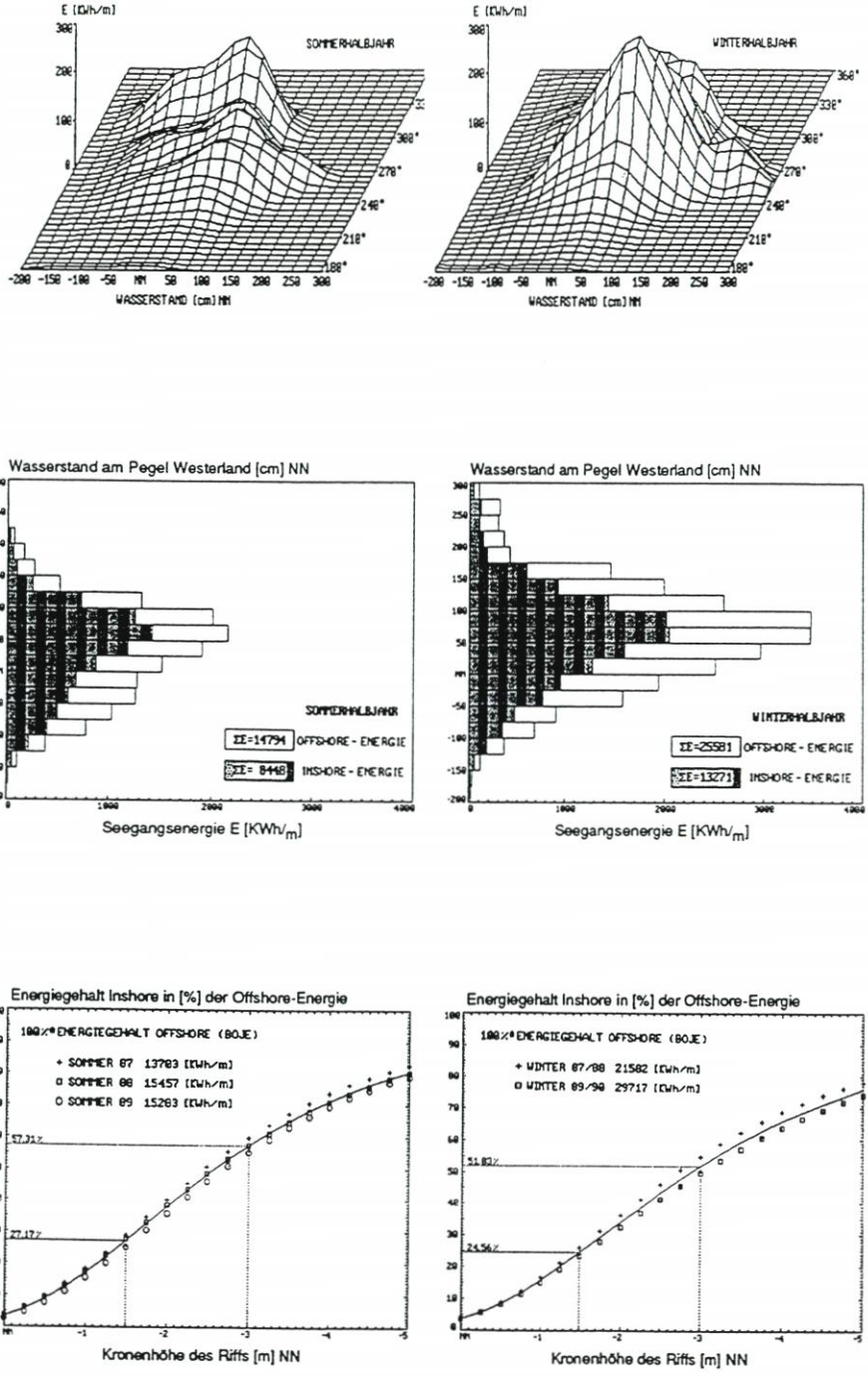


Abb. A3.35. Vergleichende Darstellung der Offshore- und Inshore Wellenenergien und Einfluß der Kronenlage des Riffs, Beispiel Sylt [71]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

gen auftretender Druckschlagbeanspruchung (vgl. Kap. 3.5.5) der Wellenauflauf an Böschungen. Der Wellenauflauf (hierzu insbesondere FÜHRBÖTER et al. [26] und dort 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. 3.3.4). 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 [75], welche eine unmittelbare Zuordnung der Auflaufhöhen zu Wellenhöhen bzw. -perioden ausschließt. Wegen der Bedeutung des Wellenauflaufs und ggf. damit verbundenem Wellenüberlauf 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 [24], 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 [83].

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 oder 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 der TU 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 sowie 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, -perioden und -richtungsparameter 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, verlangt die Definition eines Bemessungsspektrums oder der zugehörigen Zeitreihe der Seegangssituation. Hierfür muß der Seegang in seiner räumlichen und zeitlichen Verteilung bekannt sein, um in Verbindung mit langzeitstatistischen Methoden (s. Kap. 3.7) 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 [63] 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.

3.6.2 Seegangsvorhersageverfahren

3.6.2.1 Einführende Hinweise und Ziele

Neben anderen bei Richter [63] 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 auf direkte 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 Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 und Bretschneider (SMB-Methode) und Person, Neumann und 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 [33], 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 [33, 63, 64] (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. Da derzeit jedoch intensive Forschungsprogramme zu dieser Thematik durchgeführt werden, ist mit einer Verbesserung auch dieser Verfahren in näherer Zukunft zu rechnen.

3.6.2.2 Definitionen und Eingangsgrößen

Seegangsberechnungsverfahren liefern im einfachsten Fall die signifikanten spektralen Seegangsparameter $H_s = H_{mo}$ 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 zweifelfrei 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 (SPM), [12]) verwiesen.

In den Diagrammen und Formeln des SPM wird statt der Windgeschwindigkeit U_{10} der „windstressfactor" 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 abgeraten (pers. comm. RICHTER/ROSENTHAL, s. auch BISHOP/DONELAN/KAHMA [6]).

Wird der Seegangsvorhersage U_{10} zugrunde gelegt, entsprechen die Formeln denen in der Veröffentlichung von HASSELMANN et al. [33].

Die Einwirklänge des Windes 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 ewa ± 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.

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

Bei Berechnungen über die Winddauer 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.

Fetchbegrenzter Seegang 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 dauerbegrenzter Seegang vor.

Im ausgereiften 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 JONSWAP-Seegangsvorhersage für Tiefwasser nach 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

im folgenden wiedergegebenen Formeln nach RICHTER [63] weichen geringfügig von denen der ersten JONSWAP-Veröffentlichung [33] ab, entsprechen aber den Ergebnissen, die sich aus der Integration der Energiebilanzgleichungen ergeben.

Die folgenden Gleichungen werden verwendet:

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

$\gamma = 3{,}2$; $\sigma_a = 0{,}07$; $\sigma_b = 0{,}09$ (vgl. Abb. A3.14)

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

$$\tilde{t}_{min} = 63{,}8\ \tilde{x}^{0{,}7}.$$

Für die ausgereifte Windsee wird die PIERSON-MOSKOWITZ-Frequenz angenommen:

$$\tilde{f}_m^{PM} = 0{,}14.$$

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

$$\tilde{f}_p = \frac{U \cdot f_p}{g};\ \tilde{H} = g\ H/U^2;\ \tilde{x} = \frac{g \cdot x}{U^2};\ \tilde{t} = \frac{g \cdot t}{U}$$

dimensionslose Parameter, worin die Windgeschwindigkeit U in m/s, die Peakfrequenz in Hz und g die Erdbeschleunigung = 9,81 m/s² bedeuten. Die Streichlänge x ist in m einzusetzen.

Die Wellenhöhe H ist die aus dem Spektrum berechnete signifikante Wellenhöhe H_{mo} ($H_{mo} = 4\ \sqrt{m_o}$; Kap. 3.3.2), die in Näherung der $H_{1/3}$-Welle entspricht, obwohl diese grundsätzlich anders ermittelt wird.

In dem in Abb. A3.36 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:

$$\frac{g \cdot x}{U^2} = 5 \cdot 10^3;\ \frac{g \cdot H}{U^2} = 0{,}117;\ \frac{g \cdot T}{U} = 4{,}53;\quad \frac{g \cdot t}{U} = 2{,}48 \cdot 10^4$$

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.

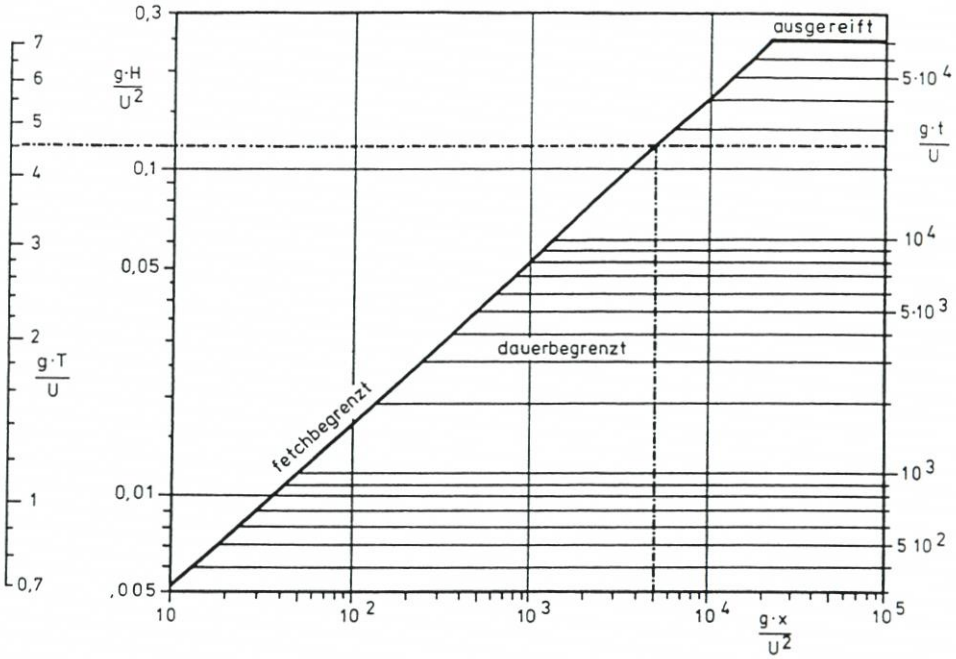


Abb. A3.36. Dimensionslose Darstellung von fetch- und dauerbegrenztem Windseegang [63]

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 [33]. 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):

$$\tilde{H} = \frac{g \cdot H_s}{U_A^2} = 1{,}6 \cdot 10^{-3} \tilde{x}^{1/2}$$

$$\tilde{T}_p = \frac{g \cdot T_p}{U_A} = 0{,}2857 \cdot \tilde{x}^{1/3}$$

$$\tilde{t} = \frac{g \cdot t}{U_A} = 6{,}88 \cdot 10^{1} \cdot \tilde{x}^{2/3}$$

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

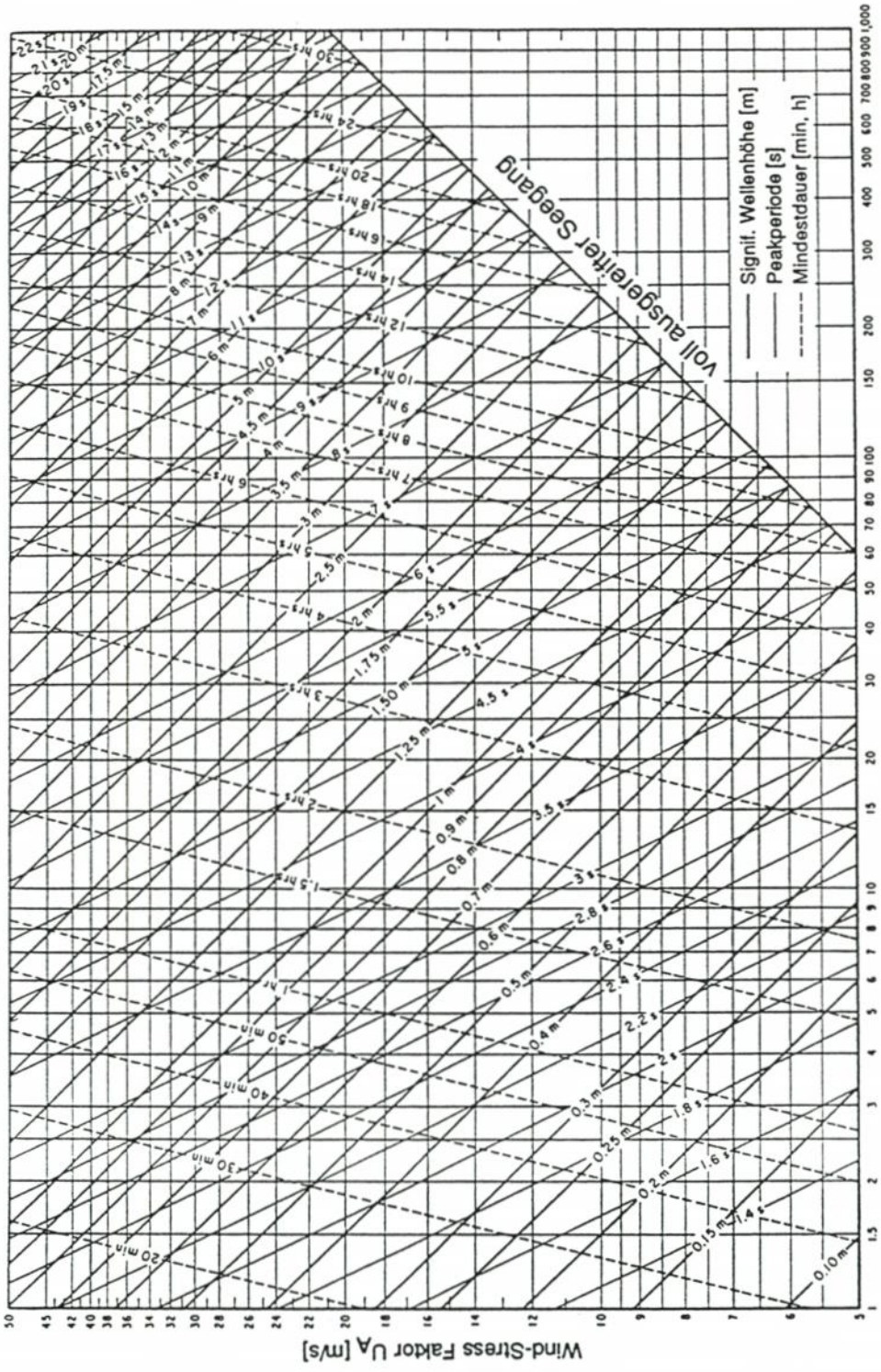


Abb. A3.37. Seegangsvorhersage nach dem SPM für Tiefwasserbedingungen [12]

$$\tilde{x} = 1{,}752 \cdot 10^{-3} \cdot \tilde{t}^{3/2}$$

neu berechnet werden.

Auch für die vorgenannten Formeln sind Grenzwerte für den Fall vollausgereiften Seegangs zu beachten:

$$\tilde{H} = 0{,}2433$$
$$\tilde{T}_p = 8{,}134$$
$$\tilde{t} = 71\,500$$

Zur graphischen Ermittlung der signifikanten Wellenparameter sind die Ergebnisse der Formeln in einem Diagramm dargestellt, das in Abb. A3.37 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 [37]) 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 m und 12 m wiedergegeben (Abb. A3.38). Folgende Gleichungen werden verwendet:

$$\frac{gH}{U_A^2} = 0{,}283 \tanh\left[0{,}530 \left(\frac{gd}{U_A^2}\right)^{3/4}\right] \tanh\left\{\frac{0{,}00565 \left(\frac{g \cdot x}{U_A^2}\right)^{1/2}}{\tanh\left[0{,}530 \left(\frac{gd}{U_A^2}\right)^{3/4}\right]}\right\}$$

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

$$\frac{gT}{U_A} = 7{,}54 \tanh\left[0{,}833\left(\frac{gd}{U_A^2}\right)^{3/8}\right] \tanh\left\{\frac{0{,}0379\left(\frac{g \cdot x}{U_A^2}\right)^{1/3}}{\tanh\left[0{,}833\left(\frac{gd}{U_A^2}\right)^{3/8}\right]}\right\}$$

$$\frac{gt}{U_A} = 5{,}37 \cdot 10^2 \left(\frac{gT}{U_A}\right)^{7/3}$$

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. [43] über wassertiefenabhängige spektrale Ähnlichkeiten formulierten BOUWS et al. [7] ein Verfahren zur Beschreibung der Form von Flachwasserspektren (vgl. Kap. 3.3.5, Abb. A3.13 und A3.14). 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 [65].

Vergleiche mit anderen Modellen [8] 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.

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.

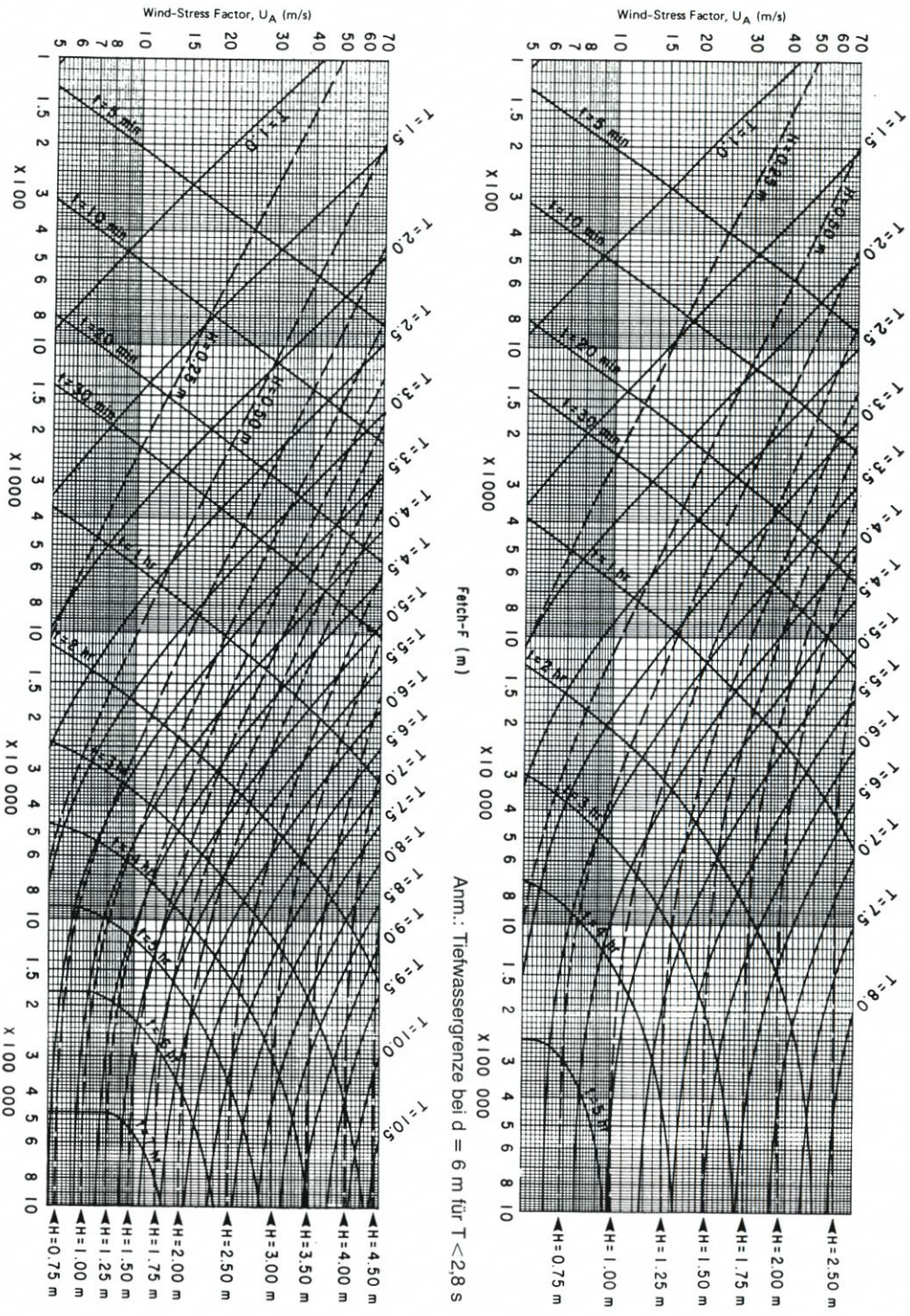


Abb. A3.38. Seegangsvorhersage nach dem SPM für Flachwasserbedingungen [12]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

– 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 p r o b l e m a b h ä n g i g 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 einzuordnen in bereits vorhandene Seegangsinformationen?
  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 zur Zeit 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 zur Zeit 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,
– 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 das Spektrum 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 weiterverwendet 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.

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 [44, 45].

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 geforderten Forschungsvorhabens zusammenfassend dokumentiert [32].

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

Die Einbeziehung von Daten für das Küstengebiet der Ostsee ist vorgesehen.

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.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Zu seiner umfangreichen Dokumentation gibt GRÜNE [32] 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 [32] verwiesen.

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 [65]). 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 2 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 [44, 69]) 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

$$\eta(x,t) = c \cdot \cos(k \cdot x - \omega \cdot t + \varepsilon)$$

mit
c = Amplitude
$k = 2\pi/L$ Wellenzahl
L = Wellenlänge
$\omega = 2\pi/T$ 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

$$\eta(t) = c \cdot \cos(\omega \cdot t + \varepsilon).$$

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
$$a = c \cdot \cos\varepsilon$$
$$b = c \cdot \sin\varepsilon$$
$$c = \sqrt{a^2 + b^2}$$
$$\varepsilon = \arctan\frac{b}{a}$$

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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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.

$$\eta(t) = a_o + \sum_{n=1}^{N} (a_n \cdot \cos(n \cdot \omega_o t) + b_n \cdot \sin(n \cdot \omega_o t))$$

mit
a_o = Grundauslenkung
a_n = Amplitude des n-ten cos-Anteils
b_n = Amplitude des n-ten sin-Anteils
N = Anzahl der beobachteten Schwingungen
ω_o = 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:

$$a_o = \frac{1}{T_o} \int_o^{T_o} \eta(t)\, dt$$

$$a_n = \frac{2}{T_o} \int_o^{T_o} \eta(t) \cdot \cos(n \cdot \omega_o t)\, dt$$

$$b_w = \frac{2}{T_o} \int_o^{T_o} \eta(t) \cdot \sin(n \cdot \omega_o t)\, dt$$

Zur Ermittlung des n-ten cos-Anteils mit der Frequenz $n \cdot \omega_o$ 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 $n \cdot \omega_o$ und der Amplitude „1" multipliziert. Die entstandene neue Funktion wird über die Periode der Grundschwingung T_o integriert und das Ergebnis durch T_o 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_o periodisch ist.

Für Wellenzüge in der Natur ist eine solche Periodizität für einen endlichen Zeitraum T_o üblicherweise nicht vorhanden. Eine Berechnung über einen Zeitraum $T_o = \infty$ ist jedoch aus naheliegenden Gründen nicht durchführbar, und 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_o = 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. A3.39). Nach der FOURIER-Transformation müssen die resultierenden Werte korrigiert werden, da das Integral der tapering-Funktion einen Wert $< 1 \cdot T_o$ 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. A3.40) 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.

Die Funktionswerte eines Energiedichtespektrums S(f) ergeben sich aus den FOURIER-Komponenten durch Quadrierung und Normierung mit dem Frequenzintervall Δf wie folgt:

$$S(f) = \frac{c^2}{2\Delta f} \text{ oder } \qquad S(f) = \frac{a^2 + b^2}{2\Delta f}$$

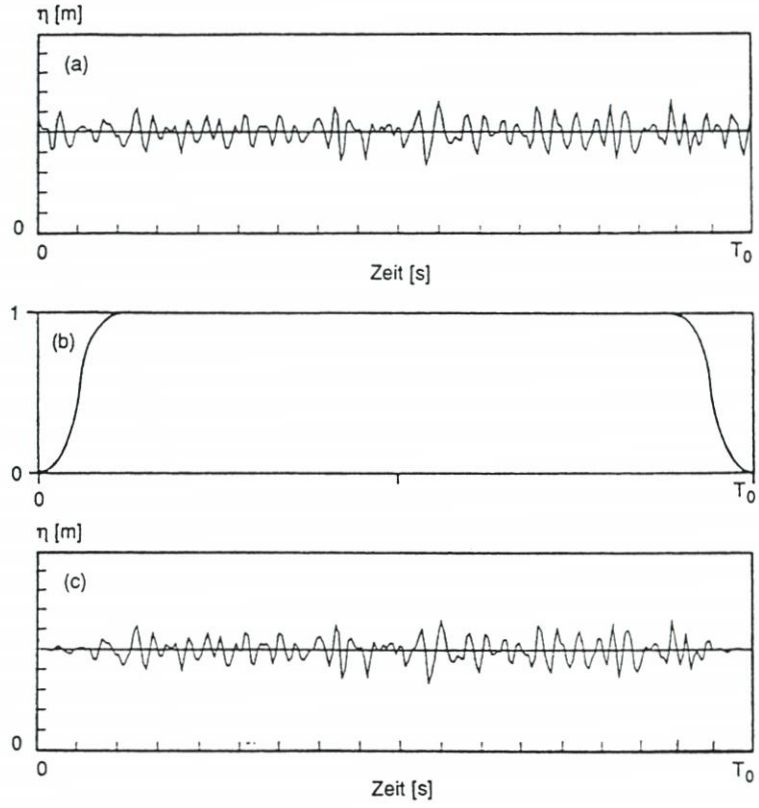


Abb. A3.39. Wirkungsweise einer tapering-Funktion [65]; a) Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkung; b) Tapering-Funktion; c) mit der tapering-Funktion multiplizierte Zeitreihe

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

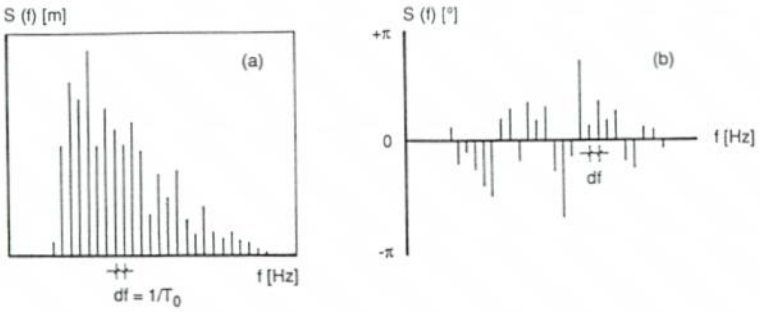


Abb. A3.40. Amplituden- (a) und Phasenspektrum (b) einer Messung

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_o 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. A3.41 schematisch angegeben. Hierbei ist nicht berücksichtigt, daß einzelne Wellenkomponenten frequenzabhängig unterschiedliche Richtungen haben können.

Die Richtungsinformation wird vielfach lediglich in der Weise berücksichtigt (vgl. Abb. A3.8), daß das Richtungsspektrum $S(f,\Theta)$ als Produkt aus Richtungsfunktion $D(f,\Theta)$ 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 [65].

Abb. A3.42 zeigt beispielhaft die Auswertung von vor Sylt gemessenen Richtungsspektren, die mit einer Neigungs-/Beschleunigungsboje erfaßt wurden. Während sich die Spektren (Abb. A3.42a) 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. A3.42b zeigt,

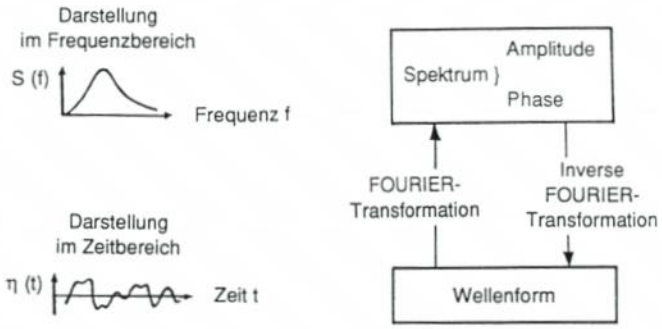


Abb. A3.41. Zusammenhänge zwischen Frequenz- und Zeitbereichsdarstellung, schematisch

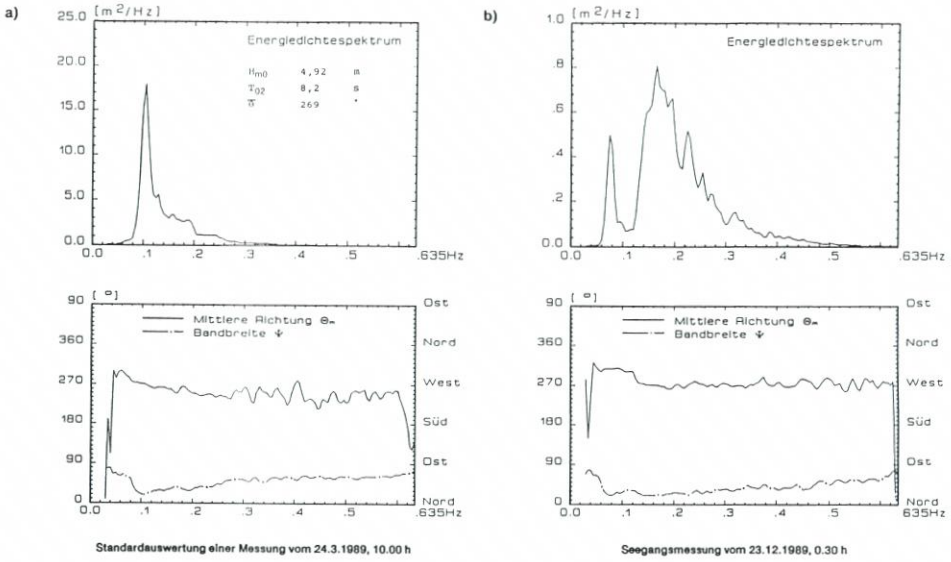


Abb. A3.42. Zur Auswertung von Richtungsspektren, Beispiel Sylt, WAVEC-Messungen [65]

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.

3.7 Bemessungsseegang

3.7.1 Erläuterung der Problematik

Seegangsvorhersageverfahren, wie sie in Kap. 3.6 in den Grundzügen beschrieben wurden, liefern charakteristische Parameter des einer betrachteten Windsituation zugehörigen Spektrums der Wellen. Seegangsmessungen können darüber hinaus, abhängig vom verwendeten Meßsystem, zusätzliche Informationen über Wellenrichtungen und zur Struktur der erfaßten Seegangssituation liefern, welches bei einer Seegangsvorhersage nur durch vereinfachende Annahmen möglich ist, indem beispielsweise die Form des Spektrums vorgegeben oder die Wellenrichtung der mittleren Windrichtung gleichgesetzt wird. Zur Verallgemeinerung der durch Vorhersageverfahren oder durch Messungen an einer vorab festzulegenden Meßstelle ermittelten Seegangsparameter müssen theoretische Ansätze auf der Grundlage von Wellentheorien einbezogen werden, insbesondere um Flachwassereffekte (Kap. 3.4) oder bauwerksbedingte Wechselwirkungen (Kap. 3.5) rechnerisch erfassen zu können. Die Berücksichtigung des Spektrums ist in der Weise möglich, daß dieses in seine einzelnen Komponenten zerlegt wird. Die Einzelkomponenten werden als voneinander unabhängig betrachtet; nichtlineare Wechselwirkungen, die innerhalb der einzelnen Seegangskomponenten enthalten sein können, werden als vernachlässigbar angenommen. Das durch Flachwasser-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

effekte oder durch Bauwerkseinflüsse veränderte Spektrum wird dann durch lineare Superposition erhalten. Für die Berechnung der Wellenparameter der Einzelkomponenten des Seegangs und der damit verbundenen Vorgänge in der Welle, z. B. Druckverteilung oder Partikelbewegung, wird i. a. die lineare Wellentheorie als ausreichend genau angenommen. Vom Grundsatz her ist auch die Verwendung von Theorien höherer Ordnung möglich, ohne daß dieses aber zwangsläufig zu einer größeren Genauigkeit führt.

Der Begriff Wellenklima geht über die Beschreibung und Berechnung von Momentanzuständen einzelner Seegangsituationen hinaus und umfaßt zusätzlich deren zeitliche Veränderlichkeit, die durch wechselnde Wasserstände, veränderliche Strömungsbedingungen, vor allem aber durch veränderliche Windbedingungen beeinflußt wird.

Entsprechend wird in den EAU [22] zur Bemessung von See- und Hafenbauwerken folgendes aufgeführt:

> „Zur Bemessung von See- und Hafenbauwerken muß der Seegang im Planungsgebiet statistisch analysiert werden. Dabei müssen die Wellenhöhen, -perioden, -längen und -richtungen unter Berücksichtigung der Windverhältnise sowie der Tide und der Strömungen nach ihren jahreszeitlichen Häufigkeiten untersucht werden. Für das Festlegen der Bemessungswelle ist zusätzlich das Schadenrisiko für das Bauwerk sorgfältig zu überlegen."

Diese Formulierung, die wegen der grundsätzlichen Aussage auf Küstenschutzwerke übertragen werden kann, und insbesondere die nachfolgend in den EAU gegebenen Hinweise beziehen sich primär auf die Ermittlung der unter Extrembedingungen zu erwartenden Seegangslasten auf Bauwerke und klammern Fragestellungen der funktionellen Planung aus.

So erfordert die Beurteilung der Wellenunruhe in Häfen [45, 66, 58] die Einbeziehung hafenbetrieblicher und umschlagstechnischer Kriterien und damit eine Erweiterung des Risikobegriffes für eine langzeitstatistische Bewertung, wohingegen extreme Ereignisse für die Schutzfunktion von Wichtigkeit sind.

Ähnliches gilt für Fragen des seegangserzeugten Sedimenttransports (vgl. Kap. 6) oder – allgemeiner – morphologischer Veränderungen im Planungsgebiet (vgl. [45]), für die weniger extreme Ereignisse als das tägliche Seegangsgeschehen maßgebend sind, obwohl augenfällige Schäden (z. B. Dünenabbrüche) meist durch Sturmbedingungen in Verbindung mit extremen Wasserständen (Sturmfluten) hervorgerufen werden.

Unabhängig hiervon, d. h. von der Frage, ob funktionelle oder konstruktive Gesichtspunkte betrachtet werden, ist die Ermittlung des Bemessungsseegangs oder – vereinfachend – die Ermittlung einer Bemessungswelle als Eingangsgröße für ein Bemessungsverfahren oder ein Modell immer eine langzeitstatistische Aufgabe. Kriterien können dabei die Ermittlung extremer Seegangsbelastungen (die nicht zwangsläufig mit hohen Wasserständen zusammenfallen müssen), z. B. durch eine 50-Jahres-Welle, oder die Charakterisierung typischer jahreszeitlicher Seegangszustände, sein. D. h., die Definition eines Bemessungsseegangs oder einer Bemessungswelle kann nur problemabhängig erfolgen, wobei Fragen des Risikos hinsichtlich Bauzuständen und Endzuständen einbezogen werden müssen und auch die Bemessungsansätze selbst, z. B. hinsichtlich der Frage, in welcher Weise natürliche Seegangsbedingungen ansatzmäßig berücksichtigt werden können, kritisch betrachtet werden müssen.

Die hier nur umrissene Thematik ist in Abb. A3.43 zur Verdeutlichung schematisch dargestellt. Die Ermittlung der für die Planung oder Bemessung zugrunde zu legenden Seegangseingangsdaten erfordert danach zunächst kurzzeitstatistische Untersuchungen, welches (vgl. Kap. 3.3) durch die Auswertung von einzelnen Messungen im Frequenz- oder Zeitbereich erfolgen kann. Der Übergang zu einer langzeitstatistischen Betrachtung erfolgt im einfachsten Fall durch eine Darstellung charakteristischer Seegangsparameter als Zeitreihe,

z. B. als monatliche Ganglinie signifikanter Wellenhöhen ($H_{1/3}$, H_{mo}) und zugehöriger Perioden (z. B. $T_{H1/3}$, T_{01}), zweckmäßigerweise mit zugehörigen Wasserstands- und Windparametern (Beispiel Sylt, Abb. A3.44), als Ganglinie der Wellenenergie oder des Energieflusses oder in Form von Häufigkeits- oder Summenhäufigkeitsdiagrammen dieser Größen, so daß hieraus unmittelbar auf Mittelwerte (z. B. $\overline{H_{1/3}}$) oder Größtwerte (z. B. $H_{mo\,max}$) signifikanter Seegangsparameter innerhalb des ausgewerteten Meßzeitraumes geschlossen werden kann. Diese Art der Darstellung wird auch für die Zusammenhänge zwischen den Häufigkeiten von Wellenhöhen und Wellenperioden (scatter diagram) verwendet. Die Verbindung mit den in einzelnen Messungen (durch kurzzeitstatistische Auswertung) gefundenen Gesetzmäßigkeiten ist eine Übertragung der Ergebnisse auf andere Seegangsparameter (z. B. $H_{1/10}$, $H_{1/100}$, $T_{H'_{max}}$) möglich, ohne daß dazu notwendigerweise alle Messungen auf alle denkbaren Parameter hin ausgewertet werden müssen.

Zwangsläufig kann sich eine Häufigkeitsauswertung nur auf den insgesamt (durch meist intermittierend durchgeführte Messungen) erfaßten Meßzeitraum beziehen.

Die Extrapolation auf längere Zeiträume erfordert eine langzeitstatistische Auswertung nach Methoden der Extremwertstatistik. Diese Extrapolation kann sich sowohl auf Extremereignisse eines Jahres oder signifikante Ereignisse einzelner Zeitabschnitte (z. B. Sommer-/Winterereignisse) beziehen.

3.7.2 Kurzzeitstatistik

Wie in Kap. 3.3 angegeben, bestehen zwischen den Höhen einzelner in einer Messung erfaßten Wellen statistische Zusammenhänge, die nach Untersuchungen von LONGUET-HIGGINS unter bestimmten Voraussetzungen durch die RAYLEIGHsche Verteilungsfunktion beschrieben werden können.

Die Wahrscheinlichkeitsdichte p der RAYLEIGH-Verteilung ist

$$p = \frac{dP}{dH} = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{H}{H_m^2} \cdot \exp\left[-\frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{H}{H_m}\right)^2\right]$$

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:

$$\begin{aligned} H_m &= 0{,}63 \cdot H_{1/3} \\ H_{1/10} &= 1{,}27 \cdot H_{1/3} \\ H_{1/100} &= 1{,}67 \cdot H_{1/3} \\ H'_{max} &= 1{,}86 \cdot H_{1/3} \end{aligned}$$

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)

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

Die Gleichung (vgl. Tab. A.6) zeigt, daß die Wellenhöhe H'_{max} unbegrenzt mit der Anzahl der Wellen zunimmt. Der angegebene Zahlenwert für H'_{max} gilt für N = 1000 Wellen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

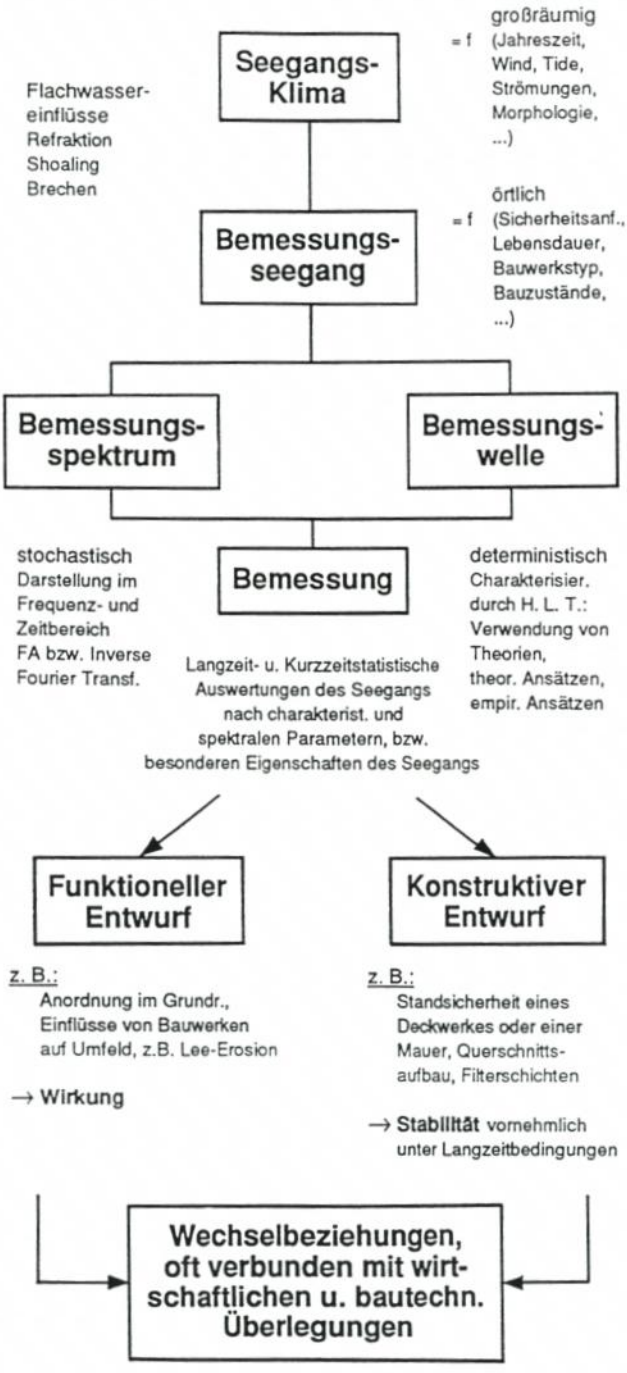


Abb. A3.43. Zur Problematik „Bemessungswelle", schematisch

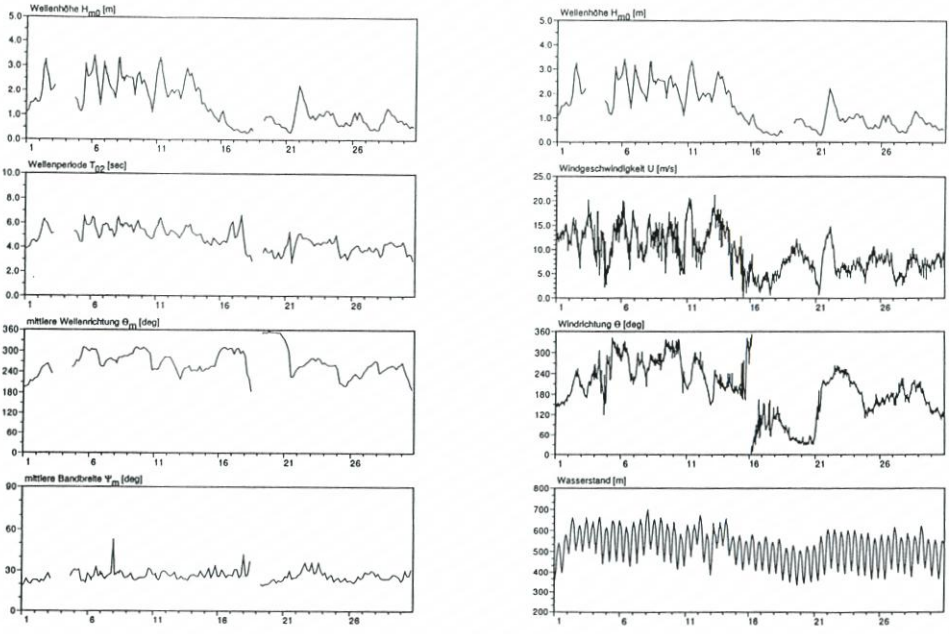


Abb. A3.44. Darstellung von Seegangsparametern. Richtungswellenmessungen, Beispiel Sylt, November 1991 [72]

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 gegegeben sind. Verhältniswerte $H'_{max}/H_{1/3} >$ rd. 2,0 sind daher in Naturmessungen kaum zu erwarten.

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 (Spektrale Weite ε), aber auch deren Asymmetrie. Anzumerken ist ferner [69], daß im Schrifttum die Verteilungsfunktionen auch auf die H_{rms}-Wellenhöhe anstatt auf H_m bezogen wird, welches bei Vergleichen zu beachten ist.

Tabelle A 3.6. Verhältnis $H'_{max}/H_{1/3}$ nach LONGUET-HIGGINS

Anzahl N	$H'_{max}/H_{1/3}$
100	1,52
500	1,76
1 000	1,86
10 000	2,15
100 000	2,40

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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. A3.45).

Auch die vorher genannten Beziehungen zum spektralen Wellenhöhenparameter H_{mo} werden durch Messungen bestätigt, während Beziehungen zwischen Wellenhöhenparametern und Periodenparametern erwartungsgemäß große Streuungen aufweisen [67] und funktionale Abhängigkeiten, die im Schrifttum vielfach angegeben werden, nicht bestehen.

Kurzzeitstatistische Beziehungen werden schließlich durch Flachwassereffekte und insbesondere Brechvorgänge entscheidend beeinflußt. Auf die Untersuchungen von SIEFERT [68] und die dort gegebenen Hinweise für deutsche Küstenverhältnisse sei in diesem Zusammenhang besonders hingewiesen.

3.7.3 Langzeitstatistik

3.7.3.1 Hinweise auf Methoden

Durch Methoden der Langzeitstatistik werden Verteilungen in einem Datensatz (hier: Seegangsdaten) untersucht; mit den ermittelten Verteilungsfunktionen werden extrapolierte Seegangsdaten, insbesondere signifikante Wellenhöhen, für bestimmte Wiederkehrintervalle berechnet.

Die in der Extremwertstatistik am häufigsten verwendeten Wahrscheinlichkeitsverteilungen (vgl. [39, 84]) sind

- log-Normal-Verteilung
- Extremal-I-Verteilung (auch als GUMBEL- oder FISHER-TIPPET-I-Verteilung bezeichnet)
- WEIBULL-Verteilung (zweiparametrig)
- WEIBULL-Verteilung (dreiparametrig)

Die den Verteilungen zugrundeliegenden Gleichungen sind in Tab. A3.7 zusammengestellt.

Die Dichtefunktion beschreibt die Eintrittswahrscheinlichkeit der Zufallsvariablen x, die Verteilungsfunktion F(x) die Unterschreitungswahrscheinlichkeit der Variablen x. Die Parameter A, B und k beschreiben die Lage (location), den Maßstab (scale) und die Form (shape) der Verteilung.

Um eine Wahrscheinlichkeitsverteilung an einen vorhandenen Datensatz einer Stichprobe anzupassen, müssen Schätzwerte für die Parameter der Verteilung so ermittelt werden, daß der funktionale Verlauf dem „natürlichen" Verlauf weitgehend entspricht. Die Verwendung einer bestimmten Wahrscheinlichkeitsverteilung gibt einer Verteilung ihre charakteristische, die Parameter geben dieser Verteilung ihre spezielle Form.

Die bekanntesten Methoden für die Schätzung der Parameter sind:

- Grafische Methode
- Regressionsanalyse
- Methode der Momente
- Maximum-Likelihood-Methode

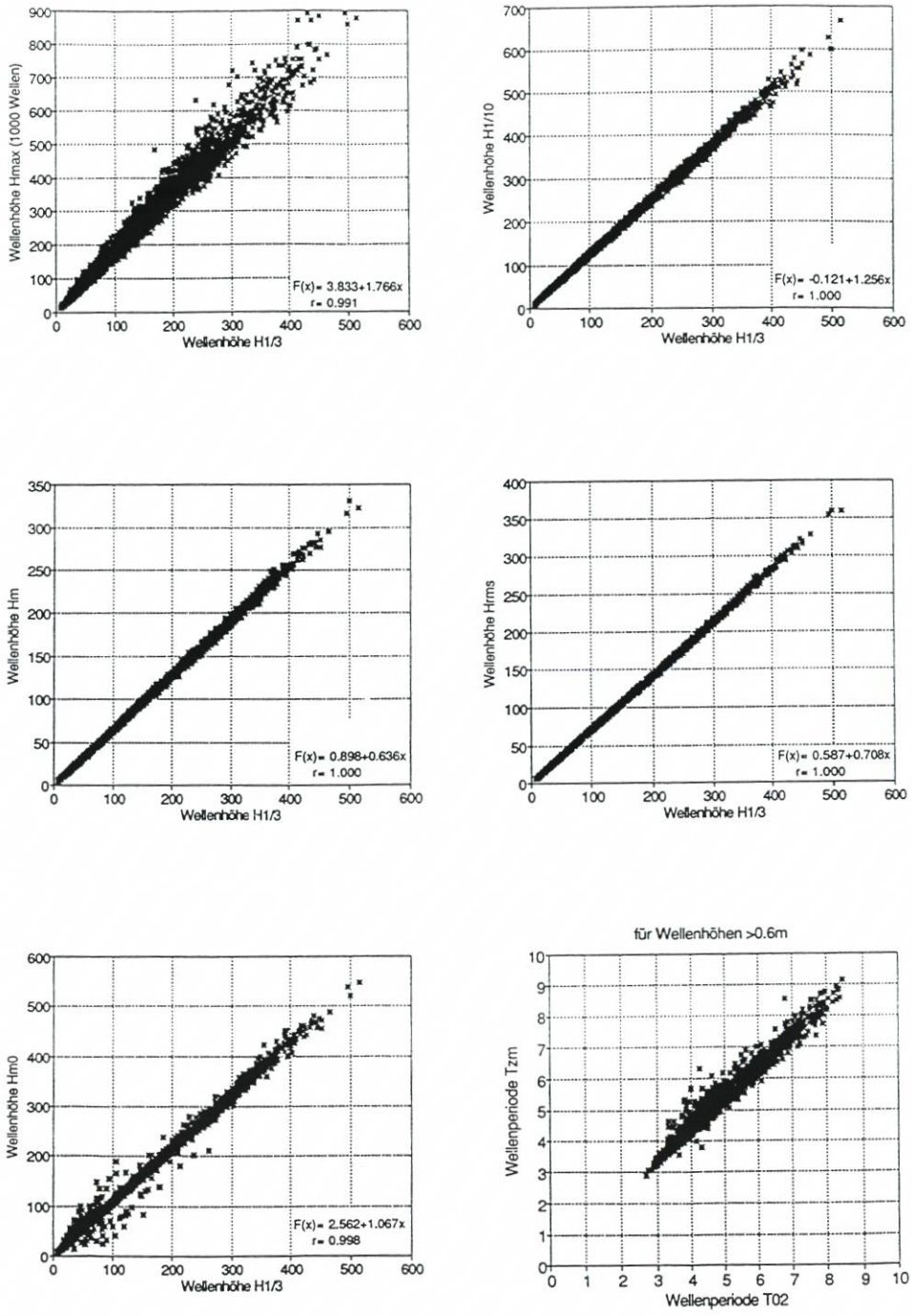


Abb. A3.45. Kurzzeitstatistische Auswertungen von Seegangsmessungen, Beispiel Sylt [72]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tab. A 3.7. Langzeitstatistik – Verteilungsfunktionen

Verteilung	Dichtefunktion	Verteilungsfunktion
log-Normal	$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}A \cdot x} e^{-\frac{(\ln(x)-B)^2}{2A^2}}$	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x} \frac{1}{A \cdot x} e^{\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x)-B}{A}\right)^2} dx$
Extremal I	$f(x) = e^{\frac{-\frac{(x-B)}{A} - e^{-\frac{(x-B)}{A}}}{A}}$	$F(x) = e^{e^{\left(\frac{(x-B)}{A}\right)}}$
WEIBULL 2-param.	$f(x) = \frac{k}{A}\left(\frac{x}{A}\right)^{k-1} \cdot e^{-\left(\frac{x}{A}\right)^k}$	$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x}{A}\right)^k}$
WEIBULL 3-param.	$f(x) = \frac{k}{A}\left(\frac{x-B}{A}\right)^{k-1} \cdot e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k}$	$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k}$

Die grafische Ermittlung der Verteilungsparameter erfolgt unter Benutzung von Wahrscheinlichkeitspapier, dessen Achsen entsprechend der jeweiligen Verteilung skaliert sind: Die Wellenhöhen werden zunächst entsprechend ihrer Größe geordnet. Die geordneten Wellenhöhen H_i (i = 1, 2, ..., n) stellen Ranggrößen dar. Der Index jeder Ranggröße entspricht ihrer Rangzahl. Jeder Ranggröße i wird eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit $P(H_i)$ (plotting-position) zugeordnet. Die Berechnung dieser Wahrscheinlichkeit erfolgt mit Hilfe von sog. Plotting-Formeln.

Die Wertepaare werden in das Wahrscheinlichkeitspapier eingetragen; näherungsweise wird eine Ausgleichsgerade durch die Punkte gelegt. Die Parameter der Verteilung können dann als Steigung und Achsenabschnitt der Geraden ermittelt oder bei einigen Wahrscheinlichkeitspapiertypen direkt an einer Skalierung abgelesen werden.

Bei der Momentenmethode werden die Schätzwerte für die Parameter einer Verteilung durch Vergleichen der Stichproben-Momente mit theoretischen Momenten ermittelt. Die Momente der Verteilung sind Maßzahlen wie Mittelwert, Standardabweichung bzw. Varianz und Schiefe. Mit der Maximum-Likelihood-Methode können Schätzwerte für unbekannte Parameter einer Verteilung rechnerisch ermittelt werden.

Die Regressionsanalyse ist die analytische Umsetzung der grafischen Methode.

Bei der Ermittlung von Eintrittswahrscheinlichkeiten ist zu beachten, daß die Seegangsdaten nur einer einzigen Stichprobe entstammen. Für ein anderes Jahr ergibt sich unter den gleichen Randbedingungen (klimatisch, ozeanografisch etc.) eine Stichprobe von gleichem Umfang, allerdings mit anderen Werten.

3.7.3.2 Extrapolation von Wellenhöhen für ein bestimmtes Wiederkehrintervall

Allgemein erfolgt die Berechnung der Wahrscheinlichkeit einer Wellenhöhe für ein bestimmtes Wiederkehrintervall nach folgender Formel:

$$P(H) = 1 - \frac{1}{R}$$

P(H) = Unterschreitungswahrscheinlichkeit einer Wellenhöhe
R = Wiederkehrintervall in Jahren (z. B. 50jährliche Wellenhöhe)

Da mit dieser Formel jährliche Wiederkehrintervalle berechnet werden, muß die Beobachtungsreihe, mit der die Parameter der Verteilung bestimmt werden, als jährliche Serie vorliegen. Für eine partielle Serie, d. h. eine Beobachtungsreihe von Daten, die einen bestimmten Schwellenwert überschreiten, muß die Anzahl der Beobachtungen in dem Beobachtungszeitraum berücksichtigt werden

$$P(H) = 1 - \frac{1}{R^*}$$

$$R^* = \frac{n}{M} \cdot R$$

n = Stichprobenumfang der partiellen Serie (Beobachtungsanzahl im Beobachtungszeitraum)
M = Länge der Beobachtungsreihe in Jahren (Beobachtungszeitraum)

Bei einer jährlichen Serie ist der Stichprobenumfang gleich der Länge der Beobachtungsreihe und n/M ist 1. Für Beobachtungsreihen von $M > 15$ Jahren kann auch $R = R^*$ gesetzt werden.

Durch Einsetzen der Wahrscheinlichkeitsverteilung in

$$P(H) = 1 - (1/R)$$

ergibt sich z. B. für die Extremal-Verteilung:

$$P(H) = e^{-e^{-\left(\frac{H-B}{A}\right)}} = 1 - \frac{1}{\lambda R} \qquad \text{mit } \lambda = n/M$$

Durch Auflösen der Gleichung nach H kann dann für ein bestimmtes Wiederkehrintervall R die dazugehörige Wellenhöhe H wie folgt berechnet werden:

$$H = \hat{A} \cdot \left[-\ln\left(-\ln(1 - \frac{1}{\lambda R}) \right) + \hat{B} \right]$$

Für die dreiparametrige WEIBULL-Verteilung ergibt sich:

$$H = \hat{A} \cdot \left[-\ln\left(\frac{1}{\lambda R} \right)^{1/k} + \hat{B} \right]$$

k = const.

3.7.3.3 Anmerkungen zur Extrapolation von Seegangsdaten auf lange Zeiträume

Nach den vorher erläuterten statistischen Verfahren ist es möglich, Eintrittshäufigkeiten von Seegangsparametern, z. B. signifikanter Wellenhöhen $H_{1/3}$ oder H_{mo}, zu untersuchen und Eintrittswahrscheinlichkeiten dieser Größen auf lange Zeiträume zu extrapolieren. Zunächst

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

kann nicht von vornherein davon ausgegangen werden, daß die Daten (Messungen, Beobachtungen) homogen und konsistent sind. So werden häufig extreme Ereignisse durch Ausfall von Geräten nicht erfaßt. Meßreihen können Aufzeichnungsfehler enthalten, Übertragungsfehler oder systematische Fehler durch Veränderung des Meßgerätes, der Meßstelle oder der Meßmethodik (Inkonsistenz), oder die Messungen können durch Änderungen natürlicher Art, zwischenzeitlich durchgeführte Bau- und Ausbaumaßnahmen (möglicherweise vorübergehenden) anthropogenen Änderungen unterworfen sein (Inhomogenität). Im Sinne der Statistik wird durch eine Inhomogenität die Verteilungsform oder Stichprobenparameter (t-Test, χ^2-Test) instationär.

Neben der Erfordernis einer Datenüberprüfung sind aber vor allem Grenzen einer Extrapolation dadurch gegeben, daß Seegangsdaten meist nur über vergleichsweise kurze Meßzeiträume vorhanden sind. Im allgemeinen geht man davon aus, daß eine Extrapolation lediglich über einen Zeitraum zulässig ist, der etwa dem dreifachen des Meßzeitraumes entspricht. Liegen Daten über einen Zeitraum von 2 Jahren vor, würde dieses eine Extrapolation auf etwa 6-Jahres-Ereignisse ermöglichen. Häufig werden aber für Bemessungsaufgaben Angaben über z. B. eine 50-Jahres-Welle oder ein 100-jähriges Ereignis verlangt. Grenzen einer Extrapolation sind i. a. auch dadurch gegeben, daß infolge begrenzter Wassertiefen (Brechen der Wellen, vgl. Kap. 3.4.4) rechnerisch extrapolierte Wellenhöhen physikalisch nicht möglich sind oder zu der Seegangssituation zugehörige, ursächliche Windsituationen im Seegebiet nicht auftreten.

Auf der Basis von Verteilungsfunktionen ermittelte Eintrittswahrscheinlichkeiten extremer Ereignisse sind daher unter diesen Gesichtspunkten einzugrenzen. Hilfe können hier Windstatistiken, die häufig über längere Zeiträume verfügbar sind, und Wind/Wellen-Korrelationen geben (s. Kap. 3.6.2, Seegangsvorhersage). Beispiele für Korrelationsrechnungen zwischen Wind- und Seegangsdaten für die Insel Sylt zeigt Abb. A3.46 [72]. Einen

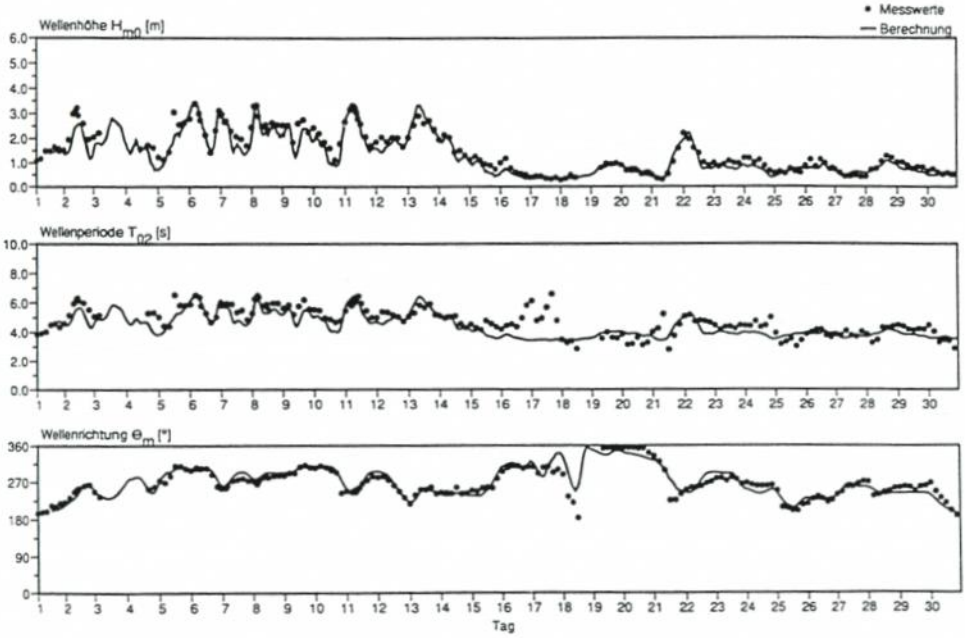


Abb. A3.46. Auf der Basis von Wind/Wellen-Korrelationen ermittelte Ganglinien signifikanter Seegangsparameter im Vergleich zu aus Richtungsspektren ermittelten Werten, Beispiel Sylt, Nov. 1991 [72]

wichtigen Einfluß auf die Berechnung von Extremereignissen hat auch der für den auszuwertenden Datensatz zugrunde zu legende Schwellenwert. Unter dem Gesichtspunkt, daß extreme Ereignisse nur mit geringen Häufigkeiten und entsprechend großen Abweichungen von statistischen Verteilungsfunktionen auftreten, ist eine Extrapolation auf der Grundlage von „Mittelwerten" mit einer rechnerischen Abschätzung von extremen H_{max}-Wellen über kurzzeitstatistische Beziehungen einer Extrapolation auf der Grundlage von einzelnen maximalen Ereignissen vorzuziehen. Korrelationskoeffizienten einer Regressionsanalyse können lediglich mathematische Zusammenhänge verdeutlichen, berücksichtigen die vorgenannten physikalischen Grenzen jedoch nicht. So wurden aus vor Sylt gemessenen Richtungsspektren, je nach Ansatz der Verteilungsfunktion und Auswahl der partiellen Datenserien (z. B. Schwellenwert) signifikante Wellenhöhen eines extrapolierten 100-Jahres-Ereignisses (Wiederkehrintervall 100 Jahre) zwischen H_{mo} = rd. 5,0 bis 15,0 m(!) berechnet, obwohl die Korrelationskoeffizienten durchweg größer als r = 0,95 und teilweise höher als r = 0,99 waren.

Beste Übereinstimmungen im Hinblick auf die aus Wind- bzw. Wassertiefenbegrenzungen ermittelten maximalen, an der Meßstelle vor Westerland/Sylt zu erwartenden signifikanten Wellenhöhen ($H_{mo\ max}$ = rd. 6,0 m) gelangen für dreiparametrige WEIBULL-Verteilungen mit k = 1,4 und k = 2,0.

3.7.4 Risikoanforderungen

Grundsätzlich stellen die Forderung nach einer wirtschaftlichen Bauweise und Fragen des Risikos Randbedingungen für die Bemessung dar, die nicht losgelöst voneinander gesehen werden können (Abb. A3.47). Der Begriff des Risikos ist kaum zu verallgemeinern und kann sich sowohl auf Fragen des funktionellen Entwurfs als auch auf die Bemessung von Bauwerken beziehen. Vielfach werden lediglich konstruktive Fragestellungen betrachtet, z. B. die Standsicherheit eines Schutzwerkes bei extremen Belastungen (50jähriges Ereignis oder 100-jähriges Ereignis). Der Risikobegriff kann aber auch Bauzustände betreffen, beispielsweise die Festlegung einer für den Bau eines Küstenschutzwerkes infrage kommenden günstigen Jahreszeit, den Einsatz von Gerät oder die Herstellung von zunächst gegen äußere Beanspruchungen ungeschützten Filterschichten etc., d. h. auf Bauzustände, die ruhige Wetterlagen erfordern.

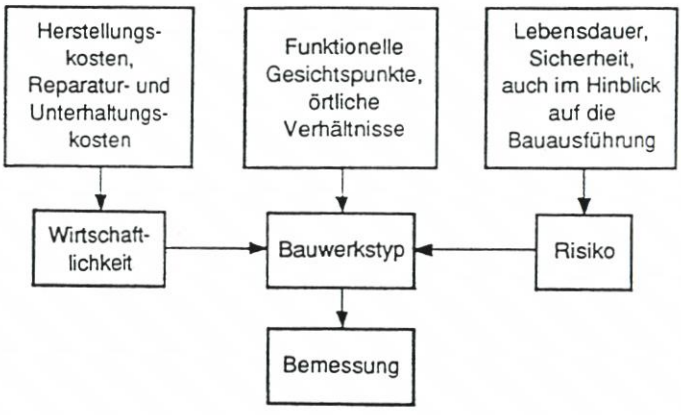


Abb. A3.47. Beziehungen zwischen Wirtschaftlichkeit und Risiko, schematisch [44]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

In gleicher Weise können normale Seebedingungen wichtig werden, wenn der Seegang langperiodische Komponenten enthält, die für die Bemessung zunächst unwichtig erscheinen. Aus Wellengruppen, die im Seegang enthalten sein können, für die Standsicherheit von Schüttsteindeckschichten entstehende Probleme wurden erst in den letzten Jahren erkannt.

Sicherheitsanforderungen können sich weiterhin auf übergeordnete Gesichtspunkte, z. B. Fragen des Umweltschutzes oder Gefährdungspotentiale von Menschenleben beziehen.

Ein weiterer Gesichtspunkt ist die Möglichkeit nachträglicher Reparaturen von Bauwerken. Monolitische Bauwerke sind bei Zerstörungen oder Beschädigungen praktisch irreparabel, während man bei Schüttsteinbauweisen bereits im Bemessungsansatz geringfügige Beschädigungen ansatzmäßig in Kauf nimmt und dabei voraussetzt, daß ggf. erforderliche Reparaturen auch ausgeführt werden.

Einige Hinweise zur Auswahl der Bemessungswelle sind bei KOHLHASE [44] zusammengefaßt. Hierzu ist anzumerken, daß die dort wiedergegebenen EAU-Empfehlungen lediglich Anhalte geben können, da die Bemessungswelle H_{Bem} allein auf die signifikante Wellenhöhe $H_{1/3}$ bezogen wird, ohne die Eigenschaften des Seegangs, langzeitstatistische Beziehungen und deren Grenzen oder Risikoanforderungen näher zu betrachten.

Schließlich werden im Zusammenhang mit dem Risikobegriff auch Bemessungsansätze (vgl. Kap. 4), wie sie für die Planung zur Verfügung stehen, berührt.

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 bei dem Einlaufen in Flachwasserzonen durch Grundberührung beeinflußt, wenn die Wellenlänge L größer als die halbe Wassertiefe d wird. Auf den Watten oder durch vorgelagerte Riffe an sandigen Küsten 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.

Wie einleitend zu diesen Empfehlungen ausgeführt, sind bei der Planung von Küstenschutzbauwerken neben konstruktiven Gesichtspunkten vor allem funktionelle Kriterien zu beachten. Konstruktiv ist auch bei dem heutigen Stand des Wissens eine Bemessung gegen Seegangsbelastungen nicht in vollem Umfange möglich. Die Kenntnis des Zusammenwirkens von Seegangsbelastung und Form des Bauwerkes ermöglicht es jedoch bei der funktionellen Gestaltung des Bauwerkes vielfach, extreme Belastungssituationen zu verhindern.

Allgemein kann der zeitliche Verlauf seegangserzeugter Belastungen von Küstenschutzwerken in zwei Gruppen unterteilt werden:

- Belastungen, deren zeitlicher Verlauf analog zu den Phasen der Wellenperiode ist (quasistatische Belastungen) und
- Belastungen, die nur während eines Bruchteiles einer Wellenperiode wirksam (hochfrequente Belastungen) sind.

Die zuletzt genannten hochfrequenten Belastungen resultieren vor allem aus der Druckschlagbelastung der Küstenschutzwerke. Im allgemeinen werden Druckschlagbelastungen durch

Wellen verursacht, die am Bauwerk instabil werden und brechen. Druckschlagbelastungen durch nicht brechende Wellen treten nur in Sonderfällen auf; dies können z. B. Konstruktionen sein, die horizontal oberhalb des Wasserspiegels liegen. Die quasi-statischen Belastungen umfassen u. a. die Lasten aus stehenden Wellen am Bauwerk, Wellenauflauf, Wellenablauf und Wellenüberlauf.

Voraussetzung für die Bestimmung der Wellenbelastungen von Küstenschutzwerken ist die Kenntnis des Bemessungsseeganges. Wie in Abschn. 3 beschrieben, kann der spektrale Bemessungsseegang vereinfachend durch eine spezielle „reguläre" (= periodische) Bemessungswelle mit konstanter Höhe und Periode beschrieben werden.

Für Bemessungsaufgaben muß hierfür aus dem Seegangsspektrum die Welle mit der im Sinne der Beanspruchung ungünstigsten Kombination einer maßgebenden Wellenhöhe H mit einer zugehörigen Wellenperiode T(H) bestimmt werden (vgl. Abschn. 3).

Werden als repräsentative Parameter des Spektrums die signifikante Wellenhöhe H_s (= H_{mo}) und die Peakperiode T_p (vgl. Abschn. 3) verwendet, ist es erforderlich, den Unterschied zwischen den Wellenbelastungen B durch ein Wellenspektrum B(spektral) und denen regulärer Wellen B(regulär) durch Übertragungsfunktionen zu beschreiben. Diese Übertragungsfunktionen für die Belastungsgrößen B können nach einer Empfehlung von FÜHRBÖTER [10] vereinfachend durch Korrekturfunktion k ausgedrückt werden:

$$B(\text{spektral}) = k * B(\text{regulär}) \text{ mit } H_s \text{ und } T_p$$

Die Korrekturfunktion k hängt dabei sehr empfindlich von der Form der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Energiedichte und damit von der Art des Spektrums ab.

Ausgehend von zwei charakteristischen Bauwerksformen:

1.) geböschte Bauwerke (u. a. Deich- und Deckwerksböschungen, Abschn. 4.2) und
2.) senkrechte Bauwerke (Strand- und Uferwände, Abschn. 4.3)

werden in den nachfolgenden Abschnitten Last- und Bemessungsansätze von 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

Ausgehend von einer regulären Welle sind in Abb. A4.1 die geometrischen Beziehungen der Welle auf dem Vorland (Abb. A4.1, links) und der an der Böschung brechenden Welle (Abb. A4.1, rechts) dargestellt. In erster Näherung wird von einem horizontalen Vorland mit konstanter Wassertiefe d ausgegangen. Für die Definition der Vorlandwelle ist von einem Abstand entsprechend einer Wellenlänge L vor dem Böschungsfuß auszugehen. In guter Näherung sind die Parameter der Vorlandwelle allein durch die Höhe H und die Periode T

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

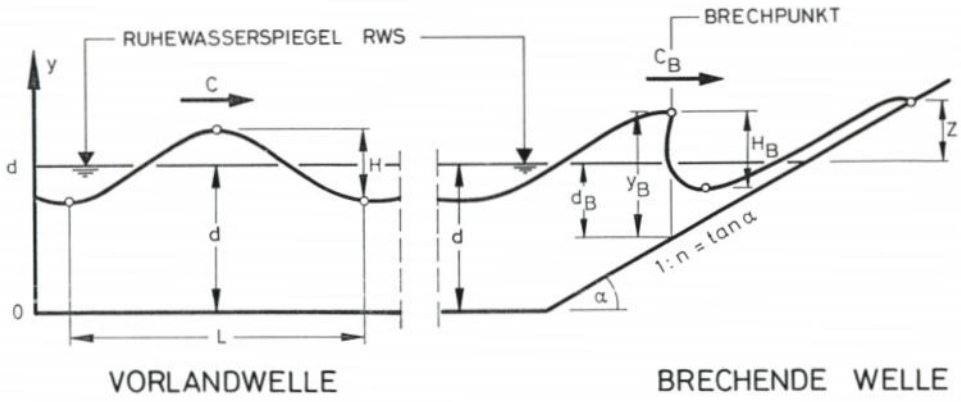


Abb. A4.1. Geometrie der brechenden Welle

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.

Die vom Vorland ankommende Seegangsenergie E verteilt sich an Böschungen auf einen Verlustanteil E_v und einen Reflexionsanteil E_r (vgl. Abschn. 3). 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 sind. 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 regulären 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 [10].

Zu unterscheiden sind grundsätzlich drei Hauptarten von Brecherformen (Abb. A4.2, 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. A4.2 dargestellten Brecherarten hängt von den Wellenparametern H und T auf dem Vorland und von der Böschungsneigung $\tan\alpha = 1:n$ ab. Wird von gleichbleibenden Wellenparametern ausgegangen, resultiert aus einer Zunahme der Böschungsneigung der Übergang von dem Schwall- zu dem Sturz- und weiter zu dem Reflexionsbrecher. Zusätzlich zu den Brecherformen verdeutlicht Abb. A4.2 gleichfalls die Strecke entlang der Böschung, auf der die Seegangsenergie umgewandelt, sowie den Anteil der Energie, die 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

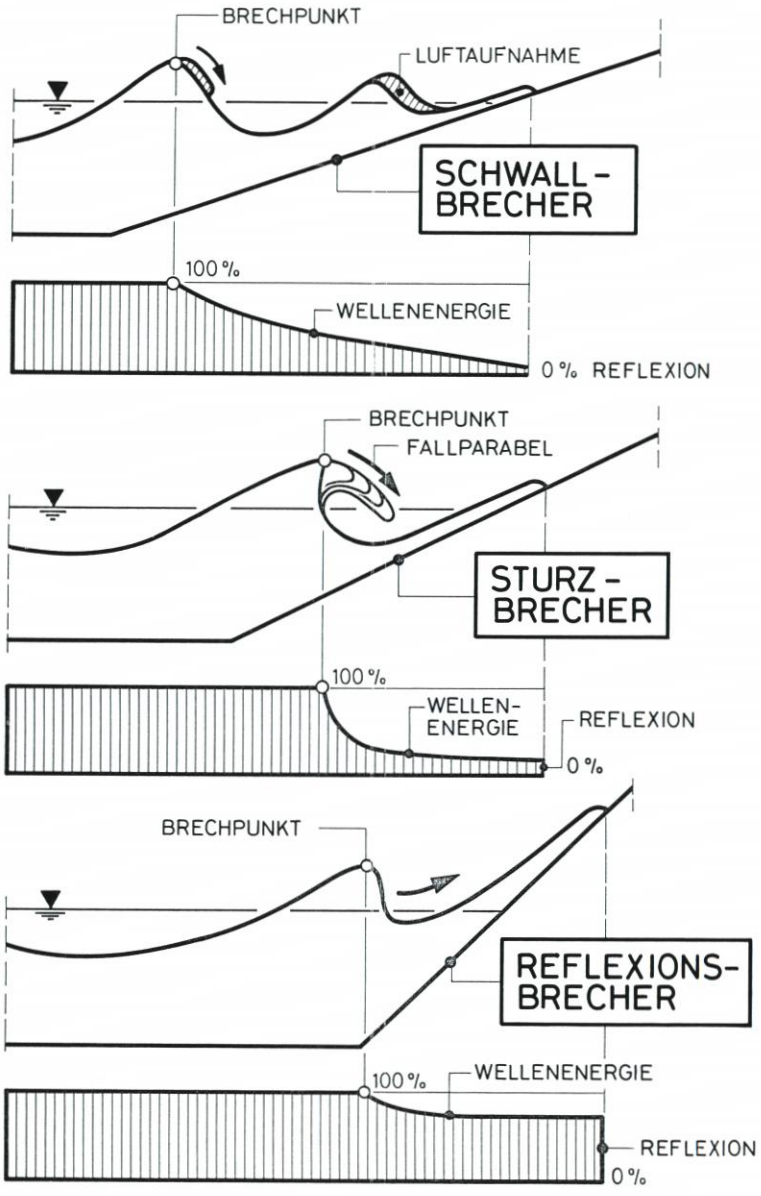


Abb. A4.2. Brecherformen (schematisch), (aus [10])

$$\text{Brecherkennzahl } \xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L_o}}}$$

gebildet werden (vgl. Abschn. 3). Wird die Tiefwasserwellenlänge L_o durch die Wellenperiode T ersetzt, folgt mit $\tan \alpha = 1 : n$:

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

$$\xi = \xi\,(H, T, n) = \sqrt{\frac{g}{2 \times \pi}} \times \frac{1}{\sqrt{H}} \times T \times \frac{1}{n}$$

Für drei Böschungsneigungen (1:3, 1:6 und 1:12) sind in Abb. A4.3 die Brecherkennzahlen ξ in Parameterform als Funktion der Wellenhöhe H und der Wellenperiode T zusammen mit den Abgrenzungen von Schwall-, Sturz- und Reflexionsbrecher aufgetragen (vgl. Abschn. 3, Tab. 5).

Aus Abb. A4.3 geht hervor, wie stark sich die Brecherformen in Abhängigkeit von der Böschungsneigung 1:n verändern. Bei der steilen Böschung (1:n = 1:3) tritt der Schwallbrecher völlig gegen den Reflexions- und Sturzbrecher zurück, bei der 1:12 geneigten Böschung hingegen tritt der Reflexionsbrecher nur noch bei niedrigen Wellenhöhen auf. Der Sturzbrecher hingegen ist bei allen drei Böschungen in einem weiten Bereich vertreten. 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 wird, die Intensität der Belastung weitgehend beeinflußt werden kann.

Für die Beurteilung der Beanspruchung der Böschung von besonderer Bedeutung ist weiterhin der zeitliche Verlauf der Sturmfluten (vgl. Abschn. 2). 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 [10] 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 die 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 der Seegangsbelastung gegeben. Als maßgebliche Belastungsgrößen werden:

- Druckschlagbelastungen,
- quasi hydrostatische Belastungen,
- Wellenauflauf und -überlauf,
- Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf und -ablauf sowie
- die Bemessung von Bruch- und Formkörperabdeckungen

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 (vgl. Abschn. 3.5.5) allein durch die Brecherform des Sturzbrechers (Abb. A4.4) erzeugt. Die Bewegung der im Brechpunkt eines Sturzbrechers aus dem Brecherkamm gelösten Brecherzunge (Abb. A4.5) wird durch die Trägheit und Schwerkraft bestimmt; die zugehörige Fallbahn entspricht einer Fallparabel [6], 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. Der Wellenauflauf und -ablauf der vorhergehenden Welle beeinflußt den

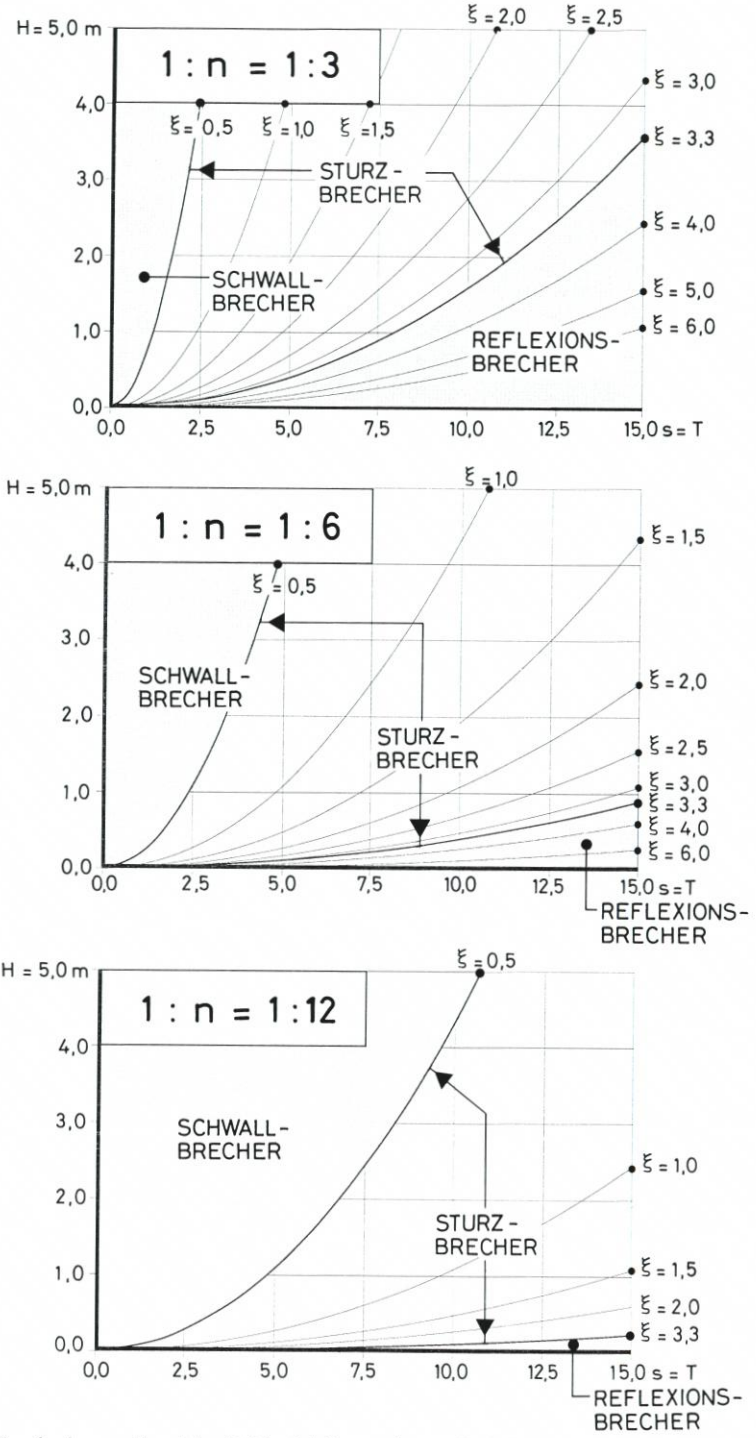


Abb. A4.3. Brecherkennzahlen ξ in Abhängigkeit von der Wellenhöhe H, der Wellenperiode T und der Böschungsneigung 1 : n (aus [10])

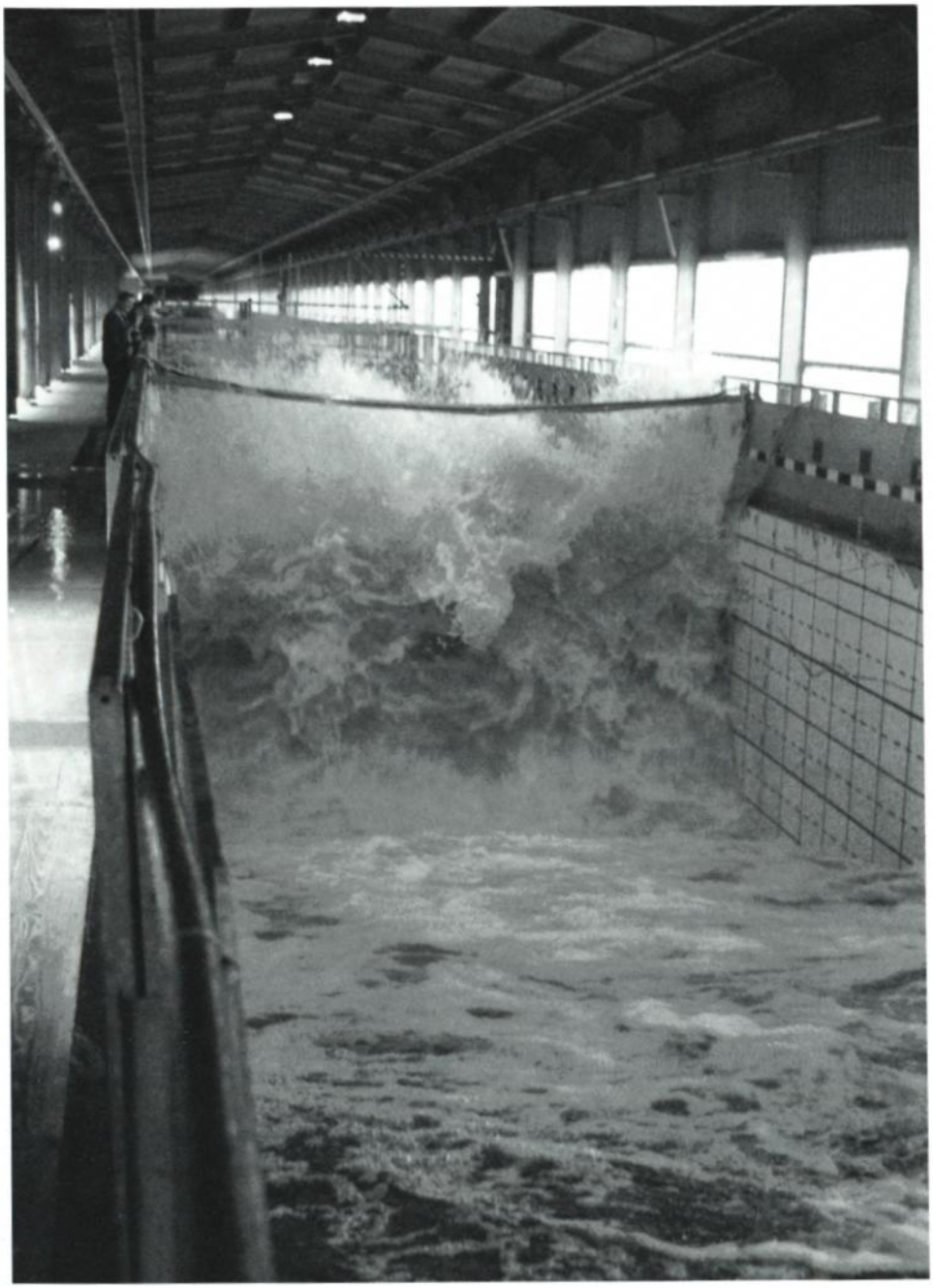


Abb. A4.4. Großer Wellenkanal, Böschung glatt 1:n = 1:4: Sturzbrecher vor dem Aufschlag

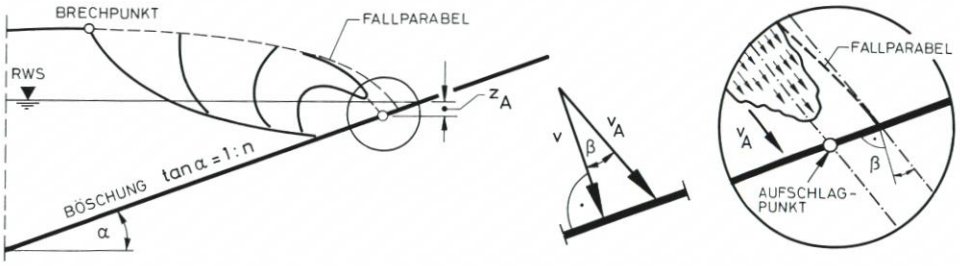


Abb. A4.5. Entstehung der Druckschlagbelastung durch die aufschlagende Brecherzunge von Sturzbrechern (aus [6])

Vorgang dadurch, daß bei flachen Böschungen das Rücklaufwasser als Wasserpolster (Abb. A4.6) 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.

Der Gegensatz zwischen einer druckschlagfreien = quasistationären Wellenbelastung und der Druckschlagbeanspruchung ist auf Abb. A4.7 schematisch aufgezeigt. Auf Abb. A4.7a folgen die Druckspannungen mit der Periode T den einzelnen Wellenphasen; die Druckspannungen p/ρ^*g bleiben in der Größe der Wellenhöhe H. Dies ist näherungsweise auch noch bei der Übergangsform nach Abb. A4.7b der Fall, obwohl der steile Druckanstieg nach dem Durchgang des Wellentales bereits auf den Beginn von Druckschlagwirkungen hinweist. Abb. A4.7c zeigt die voll ausgebildete Druckschlagbelastung mit hohen Druckspitzen p_{max}, die ein Mehrfaches der entsprechenden Wellenhöhen ausmachen. Auch der stochastische Aspekt dieser durch reguläre Wellen erzeugten zeitlichen Druckverläufe ist durch die verschiedenen Druckschlaghöhen p_{max} aus Abb. A4.7c ersichtlich.

Die Streuung der Druckschlagmaxima drückt sich auch in entsprechenden Streuungen der Wirkdauer des Druckschlages aus. Untersuchungen im GWK mit regulären Wellen (H = 1,25 m und T = 4,6 s) ergaben bei einem Kollektiv von 176 Wellen einen Minimalwert der Zeit bis zum Erreichen des Druckschlagmaximums (Anstiegszeit) von 0,003 s, einen Mittelwert von 0,127 s und einen Maximalwert von 0,559 s [48]. Naturuntersuchungen an einem Deckwerk gleicher Neigung auf Wangerooge zeigten für natürliche Wellenspektren ähnliche Werte [18, 19]. In beiden Untersuchungen wurde gleichfalls nachgewiesen, daß die kleinsten Anstiegszeiten bei den größten Druckmaxima auftreten. Hinweise über den zeitlichen Verlauf der Druckschlagbelastungen können ebenfalls den o. a. Arbeiten entnommen werden.

In guter Näherung können die Druckschlagmaxima $p_{max}(i)$ für alle Eintrittswahrscheinlichkeiten i beschrieben werden durch [10]:

$$p_{max}(i) = \text{konst.}\ (i) \times \rho \times g \times H$$

Eingehende Untersuchungen an einer 1:4 geneigten Asphaltböschung im GWK [8, 10] ergaben, daß die Größtwerte der Druckspannungen im Bereich der Brecherzahlen zwischen $\xi = 1{,}05$ und $\xi = 1{,}29$ auftreten. In dem vorgenannten Bereich der Brecherzahlen blieben hierbei die auf die Wellenhöhe bezogenen Größtwerte der Druckspannungen nahezu konstant. Abb. A4.8 zeigt für die 1:4 geneigte Asphaltböschung die Abhängigkeit der Druckmaxima von der Brecherkennzahl ξ für Erwartungswerte der Druckschlaghöhen, die bei 1000 Wellen im Mittel einmal erreicht oder überschritten werden.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß Rücklaufwasser auf der Böschung die Druck-



Abb. A4.6. Großer Wellenkanal, Böschung glatt 1:n = 1:6: Rücklaufwasser mit Lufteinschlüssen

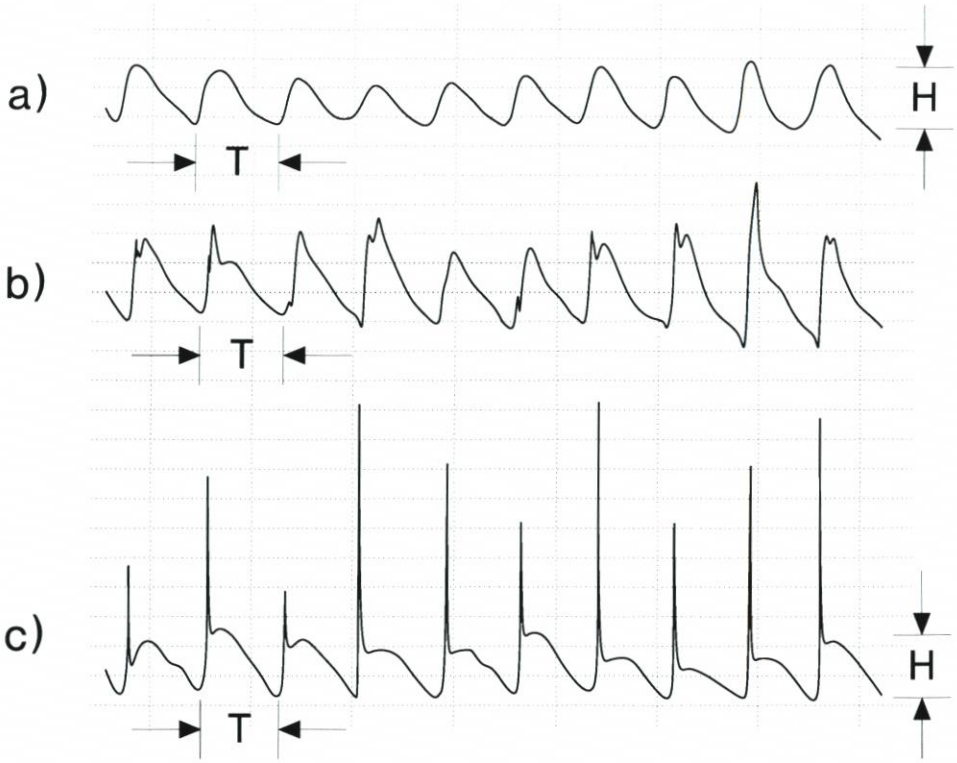


Abb. A4.7. Druckspannungen durch Wellen (aus [10])

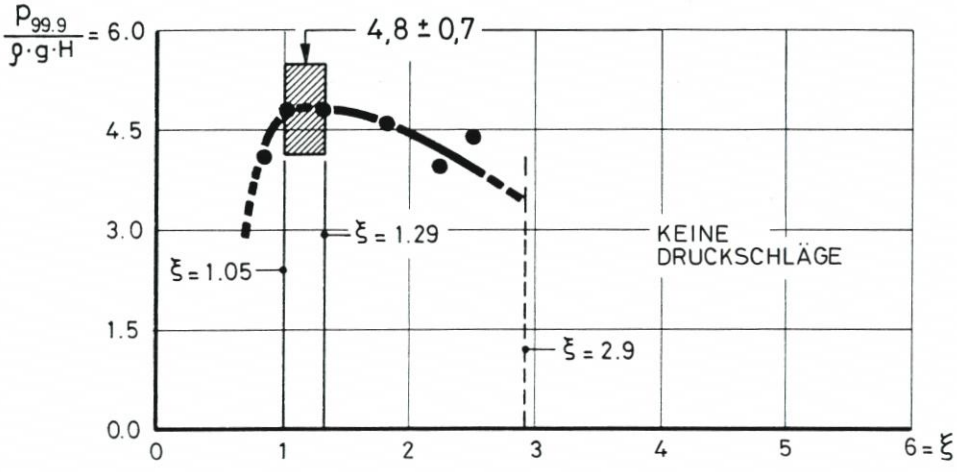


Abb. A4.8. Böschung (glatt) mit 1:n = 1:4: Abhängigkeit der Druckschlaghöhe $P_{99,9}$ von der Brecherkennzahl ξ (aus [10])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

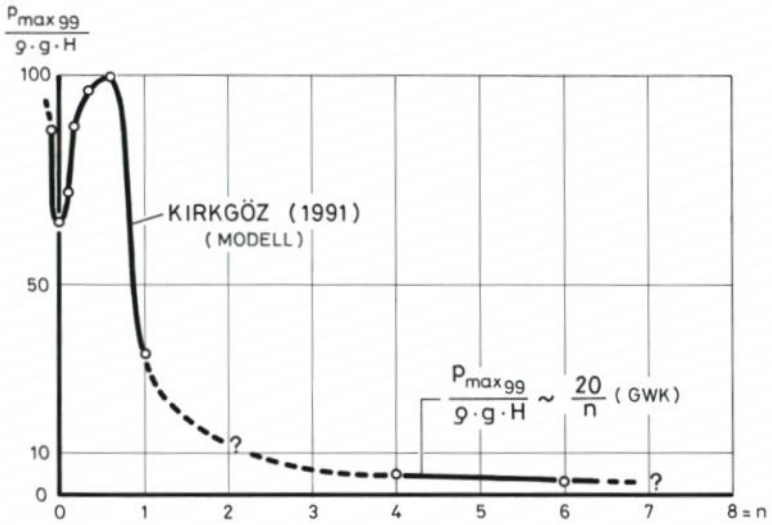


Abb. A4.9. Abhängigkeit der Druckschlaghöhen von der Böschungsneigung 1 : n (aus [10])

schlaghöhen gegenüber dem wasserfreien Aufschlag wesentlich reduziert, da die Stärke der Rücklaufwasserschicht mit flacher werdender Böschung zunimmt. Abb. A4.9 zeigt die Druckspannungen mit der Wahrscheinlichkeit i = 99 % (Wiederkehrintervall T_w = 100 Wellen) für sehr steile Böschungen einschließlich der senkrechten Wand nach Modellmessungen (Wellenhöhen bis 20 cm) [23] und für Böschungen der Neigung 1 : 4 und 1 : 6 aus Messungen im GWK [8, 11]. Die starke Abnahme der dimensionslosen Druckspannungen p_{max}(i = 99 %) mit zunehmendem n ist offensichtlich, auch wenn beachtet wird, daß bei den Modelluntersuchungen Maßstabseffekte die Naturwerte erheblich vergrößern können.

Für Böschungen mit $4 \leq n \leq 6$ können die Ergebnisse für reguläre Wellen durch eine Näherungsgleichung der Form:

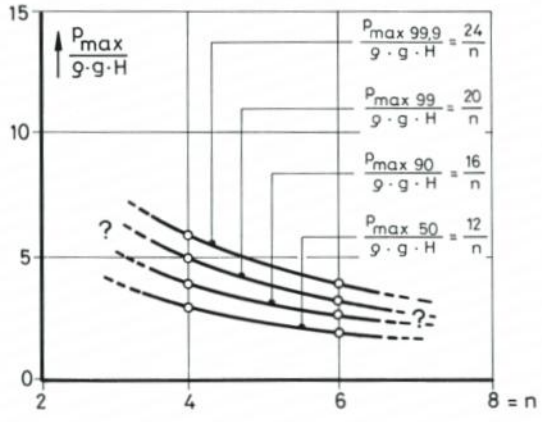


Abb. A4.10. Abhängigkeiten der Druckschlaghöhen P(i) von der Böschungsneigung 1 : n im Bereich $4 \leq n \leq 6$, reguläre Wellen (nach [11])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

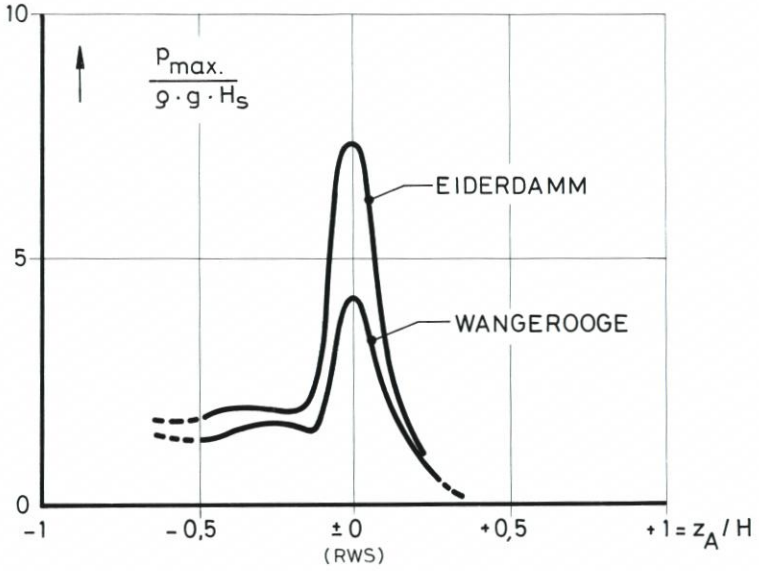


Abb. A4.11. Naturuntersuchungen von GRÜNE [19] mit Böschungsneigungen 1 : n = 1 : 4: Druckschlaghöhen und -bereiche bei natürlichen Wellenspektren (aus [10])

$$\text{Reguläre Wellen: } p_{max}\,(i) = \frac{\text{konst. (i)}}{n} \times \varrho \times g \times H$$

wiedergegeben werden [11]. Die Zahlenwerte für konst.(i) gehen aus Abb. A4.10 hervor. Bei Druckschlägen, die durch Seegangsspektren erzeugt werden, überlagern sich die Wahrscheinlichkeiten für reguläre Wellen mit den Wahrscheinlichkeiten der Wellenparameter, die durch das Spektrum gegeben sind. Dies gilt besondes für die Aufschlagbedingungen und das Rücklaufwasser. Bei Naturuntersuchungen an einem 1 : 4 geneigten Deckwerk des Eiderdammes wurde ein größter Druckschlagwert von $p_{max}/\varrho * g * H \approx 7$ gemessen (Abb. A4.11) [18, 19]; dieser auf die signifikante Wellenhöhe H_s bezogene Wert liegt geringfügig oberhalb des entsprechenden Ergebnisses für reguläre Wellen bei einem Wiederkehrintervall von $T_w = 1000$ Wellen. Für Wellenspektren sollte eine Korrektur der Angaben in Abb. A4.10 vorgenommen werden [38], die für $p_{max}(i = 99{,}9\,\%)$ den Wert von konst.(i = 99,9 %) = 30 (anstelle 24) ergibt:

$$p_{max}\,(i = 99{,}9\,\%) = \frac{30}{n} \times \varrho \times g \times H$$

Für Böschungsneigungen flacher als 1 : n = 1 : 15 ergeben die vorgenannten Beziehungen für reguläre Wellen und Spektren Werte, die das doppelte der Wellenhöhe nicht mehr überschreiten. Untersuchungen im GWK mit regulären Wellen ergaben bereits bei einer Böschungsneigung von 1 : n = 1 : 12 selten Werte von $p_{max}/\varrho * g * H > 2$ [10]. Da bei flachen Böschungen auch die Aufschlagflächen größer werden, sind die Wirkungen der Druckschläge hier geringer als bei steileren Böschungen. Diese Länge der Aufschlagfläche in der Fallinie beträgt für die Böschungsneigungen 1 : 4 und 1 : 6 in etwa eine Wellenlänge.

Der Aufschlagpunkt eines Sturzbrechers liegt bei Böschungen mit Neigungen flacher als 1 : 3 meist unterhalb des Ruhewasserspiegels. Theoretisch kann nachgewiesen werden, daß die

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tiefe z_a unterhalb des Ruhewasserspiegels mit zunehmendem n ebenfalls zunimmt [6]; außerdem hängt z_a von den Wellenparametern ab. Die Untersuchungen im GWK ergaben für reguläre Wellen und den Böschungsneigungen 1 : 4 und 1 : 6 einen Bereich von $0 \leq z_a \leq -0{,}5 \cdot H$ [10]; bei Wellenspektren und bei einer Böschungsneigung 1 : n = 1 : 4 wurden in Naturmessungen Maxima der Druckschlaghöhe ungefähr auf der Höhe des Ruhewasserspiegels gefunden (Abb. A4.11) [18, 19].

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 zu Bodenverflüssigung führen. Das dynamische Druckspannungsverhalten im Sandkern wurde eingehend im GWK untersucht [32, 47]. Komplizierte Druckschlagschäden können an Formsteindeckwerken mit Filterunterbau entstehen [41]; entsprechende Untersuchungen im GWK [37, 9, 39] 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. A4.12). Hier ist u. U. ein enger Fugenabstand von Vorteil, weil dadurch der Druckgradient auf 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 [6].

Weiterhin ist bei dem funktionellen Entwurf zu beachten, daß durch Druckschläge in den Fugen oder Spalten auch kurzfristige und örtlich eng begrenzte aber hohe Strömungsgeschwindigkeiten ausgelöst werden können. Nach BERNOULLI ($v^2 = \rho * p/2$) wird durch eine Druckspannung entsprechend einer Wassersäule von 10 m eine Strömungsgeschwindigkeit von 14 m/s bewirkt.

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. A4.7a). Die quasihydrostatischen Druckbelastungen bleiben in der Größenordnung der Wellenhöhen und können im allgemeinen von der Außenböschung ohne Gefahr aufgenommen werden.

Für die Standsicherheit ist jedoch 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.

Für 1 : 6 geneigte glatte (Asphaltbeton) Böschungen wurden Untersuchungen über den Wellenablauf für reguläre Wellen und für Pierson-Moskowitz-Spektren (s. Abschn. 3) im GWK durchgeführt [14]. Hierzu wurden entsprechend den aus der Hydrologie bekannten

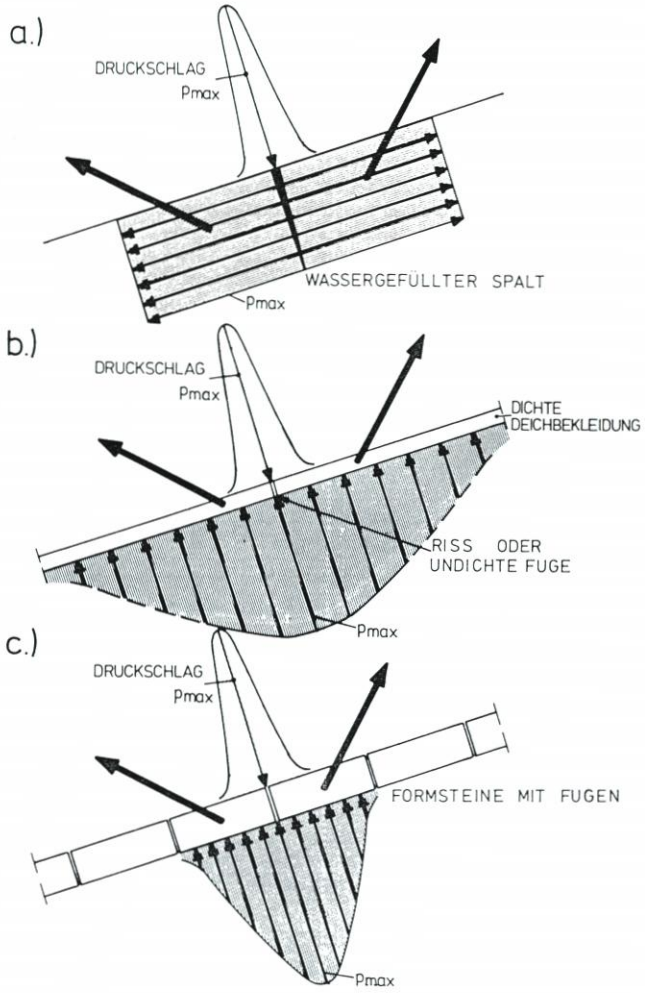


Abb. A4.12. Sprengwirkungen von Druckschlägen auf Risse und Fugen (aus [7])

Dauerlinien – die aus Zeitskalen von Tagen oder Wochen resultieren – dynamische Dauerlinien ermittelt, die im statistischen Sinne die Zeitdauer beschreiben, während derer vorgegebene Höhenlagen an der Böschung wasserbedeckt sind. Hierbei entspricht die Dauer D = 100 % der Lage des tiefsten Wellentales in dem betrachteten Zeitraum, der höchsten Wellenauflaufhöhe z_{max} ist die Dauer D = 0 % zugeordnet.

Für reguläre Wellen sind in Abb. A4.13 (oben) und für Pierson-Moskowitz-Spektren in Abb. A4.13 (unten) die Höhenlagen z auf der Böschung, die den Dauern D = 2 %, D = 50 % und D = 98 % entsprechen, als Funktion der Brecherkennzahl ξ bzw. ξ_p aufgetragen. Die Werte z(D = 2 %) stehen in linearer Beziehung zu den Wellenauflaufhöhen z_{98} (vgl. Abschn. 4.2.4). z(D = 98 %) beschreibt die Wasserspiegellage an der Böschung, die nur zu 2 % der Zeit wasserfrei ist; diese Höhenlage kann als Maß für den Wellenablauf verwendet werden.

Mit z(D = 50 %) wird ein mittlerer Wasserstand beschrieben. Dieser Wasserstand kann als die landseitige Grenze des sog. Brandungsstaus angesehen werden, der in der Brandungs-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

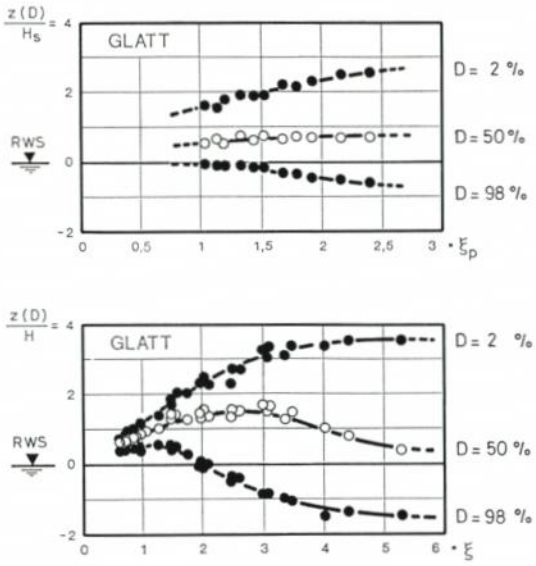


Abb. A4.13. Böschung (glatt), 1:n = 1:6: Wellenauflaufhöhe als z(D = 2 %), mittlerer Wasserstand als z(D = 50 %) und Wellenauflauf als z(D = 98 %); oben: reguläre Wellen, unten: Pearson-Moskowitz-Spektren (aus [14])

zone eine hydrostatische Hebung des mittleren Wasserstandes über dem Ruhewasserspiegel auf dem Vorland bewirkt (Abschn. 4.2.4). Bei entsprechend langandauernden Wasserständen und undurchlässigem Untergrund sind im Böschungskern Grundwasserstände auf der Höhe dieses Wertes z(D = 50 %) zu erwarten. Der Grundwasserstand in Verbindung mit der tiefsten Lage des Wellentales [die mit z(D = 98 %) näherungsweise angegeben werden kann] ist dann als hydrostatischer Auftrieb zum Nachweis der Auftriebssicherheit zu berücksichtigen.

Bei regulären Wellen treten bei Sturzbrechern ($\xi < 3{,}3$) tiefste Lagen bis zu einer Wellenhöhe unterhalb des Ruhewasserspiegels auf; im Bereich der Reflexionsbrecher ($\xi > 3{,}3$) wurde die rd. 1,5fache Wellenhöhe unterhalb des Ruhewasserspiegels erreicht (Abb. A4.13, oben). Auch die verfügbaren Untersuchungen mit Wellenspektren (Abb. A4.13, unten) zeigen im Sturzbrecherbereich Werte für z(D = 98 %), die bis an eine Wellenhöhe unterhalb des Ruhewasserspiegels (ohne Brandungsstau) reichen können.

Als Näherung kann in den meisten Fällen bei für die Bemessung relevanten Seegangsparametern von einer tiefsten Wasserspiegellage im Wellental im Bereich zwischen einer halben und einer Wellenhöhe unterhalb des aktuellen Ruhewasserspiegels ausgegangen werden.

Die quasihydrostatische Druckbelastung beim höchsten Wellenauflauf ist dagegen unbedenklich.

4.2.4 Wellenauf- und Wellenüberlauf

4.2.4.1 Allgemeines

Die Definition des Wellenauflaufs geht aus Abb. A4.14 hervor. Es wird darunter bei jeder Welle der senkrechte Abstand z zwischen dem höchsten Punkt A der Wellenauflaufzunge und dem Ruhewasserspiegel verstanden. In diesem Betrag des Wellenauflaufes ist auch

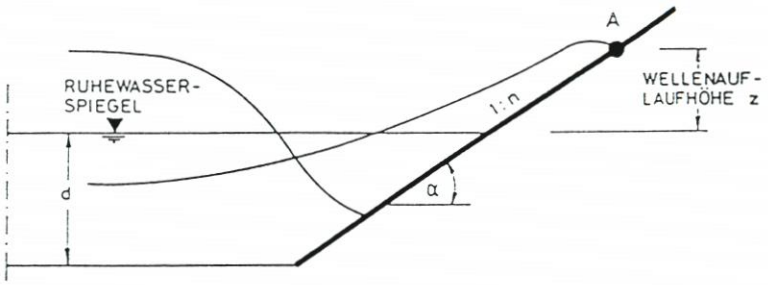


Abb. A4.14. Definition des Wellenauflaufes z

der Anteil enthalten, der als sog. Brandungsstau als Erhebung des Ruhewasserspiegels über der Böschung auftritt (vgl. [4] und [27]). Eine exakte mathematische Behandlung des Wellenauflaufes ist nicht möglich, weil die physikalischen Prozesse bei der Energieumwandlung der brechenden Welle nicht deterministisch beschrieben werden können; Zufallsprozesse werden insbesondere durch den Lufteintrag beim Brechen der Wellen bewirkt. Eine eingehende Behandlung der physikalischen Fragen ist bei SCHIJF [34] und BATTJES und ROOS [1] und TAUTENHAIN [42] zu finden.

Die meisten Berechnungsverfahren und Bemessungsformeln wurden aus experimentellen Untersuchungen in verkleinerten Versuchsmodellen gewonnen. Qualitativ stimmen alle Untersuchungen für den Wellenauflauf z wie folgt überein:

- z nimmt mit der Böschungsneigung $\tan\alpha = 1:n$ ab
- z nimmt mit der Wellenhöhe H zu

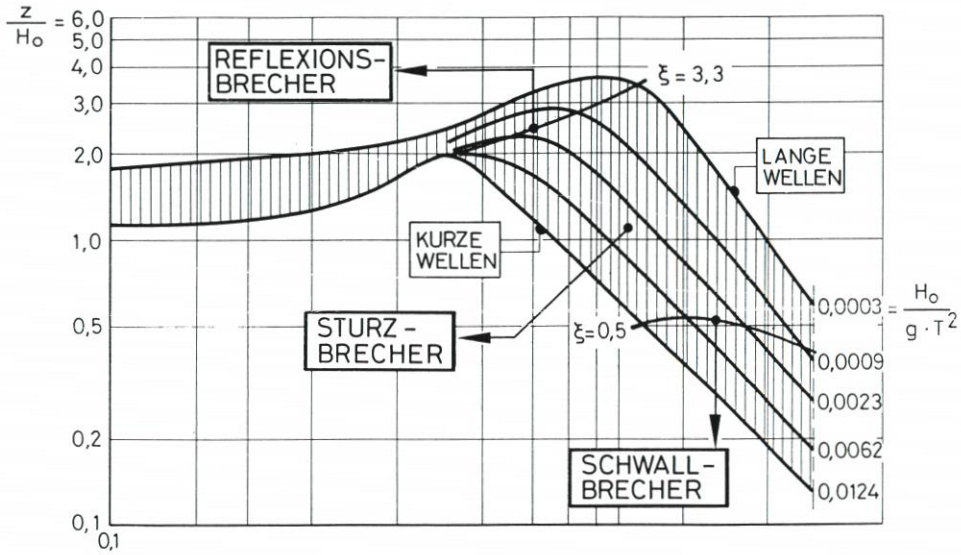


Abb. A4.15. Dimensionslose Darstellung der Wellenauflaufhöhen z in Abhängigkeit von der Böschungsneigung 1:n und dem Steilheitsfaktor $H_o/g \cdot T^2$ für $d/H_o \geq 3$ nach SAVILLE [33] in [2]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

- z nimmt mit der Wellenperiode T zu
- z nimmt mit zunehmender Wassertiefe vor der Böschung ab; für Werte $d/H \geq 3$ bleibt er dann annähernd konstant.

Eine allgemeine Übersicht über die Abhängigkeit der Wellenauflaufhöhen von den Wellen- und Böschungsparametern gibt die dimensionslose Darstellung (für glatte Böschungen) nach SAVILLE [33] auf Abb. A4.15. Sie zeigt für $n < 2$ bei allen Steilheitsfaktoren $H_o/g \cdot T^2$ ein enges Band der relativen Auflaufhöhen z/H_o, das für $n = 0$ (senkrechte Wand) auf Werte um 1 entsprechend der stehenden Welle *(clapotis)* konvergieren würde. Die größten relativen Auflaufhöhen entstehen im Übergangsbereich zwischen dem Reflexions- und dem Sturzbrecher bei der Brecherkennzahl $\xi = 3{,}3$, wobei die längsten Wellen die größten Werte ergeben. Dies ist auch im Sturz- und Schwallbrecherbereich für Werte von $n > 3$ der Fall. Hier tritt dann deutlich bei allen Steilheitsfaktoren der Abfall der Wellenauflaufhöhe mit der Böschungsneigung 1 : n in Erscheinung.

Die in Abschn. 4.2.1 erwähnten Zufallsprozesse bewirken, daß auch bei regulären Wellen die Wellenauflaufhöhe ein stochastischer Wert ist, bei dem die Maximalwerte rd. das 1,3fache der Mittelwerte annehmen können. Bei Wellenspektren wird dieser Unterschied noch größer.

Es ist üblich geworden, den Wert z_{98} – der im statistischen Sinne von 2 % der Wellen erreicht oder überschritten wird – als Bemessungswert einzuführen; ein Wert z_{max} kann nicht exakt definiert werden.

4.2.4.2 Wellenauflauf regulärer Wellen an glatten Böschungen

Von den zahlreichen Formeln zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe z sind vorwiegend die für glatte Böschungen entwickelten einfachen Näherungsgleichungen von WASSING [46] und HUNT [21] in Gebrauch.

Mit z_{98} als kennzeichnende Wellenauflaufhöhe und H als Wellenhöhe vor dem Deich ergibt (für $3{,}7 < n < 8$) die Formel von WASSING

$$\text{WASSING: } z_{98} = 8 \times \frac{H}{n}$$

Wie die Gleichung zeigt, wird der Einfluß der Wellenperiode T (oder der Wellenlänge L) nicht berücksichtigt.

Die Formel von HUNT geht von der Ähnlichkeitsbeziehung aus, die in der Brecherkennzahl ξ (vgl. Abschn. 3) enthalten ist; es verhält sich die dimensionslos auf die Wellenhöhe H bezogene Wellenauflaufhöhe z wie die zugehörige Brecherkennzahl ξ:

$$\text{HUNT: } \frac{z_{98}}{H} = \xi$$

Mit der Brecherkennzahl ξ und mit der Substitution der Tiefwasserwellenlänge L_0 über die Wellenperiode T folgt:

$$\text{HUNT: } z_{98} = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \times \sqrt{H} \times T \times \frac{1}{n}$$

Eine Gegenüberstellung dieser Bemessungsformeln mit Untersuchungsergebnissen aus dem GWK an glatten Böschungen mit den Neigungen 1 : 4, 1 : 6 und 1 : 12 [12, 10] zeigen die Abb. A4.16 und A4.17.

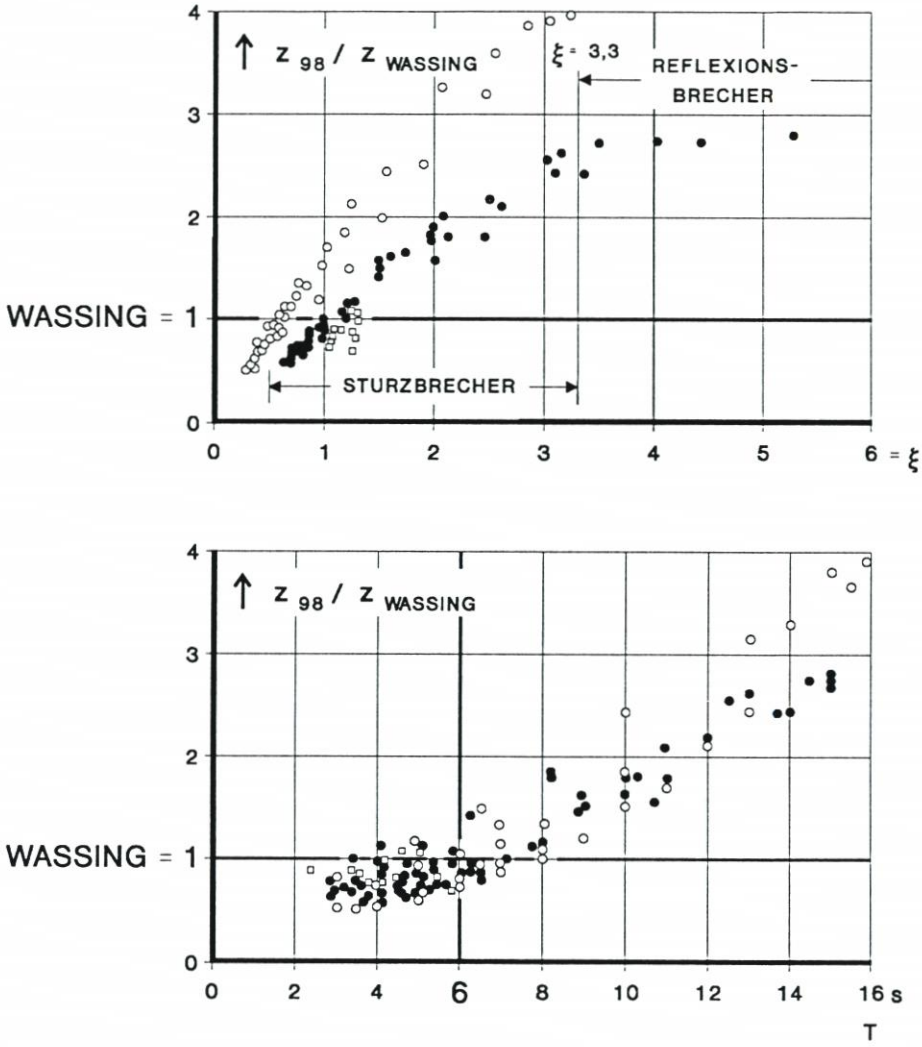


Abb. A4.16. Wellenauflaufhöhe z für reguläre Wellen. Vergleich mit der Formel von WASSING (aus [10])

In Abhängigkeit von der Brecherkennzahl (oben) bzw. von der Wellenperiode (unten) sind die Untersuchungsergebnisse aus dem GWK auf die Bemessungsformel nach WASSING (Abb. A4.16) und nach HUNT (Abb. A4.17) bezogen. Verhältniswerte kleiner als 1 bedeuten, daß der Wellenauflauf überschätzt wird, während oberhalb 1 liegende Werte zu einer auf der unsicheren Seite liegenden Berechnung des Wellenauflaufes führen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

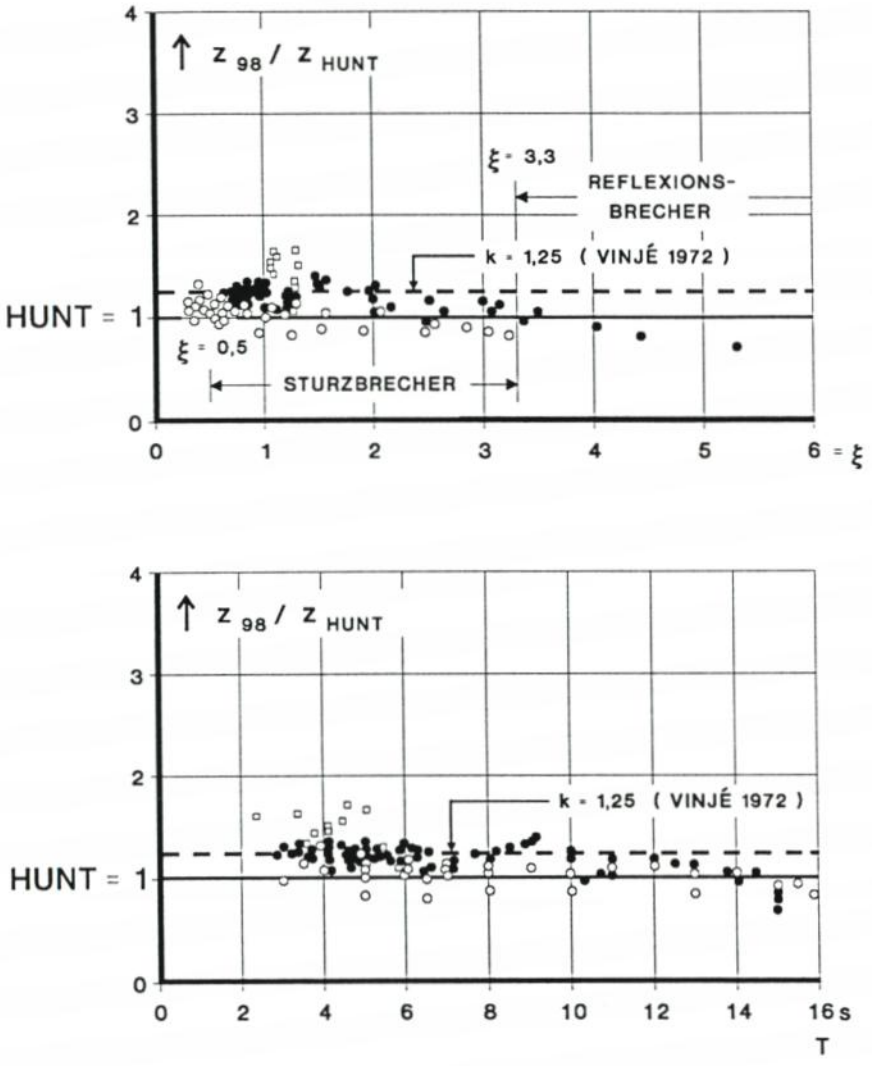


Abb. A4.17. Wellenauflaufhöhe z für reguläre Wellen. Vergleich mit der Formel von HUNT (aus [10])

Bei der Formel von WASSING treten erhebliche Abweichungen besonders bei der flachsten Böschung mit 1:n = 1:12 und bei den oberen Brecherkennzahlen ξ und Wellenperioden T auf, wo die Versuchswerte nahezu das 4fache der berechneten Werte ergeben, auch bei der Böschung mit 1:n = 1:6 erreichen die Abweichungen noch nahezu den Wert 3. Ähnliche Abweichungen wurden ebenfalls bei Naturmessungen festgestellt [40].

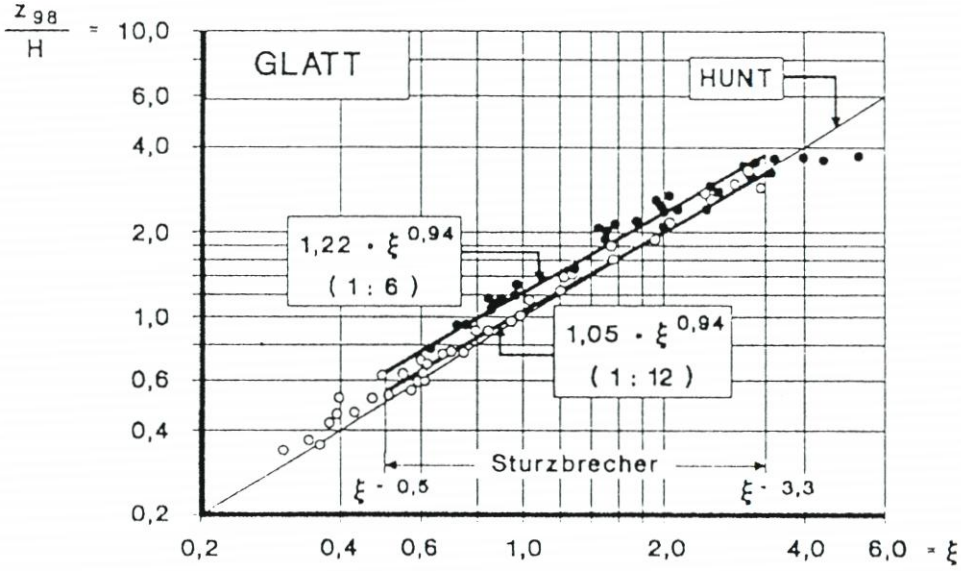


Abb. A4.18. Wellenauflaufhöhen z in Form von Verhältniswerten z_{98}/H (aus [10])

Aus Abb. A4.16 (unten) geht weiterhin hervor, daß für Wellenperioden unter $T \approx 6$ s die rechnerischen Werte eine obere Begrenzung der Versuchswerte darstellen. Für Wellen und Wellenspektren, bei denen bei Perioden $T > 6$ s keine nennenswerten Energiedichten auftreten, kann daher die Formel von WASSING durchaus zur Abschätzung der oberen Grenze der Wellenauflaufhöhen herangezogen werden (vgl. auch [8]).

Im Bereich der Wellenperioden ($T < 6$ s) zeigt die Formel von HUNT die größten Abweichungen zur unsicheren Seite (Abb. A4.17), die hier bei der steilsten untersuchten Böschungsneigung $1 : n = 1 : 4$ mit Werten um 1,7 ihren Größtwert erreichen [8]. Bei den großen Wellenperioden und Brecherkennzahlen, bei denen die Formel von WASSING die größten Abweichungen zur unteren Seite (bis zum 4fachen) ergibt, zeigt die Formel von HUNT im Übergangsbereich zwischen Sturz- und Reflexionsbrecher (bei $\xi = 3{,}3$) dagegen eine gute Näherung mit Werten um 1, die bei Wellenperioden $T > 14$ s – im Reflexionsbrecherbereich – sogar < 1 werden. Mit rd. 1,7 als Größtwert und rd. 0,7 als Kleinstwert ist hier der Wertevorrat der Abweichungen auf Abb. A4.17 (HUNT) wesentlich kleiner als der auf Abb. A4.16 (WASSING); auch der Einfluß der Böschungsneigung ist auf Abb. A4.17 sowohl bei der Auftragung über der Brecherkennzahl ξ als auch über der Wellenperiode T erheblich geringer als auf Abb. A4.16.

Durch die Einführung eines konstanten Korrekturwertes $k = 1{,}25$ nach VINJÉ [44] in der Formel von HUNT

$$\text{HUNT-VINJE: } z_{98} = 1{,}25 \times z_{\text{Hunt}}$$

kann erreicht werden, daß nach Abb. A4.17 die Abweichungen zur unsicheren Seite für Böschungen steiler als $1 : n = 1 : 6$ weitgehend verringert werden.

Eingehende Untersuchungen mit regulären Wellen wurden im GWK (Wellenhöhen von 0,5 m bis 2 m) für die Böschungsneigungen 1 : 6 und 1 : 12 [12, 14, 10] und im hydraulischen Modell (Maßstab 1 : 10) für die Neigungen 1 : 6, 1 : 8, 1 : 10 und 1 : 12 [35] durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen im GWK sind in Bild A4.18 als $z_{98}/H = f(\xi)$ aufgetragen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Allgemein zeigen die Untersuchungen, daß die Wellenauflaufhöhe an glatten Böschungen für alle untersuchten Böschungsneigungen im Bereich der Sturzbrecher ($0{,}5 < \xi < 3{,}3$) mit der auf die Gleichung nach HUNT aufbauende Beziehung der Form:

$$\frac{z_{98}}{H} = k\,(n) \times \xi^{0{,}94} \quad \text{für } \xi < 3{,}3$$

mit: k(n) = Korrekturfaktor als Funktion von n

ermittelt werden können. Bei dieser Gleichung erscheint die Brecherkennzahl ξ im Gegensatz zu der Gleichung von HUNT nicht mehr mit dem Exponenten 1; für den Bereich der Böschungsneigungen von 1:6 bis 1:12 kann der Exponent zu 0,94 angesetzt werden.

Die auf Abb. A4.18 aufgetragenen Untersuchungsergebnisse aus dem GWK verdeutlichen, daß im Falle flacher Böschungen der Gültigkeitsbereich der vorstehenden Gleichung mit guter Näherung auch auf Brecherkennzahlen $\xi < 0{,}5$ (Schwallbrecher) erweitert werden kann.

Der Einfluß der Böschungsneigung ist in dieser Beziehung sowohl in der Brecherkennzahl ξ als auch in dem zusätzlichen Korrekturfaktor k(n) enthalten. Der Korrekturfaktor k(n) nimmt mit größer werdendem n linear ab [35].

Für den Bereich der Reflexionsbrecher ($\xi > 3{,}3$) gilt:

$$\frac{z_{98}}{H} = \text{const.}$$

Als auf der sicheren Seite liegende Näherung können für den Bereich der Reflexionsbrecher die für $\xi = 3{,}3$ bestimmten Verhältniswerte z_{98}/H verwendet werden.

Eine Zusammenstellung der Bemessungsformeln für die Wellenauflaufhöhen regulärer Wellen an glatten Böschungen mit den Neigungen 1:n = 1:6, 1:8, 1:10 und 1:12 ist in Tab. A4.1 gegeben.

Tabelle A 4.1. Berechnung des Wellenauflaufes infolge regulärer Wellen an glatten Böschungen

Neigung n	Wellenaufauhöhe z_{98}	
	$\xi < 3{,}3$	$\xi > 3{,}3$
6	$z_{98} = 1{,}22 \times H \times \xi^{0{,}94}$	$z_{98} = 3{,}74 \times H$
8	$z_{98} = 1{,}16 \times H \times \xi^{0{,}94}$	$z_{98} = 3{,}56 \times H$
10	$z_{98} = 1{,}11 \times H \times \xi^{0{,}94}$	$z_{98} = 3{,}41 \times H$
12	$z_{98} = 1{,}05 \times H \times \xi^{0{,}94}$	$z_{98} = 3{,}22 \times H$

4.2.4.3 Einfluß der Böschungsrauheit auf die Wellenauflaufhöhe

Die vorgenannten Beziehungen gelten für eine hydraulisch glatte Böschungsoberfläche (Asphaltbeton). Böschungsrauheiten in Form von Grasbewuchs, Betonblöcken, Schüttungen usw. bewirken Strömungswiderstände und aus der dadurch resultierenden erhöhten Energieumwandlung eine Verkleinerung des Wellenauflaufes. Zur Erfassung des Einflusses der erhöhten Rauheit auf den Wellenauflauf wurden im GWK an den 1:6 und 1:12 geneigten Böschungen Untersuchungen mit künstlichen Rauheiten in Form von Kunstgras und Blockrauheiten durchgeführt (Abb. A4.19).

„BLÖCKE" bezeichnet eine Böschung, bei der auf die glatte Asphaltböschung Betonquader (Höhe 0,14 m, Grundfläche 0,16 m · 0,16 m) in versetzter Reihenanordnung nach Abb. A4.19 (oben) aufgeklebt sind. Die Anordnung ist in dieser oder ähnlicher Form an

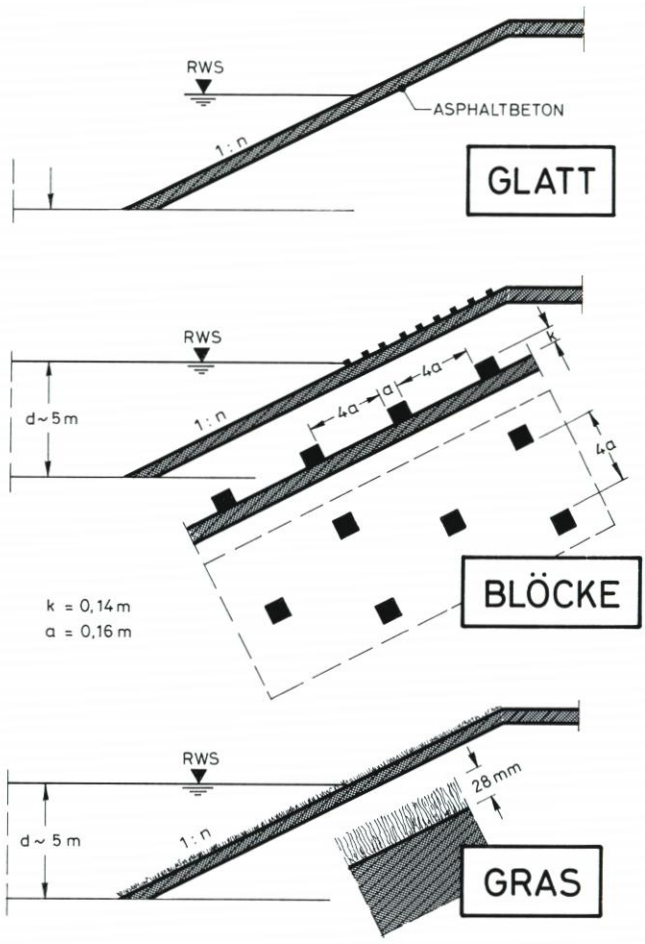


Abb. A4.19. Großer Wellenkanal; Versuchsböschungen mit verschiedenen Rauheiten: oben: Böschung glatt (Asphaltbeton), Mitte: Böschung mit Blockrauheiten, unten: Böschung mit Gras (Kunstgras) (nach [12])

zahlreichen Asphaltdeckwerken der deutschen Nord- und Ostseeküste zu finden. Zu beachten ist, daß diese Blockrauheiten nur oberhalb des Ruhewasserspiegels liegen; nach FRANZIUS [5] sind solche Blockrauheiten unterhalb des Ruhewasserspiegels unwirksam und damit überflüssig. „GRAS" ist auf Abb. A4.19 (unten) eine Böschung, bei der der Asphaltbeton der glatten Böschung durchgehend mit einer Kunstgrasmatte bedeckt ist, die nach Halmhöhe (28 mm) und -dichte annähernd die Oberfläche eines beweideten Grasdeiches repräsentiert.

Die Wirkung der Rauheit ist durch den Reduktionsfaktor r gegeben:

$$\text{Reduktionsfaktor } r = \frac{z_{98}\ (\text{rauh})}{z_{98}\ (\text{glatt})}$$

Auf Abb. A4.20 sind für die Böschungsneigung 1 : n = 1 : 6 die Reduktionsfaktoren r für die Block- und Grasrauheiten als Funktionen der Brecherkennzahl ξ aufgetragen. Infolge der nur

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

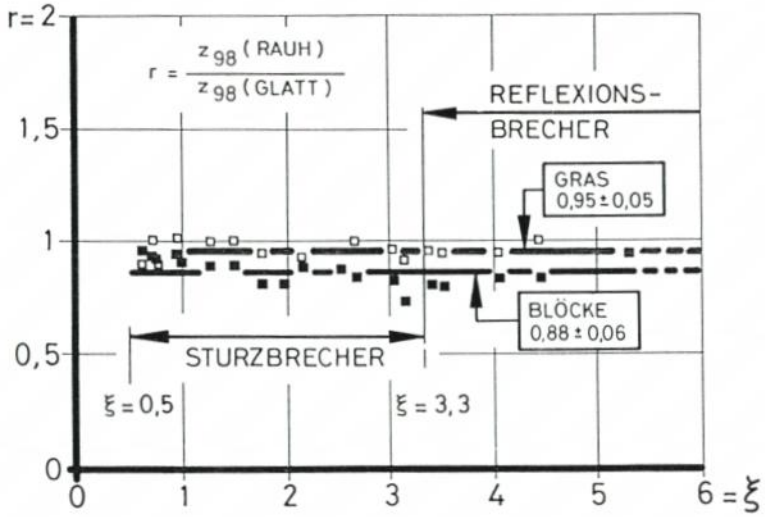


Abb. A4.20 Böschung 1 : n = 1 : 6, reguläre Wellen: Reduktionsfaktoren r für Block- und Grasrauheiten als Funktionen der Brecherkennzahl ξ (aus [12])

geringen Abnahme der Reduktionsfaktoren r mit zunehmender Brecherkennzahl ξ, kann der Einfluß der Böschungsrauheit durch konstante Werte beschrieben werden:

Blöcke: $r = 0{,}88 \pm 0{,}06$
Gras: $r = 0{,}95 \pm 0{,}05$

Bei der Grasböschung liegt der Reduktionsfaktor mit $r = 0{,}95 \pm 0{,}05$ am Rande der statistischen Signifikanz, da diese ohnehin kleine absolute Rauheitshöhe durch das Umbiegen bei den starken Auflauf- und Ablaufströmungen noch weiter verringert wird und damit als Verhältniswert zu den Wasserschichtdicken des Auflauf- und Ablaufschwalls (mehrere Dezimeter) nur noch wenig in Erscheinung tritt. Für die Praxis können daher die Wellenauflaufhöhen z an glatten Böschungen auch als obere Grenzwerte für Grasdeiche verwendet werden.

Die untersuchte Blockrauheit liefert mit $r = 0{,}88 \pm 0{,}06$ ebenfalls nur eine geringfügige Verminderung der Wellenauflaufhöhen. Es ist darauf hinzuweisen, daß der Kantenabstand, der in beiden Richtungen die 4fache Blockbreite ist (Abb. A4.19), keinesfalls den optimalen Abstand der Rauheitselemente darstellt (vgl. hierzu auch [5] und [22]).

Die Zunahme der Bremswirkung bei flacher werdenden Böschungen, die bei Franzius [5] und Schijf [34] im Bereich $3 \leq n \leq 6$ nachgewiesen wurde, konnte, wie bereits erwähnt, im Bereich der Böschungsneigungen 1 : n = 1 : 6 und 1 : 12 nicht festgestellt werden.

Für Böschungen aus Natursteinen werden nach Untersuchungen verschiedener Autoren (in [34]) Werte von r z. B. zwischen 0,75 und 0,80 für Setzsteine, zwischen 0,60 und 0,65 für Findlinge und zwischen 0,50 und 0,55 für Schüttsteine angegeben (vgl. auch [2]). Da aber die Steingrößen und die Packungsart sehr verschieden sein können, können solche Angaben nur ungefähre Anhaltswerte darstellen. Diese Ergebnisse stammen zumeist aus verkleinerten Modellen. Vergleichende Modellversuche sind zu empfehlen, wenn die Wirkung einer speziellen Rauheit bestimmt werden soll.

Die Rauheitswirkung tritt nur auf dem Bereich der Böschung auf, wo sich der Auflaufschwall mit seinen hohen Strömungsgeschwindigkeiten ausgebildet hat; dies ist i. allg. nur

oberhalb des Ruhewasserspiegels der Fall. Rauheitszonen sollten daher nur in den Bereichen angelegt werden, wo ihre Bremswirkung erwünscht ist. Künstliche Rauheiten in Druckschlagzonen können sogar zu zusätzlichen Beanspruchungen der Böschung führen.

4.2.4.4 Einfluß von Wellenspektren

Verallgemeinernde Aussagen zum Wellenauflauf unter Berücksichtigung des natürlichen Seeganges sind wegen der Vielzahl möglicher Wellenspektren nur mit Einschränkungen möglich. Zur Ermittlung des Wellenauflaufes wird hier auf die signifikante Wellenhöhe H_s und die Peakperiode T_p als beschreibende Größen der Spektren zurückgegriffen (vgl. Abschn. 3). Die Wellenauflaufhöhe z_{99}(spektral) wird dann nach der Beziehung:

$$z_{98}(\text{spektral}) = a \times z_{98}(\text{regulär mit } H_s \text{ und } T_p)$$
$$\text{mit: } a = \text{Verstärkungsfaktor}$$

berechnet (vgl. Abschn. 4.1).

Wird z_{98}(spektral) auf der Grundlage der Wellenauflaufformel von HUNT:

$$z_{98}(\text{spektral}) = a \times z_{HUNT} = a \times H_s \times \xi_p$$
$$\text{mit: } \xi_p = \xi(H_s, T_p, n)$$

bestimmt, liegt der Verstärkungsfaktor a nach Untersuchungen verschiedener Autoren (vgl. die Zusammenstellungen in [17] und [12]) in dem Bereich von:

$$1{,}3 < a < 2{,}9$$

Für eine weitergehende Beschreibung des Einflusses des natürlichen Seeganges auf den Wellenauflauf wird nachfolgend auf Untersuchungen im GWK mit Pierson-Moskowitz-Spektren an einer 1:6 geneigten Böschung [12] und auf erste Untersuchungsgebnisse mit der Böschungsneigung 1:n = 1:12 zurückgegriffen. Auf Abb. A4.21 sind die Untersuchungsergebnisse (glatte Böschung, Asphaltbeton) als $z_{98}/H_s = f(\xi)$ zusammen mit den entsprechenden Ergebnissen für reguläre Wellen (vgl. Abschn. 4.2.4.2) dargestellt.

Anders als bei regulären Wellen kann die Wellenauflaufhöhe für beide untersuchten Böschungsneigungen in erster Näherung durch eine Gleichung beschrieben werden, so daß der Korrekturfaktor k (vgl. Abschn. 4.2.4.2) keine Funktion der Böschungsneigung ist (vgl. auch [45]). Die Vergrößerung des Wellenauflaufs gegenüber den regulären Wellen hat Größtwerte bei kleinen Brecherkennzahlen und nimmt mit zunehmender Brecherkennzahl stetig ab.

Bis zum Vorliegen weiterer, verallgemeinernder Untersuchungen mit anderen Typen von Seegangsspektren und weiteren Böschungsneigungen wird empfohlen, den Wellenauflauf an glatten Böschungen auf der Grundlage der vorstehenden Ergebnisse wie folgt zu berechnen:

$$z_{98} = 1{,}7 \times H_s \times \xi_p^{0{,}8}$$

$$\text{für: } \xi_p < 2{,}5 \text{ und } 1{:}n = 1{:}6 \text{ bis } 1{:}n = 1{:}12$$

$$\text{mit: } \xi_p = \xi(H_s, T_p, n) = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} \times \frac{1}{\sqrt{H_s}} \times T_p \times \frac{1}{n}$$

Für eine vereinfachte Ermittlung der Wellenauflaufhöhen ist die vorstehende Beziehung in Abb. A4.22 für die Böschungsneigungen 1:n = 1:6, 1:8 und 1:12 sowie als Extrapolation

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

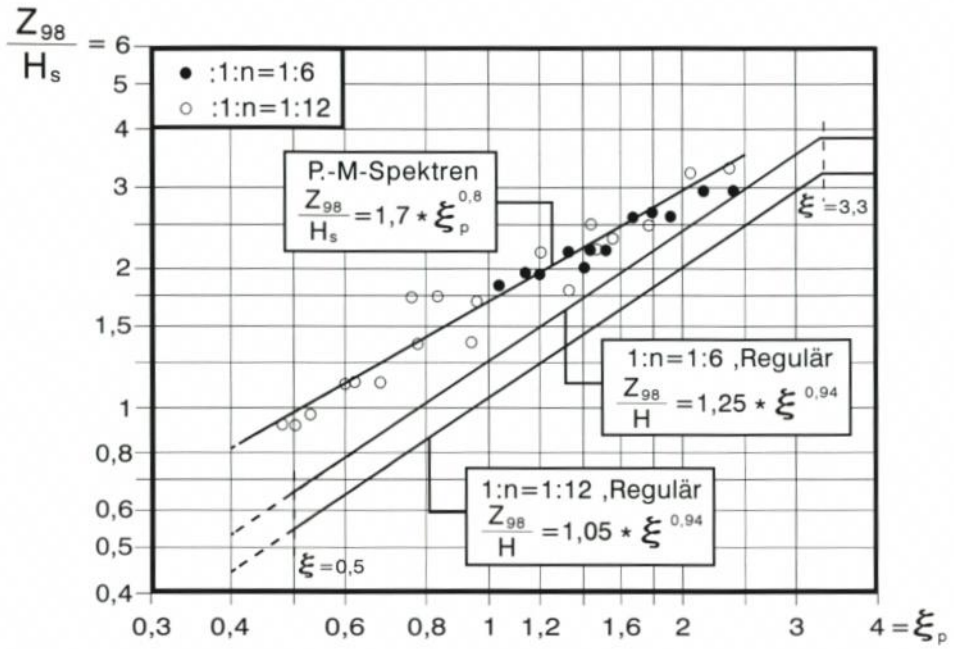


Abb. A4.21. Pearson-Moskowitz-Spektren: Wellenauflaufhöhe in dimensionaler Darstellung (z_{98}/H_s) aus Untersuchungen im GWK

für 1 : n = 1 : 4 für den Bereich der signifikanten Wellenhöhen von 0,5 m $< H_s <$ 2,5 m und der Peakperioden von 4 s $< T_p <$ 10 s aufgetragen.

Böschungsrauheiten bewirken bei Wellenspektren eine größere Reduktion der Wellenauflaufhöhe als bei regulären Wellen. Untersuchungen mit Pierson-Moskowitz-Spektren und den in Abschn. 4.2.4.3 beschriebenen Böschungsrauheiten ergaben an einer 1 : 6 geneigten Böschung folgende Reduktionsfaktoren:

Blöcke: r = 0,75 ± 0,04 (regulär: 0,88 ± 0,06)
Gras: r = 0,87 ± 0,04 (regulär: 0,95 ± 0,05)

Hinsichtlich der Berücksichtigung der Böschungsrauheit für die Ermittlung der Wellenauflaufhöhen wird auf die Ausführungen in Abschn. 4.2.4.3 verwiesen.

4.2.4.5 Einfluß des schrägen Wellenangriffs

Die vorstehenden Bemessungshinweise zur Ermittlung des Wellenauflaufs an glatten und rauhen Deichböschungen basieren auf Untersuchungen in Wellenkanälen, so daß der Einfluß eines schrägen Wellenangriffs nicht erfaßt wurde. Ein schräger Wellenangriff mit Angriffswinkeln zwischen der Böschung und dem Wellenkamm in dem Bereich von $\beta = 0°$ (senkrechter Angriff) und $\beta < 40°$ führt zu einer Erhöhung des Wellenauflaufs regulärer Wellen [43]. Größtwerte dieser Erhöhung von bis zu 10 % wurden im Bereich der Angriffswinkel zwischen $\beta = 20°$ und $\beta = 30°$ gemessen. Bei Angriffswinkeln größer als 40° nimmt der Wellenauflauf gegenüber dem parallelen ($\beta = 0°$) Wellenangriff ab.

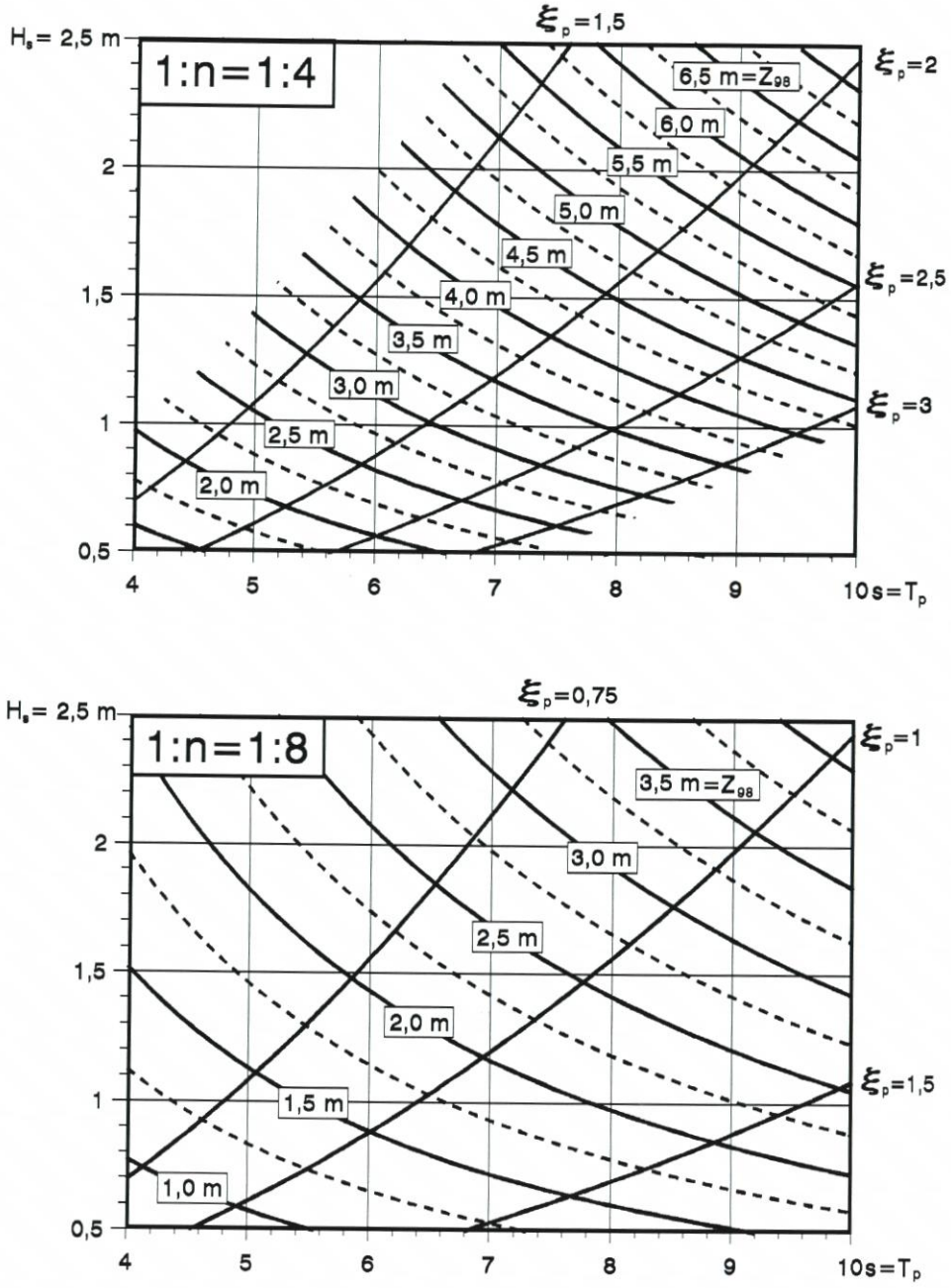


Abb. A4.22a. Wellenauflaufhöhe Z_{98} als Funktion der signifikanten Wellenhöhe H_s und der Peakperiode T_p (glatte Böschung) für Böschungsneigung 1:n = 1:4 und 1:8

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

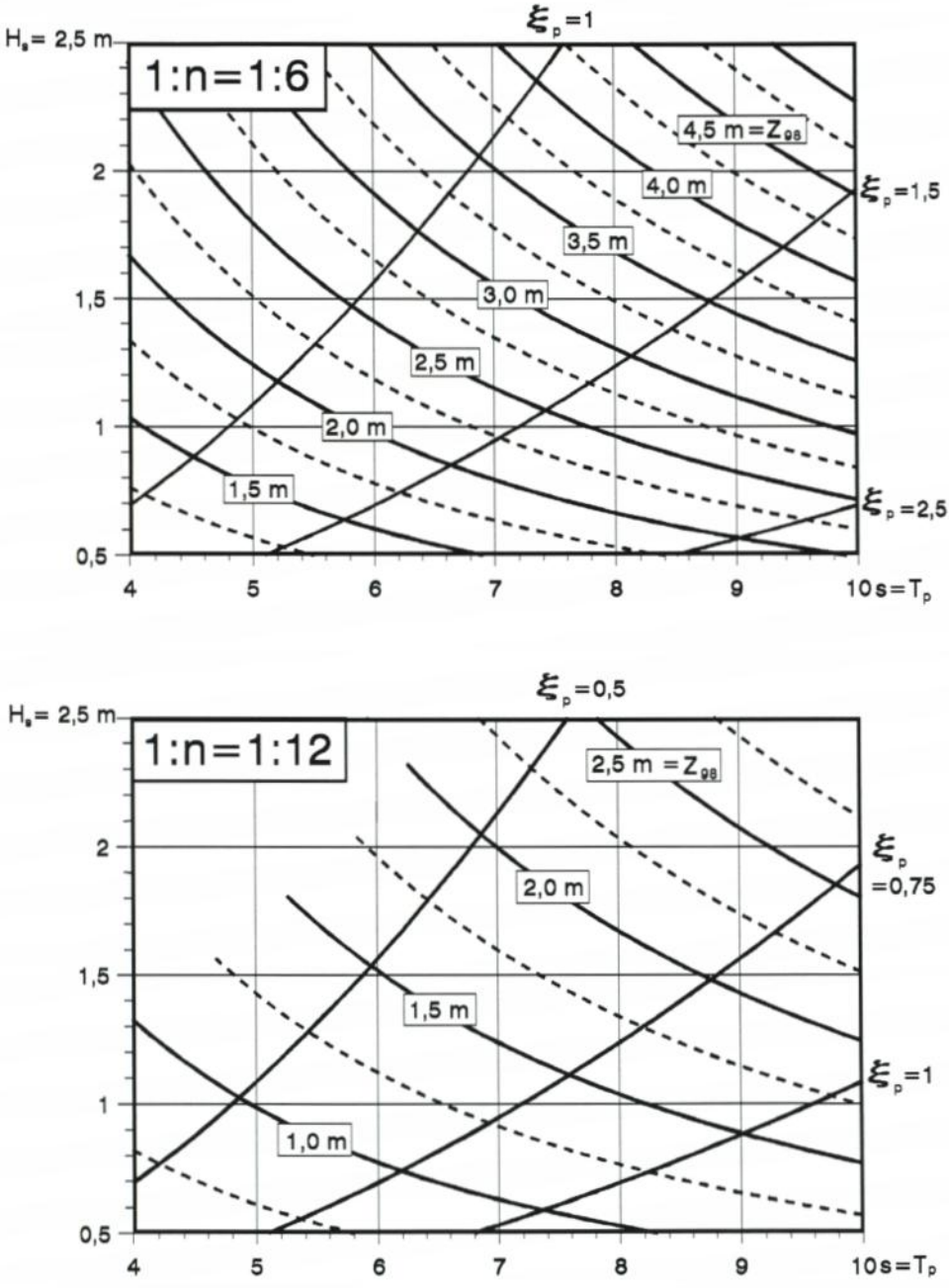


Abb. A4.22b. Wellenauflaufhöhe Z_{98} als Funktion der signifikanten Wellenhöhe H_s und der Peakperiode T_p (glatte Böschung) für Böschungsneigung 1:n = 1:6 und 1:12

Zur Berücksichtigung des schrägen Wellenangriffs wird empfohlen, die für den senkrechten Wellenangriff ($\beta = 0°$) ermittelten Wellenauflaufhöhen um rd. 10 % zu erhöhen.

4.2.4.6 Knickprofile

Böschungen mit einem Knickpunkt, der eine obere Böschungsneigung 1 : n von einer unteren 1 : m trennt, werden sowohl als konkave als auch als konvexe Querschnittsform der Außenböschung ausgebildet (Abb. A4.23). Bei dem konkaven Profil (Abb. A4.23, oben) befindet sich dabei die steilere Böschung oberhalb, bei dem konvexen (Abb. A4.23, unten) unterhalb des Knickpunktes. Hinsichtlich der Wellenauflaufhöhen sind über Knickprofile eine Vielzahl von Untersuchungen durchgeführt worden.

Unter Beachtung der dynamischen Dauerlinien (s. Abb. A4.13 in Abschn. 4.2.3) kann als allgemeine Regel abgeleitet werden, daß bei einem Knickprofil die Seegangsbelastungen der oberen Böschung mit der Neigung 1 : n um so mehr der einer durchgehenden Böschung mit dieser Neigung gleichen, je höher der Ruhewasserspiegel oberhalb des Knickpunktes z_k liegt. Abb. A4.13 zeigt, daß das Wellental [z(D = 98 %)] sowohl bei regulären Wellen als auch bei Spektren für Brecherkennzahlen $\xi, \xi_p < 3$ höchstens um den Wert z = H bzw. z = H_s unter den Ruhewasserspiegel fällt. Für Bemessungszwecke kann davon ausgegangen werden, daß sich die Wellenauflaufhöhen für Ruhewasserspiegellagen, die mehr als eine Wellenhöhe oberhalb des Knickpunktes liegen, asymptotisch an die einer durchgehenden Böschung mit der oberen Neigung 1 : n angleichen. Besonders zu beachten ist, daß bei einem konkaven Profil somit i. allg. ein höherer Wellenauflauf als bei einem konvexen Profil zu erwarten ist [20]. Naturmaßstäbliche Untersuchungen werden derzeit im GWK durchgeführt; die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in der nächsten Zeit veröffentlicht.

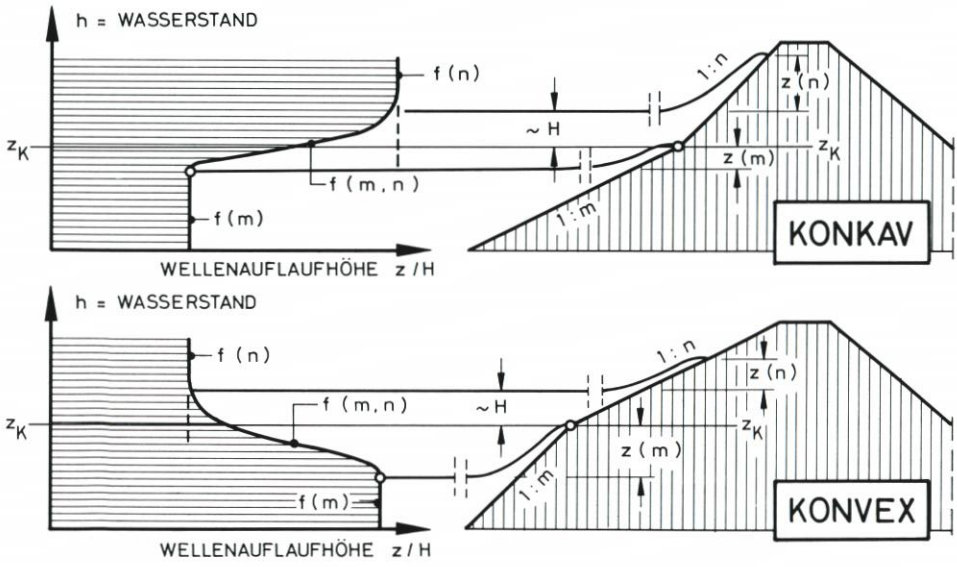


Abb. A4.23. Wellenauflaufhöhe z bei Knickprofilen (aus [10])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Bei Ruhewasserspiegellagen unterhalb des Knickpunktes wird die obere Böschungsneigung erst wirksam, wenn sie von dem Wellenauflauf erfaßt wird. Die Wellenauflaufhöhe, die vorher allein eine Funktion der Böschungsneigung 1 : m war, geht dann nach einem Übergangsbereich asymptotisch in einen Bereich über, der nur noch eine Funktion der oberen Böschungsneigung (1 : n) ist.

4.2.4.7 Wellenüberlauf

Wellenüberlauf tritt dann ein, wenn die Kronenhöhe z_k der Böschung niedriger als die Wellenauflaufhöhe z liegt, die sich bei entsprechend höherer Krone einstellen würde. Wellenüberlauf an Wellenschutzwerken wird aus planerischen Gründen teilweise gezielt zugelassen. Wegen der Unsicherheit in der Entwicklung der Sturmfluthöhen (vgl. Abschn. 2) in den nächsten Jahren und Jahrzehnten sollte für jede wellenbelastete Deichstrecke mit der Möglichkeit des Wellenüberlaufs gerechnet werden.

Konstruktiv ist im Falle des Wellenüberlaufes sicherzustellen, daß das überlaufende Wasser schadlos abgeführt werden kann. Die landseitige Böschung des Bauwerkes muß so ausgebildet werden, daß Beschädigungen durch Auswaschungen, die zum Bruch führen können, ausgeschlossen sind. Nach den Empfehlungen des Küstenausschusses Nord- und Ostsee [24] kann bei Grasdeichen mit der Binnenneigung 1 : 3 (und flacher) ein Wellenüberlauf einzelner Wellen zugelassen werden. Eingehende Untersuchungen über den Mechanismus der Zerstörung der Binnenböschung durch den ständig beschleunigten Überlaufschwall sind jedoch noch nicht verfügbar.

Die aus dem Wellenüberlauf einer Welle auf die Einheitsbreite des Bauwerkes bezogene Überlaufmenge V:

$$V = q \times T$$

mit: q: mittlerer Überlauf in $m^3/s \times m$
T: Wellenperiode

kann auf das Quadrat der Böschungslänge zwischen der Wellenauflaufhöhe z_i der betrachteten Welle, die ohne Wellenüberlauf auftreten würde und der Kronenhöhe z_K des Bauwerkes $(A_i - A_k)$ zurückgeführt werden (Abb. A4.24) [42]. Für reguläre Wellen und senkrechten Wellenangriff folgt:

$$V = q \times T = K \times (A_i - A_K)^2 = \frac{K}{(\sin \alpha)^2} \times (z_i - z_K)^2 \text{ für } z_i > z_K$$

mit: K = 0,035 [42]; Beiwert zur Berücksichtigung der Form der Auflaufzunge und der Schichtdicke des auflaufenden Wassers.

Die vorstehende Bestimmungsgleichung kann mit

$$z_i = z_{98}$$

verwendet werden, um den „maximalen" Wellenüberlauf näherungsweise abzuschätzen.

Es ist jedoch darauf hinzuweisen, daß die Angabe des mittleren Wellenüberlaufes während einer Wellenperiode keine Angaben zu den Überlaufgeschwindigkeiten und deren zeitlichen Variation (vgl. Abschn. 4.2.5) und damit zur Belastung der Bauwerkskrone bzw. der landseitigen Böschung ermöglicht (vgl. auch die weiterführenden Angaben in [31]).

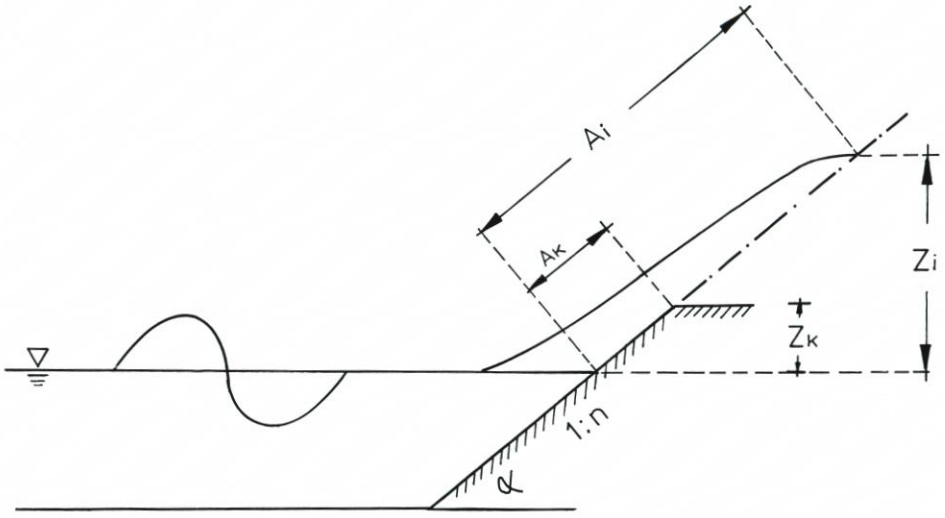


Abb. A4.24. Bezeichnungen zur Berechnung des Wellenüberlaufs

Für die Abschätzung der mittleren Wellenüberlaufmenge infolge des natürlichen Seeganges kann nach PILARCZYK nachfolgende Näherungsbeziehung für durchgehende glatte Böschungen angewendet werden:

$$y = e^{-2,5\ x} \text{ für } 0 \leq x \leq 2,5$$

$$x = \frac{z_K \times n}{\sqrt{\overline{H} \times L_0}} \text{ und } \quad y = \frac{\overline{q} \times \overline{T} \times \sqrt{n}}{0,1 \times \overline{H} \times L_0}$$

mit: z_K = Kronenhöhe des Bauwerks über dem Ruhewasserspiegel
H = mittlere Wellenhöhe ($H \approx 0,625 \times H_s$)
T = mittlere Wellenperiode ($T \approx 0,9 \times T_p$)
n = Böschungsneigung
q = mittlerer Überlauf je lfd m

4.2.5 Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauf- und -ablauf

4.2.5.1 Allgemeines

Die Strömungsbelastung einer Böschung durch den Wellenauf- und Wellenablauf ist schematisch auf Abb. A4.25 dargestellt. Abb. A4.25 (oben) zeigt die Strömungsgeschwindigkeit an einem beliebigen Ort der Böschung als Funktion der Zeit. Theoretische Überlegungen und Messungen zeigen, daß die größten Geschwindigkeiten v(t) beim Auflauf [$+v_{max}(z)$] und beim Ablauf [$-v_{max}(z)$] bei den Durchgängen der Schwallfront auftreten. Dazwischen findet eine Bewegungsumkehr ($v = 0$) statt. Werden die vorgenannten zeitlichen Größtwerte der Geschwindigkeiten über die Böschungslänge aufgetragen (Abb. A4.25, unten), zeigen die Einhüllenden die größten instationären Strömungsbelastungen als Funktion des Ortes an. Es ergibt sich dabei sowohl für den Auflauf als auch für den Ablauf ein örtliches Maximum, im

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

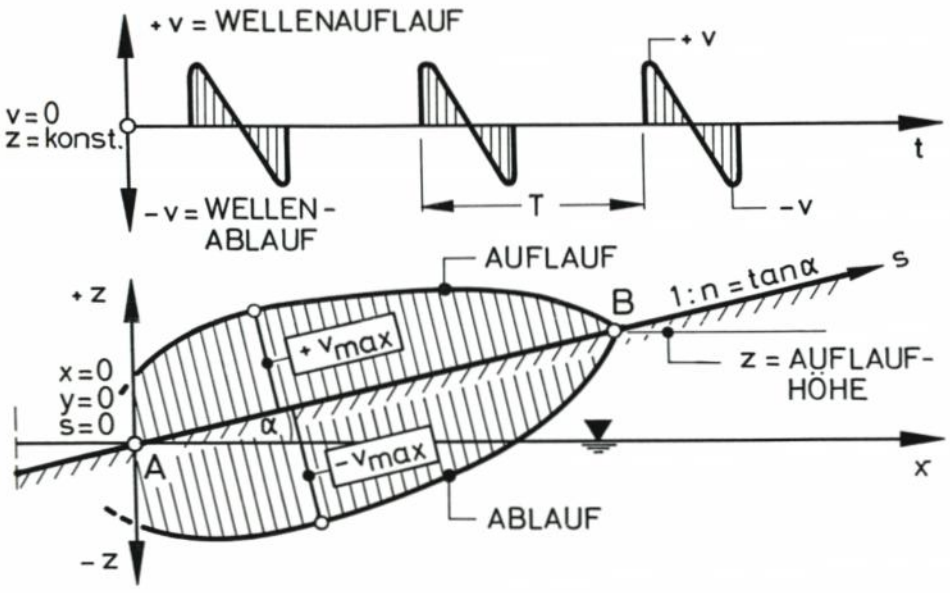


Abb. A4.25. Strömungsgeschwindigkeiten auf einer Böschung beim Wellenauflauf und Wellenablauf (schematisch), (nach [13])

folgenden als $+v_{max}$ und $-v_{max}$ bezeichnet, das die größte zeitliche und örtliche Strömungsbelastung auf dem gesamten durch den Wellenauf- und Wellenablauf erfaßten Böschungsbereich angibt.

Diese Größtwerte liegen in der Nähe des Ruhewasserspiegels; unterhalb dieser Höhe fallen die Geschwindigkeiten an der Sohle seewärts des Brechpunktes auf die Größe der Orbitalgeschwindigkeit der fortschreitenden Wellen auf dem Vorland ab. Oberhalb dieser Größtwerte nehmen die Einhüllenden in parabelähnlicher Form auf den Wert $\pm v = 0$ am Punkt der Wellenauflaufhöhe z ab.

Über die Größe und Verteilung der Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten liegen nur sehr wenige Untersuchungen vor; überwiegend werden auf der Grundlage kleinmaßstäblicher Modelluntersuchungen mittlere Geschwindigkeiten betrachtet. Zur Abschätzung der Strömungsbelastung werden nachfolgend Ergebnisse aus dem GWK verwendet [13, 14, 10].

4.2.5.2 Auf- und Ablaufgeschwindigkeiten an einer glatten 1:6 geneigten Böschung

Auf Abb. A4.26 sind für verschiedene Brecherkennzahlen die Einhüllenden der zeitlichen Größtwerte aus Untersuchungen an einer 1:6 geneigten glatten Böschung (Asphaltbeton) aufgetragen. Aus der Zufallsverteilung der örtlichen Größtwerte wurden die Wahrscheinlichkeiten i = 50 % und i = 98 % ausgewählt; wobei die Werte $\pm v_{98,max}(z)$ entsprechend z_{98} als Bemessungswerte verwendet werden sollten. Deutlich ist die Abhängigkeit der örtlichen Strömungsverteilung $\pm v_{max}(z)$ von der Brecherkennzahl ξ ersichtlich. Bei kleinen Brecherkennzahlen (Abb. A4.26, oben) findet ein starker Abfall der Geschwindigkeiten von den Maxima bis zur Wellenauflaufhöhe statt, die bei großen Brecherkennzahlen ($1{,}28 \leq \xi \leq 3{,}01$)

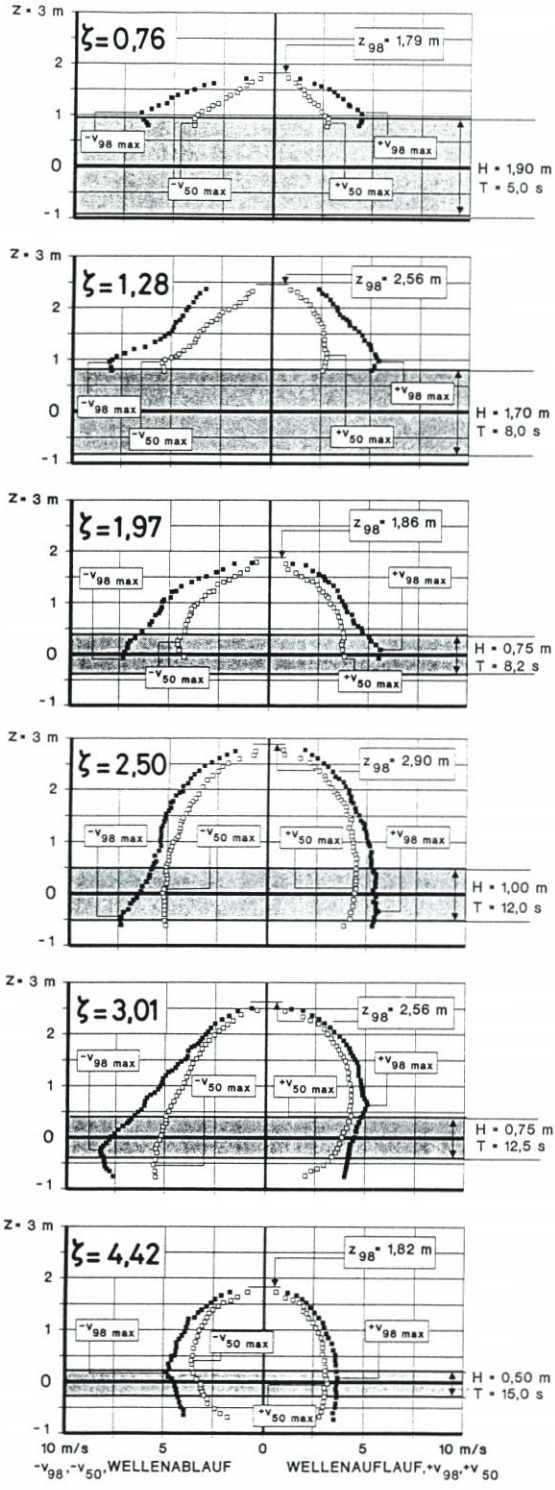


Abb. A4.26. GWK, Böschung glatt mit 1:n = 1:6: Wellenauflauf- und -ablaufgeschwindigkeiten bei verschiedenen Brecherkennzahlen ξ (aus [14])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

von einer langsamen Abnahme abgelöst werden; hier lassen die Funktionen an Parabeln angenäherte Formen erkennen. Im Reflexionsbrecherbereich (Abb. A4.26, unten) treten dagegen annähernd kreisförmige Funktionen auf, die auf den Übergang zur stehenden Welle (clapotis) hinweisen.

Als für die Bemessung kennzeichnende Größe sind aus den Auftragungen auf Abb. A4.26 vor allem die örtlichen Maxima für $\pm v_{98,max}$ und die Orte ihres Auftretens von Interesse. Für die Ermittlung von Bemessungsgrößen werden die Geschwindigkeiten in dimensionsloser Form auf eine formale mittlere Geschwindigkeit auf der Böschung bezogen. Es wird hierfür die Geschwindigkeit gewählt, die sich für die Wellenauflaufhöhe nach der Gleichung von HUNT ergibt, wenn vorausgesetzt wird, daß der Wellenauflauf und -ablauf jeweils eine halbe Wellenperiode T umfaßt. Diese Geschwindigkeit wird als v_{HUNT} bezeichnet [13, 14]:

$$v_{Hunt} = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \times \frac{1}{\cos \alpha} \times \sqrt{g \times H}$$

Bemerkung: Formal entspricht v_{HUNT} der in anderen Untersuchungen [1] als Bezugsgeschwindigkeit verwendeten Schnelligkeit einer Flachwasserwelle bei einer Wassertiefe d, die der Wellenhöhe H entspricht (vgl. Abschn. 3),

$$c = \sqrt{g \times H}$$

Die zusätzliche Abhängigkeit von $\cos \alpha$ beinhaltet den Einfluß der Böschungsneigung.

Für reguläre Wellen an einer 1 : 6 geneigten, glatten Böschung sind in Abb. A4.27 die auf v_{HUNT} bezogenen örtlichen Geschwindigkeitsmaxima ($-v_{98,vax}/v_{HUNT}$) für den Wellenablauf (Abb. A4.27 oben, links) und ($+v_{98,max}/v_{HUNT}$) für den Wellenauflauf (Abb. A4.27 oben, rechts) als Funktion der Brecherkennzahl ξ dargestellt. Auf Abb. A4.27 (unten) ist der auf die Wellenhöhe H bezogene geometrische Ort $z(\pm v_{98,max})$ über dem Ruhewasserspiegel (z/H = 0) aufgetragen.

Die Gegenüberstellung der maximalen Auflauf- und Ablaufgeschwindigkeiten zeigt, daß die Auflaufgeschwindigkeiten durchweg größer als die Ablaufgeschwindigkeiten sind; physikalisch ist dies dadurch begründet, daß die Schichtdicken des Wassers beim Wellenablauf geringer als beim Wellenauflauf sind. Die dimensionslosen Auftragungen zeigen im Sturzbrecherbereich bis $\xi = 3{,}3$ einen monoton steigenden Verlauf, der nach FÜHRBÖTER und WITTE [14] durch Potenzfunktionen genähert werden kann:

$$\text{Auflauf:} \quad \frac{+v_{98,max}}{v_{HUNT}} = f(\xi) = 1{,}7 \times \xi^{0,4}$$

$$\text{Ablauf:} \quad \frac{-v_{98,max}}{v_{HUNT}} = f(\xi) = 2{,}2 \times \xi^{0,4}$$

Ein scharfer Übergang tritt an der Grenze vom Sturz- zum Reflexionsbrecher ($\xi = 3{,}3$) auf; die Funktionen für die Auflauf- und Ablaufgeschwindigkeiten haben für $\xi > 3{,}3$ eine fallende Tendenz.

Wie aus den Beispielen aus Abb. A4.26 hervorgeht, sind die örtlichen Maxima der Strömungsgeschwindigkeiten auf der Böschung besonders im Bereich der größeren Brecherkennzahlen nur schwach ausgeprägt, was die Bestimmung des geometrischen Ortes der maximalen Belastung zum einen erschwert und zum anderen zu untergeordneter Bedeutung werden läßt, da auch oberhalb und unterhalb dieser Orte $z(\pm v_{max})$ hohe Strömungsgeschwindigkeiten vorhanden sind. Die Darstellung von $z(\pm v_{98,max})$ als $f(\xi)$ auf Abb. A4.27 (unten)

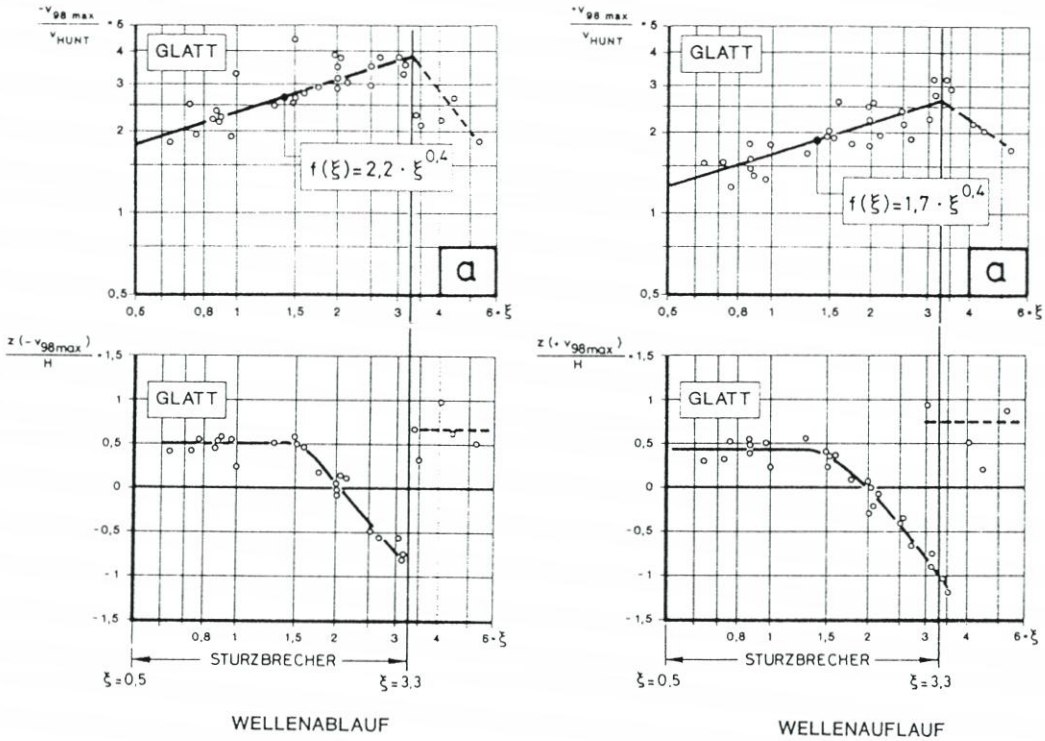


Abb. A4.27. Reguläre Wellen, Böschung (glatt) 1:n = 1:6; oben: maximale Strömungsgeschwindigkeiten $\pm v_{98max}$ in dimensionslosen Darstellungen; unten: Geometrischer Ort des Auftretens über dem Ruhewasserspiegel (z = O), (aus [14])

kann daher als repräsentativ für den Bereich der größten Strömungsgeschwindigkeiten angesehen werden. Sowohl für den Wellenauflauf als auch für den Wellenablauf treten diese in einer Höhe von $z \approx 0{,}5$ H über dem Ruhewasserspiegel im Bereich der Brecherkennzahlen $0{,}5 < \xi < 1{,}5$ auf, um dann in einem Übergangsbereich steil auf Werte um $z = -1 * H$ unter den Ruhewasserspiegel abzusinken. Im Reflexionsbereich dagegen liegt der Streubereich beim Auf- und Ablauf wieder bei $z \approx 0{,}5$ H über dem Ruhewasserspiegel.

4.2.5.3 Einfluß von Böschungsrauheiten

Die naturmaßstäblichen Untersuchungen im GWK mit unterschiedlichen Böschungsrauheiten („GRAS" und „BLÖCKE", vgl. Abschn. 4.2.4) ergaben, daß entsprechend der Vorgehensweise für die Wellenauflaufhöhe z die Wirkung der Rauheiten auch bei den Auflauf- und Ablaufgeschwindigkeiten durch einen in etwa für alle Brecherkennzahlen konstanten

$$\text{Reduktionsfaktor} \quad r = \frac{\pm\, v_{98,\,max}\ (\text{rauh})}{\pm\, v_{98,\,max}\ (\text{glatt})}$$

berücksichtigt werden können [13, 14]:

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Gras: $+v_{98,max}$: $r \sim 0{,}8$
$-v_{98,max}$: $r \sim 0{,}4$
Blöcke: $+v_{98,max}$: $r \sim 1{,}0$
$-v_{98,max}$: $r \sim 0{,}6$

Die vorstehenden Zahlenwerte können nur Anhaltswerte über die Verminderung der Strömungsbelastung infolge von Böschungsrauheiten geben. Die starke Bremswirkung der Grasrauheit im Bereich des Wellenablaufs ist ein Hinweis darauf, daß sich eine gepflegte Grasnarbe deutlich ermäßigend auf die Strömungsbelastungen auswirkt.

4.2.5.4 Einfluß von Wellenspektren

Untersuchungen für Wellenspektren liegen wiederum nur für das Pearson Moskowitz-Spektrum vor (vgl. Abschn. 4.2.4). Wie auch bei den Wellenauflaufhöhen findet im Vergleich zu den Ergebnissen regulärer Wellen eine Verstärkung der Strömungsgeschwindigkeiten statt, trotz einer leichten Abnahme mit zunehmenden Brecherkennzahlen kann näherungsweise von einem konstanten Verstärkungsfaktor a ausgegangen werden [13]:

$$\text{Wellenauflauf} \quad a = \frac{+v_{98,max}\ (\text{Spektren})}{+v_{98,max}\ (\text{regulär})} = 1{,}5$$

$$\text{Wellenablauf} \quad a = \frac{-v_{98,max}\ (\text{Spektren})}{-v_{98,max}\ (\text{regulär})} = 1{,}2$$

Für den Bereich der signifikanten Wellenhöhen von $0{,}5\ \text{m} < H_s < 2{,}5\ \text{m}$ und den Peakperioden von $4\ \text{s} < T_p < 10\ \text{s}$ sind in Abb. A4.28 die Geschwindigkeiten $\pm v_{98,max}$ für die 1:6 geneigte, glatte Böschung aufgetragen.

Hinweise über Naturuntersuchungen bzw. Laboruntersuchungen mit anderen Seegangsspektren sind bis heute nicht verfügbar; hier sind weitere Untersuchungen erforderlich.

4.2.5.5 Einfluß der Böschungsneigung

Alle vorstehenden Ergebnisse basieren auf Untersuchungen an 1:6 geneigten Böschungen im GWK. Weitergehende Untersuchungen an 1:12 geneigten Böschungen [10, 35] zeigen, daß anders als bei den Wellenauflaufhöhen nur geringe und unsystematische Unterschiede in den auf v_{HUNT} bezogenen Strömungsgeschwindigkeiten zwischen den Böschungsneigungen 1:6 und 1:12 auftreten. Für eine Abschätzung der Strömungsgeschwindigkeiten kann somit für reguläre Wellen und glatte Böschungen in erster Näherung von den Bestimmungsgleichungen

$$\text{Auflauf:} \quad \frac{+v_{98,max}}{v_{HUNT}} = f(\xi) = 1{,}7 \times \xi^{0{,}4}$$

$$\text{Ablauf:} \quad \frac{-v_{98,max}}{v_{HUNT}} = f(\xi) = 2{,}2 \times \xi^{0{,}4}$$

$$\text{mit:} \quad v_{HUNT} = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \times \frac{1}{\cos\alpha} \times \sqrt{g \times H} \qquad \text{und:} \ \xi < 3{,}3$$

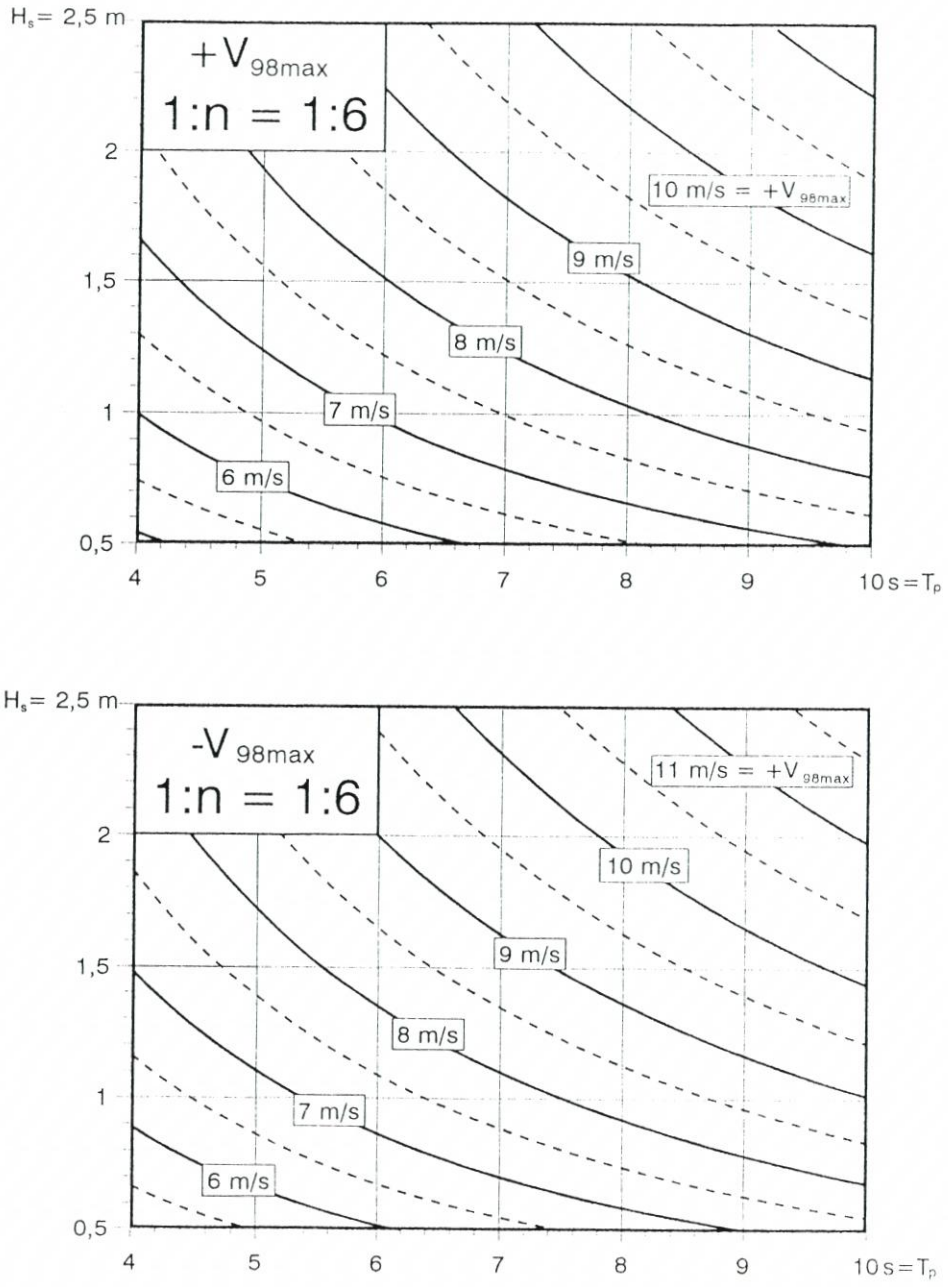


Abb. A4.28. Wellenauflaufgeschwindigkeit $+v_{98,\,max}$ (oben) und Wellenablaufgeschwindigkeit $-v_{98,\,max}$ (unten) als Funktion der signifikanten Wellenhöhe H_s und der Peakperiode T_p. (Böschung 1:n = 1:6, glatt)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

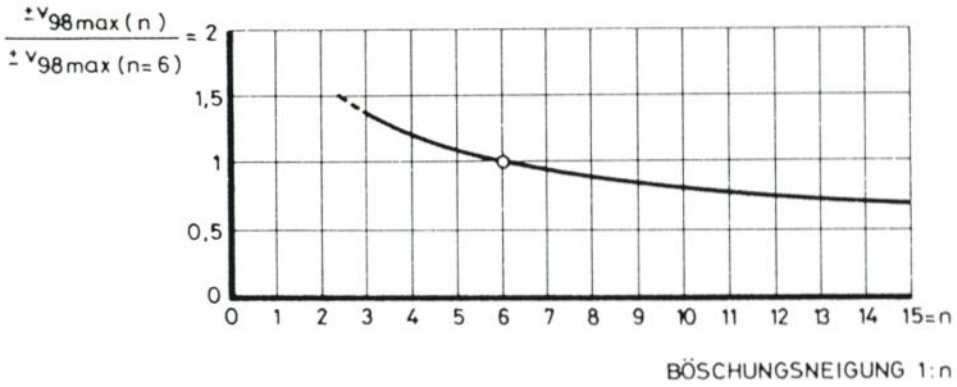


Abb. A4.29. Umrechnung von $\pm\ v_{98,\ max}$ von 1:n = 1:6 auf andere Böschungsneigungen (aus [14])

ausgegangen werden. Für Seegangsspektren und Böschungsrauheiten sind darüber hinaus die vorstehenden Verstärkungs- bzw. Reduktionsfaktoren zu berücksichtigen.

Die für die Böschungsneigung 1:n = 1:6 ermittelten maximalen Strömungsgeschwindigkeiten als Funktion der Brecherkennzahl ξ können damit über die Funktion

$$\frac{v_{98,\ max}^{(n)}}{v_{98,\ max}^{(n=6)}} = f\ (n)$$

direkt auf andere Böschungsneigungen umgerechnet werden. Diese in Abb. A4.29 dargestellte Funktion, die der Potenz $n^{0,4}$ entspricht, ist sowohl für die Auflauf- als auch für die Ablaufgeschwindigkeiten gültig [14].

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 ([2]) sowie auf die niederländische Beziehung von Van der Meer [25], vgl. auch [3]) eingegangen.

Beiden Bemessungsformeln ist gemeinsam, daß die Wahl der in den Gleichungen enthaltenen empirischen Faktoren die erforderliche Steingröße maßgeblich beeinflussen. 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 der Wahl der Stärke der Deckschicht.

4.2.6.2 Hudson-Formel

Die auf der Grundlage umfangreicher Untersuchungen in verkleinerten hydraulischen Modellen mit regulären Wellen entwickelte Hudson-Formel lautet:

$$W_{erf} = \frac{\gamma_r \times H_{bem}^3}{K_D \times (S_r - 1)^3 \times n}$$

Darin ist:
- W_{erf} = erforderliches Gewicht eines Einzelblockes in der Deckschicht in kN
- γ_r = Wichte des Blockes in kN/m³
- γ_w = Wichte des Wassers in kN/m³
- S_r = γ_r/γ_w
- H_{bem} = Bemessungswellenhöhe in m ($H_{bem} = H_{1/10}$)
- n = Böschungsneigung
- K_D = dimensionsloser, experimentell ermittelter Koeffizient

In die HUDSON-Formel gehen die Böschungsneigung, die Bemessungswellenhöhe, die Wichte 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 Blockwerke, der Grad der Verzahnung und die Form der angreifenden Welle (brechende bzw. nichtbrechende Wellen), wenn sie auf das Bauwerk auftrifft. In Tab. A4.2 sind die im Shore Protection Manual 1984 [2] empfohlenen K_D-Werte von Bruch- und Formsteinen für geneigte Wellenbrecherschichten („no-damage"-Kriterien) zusammengestellt.

Besonders zu beachten sind folgende Abweichungen zu den, auf der Grundlage des Shore Protection Manual des Jahres 1977 in der Küste Heft 36 zusammengestellten Angaben zu der HUDSON-Formel:

1. Als maßgebende Wellenhöhe des Seegangsspektrums ist nicht mehr die signifikante Wellenhöhe H_s, sondern $H_{1/10}$ als Mittelwert der 10 % höchsten Wellen zu verwenden. Dies führt im Falle eines RAYLEIGH verteilten Seeganges zu einer Vergrößerung der anzusetzenden Wellenhöhe um rd. 27 % (vgl. Abschn. 3). Bei Annahme sonst gleicher Parameter führt dies zu einer Verdoppelung des erforderlichen Steingewichts W_{erf}.
2. Die Ergebnisse neuerer Modelluntersuchungen und Schadensbeobachtungen in der Natur machten es zusätzlich erforderlich, insbesondere im Falle brechender Wellen am Bauwerk den K_D-Beiwert zu reduzieren, was zu einer zusätzlichen Vergrößerung der erforderlichen Steingewichte führt.
3. Im Falle nicht brechender Wellen am Bauwerk wurden die K_D-Beiwerte teilweise erhöht.

Die im Shore Protection Manual empfohlenen K_D-Werte gelten für das „no-damage"-Kriterium, das heißt, es wird weniger als 5 % Zerstörung bzw. Umlagerung zugelassen. In Abhängigkeit von dem zugelassenen Maß der Zerstörung kann der K_D-Wert erhöht und damit das erforderliche Blockgewicht reduziert werden [2]. In der Praxis kann unter Umständen erwogen werden, einen höheren K_D-Wert als angegeben zu wählen, 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.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle A 4.2. K_D-Werte von Bruch- und Formsteinen für Deckschichten geneigter Wellenbrecher („no-damage"-Kriterium nach [2]. Einige Formkörper sind abgebildet in Empf. E, Abschn. 4.2 u. Abb. E 57)

Art des Konstruktionselementes	*)	Anordnung	Deckschicht für 1:n = 1:1,5 bis 1:5		Molenkopf		
			brechende Wellen k_D [–]	nicht brechende Wellen k_D [–]	brechende Wellen k_D [–]	nicht brechende Wellen k_D [–]	Böschungsneigung n [–]
Bruchsteine							
glatt, gerundet	2	zufällig	1,2	2,4	1,1	1,9	
glatt, gerundet	>3	zufällig	1,6	3,2	1,4	2,3	1,5 bis 3,0+)
rauh, scharfkantig	1	zufällig	–	2,9	–	2,3	
rauh, scharfkantig	2	zufällig	2,0	4,0	1,9 1,6 1,3	3,2 2,8 2,3	1,5 2,0 3,0
rauh, scharfkantig	>3	zufällig	2,2	4,5	2,1	4,2	1,5 bis 3,0+)
rauh, scharfkantig	2	Längsachse senkrecht	5,8	7,0	5,3	6,4	1,5 bis 3,0+)
Tetrapode und Quadripode	2	zufällig	7,0	8,0	5,0 4,5 3,5	6,0 5,5 4,0	1,5 2,0 3,0
Tribar	2	zufällig	9,0	10,0	8,3 7,8 6,0	9,0 8,5 6,5	1,5 2,0 3,0
Dolos	2	zufällig	15,8	31,8	8,0 7,0	16,0 14,0	2,0 3,0
abgeänderter Würfel	2	zufällig	6,5	7,5	–	5,0	1,5 bis 3,0+)
Hexapode	2	zufällig	8,0	9,5	5,0	7,0	1,5 bis 3,0+)
Toskane	2	zufällig	11,0	22,0	–	–	1,5 bis 3,0+)
Tribar	1	gleichmäßig	12,0	15,0	7,5	9,5	1,5 bis 3,0+)

*) Anzahl der Lagen in der Deckschicht
+) Die Abhängigkeit des K_D-Wertes von der Böschungsneigung wurde noch nicht untersucht

4.2.6.3 Niederländischer Ansatz

Auf der Grundlage eingehender groß- und kleinmaßstäblicher Untersuchungen mit Wellenspektren entwickelte VAN DER MEER [25] für die Dimensionierung von Bruchsteinabdeckungen eine Beziehung, in der der Einfluß der u. a. in dem K_D-Wert nach HUDSON zusammengefaßten Einflußgrößen

- Wellensteilheit
- Durchlässigkeit von Deckschicht und Filterschicht
- zulässiger Zerstörungsgrad und
- Sturmdauer

detaillierter unterschieden wird.

Als dimensionsloser Bemessungskennwert wird der Quotient aus Wellenhöhe und dem Produkt aus relativer Dichte mit dem mittleren Bruchsteindurchmesser definiert. Dieser Quotient ist eine Funktion einer Stabilitätskennzahl N_S, der aus der signifikanten Wellenhöhe und der mittleren Wellenperiode am Böschungsfuß berechneten Brecherkennzahl ξ_m sowie einem Exponenten b, dessen Größe von der Interaktion Wellen – Deckschicht abhängt:

$$\frac{H_s}{\Delta \times D_{n50}} = N_s \times \xi_m^b \qquad \Delta = \frac{\rho_r}{\rho_w} - 1$$

mit: H_s = signifikante Wellenhöhe
D_{n50} = mittlerer Durchmesser der Bruchsteine
ρ_r, ρ_w = Dichte der Bruchsteine und des Wassers

Bemerkung: Da das Steingewicht W (vgl. Abschn. 4.2.6.2) dem Durchmesser D in der 3. Potenz proportional ist

$$W \approx D^3$$

geht, wie auch in der HUDSON-Formel die Wellenhöhe in der 3. Potenz in die Bemessung der Deckschicht ein.

Die Stabilitätskennzahl N_s wird für brechende (plunging) Wellen und für nicht brechende (surging) Wellen nach den nachfolgend aufgeführten Bestimmungsgleichungen berechnet.

1.) brechende (plunging) Wellen:

$$N_s = 6{,}2 \times P^{0{,}18} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2} \qquad \xi_m < \xi_{m\,crit}$$

$$\text{Exponent} \quad b = -0{,}5$$

2.) nicht brechende (surging) Wellen:

$$N_s = 1{,}0 \times P^{-0{,}13} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2} \times \sqrt{n} \qquad \text{für: } \xi_m > \xi_{m\,crit}$$

$$\text{Exponent} \quad b = P$$

mit: P = Durchlässigkeitsbeiwert der Struktur
S = Beiwert zur Beschreibung des Zerstörungsgrades
N = für die Bemessung maßgebliche Wellenanzahl
n = Böschungsneigung

Die kritische Brecherkennzahl $\xi_{m,crit}$, die den Übergang von der brechenden zur nicht brechenden Welle beschreibt, folgt aus der Beziehung:

$$\xi_{m,\,crit} = \left(\frac{6{,}2 = P^{0{,}31}}{\sqrt{n}}\right)^{\frac{1}{P+0{,}5}}$$

Der Durchlässigkeitsbeiwert liegt zwischen P = 0,1 (Deckschicht mit Filterlage auf undurchlässigem Untergrund) und P = 0,6 (homogene Struktur), vgl. Abb. A4.30 [25]. Aus den Bestimmungsgleichungen für die erforderlichen Steinabmessungen ist ersichtlich, daß mit zunehmendem P die erforderlichen Abmessungen abnehmen. Physikalisch ist dies dadurch erklärbar, daß bei undurchlässigem Untergrund die Wasserbewegungen (insbesondere des Wellenablaufes) in der Deckschicht konzentriert ist und somit große Kräfte bewirkt.

Zur Verdeutlichung des Einflusses der Durchlässigkeit ist in Abb. A4.31 die zulässige signifikante Wellenhöhe als Funktion der Brecherkennzahl für die Durchlässigkeiten P = 0,1,

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

51

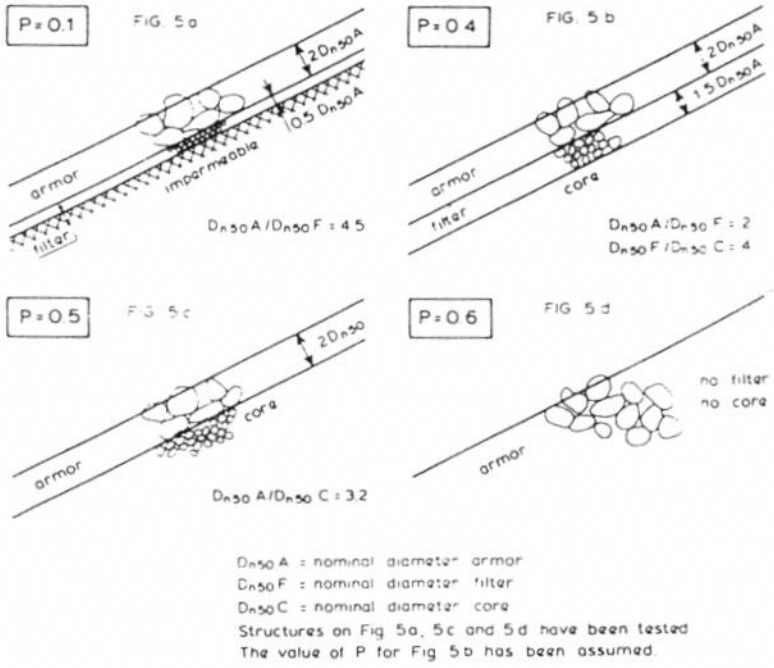


Abb. A4.30. Durchlässigkeitsbeiwert P (nach [26])

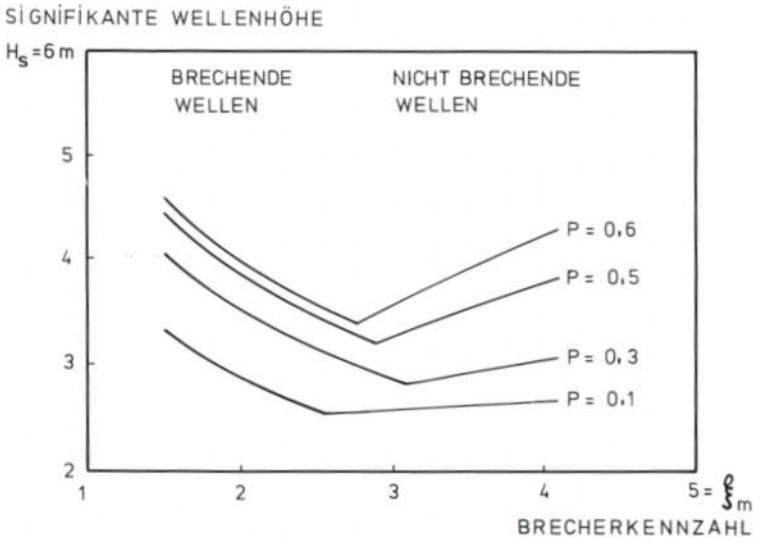


Abb. A4.31. Einfluß der Durchlässigkeit (nach [26])

0,3, 0,5 und 0,6 für eine 1 : 3 geneigte Böschung mit einem mittleren Steindurchmesser D_{n50} = 1,0 m, einem Beiwert zur Beschreibung des Zerstörungsgrades von S = 5 und einer Sturmdauer von N = 3000 Wellen aufgetragen.

Für die Definition des Zerstörungsgrades S wird zwischen den Zuständen

- Beginn der Zerstörung
- Übergangsbereich und
- Versagen der Struktur

unterschieden.

Die erste Stufe (Beginn der Zerstörung) kann näherungsweise dem „no damage" Kriterium, das in der HUDSON-Formel angewendet wird, gleichgesetzt werden. Als Entwurfswerte für eine zweilagige Deckschicht werden die in Tab. A4.3 in Abhängigkeit von der Böschungsneigung zusammengestellten Beiwerte S empfohlen [25].

Tabelle A 4.3. Beiwerte zur Beschreibung des Zerstörungsgrades S [25]

Böschungsneigung	Zerstörungsgrad S		
	Zerstörungsbeginn	Übergangsbereich	Versagen der Struktur
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

Entsprechend der Vorgehensweise zur Verdeutlichung des Einflusses der Durchlässigkeit zeigt Abb. A4.32 die zulässigen signifikanten Wellenhöhen als Funktion der Brecherkennzahl für die Beiwerte S = 2, 5, 8 und 12 für eine 1 : 3 geneigte Böschung mit einem mittleren Steindurchmesser D_{n50} = 1,0 m, einem Durchlässigkeitsbeiwert von P = 0,5 und einer Sturmdauer von N = 3000 Wellen.

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), Betonsteinpflastern 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 [31].

Für brechende Wellen wird nach PILARCZYK [31] folgende Bestimmungsgleichung empfohlen:

$$\frac{H_s}{\Delta \times D} = \psi_u \times N_s \times \cos\alpha \times \xi_m^b$$

Hierin ist ψ_u ein durch Modelluntersuchungen ermittelter Vergrößerungsfaktor, der für Bruchsteine als Bezugsgröße den Wert $\psi_u = 1$ hat und für andere Deckschichten Werte $\varsigma_u \geq 1$ annimmt.

Als Bezugswert wird eine Stabilitätskennzahl

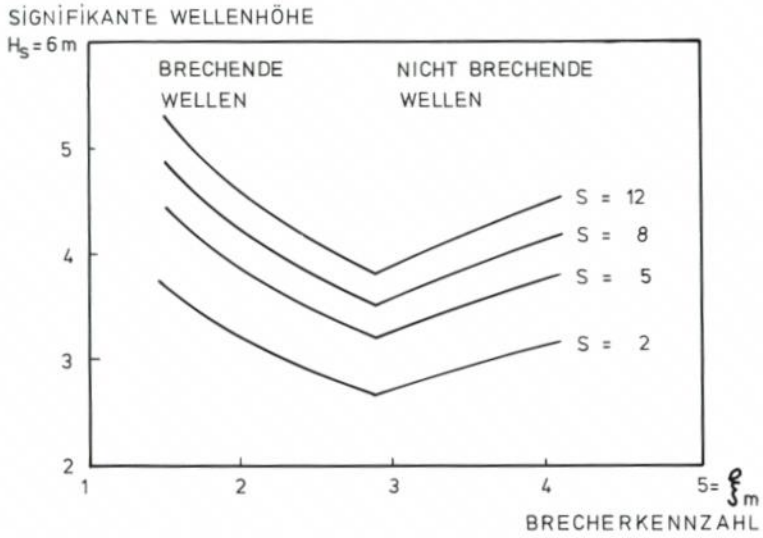


Abb. A4.32. Einfluß des Zerstörungsgrades (nach [26])

$$N_s = 6{,}2 \times p^{0{,}18} \times \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2} = 2{,}25$$

mit: $P \approx 0{,}1$ (relativ undurchlässiger Untergrund)
$N \approx 3000$
$S \approx 2$ (Zerstörungsbeginn)

verwendet. Die vorstehenden Randbedingungen beschreiben in etwa die Verhältnisse, die den Untersuchungen zur Bestimmung der K_D-Werte der HUDSON-Formel zugrundegelegt wurden. Eine Zusammenstellung der in [31] empfohlenen Kenngrößen zur Dimensionierung der Deckschichten sind in Tab. A4.4 gegeben.

Die in der Tafel eingetragenen Vergrößerungsfaktoren gelten für den Zustand „Zerstörungsbeginn". Bei unverklammerten Schüttsteindeckwerken kann durch Steinumlagerungen eine „Selbstheilung" des Deckwerkes stattfinden. Bei den anderen Systemen hingegen kann ein kleiner Anfangsschaden sehr schnell zu einem fortschreitenden Zerstörungsprozeß führen; eine Stabilitätsreserve ist in diesen Fällen i. allg. nicht vorhanden.

4.3 Senkrechte Bauwerke (Strand- und Ufermauern)

4.3.1 Allgemeines

Die wellenerzeugten Drücke an senkrechten Wänden sind im allgemeinen die für die konstruktive Bemessung der Bauwerke maßgebenden Lastgrößen. Die Wellenhöhe, Periode und die Wellenangriffsrichtung sind die für die Ermittlung der Lastgrößen maßgebenden Parameter. Ausgehend von regulären, das Bauwerk belastenden Wellen sind grundsätzlich drei Lastfälle zu unterscheiden:

Tabelle A 4.4. Kenngrößen zur Dimensionierung von Deckschichtsystemen (nach [31])

$$\frac{H_s}{\Delta_m \cdot D} = \psi_u \cdot N_s \cdot \cos\alpha \cdot \xi_m^b = \psi_u \cdot 2{,}25 \cdot \cos\alpha \cdot \xi_m^b$$
für $n \geq 2$

System	D b	Δ_m	ψ_u	Beschreibung	Filter	Grenzen/ Bemerkung
Bruchstein (Bezug)	$D = D_{m,50}$ $b = -0{,}5$	$\Delta_m = \Delta_{Steine}$	1,0	2 Schichten	Kornfilter	Zerstörungs-beginn
Gesetzte Steine	D: mittlere Schichtdecke	$\Delta_m = \Delta_{Steine}$	1,00 1,33 1,50	unregelmäßige Steine regelmäßige Steine Naturbasalt	 Kornfilter	
Blöcke/ Blockmatten	D: Block/ Mattendicke	$\Delta_m = \Delta_{Beton}$	1,50	Einzelblöcke	Geotextilfilter auf Sand	$H_s < 1{,}5$ m
	$b \approx -2/3$		1,50	Einzelblöcke	Kornfilter	
			1,50	Einzelblöcke auf Geotextil befestigt		
			2,00	Einzelblöcke	Geotextilfilter auf Klei	
			$\geq 2{,}50$	Vergossene Blöcke – Stahlseilverbund – Betonformsteine (Horizontal- und Vertikalverbund)	Kornfilter	
Vergossene Schüttsteine	$D = D_{m,50}$ $b = -0{,}5$ bis	$\Delta_m = \Delta_{Steine}$	1,05	30 % der Hohlräume vergossen	Kornfilter	
	$b = -2/3$		1,50	60 % der Hohlräume vergossen		$H_s <$ 3 ÷ 4 m

1. Die Wand wird durch Wellen belastet, die am Bauwerk vollständig oder teilweise reflektiert werden.
2. Die Wand wird durch brechende Wellen belastet.
3. Die Wand wird durch Wellen belastet, die bereits vor dem Bauwerk gebrochen sind.

Bei Beachtung des natürlichen Seeganges treten in der Regel die beiden erstgenannten Belastungsfälle gemeinsam auf, so daß eine direkte Trennung nicht möglich ist. Während die Belastung durch nichtbrechende Wellen einer quasistatischen mit der Wellenperiode oszillierenden Belastung entspricht, kann die Belastung durch brechende Wellen Druckschläge bewirken, die mit Belastungsspitzen mit Dauern im Millisekundenbereich eine hochgradig dynamische Belastung des Bauwerks bewirken. Welcher der Belastungsfälle für die Standsicherheit des Bauwerks maßgebend ist, hängt in starkem Maße von den geometrischen Gegebenheiten der Konstruktion sowie den örtlichen morphologischen und topographischen Verhältnissen ab und muß für jedes einzelne Bauwerk eingehend untersucht werden (vgl. hierzu die Ausführungen in Abschn. 3).

Nach dem heutigen Kenntnisstand sind zuverlässige Verfahren für die Ermittlung der Belastung aus nichtbrechenden Wellen verfügbar. Für die überschlägliche Ermittlung der Lastgrößen wird nachfolgend das einfach zu handhabende Verfahren nach SAINFLOU erläutert.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Für die dynamische Belastung aus brechenden Wellen kann noch kein gesichertes Verfahren empfohlen werden, so wird in dem Shore Protection Manual [2] noch das als unzulänglich bekannte Verfahren nach MINIKIN (vgl. Abschn. 4.3.3) dargestellt. Eingehende Untersuchungen, die derzeit im GWK durchgeführt werden, sind noch nicht abgeschlossen [28]; Bemessungsansätze, die auf diesen Untersuchungen basieren, werden in der nächsten Zeit veröffentlicht werden.

4.3.2 Belastung durch nicht brechende Wellen

Ein senkrechtes oder annähernd senkrechtes Bauwerk in einer Wassertiefe, die so groß ist, daß die höchsten vorkommenden Wellen nicht brechen, sondern reflektiert werden, wird durch den statischen Wasserüberdruck des Wellenberges und den Reflexionsdruck beansprucht. Durch Überlagerung der anlaufenden Wellen H_A mit den zurücklaufenden, reflektierten Wellen H_R entstehen stehende Wellen, wobei sich Wellenberg und Wellental am gleichen Ort innerhalb einer Wellenperiode T ablösen.

Die Wellenhöhe wird dabei verdoppelt, wenn der Reflexionskoeffizient $\varkappa_R = H_R/H_A = 1{,}0$ wird (vollständige Reflexion).

Der Reflexionskoeffizient (s. Abschn. 3.3) ist abhängig von der Wellensteilheit H/L, der relativen Wassertiefe d/L und der Wellenanlaufrichtung auf das Bauwerk. Er wird weiterhin durch die Art der Kontaktfläche zwischen Wellen und Bauwerk (z. B. mit Perforation) beeinflußt. Eine totale Reflexion tritt in der Regel nicht auf; besonders bei Wellensteilheiten $H/L >$ rund 0,05 und bei einer relativen Wassertiefe $d/L <$ rund 0.35 liegt $\varkappa_R$ ziemlich weit unter 1,0.

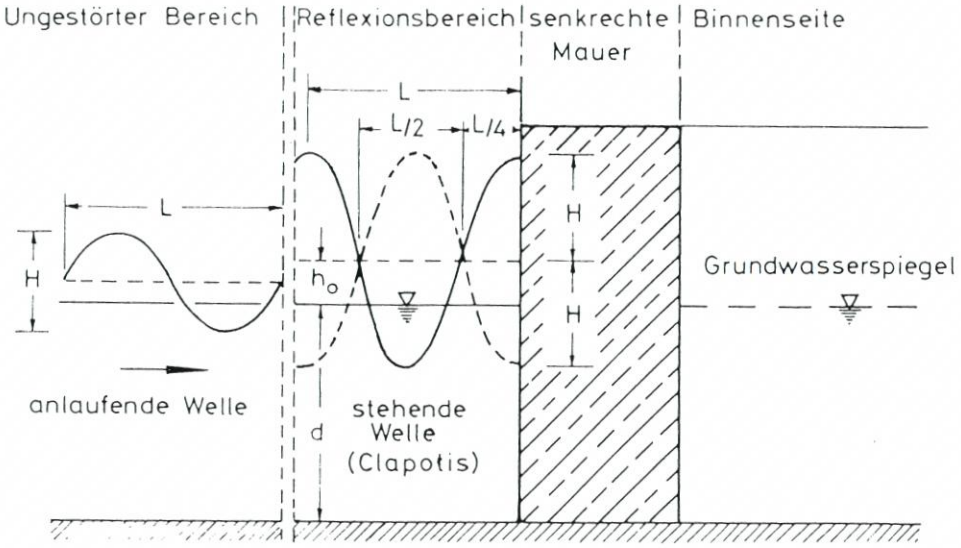
Für die Bestimmung des Wellendrucks ergeben die Verfahren nach SAINFLOU und nach MICHE-RUNDGREN die zuverlässigsten Ergebnisse. Das Verfahren nach SAINFLOU setzt vollständige Reflexion der Wellen voraus und liefert gute Ergebnisse für flache Wellen mit H/L = rd. 0,03 bis 0,04. Für steilere Wellen, bei denen das Verfahren nach MICHE-RUNDGREN die besten Ergebnisse liefert, werden die vorhandenen Druckordinaten überschätzt. Der Ansatz nach MICHE-RUNDGREN ermöglicht die Berücksichtigung nur teilweise reflektierender Wellen ($\varkappa_R < 1$), wobei nach den Empfehlungen des Shore Protection Manuales [2] ein Reflexionskoeffizient unterhalb von $\varkappa_R = 0{,}9$ nicht angesetzt werden soll. Für eine auf der sicheren Seite liegende Abschätzung der Belastungsfälle wird nachfolgend das einfach zu handhabende Verfahren nach SAINFLOU vorgestellt. Für Vergleichsrechnungen unter Verwendung anderer Berechnungsansätze wird auf das Schrifttum verwiesen (vgl. u. a. [2, 3]).

Die Ansätze für die dynamische Druckverteilung an einer senkrechten Wand sind in Abb. A4.33 dargestellt. SAINFLOU geht von einer total reflektierenden Welle (clapotis) an der Wand aus. Der ankommenden Welle ist also eine Reflexionswelle überlagert, und die resultierende stehende Welle erzeugt einen Reflexionsdruck, der dem quasistatischen Druckanteil infolge der veränderlichen Wasserspiegellage bei Wellenbewegung überlagert ist. Das Verfahren von SAINFLOU basiert auf der Trochoidal-Theorie; der Wellendruck wird aus der Orbitalbewegung der Wasserteilchen berechnet.

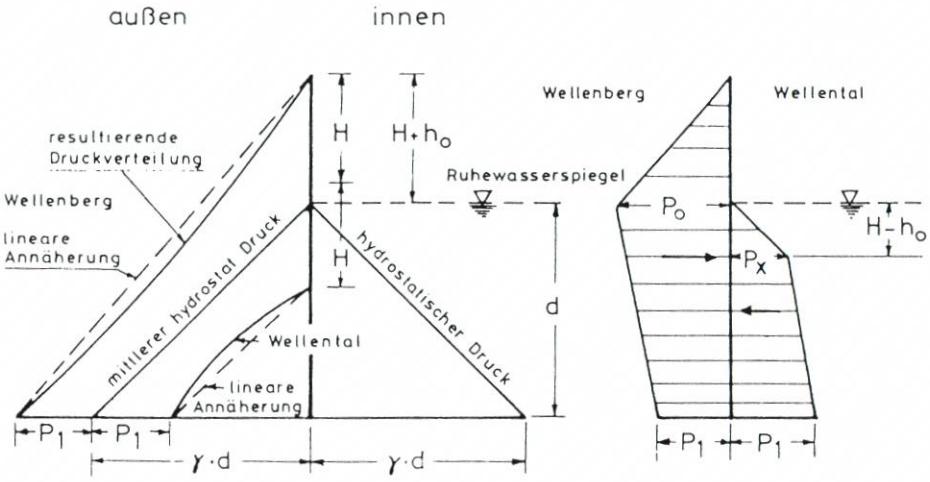
Der mittlere Wasserspiegel bei Wellenbewegung an einer Wand ist infolge der unsymmetrischen Form der trochoidalen Welle um den Betrag h_o gegenüber dem Ruhewasserspiegel erhöht. Es ist (Abb. A4.33)

$$h_o = \frac{\pi \times H^2}{L} \cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

mit H = durch Reflexion unbeeinflußte größte Wellenhöhe nicht brechender Wellen am Bauwerk
L = zugehörige Wellenlänge
d = Wassertiefe vor der Wand
γ = Wichte des Wassers



(a) Erläuterung des Berechnungsansatzes



(b) Ansatz des statischen und dynamischen Drucks

(c) Extreme Lastfälle

Abb. A4.33. Belastungsansatz nach SAINFLOU (nach [2])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Der mittlere hydrostatische Druck nimmt von p = 0 in Höhe des Ruhewasserspiegels linear mit der Wassertiefe auf $p_1 = \gamma \times d$ zu.

Da die Oberfläche der stehenden Welle über oder unter dem Ruhewasserspiegel liegt, nimmt der hydrostatische Druck periodisch zu oder ab. In der Gründungsfuge der Wand, das heißt in der Wassertiefe d, ergibt sich die Druckänderung zu:

$$p_1 = \frac{\gamma \times H}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)}$$

Bei linearer Druckverteilung ergeben sich die Druckordinaten p_o und p_x (Abb. A4.33) zu:

$$p_0 = (\gamma \times d + p_1) \times \frac{H + h_0}{H + h_0 + d}$$

$$p_x = \gamma \times (h - h_o)$$

Tatsächlich verläuft die Druckverteilung nicht, wie in Abb. A4.33 angegeben, linear. Die lineare Annäherung führt jedoch zu einer gegenüber den wirklichen Drücken ungünstigen Belastung, und die Abweichungen gegenüber einer genauen Druckberechnung sind nicht sehr erheblich. Fehler aus der Linearisierung sind unerheblich im Vergleich zu den Unsicherheiten, die in der Bestimmung der Bemessungswelle liegen.

Mit den vorgenannten Druckordinaten lassen sich nun die resultierenden Wellenkräfte und das Kippmoment auf die Wand in einfacher Weise berechnen, wobei gegebenenfalls Wasserstandsänderungen auf der Binnenseite der Wand analog (Abb. A4.33) zu berücksichtigen sind.

Gleichzeitig mit dem Wasserdruck muß unter Umständen auch ein entsprechender Sohlenwasserdruck aus den Welleneinflüssen berücksichtigt werden. Auf die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" der Hafenbautechnischen Gesellschaft wird in diesem Zusammenhang hingewiesen.

Nicht immer können Strand- und Ufermauern so hoch gebaut werden, daß keine Wellen über das Bauwerk schlagen; vielmehr muß – vornehmlich aus wirtschaftlichen Gründen – im allgemeinen zugelassen werden, daß Wellen über die Mauer schlagen. Für den Lastfall reflektierender Wellen kann dieser Zustand nach dem Ansatz von SAINFLOU in der folgenden Weise berücksichtigt werden: Die Druckverteilung wird so ermittelt, als ob die Wand höher wäre; der die Wand überragende Anteil der Druckfigur wird jedoch bei der Ermittlung der resultierenden Kräfte beziehungsweise Momente nicht in Ansatz gebracht.

Die Wellenkräfte auf eine, auf einer Steinschüttung gegründeten, vertikalen Mauer können ähnlich wie im Falle einer niedrigen Mauer nach dem Verfahren von SAINFLOU berechnet werden. Für die Berechnung der Druckordinaten wird die Wassertiefe bis zur Sohle der Schüttung berücksichtigt, da die Schüttung wegen der in der Regel steilen Neigung die Wellenform nicht wesentlich verändert. Lediglich bei sehr flachen Neigungen des Fundamentes ist es zulässig, von der geringen Wassertiefe bis zum Fuße der vertikalen Wand auszugehen.

4.3.3 Belastung durch brechende Wellen

4.3.3.1 Belastungsarten

Wie einleitend dargestellt, treten Lastfälle mit ausschließlich stehenden Wellen nicht auf. Auch bei nicht brechenden Wellen verursacht die Unregelmäßigkeit des Seeganges dynamische Stoßbelastungen. In vielen Fällen ist der Impuls dieser Wellenstöße nicht so groß, daß er maßgebend für die Stabilität wird. Maßgebend kann dieser Lastfall werden, wenn die Wellen in Bauwerksnähe brechen. Am ungünstigsten wird die Belastung, wenn die Wellen an der senkrechten Wand gerade zum Brechen neigen, Wand und Brechpunkt somit nahezu zusammenfallen. Zur Ermittlung von Lastansätzen bei der Druckschlagbelastung infolge brechender Wellen wurden eine Vielzahl von Modell- und Naturuntersuchungen vorgenommen (vgl. hierzu die Zusammenstellung in [48]), ohne daß ein Bemessungsansatz verfügbar ist, der allgemeine Anwendung finden kann. Gekennzeichnet sind die Druckschlagbelastungen an senkrechten Wänden durch lokale, kurzzeitig wirkende Spannungsspitzen, die bei Untersuchungen in verkleinerten Modellen bis an das rd. 220fache der Wellenhöhe reichen können; in naturmaßstäblichen Untersuchungen im GWK wurden Spannungsspitzen gemessen, die das 27fache der Wellenhöhe (bei H = 1,5 m) betrugen [30].

Drei räumlich-zeitliche Belastungsverläufe, die in Untersuchungen mit regulären Wellen mit Höhen von rd. 25 cm ermittelt wurden, sind in Abb. A4.34 zusammengestellt.

Für die lokale Belastung einer senkrechten Wand (Sprengwirkung in Rissen und Fugen) kann Typ 1 (Abb. A4.34, links), bei dem extrem hohe, örtlich eng begrenzte äußerst kurzzeitige Belastungsspitzen auftreten, maßgeblich sein. Wird die globale Belastung eines Bauwerks betrachtet, ist dem Typ II (Abb. A4.34, Mitte), bei dem infolge einer eingeschlossenen Lufttasche Schwingungen über die gesamte Struktur auftreten, besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

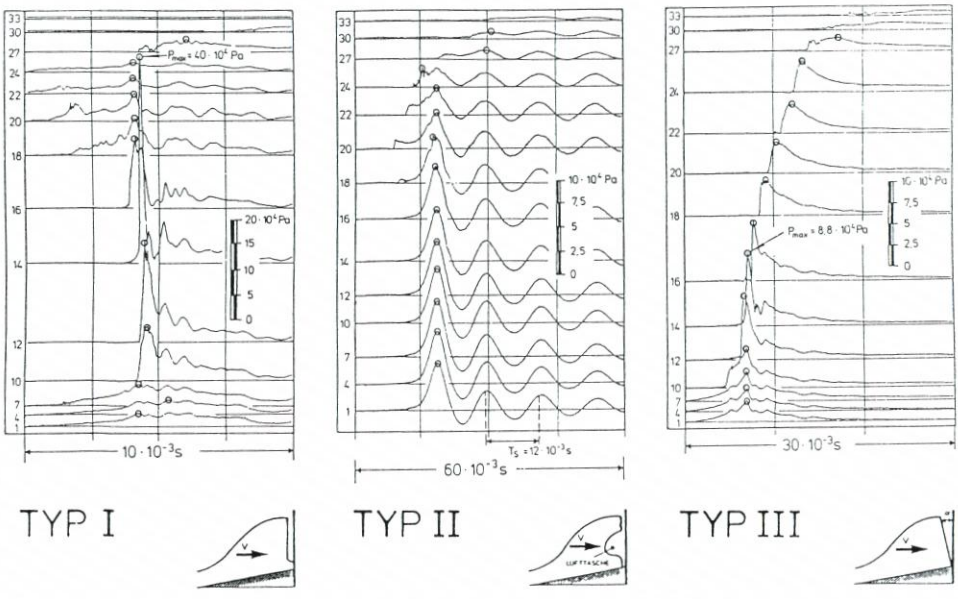


Abb. A4.34. Räumliche und zeitliche Druckschlagverläufe an einer senkrechten Wand (aus [47])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

In den heute verfügbaren Lastansätzen werden die Druckschlagbelastungen als statisch wirkende Lasten betrachtet. Der zeitliche Belastungsverlauf, der in Zusammenhang mit der Eigenfrequenz der belasteten Struktur sowohl eine dynamische Verstärkung als auch eine dynamische Dämpfung der Belastung bewirken kann (vgl. u. a. [48, 29]), wird bei diesen Lastansätzen nicht berücksichtigt.

4.3.3.2 Bemessungsansatz nach MINIKIN

Von der Vielzahl der Bemessungsansätze ist trotz ihrer erheblichen Mängel der Ansatz von MINIKIN am gebräuchlichsten. Dieser Ansatz wird nachfolgend der Vollständigkeit halber aufgeführt, er sollte jedoch nur für erste Voruntersuchungen im Rahmen der technisch wirtschaftlichen Optimierung verwendet werden. Für die abschließende Bemessung sollten Fachinstitute eingeschaltet werden.

Nach MINIKIN wird der Gesamtdruck durch Überlagerung eines hydrostatischen und eines aus dem Wellenstoß herrührenden dynamischen Druckanteils bestimmt (Abb. A4.35). Ausgehend von den Modellergebnissen, Messungen in der Natur und der Analyse von Fehlschlägen bei verschiedenen Molenbauten, stellt MINIKIN eine empirische Formel für den dynamischen Druck bei brechenden Wellen auf. Sie lautet in der im Shore Protection Manual [2] angegebenen Form:

$$P_{dyn} = 101 \cdot \gamma \cdot \frac{H_b}{L_d} \cdot \frac{d_s}{d} (d_s + d) \; [kN/m^2]$$

mit
- H_b = Wellenhöhe im Brechpunkt
- L_d = Wellenlänge in der Wassertiefe d
- d = Wassertiefe eine Wellenlänge vor der Wand
- d_s = Wassertiefe unmittelbar am Bauwerksfuß
- γ = Dichte des Wassers s ~ 10 [kN/m³]

Der maximale, in Höhe des Ruhewasserspiegels angesetzte Druck p_{dyn} nimmt im Bereich der Wellenhöhe (Abb. A4.34) parabolisch ab. Es ist

$$p_{dyn}(\eta) = p_{dyn} \left[\frac{H_b - 2|\eta|}{h_b} \right]^2$$

wobei η die Entfernung vom Ruhewasserspiegel bezeichnet.

Der parabolische Druckabfall gegen Null im Bereich der Wellenhöhe kommt den Meßergebnissen in der Natur und im Modell relativ am nächsten. Da die Gleichung für einen speziellen Wellenbrechertyp mit einem zusammengesetzten Querschnitt entsprechend Abb. A4.35 entwickelt wurde, sind Verallgemeinerungen, zum Beispiel durch Einführung der Strandneigung, problematisch.

4.3.3.3 Bemessungsansatz nach GODA

Die in den vorangegangenen Abschnitten aufgeführten Lastansätze zur Bemessung senkrechter Strukturen im Falle nicht brechender und brechender Wellen am Bauwerk basieren auf Untersuchungen mit regulären Wellen, der natürliche Seegang wurde für die Ermittlung der Ansätze nicht berücksichtigt. Nachfolgend wird der Ansatz von GODA [15,

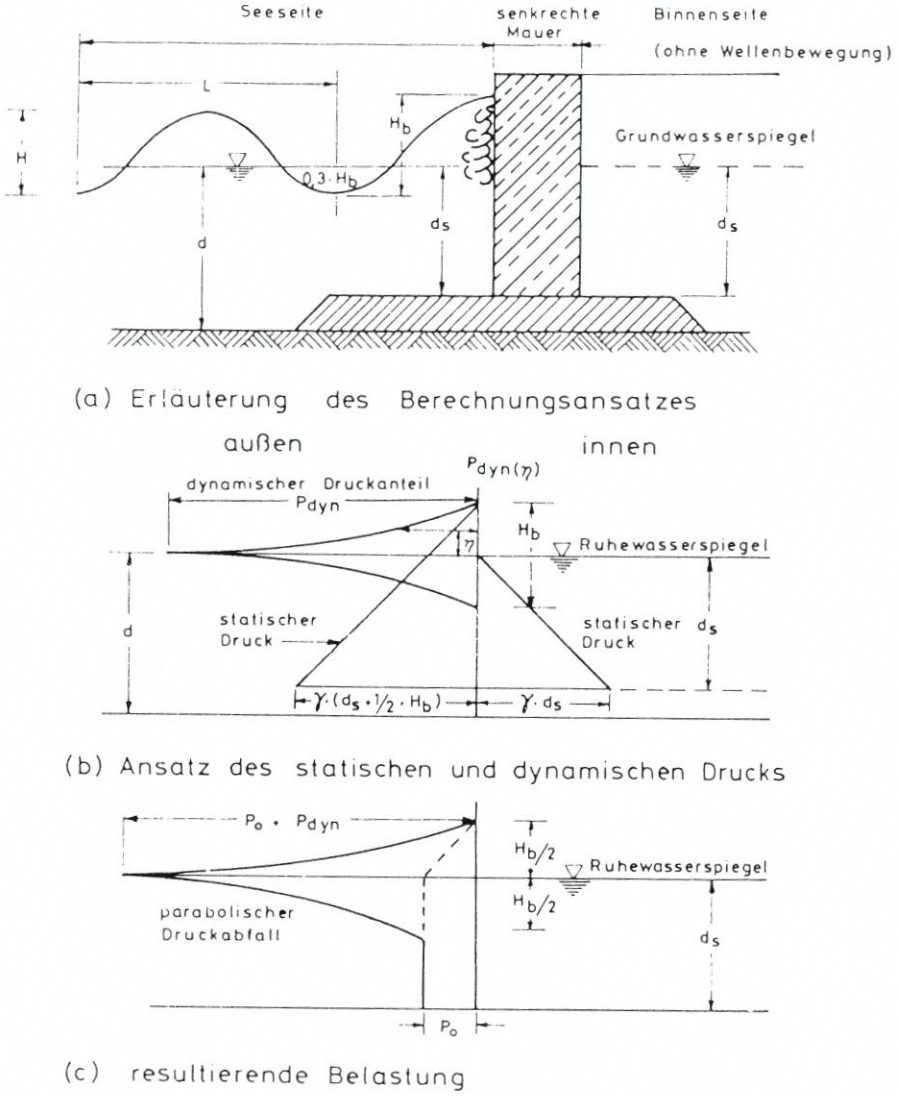


Abb. A4.35. Belastungsansatz nach MINIKIN (nach [23])

16] dargestellt, der in den japanischen technischen Standards als Bemessungsgrundlage empfohlen wird.

Der Ansatz faßt für den natürlichen Seegang die Belastung aus stehenden und brechenden Wellen zusammen. Besonders zu beachten ist jedoch, daß die Druckschlagbelastung (shock pressure) infolge direkt am Bauwerk brechender Wellen auch in diesem Ansatz nicht enthalten ist.

Nach Abb. A4.36 steigt der Druck linear von dem Wert p_2 an der Sohle bis zu dem Größtwert p_1 auf der Höhe des Ruhewasserspiegels. Oberhalb des Ruhewasserspiegels fällt der Druck linear bis auf den Wert 0 auf der Höhe η.

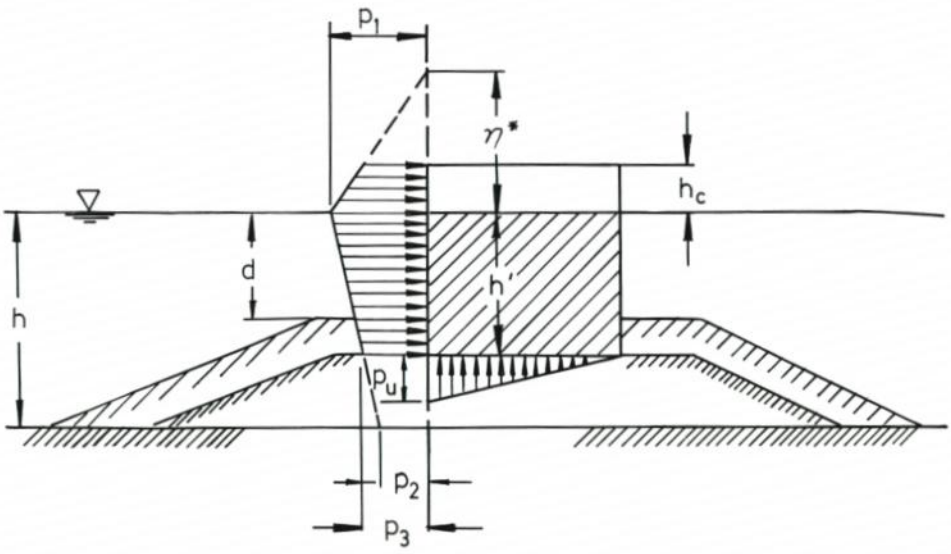


Abb. A4.36. Belastungsansatz nach GODA (nach [16])

Mit:

$$\eta = 1{,}5 \times H_{bem}$$

folgt die Druckverteilung an der senkrechten Wand für senkrechten Wellenangriff zu:

$$p_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) \times \gamma_w \times H_{bem}$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh\left(2\pi \frac{h}{L}\right)}$$

$$p_3 = \alpha_3 \times p_1$$

Die Beiwerte α_1, α_2 und α_3 werden mit folgenden Gleichungen berechnet:

$$\alpha_1 = 0{,}6 + 0{,}5 \times \left[\frac{4\pi \frac{h}{L}}{\sinh\left(4\pi \frac{h}{L}\right)}\right]$$

$$\alpha_2 = \min\left(\left[\frac{h_b - d}{3h_b} \times \left(\frac{H_{bem}}{d}\right)^2\right], \left[\frac{2d}{H_{bem}}\right]\right)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \times \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(2\pi \frac{h}{L}\right)}\right]$$

Die Bezeichnungen in den vorstehenden Gleichungen bedeuten (vgl. Abb. A4.35):
H_{bem} = Bemessungswellenhöhe bei der Wassertiefe h_b (GODA 1990)
ρ_1 = Druck in Höhe des Ruhewasserspiegels

ρ_2 = Druck an der Sohle
ρ_3 = Druck am Fußpunkt des Bauwerks (Wassertiefe h')
h = Wassertiefe vor der Fußsicherung der senkrechten Wand
h_b = Wassertiefe in einer Entfernung vor der Wand, die der 5fachen signifikanten Wellenhöhe H_s des Bemessungsseeganges entspricht
d = Wassertiefe an der Oberfläche der Fußsicherung vor der senkrechten Wand
γ_w = Wichte des Wassers
L = Wellenlänge der Bemessungswelle in der Wassertiefe h (Die für die Berechnung erforderliche Wellenperiode wird der zu der signifikanten Wellenhöhe zugehörigen Periode T_{Hs} des Bemessungsseeganges gleichgesetzt.)

Als Bemessungswellenhöhe ist die maximale, während des Bemessungssturmes auftretende Wellenhöhe zu verwenden, die nach [14] vereinfacht angesetzt werden kann zu (vgl. Abschn. 3):

$$H_{bem} = H_{max} = 1{,}8 \times H_s$$

Der vertikale Druck (Auftrieb) nimmt über die Bauwerkstiefe mit einem wasserseitigen Größtwert p_u (vgl. Abb. A4.35) linear auf 0 landseitig ab. Der Druck p_u wird wie folgt berechnet:

$$p_u = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \gamma_w \times H_{bem}$$

4.3.4 Belastung durch gebrochene Wellen

Steht ein Bauwerk in so flachem Wasser oder sogar außerhalb der Wasserlinie, wie es zum Beispiel bei Tidebewegung der Fall sein kann, so sind die anlaufenden Wellen bereits gebrochen, bevor sie das Bauwerk erreichen. Die Energie der auf die Küstenlinie zulaufenden Wellen nimmt durch den Brechvorgang erheblich ab, so daß die Belastung der Wand geringer ist als bei einer am Bauwerk brechenden Welle. Bislang gibt es jedoch keine umfassenden Untersuchungen, aus denen sich eine Beziehung zwischen den auf das Bauwerk wirkenden Kräften und den verschiedenen Wellen- und Bauwerksparametern ableiten läßt.

Unter vereinfachenden Annahmen können die Wellenkräfte nach dem im Shore Protec-

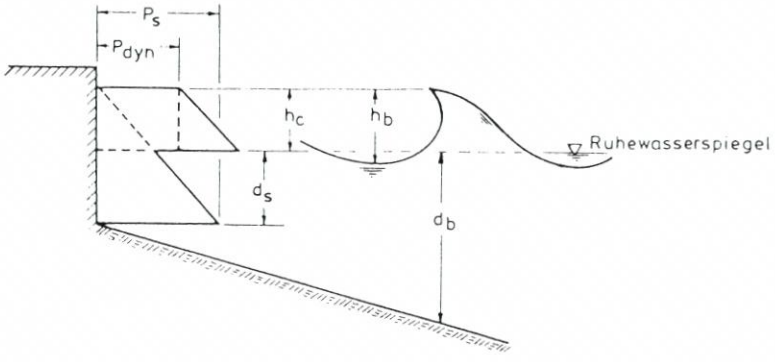


Abb. A4.37. Belastungsansatz für bereits gebrochene Wellen, Bauwerk seewärts des Ruhewasserspiegels (nach [2])

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

tion Manual [2] angegebenen Verfahren näherungsweise bestimmt werden. Dieses Verfahren soll hier der Vollständigkeit halber zur Abschätzung der auftretenden Belastung wiedergegeben werden; für eine genaue Bestimmung der Kräfte sind Modellversuche erforderlich.

In dem Verfahren wird angenommen, daß die gebrochene Welle mit der gleichen Höhe und Geschwindigkeit, die sie beim Brechen innehatte, weiterläuft. Das bedeutet, daß sich im Moment des Brechens die Bewegung der Wasserteilchen von einer schwingenden in eine translatorische ändert. Es werden nach der Anordnung der Ufermauer zwei Fälle unterschieden, entweder Lage der Wand seewärts oder landwärts des Ruhewasserspiegels.

Das Belastungsdiagramm für den Fall einer Wand seewärts des Ruhewasserspiegels ist in Abb. A4.37 dargestellt. Für den dynamischen Anteil des Druckes p_{dyn} wird folgender Ansatz empfohlen:

$$p_{dyn} = \frac{\gamma}{2g} \times C^2 = \frac{\gamma \times d_b}{2}$$

mit $C = \sqrt{g \cdot d_b}$ = Wellengeschwindigkeit im Brechpunkt,
d_b = Wassertiefe im Brechpunkt der Welle,
g = Erdbeschleunigung und
γ = Wichte des Wassers.

Dieser Staudruck wird als konstanter Druck im Bereich des Wellenkamms dem statischen Druck überlagert.

Für die Lage des Kamms (Höhe h_c) über dem Ruhewasserspiegel gilt näherungsweise

$$h_c = 0{,}7 \times H_b$$

mit H_b = Wellenhöhe im Brechpunkt

Der statische Druck p_s nimmt linear von $p_s = 0$ in Höhe des Wellenkamms auf

$$p_s = \gamma \, (h_c + d_s)$$

zu (Abb. A4.37).

Steht die Uferschutzmauer landwärts des Ruhewasserspiegels, so gilt das Belastungsdiagramm nach Abb. A4.37. Für die Höhe des Auflaufschwalls wird in Näherung die doppelte Brecherhöhe $2 \cdot H_b$ über dem Ruhewasserspiegel angenommen, wenn keine näheren Untersuchungen über den Wellenauflauf durchgeführt werden.

Die Geschwindigkeit des Auflaufschwalls v' kann annähernd zu

$$v' = C \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)$$

und die Dicke des Auflaufschwalls zu

$$h' = h_c \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)$$

berechnet werden.

Die Bezeichnungen gehen, soweit sie nicht im vorigen Abschnitt erklärt wurden, aus Abb. A4.38 hervor.

Der dynamische Druck p_{dyn} wird wiederum als konstant (über die Höhe h') angesetzt und ergibt sich zu

$$p_{dyn} = \frac{\gamma}{2g} \times v'^2 = \frac{\gamma \times d_b}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2$$

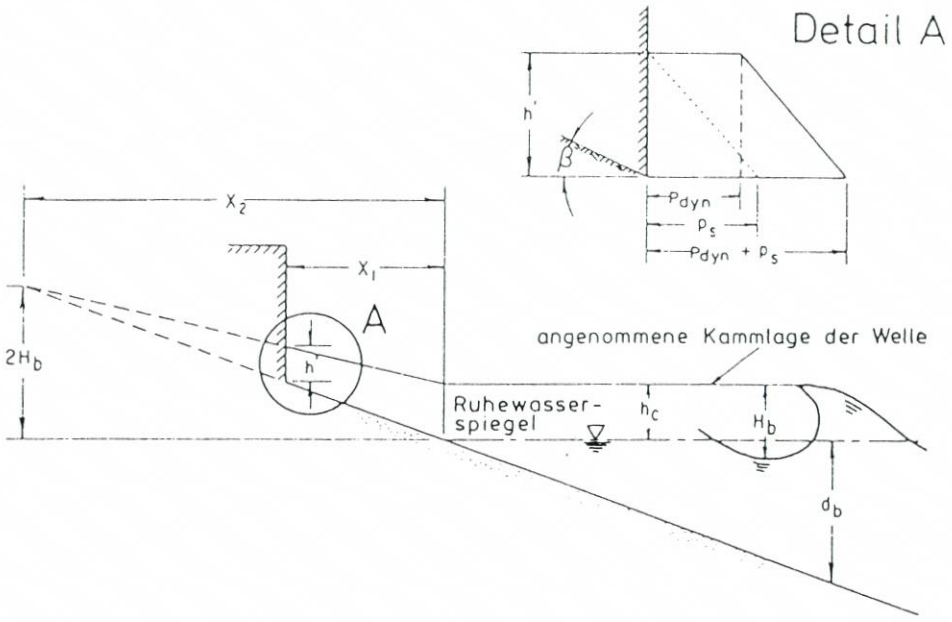


Abb. A4.38. Belastungsansatz für bereits gebrochene Wellen, Bauwerk landseitig des Ruhewasserspiegels (nach [2])

Der statische Druck ergibt sich zu

$$p_s = \gamma \times h' = \gamma \times h_c \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)$$

4.4 Wellenkräfte auf Pfahlbauwerke

4.4.1 Allgemeines

Zur Berechnung der durch Seegang hervorgerufenen Belastung von Kreiszylindern sind zwei Verfahren gebräuchlich. Das Überlagerungsverfahren wird angewandt, wenn die Querschnittsabmessungen des Pfahles klein im Verhältnis zur Wellenlänge sind. Als Grenze kann für den Kreisquerschnitt $D/L < 0{,}05$ angenommen werden. Für die Ermittlung der Belastung auf im Verhältnis zur Wellenlänge große Kreiszylinder wurden Verfahren auf der Grundlage der Diffraktionstheorie entwickelt. Wegen der relativ geringen Bedeutung von Kreiszylindern bei Aufgaben des Küstenschutzes wird im folgenden nur das Überlagerungsverfahren für Pfahlbauwerke kurz behandelt.

4.4.2 Das Überlagerungsverfahren nach Morison, O'Brien, Johnson, Schaaf

Das Verfahren geht davon aus, daß die Kraft auf einen Körper in einer nichtstationären Strömung aus den zwei Anteilen

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Strömungskraft und Beschleunigungskraft

besteht und daß diese Anteile getrennt berechnet und linear überlagert werden können.

Für senkrecht stehende Pfähle wird weiterhin davon ausgegangen, daß die horizontale Komponente u der Orbitalgeschwindigkeit in der Pfahlmittelachse die wirksame Strömung und die horizontale Komponente du/dt der Orbitalbeschleunigung die wirksame Beschleunigung ist. Das Verfahren ist auch auf horizontale oder geneigte Zylinder anwendbar.

Die Gesamtkraft P_{ges} auf einen Körper ergibt sich zu:

$$P_{ges} = P_D + P_M = C_D \times \frac{1}{2} \times \frac{\gamma_w}{g} \times F \times u \times |u| + C_M \times \frac{\gamma_w}{g} \times V \times \frac{du}{dt}$$

P_{ges} = Strömungskraft + Beschleunigungskraft [kN] bzw. [kN/m]
P_D = Strömungskraft auf den Körper [kN]
P_M = Beschleunigungskraft auf den Körper [kN]
C_D = Form- und Strömungsbeiwert [-]
C_M = Massenbeiwert [-]
γ_w = Wichte des Wassers [kN/m³]
g = Erdbeschleunigung [m/s²]
u = horizontale Komponente der Orbitalgeschwindigkeit [m/s]
$\frac{du}{dt}$ = horizontale Komponente der Orbitalbeschleunigung [m/s²]
F = projizierte Fläche des Körpers senkrecht zur Strömungsrichtung [m²]
V = Volumen des umströmten Körpers [m³]

Die Gesamtkraft je Längeneinheit auf einen kreiszylindrischen, senkrechten Pfahl ergibt sich zu:

$$P_{ges} = P_D + P_M = C_D \times \frac{\gamma_w}{2 \times g} \times D \times u \times |u| + C_M \times \frac{\gamma_w}{g} \times \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{du}{dt}$$

D = Durchmesser des Pfahles [m]

P_D und P_M sind phasenverschoben; für die Ermittlung der Gesamtkraft ist die Berechnung daher für unterschiedliche Phasenwinkel durchzuführen. Bei Anwendung der linearen Wellentheorie ist das Maximum der Beschleunigungskraft um 90° phasenverschoben gegenüber der Strömungskraft, die ihr Maximum im Wellenberg hat.

Der C_D-Wert erfaßt das reibungsbedingte Verhalten der Flüssigkeit und ist abhängig von der Form des umströmten Körpers, der REYNOLDS-Zahl

$$Re = \frac{u \times D}{\upsilon}$$

u = Strömungsgeschwindigkeit infolge Orbitalbewegung [m/s]
D = Pfahldurchmesser bzw. charakteristische Abmessung [m]
υ = kinematische Zähigkeit [m²/s] ($\upsilon = 1{,}0 \cdot 10^{-6}$ m²/s für Wasser bei 20 °C)

der Oberflächenrauheit des Pfahles und dem Ausgangsturbulenzgrad der Flüssigkeit. Entscheidend für die Strömungskraft ist die Lage des Ablösepunktes in der Grenzschicht des umströmten Körpers.

Es muß unterschieden werden zwischen einem unterkritischen Bereich der REYNOLDS-Zahl mit einer laminaren Grenzschicht und einem überkritischen Bereich mit turbulenter Grenzschicht. In der Natur liegt die REYNOLDS-Zahl meist im überkritischen Bereich. Wie die Abb. A4.39 zeigt, kann die Wahl der Wellentheorie das Ergebnis entscheidend beeinflussen.

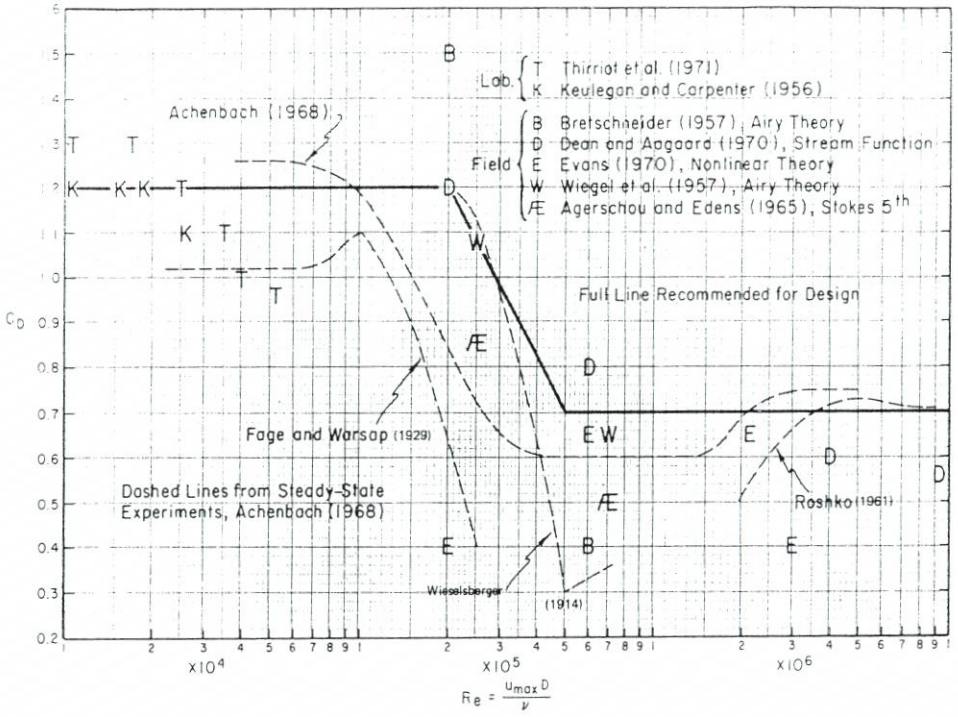


Abb. A4.39. C_D-Werte für Kreiszylinder in Abhängigkeit von der REYNOLDS-Zahl [2]

Für kreiszylindrische Pfähle im Tiefwasserbereich mit nichtbrechenden Wellen wird allgemein vorgeschlagen, mit einem Wert $C_D = 0{,}7$ zu bemessen. Hinsichtlich der C_D-Werte anderer geometrischer Formen wird auf das Schrifttum verwiesen [36].

Einem freistehenden Körper, der einer beschleunigten Strömung ausgesetzt ist, wird durch die Strömung eine Kraft in Richtung der Beschleunigung aufgeprägt. Der Massenbeiwert C_M gibt an, welche Flüssigkeitsmasse im Verhältnis zur Verdrängungsmasse m_o des in der Flüssigkeit befindlichen Körpers beschleunigt werden muß. Es ist

$$C_M = 1 + \frac{m_a}{m_o}$$

m_o = durch den Körper verdrängte Flüssigkeitsmasse
m_a = zusätzlich zu beschleunigende Flüssigkeitsmasse (added mass).

Auf unterschiedliche Definitionen für die Massenbeiwerte C_M sei hingewiesen. Teilweise wird als Referenzmasse nicht die Verdrängungsmasse zugrundegelegt, oder es wird nur das Verhältnis der Differenz, also der Wert C_M-1, angegeben.

Bei senkrecht angeströmten Platten oder allgemein bei Körpern mit großer Anströmfläche gegenüber dem Gesamtvolumen nehmen die C_M-Werte sehr große Werte an, wenn man die oben gegebene Definition benutzt. Obwohl im Prinzip die Faktoren, die den C_D-Wert beeinflussen, auch einen Einfluß auf den C_M-Wert haben, konnte bisher keine abgesicherte quantitative Abhängigkeit von der REYNOLDS-Zahl aufgezeigt werden.

Der theoretische C_M-Wert für einen Kreiszylinder in einer reibungsfreien Flüssigkeit beträgt:

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

$$C_M = 2.0$$

Dieser Wert wird auch für praktische Entwurfsaufgaben im Tiefwasserbereich empfohlen. Hinsichtlich der C_M-Werte anderer geometrischer Formen wird auf das Schrifttum verwiesen.

Die in die Gleichung für die Wellenkräfte eingehenden Orbitalgeschwindigkeiten und Beschleunigungen sind entsprechend Abschn. 3 nach der für die örtlichen Verhältnisse maßgebenden Wellentheorie zu ermitteln. In den meisten Fällen können mit der linearen Wellentheorie realistische Belastungsgrößen ermittelt werden.

4.4.3 Sonderfälle

Es muß beachtet werden, daß bei Pfählen, die dichter als etwa 4 Pfahldurchmesser zusammenstehen, eine Erhöhung der Belastung bei in Wellenrichtung nebeneinanderstehenden Pfählen und eine Abminderung der Belastung bei hintereinanderliegenden Pfählen eintritt. Es werden folgende Korrekturen für die Belastung (Tab. A4.4) vorgeschlagen:

Tabelle A 4.4. Multiplikator bei kleinen Pfahlabständen

Pfahlmittelabstand $e = a \cdot \overline{D}$ / Pfahldurchmesser $\overline{D}$	a:	2	3	4
Für Pfähle in Reihen parallel zum Wellenkamm		1,5	1,25	1,0
Für Pfähle in Reihen senkrecht zum Wellenkamm		0,7	0,8	1,0

Für brechende Wellen im Tiefwasser kann wie bei nichtbrechenden Wellen bemessen werden, wenn die entsprechenden Orbitalgeschwindigkeiten und -beschleunigungen berücksichtigt werden.

Dagegen wird für brechende Wellen im Flachwasser vorgeschlagen, den C_D-Wert zu erhöhen. Im Shore Protection Manual [2] wird empfohlen, den Beiwert

$$C_D\text{-Brechen} = 2{,}5 \cdot 0{,}7 = 1{,}75$$

anzusetzen.

Wegen der kurzen Dauer der Spitzenbelastung kommen andere Autoren zu dem Schluß, daß diese hohen Belastungen nicht als statisch wirksame Last für die gesamte Konstruktion anzusetzen sind, sondern nur für die örtliche Bemessung (z. B. Beulen der Zylinderwandung).

Die Frage zusätzlicher Sicherheitsfaktoren, die die Streuung von gemessenen Kräften gegenüber theoretisch berechneten Kräften berücksichtigen, ist für Flachwasserverhältnisse exemplarisch untersucht worden (36). Es wird vorgeschlagen, die maximalen Beiwerte C_D und C_M nach Untersuchungen im Großen Wellenkanal in Abhängigkeit von der KEULE-GAN-CARPENTER-Zahl

$$Kc = \frac{\max u \times T}{D}$$

max u = maximale horizontale Strömungsgeschwindigkeit infolge Orbitalbewegung [m/s]

T = Periode der Bemessungswelle [s]
D = Pfahldurchmesser [m]

zu bestimmen (Tab. A4.5)

Tabelle A 4.5. Maximale Beiwerte für lotrechte Pfähle (Kreiszylinder) in Abhängigkeit von der KEULEGAN-CARPENTER-Zahl nach Messungen im Großen Wellenkanal [36]

maximale Beiwerte	Kc	5	10	15	20
	C_D	0	1,10	1,00	0,90
	C_M	1,80	1,65	1,35	1,30

Es wird empfohlen, im küstennahen Bereich den zusätzlichen Sicherheitsfaktor 1,5 zu verwenden. Diese Empfehlung basiert auf Naturmessungen an einem Meßpfahl seewärts der Brandungszone [36].

Abschließend soll noch auf die Schwingungskräfte im Pfahl hingewiesen werden, die durch Ablösewirbel entstehen und die quer zur Anströmrichtung wirken. Die Größe dieser Kräfte ist abhängig vom Eigenschwingverhalten des Bauteils. Je starrer das Bauwerk ist, um so geringer sind diese Kräfte. An starren Bauwerken können Schwingungskräfte in der Größe der Strömungskräfte als vernünftige obere Grenze angesehen werden. Bei Eigenfrequenzen des Bauwerks, die das Doppelte der Wellenfrequenz betrugen, konnten Schwingungskräfte nachgewiesen werden, die bis zum 4,5fachen der Strömungskräfte reichten.

5. Strömungen

5.1 Allgemeines

Die Strömungen im Küstenvorfeld und in den Flußmündungen sind äußerst kompliziert, da sich zahlreiche Einflüsse überlagern. Die Gezeitenschwingung der freien See geht über in ein Schwingungssystem, das von der Form 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 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.

GÖHREN [3] schreibt dazu u. a.: „Obwohl die physikalischen Zusammenhänge weitgehend geklärt sind, ist es kaum möglich, die Strömungen eines solchen Gebietes theoretisch (durch Lösung der hydrodynamischen Differentialgleichungen) oder durch Modellversuche hinreichend genau zu erfassen. Um zu quantitativen Ergebnissen zu gelangen, d. h. die Strömungen eines bestimmten Punktes 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Meßstationen synoptische Messungen über einen möglichst langen Zeitraum durchführen müßte, um ein genaues und vollständiges Bild aller Vorgänge zu erhalten.

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 werden die dort auftretenden Strömungen den folgenden Gruppen zugeordnet:

1. Astronomisch bedingte Tideströmungen
2. Dichteströmungen in Tideflüssen
3. Seegangserzeugte Strömungen
4. Driftströmungen

Die großräumigen ozeanischen Strömungen und die Tideströmungen sind örtlich nahezu gleichförmig, d. h. sie ändern sich nur mit den astronomischen Veränderungen im Verlaufe 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. Jahrezeiten).

5.2 Tideströmungen

Die äußeren Kräfte, die Meeresströmungen hervorrufen, bestehen in der tangentialen Schubkraft des Windes, in den Gezeitenkräften sowie in den Änderungen des Luftdrucks. Die Gezeitenkräfte erzeugen periodische Wasserbewegungen und somit keine großräumigen Wasserversetzungen. Eine dauerhafte Luftdruckverteilung auf der Erde bewirkt keine Strömungen, weil sich das Meer darauf eingestellt hat; stromauslösend wirken nur Änderungen der Luftdruckverteilung.

Als sekundär bezeichnet man jene Kräfte, die selbst keine Bewegungen hervorrufen, sondern nur vorhandene Bewegungen beeinflussen. Es sind dies die Reibungskräfte, welche die Geschwindigkeiten herabsetzen, und die ablenkende Kraft der Erdrotation. Die Reibungskräfte lassen sich exakt nicht erfassen; denn die Strömungen stellen keine einfachen Gleitbewegungen dünner Schichten dar, in der die Reibung außer von dem Geschwindigkeitsunterschied zwischen den Schichten nur von der dynamischen Zähigkeit des Wassers abhängt. Die Strömungen sind turbulent. Die einzelnen Wasserteilchen beschreiben ungeordnete, verflochtene Bahnen, die man weder analytisch darstellen noch durch Beobachtungen verfolgen kann. Mit einer solchen turbulenten Bewegung ist eine sehr viel höhere Reibung verbunden als mit laminarer Bewegung.

Die flache, durch einen breiten Wattgürtel gekennzeichnete Küste der südöstlichen Nordsee ist morphologisch sehr stark gegliedert. Wegen der sehr unregelmäßigen Küstengestalt und der komplizierten Wechselbeziehungen der Einflußfaktoren sind die großräumigen Strömungsverhältnisse und der Sandtransport in diesem Raum noch wenig bekannt und nur in Teilansätzen theoretisch oder modellmäßig zu bestimmen. Unmittelbare Messungen und

Beobachtungen in der Natur sind unentbehrlich zur weiteren Erforschung dieser Vorgänge und waren daher ein wesentlicher Bestandteil der Bemühungen im Küsteningenieurwesen in den letzten Jahrzehnten.

Über die Gezeitenströmungen in der südöstlichen Nordsee, außerhalb des Wattsockels, bestehen aufgrund von modellmäßigen Berechnungen und umfangreichen Strombeobachtungen verhältnismäßig zuverlässige und gesicherte Kenntnisse. Desgleichen sind die Tideflußmündungen und die großen Wattstromrinnen in der Vergangenheit bereits eingehend untersucht worden. Mit Hilfe spezieller Geräte (Wattstrommeßgeräte) werden seit etwa Mitte der 50er Jahre auch die Strömungsverhältnisse im flachen Wattenmeer erforscht:

Die Tideströmungen, Flut- und Ebbestrom, verlaufen entlang der Insel- und Wattenküste ungefähr parallel zur Küste. Vor den Ostfriesischen Inseln ergibt sich ein ostwärts gerichteter Reststrom (Differenz von Flut- und Ebbestromweg) und vor den Nordfriesischen Inseln ein nordwärts gerichteter. 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.

Vor der ostfriesischen Küste und vor den Mündungen der Jade, Weser und Elbe herrschen Drehströmungen mit relativ kleinem Achsenverhältnis vor, während sich in den Gewässern vor der nordfriesischen Küste die Strömungsellipsen mehr der Kreisform nähern. Dieses wird bestätigt durch hydrodynamisch-numerische Modellberechnungen der Nordseegezeiten nach dem von HANSEN entwickelten Verfahren. In Übereinstimmung mit den vorliegenden Beobachtungen konzentriert sich vor Sylt ein Gebiet mit höheren Werten des Achsenverhältnisses, während im übrigen Küstenbereich Werte um 0,1 bis 0,3 (m/s) vorherrschen (GÖHREN, 1974).

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 somit 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.

5.4 Seegangserzeugte Strömungen

Es ist aus der linearen Wellentheorie bekannt, daß sowohl die Länge der Orbitalbahnen als auch die Orbitalgeschwindigkeiten monoton mit zunehmender Tiefe unter dem Ruhewasserspiegel abnehmen (Abb. A5.1). 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.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

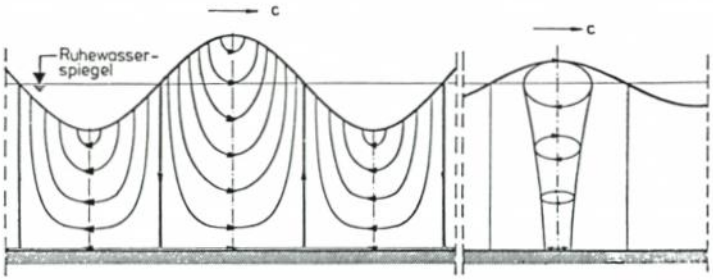


Abb. A5.1. Stromlinien (links) und Orbitalbahnen (rechts) unter einer fortschreitenden Welle mit Grundberührung

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. A5.2 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

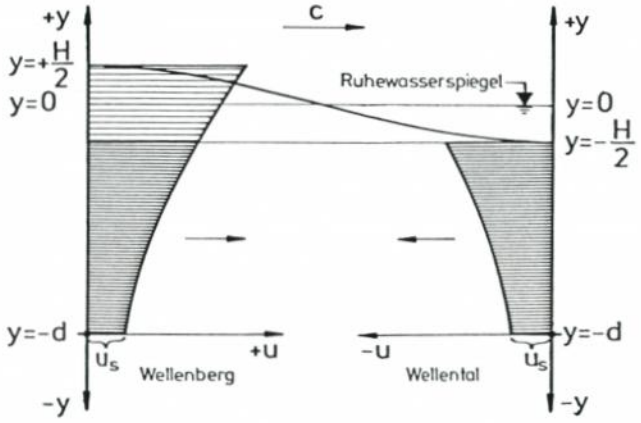


Abb. A5.2. Schematische Darstellung der Abnahme der Horizontalkomponenten der Orbitalgeschwindigkeiten mit der Wassertiefe

$$|V| = \sqrt{u^2 + w^2}$$

berechnet werden.

Das Stromlinienbild der stehenden Welle ist in der Art gegenüber dem einer fortschreitenden Welle 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. A5.3)

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 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 9 periodischen Schwankungen innerhalb einer Wellenperiode. Auf diese Erscheinungen sind die hohen Transportkräfte für den Küstenlängstransport zurückzuführen.

Mit dem Brecherkammwinkel ζ_b (Winkel zwischen Wellenkammrichtung und Küstenlinie) und der Brecherhöhe H_b in m kann nach DETTE die mittlere Brandungsstromgeschwindigkeit $\overline{V}_L$ in m/s

$$\overline{V}_L = H_b^{1/2} \cdot \sin 2\zeta_b$$

überschläglich ermittelt werden [2]

Wellenerzeugte Strömungen am unbefestigten Ufer oder vor Schutzwerken können im Brandungsbereich sehr groß werden. Sie werden hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt und ihre Wirkung auf die Materialumlagerung an zwei Beispielen gezeigt (Abb. A6.1 u. 6.2). Die aus wechselnden Richtungen anlaufenden Wellen können auf zweifache Weise Material am Strand umlagern (s. Abschn. 6):

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.

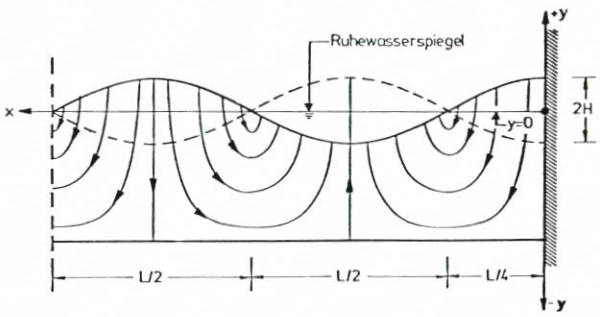


Abb. A5.3. Schematisches Stromlinienbild einer stehenden Welle

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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. Küstendriftströmungen seewärts der Brandungszone

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

GÖHREN [4] hat bereits an zahlreichen Meßergebnissen gezeigt, 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 er als sekundäre Driftströmungen bezeichnet.

Über Verlauf und Intensität der bei Starkwind und Sturmwetterlagen auftretenden Driftströmungen in den Flachwassergebieten der Nordseeküste besteht seit den Untersuchungen von GÖHREN (1968) weitgehend Klarheit. 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 Seegaten 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 [5] werden hier ausschließlich von der freien Wasserspiegelseite her wirkende Strömungen behandelt, wie sie z. B. aus der Fließbehandlung (laminar oder tubulent) 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 sowie Böschung oder Sohle übereinstimmen und zum Abrutschen/Abgleiten von Elementen oder Einzelsteinen beitragen (Abb. A5.4).

Bei Sperrwerken und Sielen ist es insbesondere die durchströmte Querschnittsgröße, die Einfluß auf Bauwerke und Befestigungen hat, während es bei Sportboothäfen die Hafenkonfi-

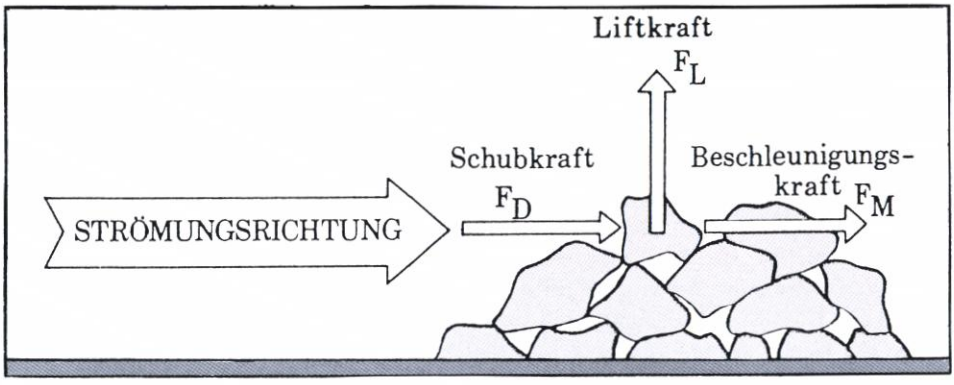


Abb. A5.4. Belastung eines Einzelsteins eines Deckwerkes infolge Überströmung [5]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

guration und die Lage zum Gewässer sind, die Einfluß auf die Wirkung externer Schiffswellen haben.

5.6.2 Sohl- und Böschungsauskleidungen

Für eine gebundene, durchlässige Deckschicht wird die Stabilität gegen Abheben für das erforderliche Flächengewicht:

$$g'_D = \frac{\eta z \cdot 0{,}04 \cdot \alpha \cdot v^2}{\cos\beta} \qquad (kN/m^2)$$

Als Bemessungsdiagramm in Abb. A5.5 ist diese Gl. in Abhängigkeit von der Strömungsgeschwindigkeit v, der Böschungsneigung sowie der Einbettungsziffer α der an der Deckwerksoberfläche liegenden Steine wiedergeben.

Es wird unterschieden zwischen Einbettungsziffern von:

α = 1,0 Oberfläche wie lose Steinschüttung, jedoch verklammert

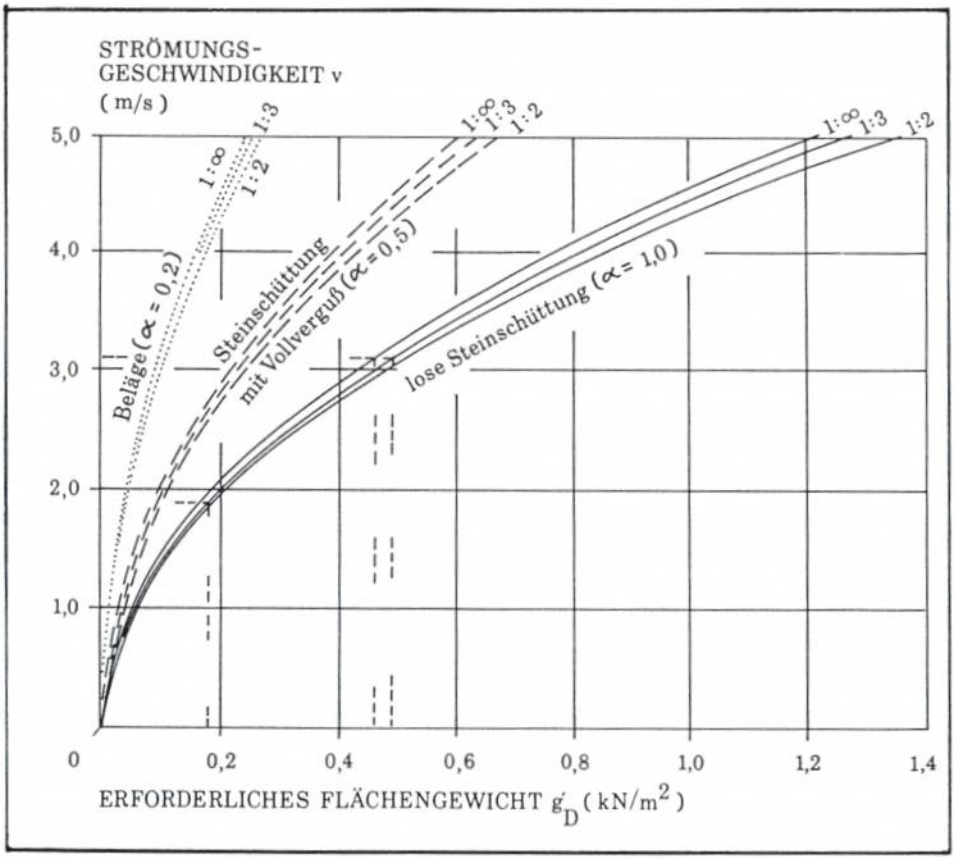


Abb. A5.5. Erforderliches Flächengewicht von gebundenen Böschungs- und Sohlauskleidungen (durchlässig bei einer Stabilität gegen Abheben von n_z = 1,2 in Abhängigkeit von der Überströmung (bei Schublagerung) [5]

α = 0,5 Steinschüttung mit Vollverguß
α = 0,2 Beläge (z. B. Mastixschotter)

wobei alle diese Auskleidungen durchlässig sind.

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 Gl. 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 zugrundegelegten Basis-Trockenrohdichte des Steinmaterials von 2,65 km/m³ nach entsprechender Auflösung:

$$D_{r,o} = \sqrt[3]{\frac{0{,}062 \cdot v^6}{0{,}245 \cdot 2{,}650}} = 0{,}04574 \cdot v^2\ (m)$$

Die Strömungsgeschwindigkeit über der Schüttsteinsohle folgt aus der Kontinuitätsgleichung.

$D_{r,o}$ 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

Am Nahbereich von Bauwerken dieser Art 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. Strömungsgeschw. im Zentrum des Querschnitts
A = Oberfläche des Tidegebietes stromauf
T = Tideperiode 12:25 h
F = Querschnitt

möglich.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 den Einflüssen aus vorbeifahrender Schiffahrt und einlaufendem Seegang. Damit wirken auf sie alle Phänomene der Wellenausbreitung und angeregter Hafenschwingungen, verbunden mit Schwall- und Sinkeffekten 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.

6. Sandbewegung im Küstenbereich

6.1 Allgemeines

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 Netto-Transportmenge ist häufig ein relativ kleiner Unterschied zwischen zwei großen („Brutto-")Mengen. 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; nennenswerte Suspensionskonzentrationen sind in Höhen von mehr als 0,5 m über der Sohle nur selten anzutreffen.

Der Sedimenttransport innerhalb der Brandungszone hängt hauptsächlich von der Turbulenzenergie aus der Dissipation der Wellenenergie und den wellenerzeugten Strömungen ab. Der hohe Eintrag an Turbulenzenergie aus der Dissipation in die Wassersäule bis zur Sohle hin führt zu Sedimentkonzentrationsverteilungen, die nahezu gleichförmig über die Wassersäule verteilt sind. In einzelnen Bereichen der Brandungszone kann sich oberhalb dieser Suspensionsschicht noch eine zweite Schicht ausbilden, die aus der Diffusion von der Sohle herrührt. Dieser Vorgang hängt vom Brechertyp und von der Breite der Brandungszone ab.

Kennzeichnend für den Sedimenttransport in der Brandungszone sind schnelle und gelegentlich sogar spektakuläre Änderungen von Strandform und Strandprofil.

Die Brandungszone kann in drei Transportzonen unterteilt werden:

1. Bereich vom Brechpunkt der einzelnen Wellen im Seegang bis zu deren Aufschlags- (Eintauch-)punkt in die Wasseroberfläche (Hauptbrecherzone).
2. Zone der gebrochenen Wellen bis zum Punkt der „Wellenreformation".
3. Zweite strandnahe Brecherzone bis zum höchsten Punkt des Wellenauflaufes („swash zone"). Die Strömungsvorgänge in diesem Bereich sind stark unterschiedlich von denen im Bereich der Hauptbrandungszone. Der Sedimenttransport hängt 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 nur eine begrenzte physikalische Bedeutung, mit Ausnahme 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 Konvektion 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, dann sind die Unterschiede der Transportmengen im Vergleich zur Berücksichtigung der Konzentration in der dünnen Schicht klein gegenüber anderen Fehlerquellen. Schwieriger sind aber die Probleme, wenn die Strömungen in der Brandungszone, die den größten Teil des Transportes verursachen, größenordnungsmäßig beschrieben werden sollen.

Ein weiteres Problem stellt zudem noch die Erfassung der Sedimente, 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 landwärtiger und seewärtiger Geschwindigkeit beträchtlich. 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 (Abb. A6.1).

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. Die Transportrate q kann aus dem Produkt von Sedimentkonzentration C und Transportgeschwindigkeit V, bezogen auf die Schichtdicke dh, berechnet werden, sie stellt eine vektorielle Größe dar. Das Integral über die Zeit ergibt den Sedimenttransport Q.

$$Q = \int_{o}^{t} (C \cdot V)\, dh\, dt \qquad (1)$$

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

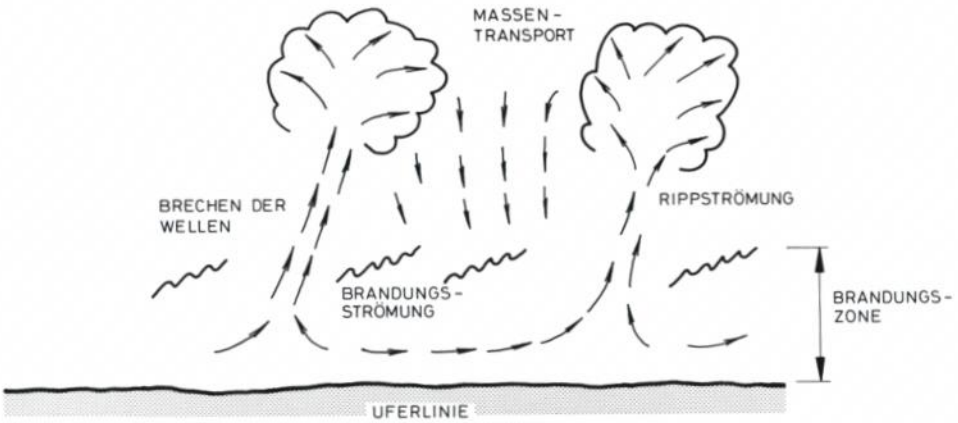


Abb. A6.1. Strömungsmuster im Küstenvorfeld (schematisch nach HORIKAWA, 1978)

Die transportierte Sedimentmenge setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Der größte Anteil (mehr als 90 %) wird in Suspension transportiert, und 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")
- Küstenlängstransport („longshore transport")

Der Küstenquertransport verursacht kurzfristige morphologische Umlagerungen von Sedimenten. Der Küstenlängstransport bewirkt dagegen die langfristigen morphologischen Veränderungen an einer Küste.

6.2 Küstenquertransport

An einer geradlinigen Küste bewirkt ein senkrecht anlaufender Seegang einen Netto-Wassertransport in Wellenfortschrittsrichtung. Dies führt dazu, daß sich die Wassermassen landwärts der Brandungszone an der Küstenlinie aufstauen. Es entsteht der sog. „Brandungsstau" („wave set-up"), der zusätzlich bei Starkwind- und Sturmflutwetterlagen noch um den Windstau („wind set up") vergrößert werden kann (Abb. A6.2 u. A6.3).

Die Küste stellt eine Barriere dar, an der sich die in Bewegung befindliche Wassermasse aufstaut. Die Neigung des Wasserspiegels in der Brandungszone führt zu einer Strömung in seewärtiger Richtung, die mit der ankommenden Strömung im Gleichgewicht steht. Die ankommende Strömung verläuft nahe der Oberfläche und die zurücklaufende im unteren Teil des Wasserkörpers (Abb. A6.3). Die Verteilung der Netto-Wassertransportgeschwindigkeit über die Tiefe hängt sowohl von der Länge, Periode und Höhe der Wellen, als auch von vorhandenen Gezeitenströmungen und weiterhin auch noch von der Sohlrauheit, die das Geschwindigkeitsprofil in der sohlnahen Grenzschicht beeinflußt, ab.

Bei einer konstanten Wasserspiegellage und gleichbleibenden Seegangsbedingungen bildet sich langfristig ein Unterwasserprofil aus, das mit dem Seegang im Gleichgewicht steht und lagestabil bleibt, solange sich die Seegangscharakteristik nicht ändert.

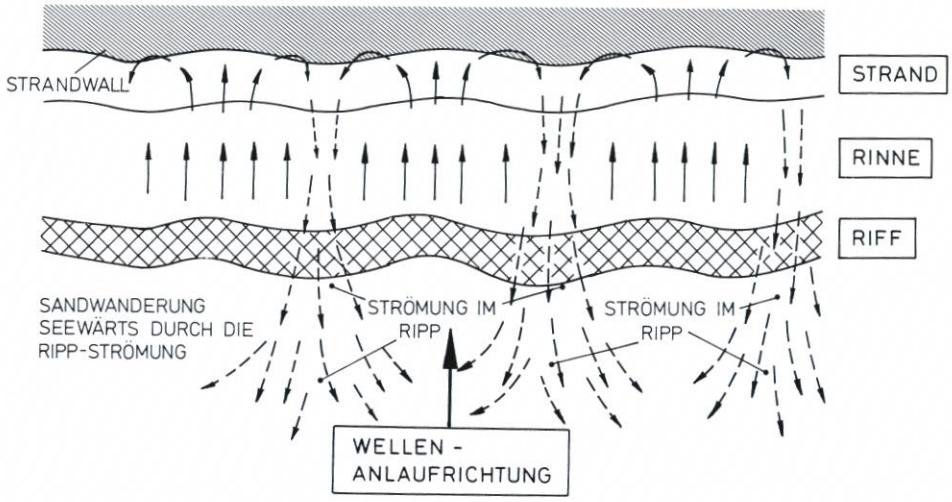


Abb. A6.2. Küstenquertransport (schematisch nach GUTSCHE, 1961)

An einer natürlichen Tideküste verhindern die Gezeiten und täglich sowie jahreszeitlich schwankende Seegangsverhältnisse den Aufbau eines Gleichgewichtsprofiles. Das Strandprofil reagiert jedoch auf jede Veränderung des Seeganges, indem es ständig versucht, sich in ein Gleichgewichtsprofil umzuformen. Daraus resultiert eine pendelnde küstennormale Sedimentbewegung im Unterwasserstrandbereich.

Der zur Küste hin gerichtete Transport ist vorwiegend mit langen, verhältnismäßig flachen Wellen verbunden (z. B. Dünung). Der seewärts gerichtete Transport tritt überwiegend bei kurzen steilen Wellen auf und führt zur Stranderosion. Abb. A6.4 zeigt die Umlagerungen eines Strandprofiles schematisch.

Ein mit einem Seegang nicht im Gleichgewicht stehendes Profil („Außergleichgewichtsprofil") wird im oberen Bereich zunächst relativ schnell erodiert. Das im Unterwasserbereich abgelagerte Sediment führt zu einer Abflachung des Profiles; im gleichen Maße erstreckt sich

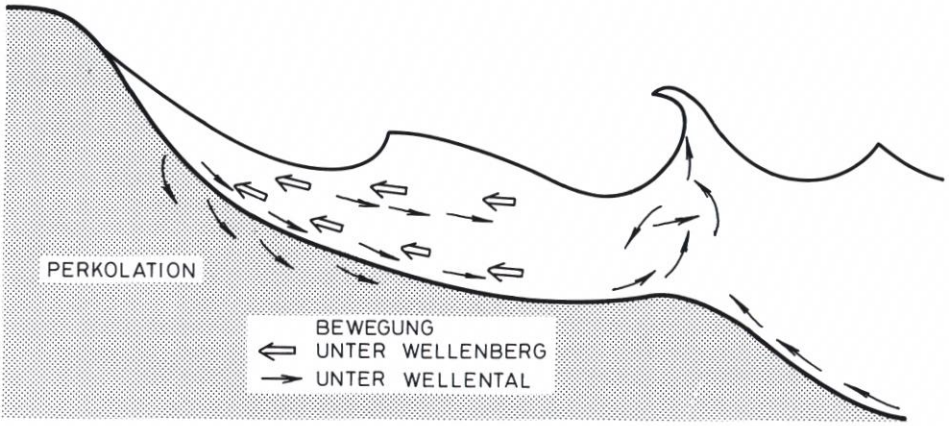


Abb. A6.3. Bewegung von Sediment und Wasser in der Brandungszone bei Normalwetterlagen (MASSIE, 1982)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

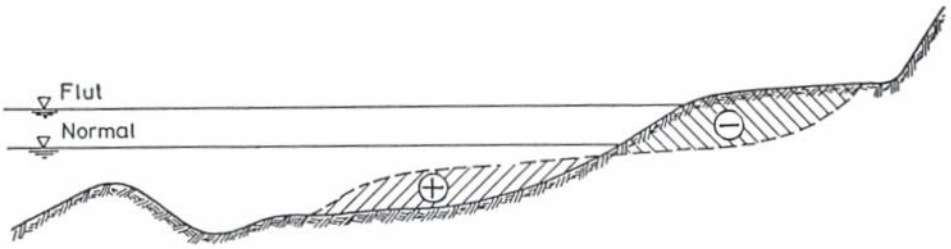


Abb. A6.4. Schematische Darstellung der Küstenquerverlagerung des Sandes unter Wellenangriff während eines erhöhten Wasserstandes (z. B. Sturmflut)

die Umwandlung der Seegangsenergie über einen größeren Bereich, d. h. der Energieeintrag je Flächeneinheit auf die Sohle wird vermindert und entsprechend auch die Erosionsrate. Diese nimmt exponentiell ab und tendiert bei Erreichen des Gleichgewichtszustandes gegen Null.

Bei Sturmfluten mit Wasserständen über dem mittleren Hochwasserstand kommt es häufig zu Ausräumungen (Erosionen) des hohen Strandbereiches und der daran anschließenden Dünen. Abb. A6.5 veranschaulicht an den Profildarstellungen A bis D die Wechselwirkungen zwischen den angreifenden Kräften Wasserstand und Seegang sowie den reagierenden Kräften (morphologische Umlagerungen, Erosions- und Akkumulationsvorgänge im Dünen- und Strandprofil).

An Riffen vor einer Küste wird bei Normalwetterlagen die ankommende Seegangsenergie häufig schon weitgehend umgewandelt, so daß nur noch eine Restwellenenergie in die strandnahe Brandungszone eingetragen wird. Bei erhöhten Wasserspiegellagen, z. B. bei Sturmfluten, wird durch die größeren Wassertiefen über dem Riff die Teilbrandung am Riff ggf. weitgehend ausgesetzt, so daß dann die gesamte Seegangsenergie ohne Dämpfung ebenso wie an Stränden ohne vorgelagerte Riffe in die Strandbrandungszone gelangt.

Die Aufrechterhaltung eines Riff-Rinnen-Systems, wie es z. B. für den Mittelteil und die südliche Hälfte der Insel Sylt charakteristisch ist (s. Abb. D10 u. D46), setzt eine im Jahresablauf dominierende Wirkung von steilen Windwellen, die zudem überwiegend relativ senkrecht zur Küste anlaufen, voraus. Die Lage und Höhe des Riffes verändert sich ständig in Abhängigkeit vom Seegang. Die Entwicklung eines relativ flachen Erosionsprofiles vollzieht sich bei erhöhten Wasserständen innerhalb von wenigen Stunden oder Tagen. Die Restaurierung oder Herstellung eines relativ steilen, sog. Sommerprofiles erstreckt sich dagegen über Wochen und Monate.

6.3 Der Küstenlängstransport

Sobald die Wellenlaufrichtung von der Küstennormalen abweicht, entsteht eine küstenparallele Kraftkomponente, die eine küstenparallele Strömung erzeugt. Das Sediment, das mit dieser Strömung transportiert wird, ergibt den Küstenlängstransport (Abb. A6.6). Wellenerzeugte küstenparallele Strömungen können durch tidebedingte küstenparallele Strömungen überlagert werden. Ebenso kann bei senkrechtem Wellenangriff auch die Tideströmung allein einen Küstenlängstransport bewirken.

Die Auswirkungen auf morphologische Veränderungen einer Küste durch den küstenparallelen Sandtransport hängen entscheidend davon ab, ob es sich bei der Betrachtung der Küste als eine physiographische Einheit (Abb. A6.7) um ein

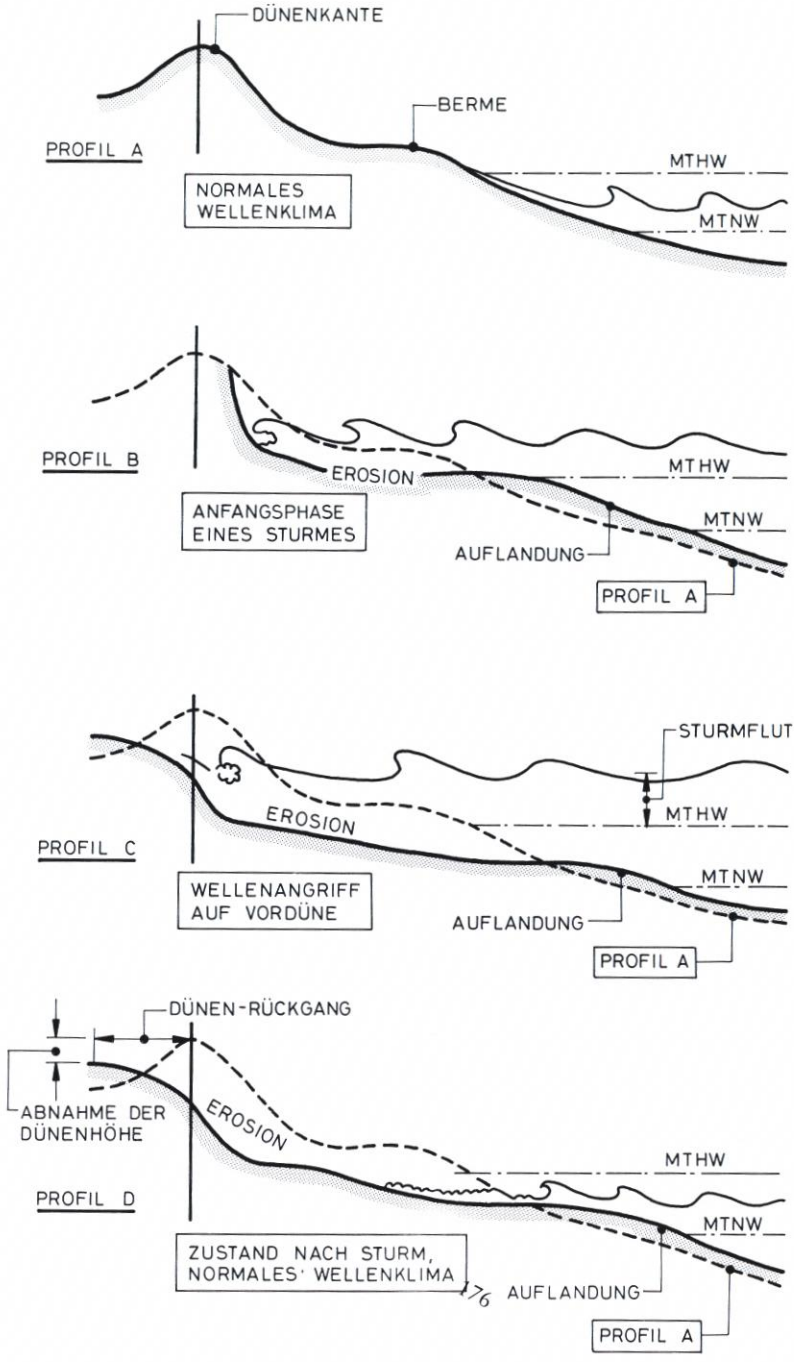


Abb. A6.5. Erosion und Akkumulation im Dünen- und Strandprofil vor, während und nach Sturmfluten (Shore Protection Manual, 1984)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

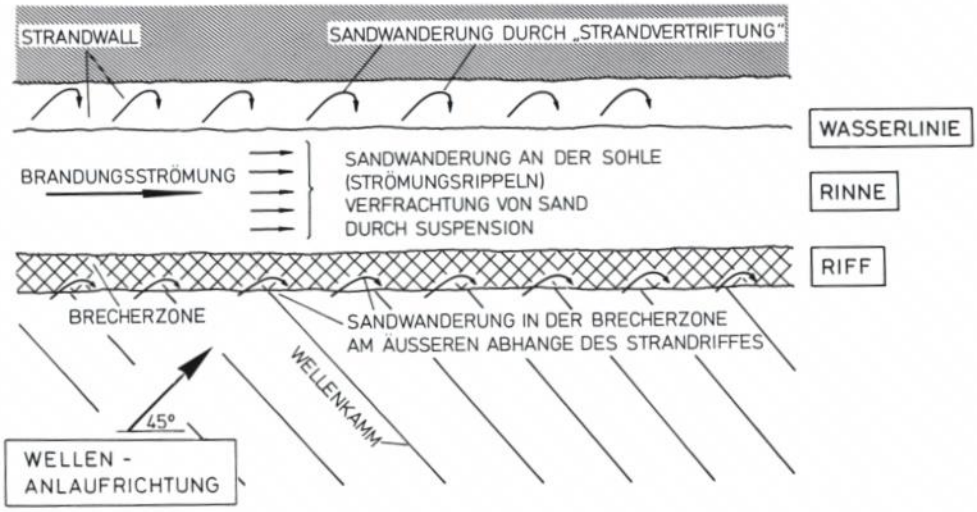


Abb. A6.6. Küstenlängstransport (schematisch nach GUTSCHE, 1961)

- geschlossenes Sandsystem oder um ein
- offenes Sandsystem

handelt.

Bei einem offenen System (ohne Endfestpunkte) wird der Sand, der durch den küstenparallelen Transport an die Enden des Küstenabschnittes gelangt, aus dem System heraus transportiert. Ein solches System stellt z. B. auch die Insel Sylt dar. Der mobilisierte Sand, der die Inselenden erreicht, gelangt von dort in die Haupttiderinnen und geht damit der Westküste vor Sylt fast vollständig verloren. Durch die Orientierung der Haupttiderinnen wird der Sand nach Norden bzw. Süden verfrachtet und kommt den Nachbarinseln RØMØ und AMRUM zugute. Der küstenparallele Sandtransport kann beträchtliche Größenordnungen annehmen. Der Substanzverlust der Insel erreicht im langjährigen Mittel Größenordnungen von 1,0 bis 1,5 Mio. m^3, wovon etwa ein Drittel nach Süden und zwei Drittel nach Norden transportiert werden (s. Empf. D, Abschn. 3.2.2).

Ein geschlossenes Sandsystem wird durch einen Küstenabschnitt repräsentiert, der durch die Anordnung von gewissen Festpunkten an dessen Enden (Endbarrieren) vor einem Sandverlust aus dem System geschützt wird. Dies ist von sog. „Halbmondbuchten" bekannt, bei denen die Sandbewegung durch natürliche Felshalbinseln als Festpunkte (Widerlager) begrenzt wird. Diese Festpunkte werden als „Headlands" oder auch als Inselberg bezeichnet und können sehr weit auseinanderliegen. Innerhalb dieser Buchten pendelt der Sand je nach vorherrschenden Seegangsverhältnissen hin und her; es geht jedoch kaum Sand aus dem System verloren. An Hochenergieküsten können die täglichen und jahreszeitlichen Sandumlagerungen in einem derartigen System beträchtliche Größenordnungen erreichen.

6.4 Der Energiefluß als Sedimenttransportindikator

In Abschnitt 6.1 wurde bereits darauf hingewiesen, daß der Sedimenttransport bei Vernachlässigung der Tideeinwirkung in unmittelbarem Zusammenhang mit der eingebrach-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

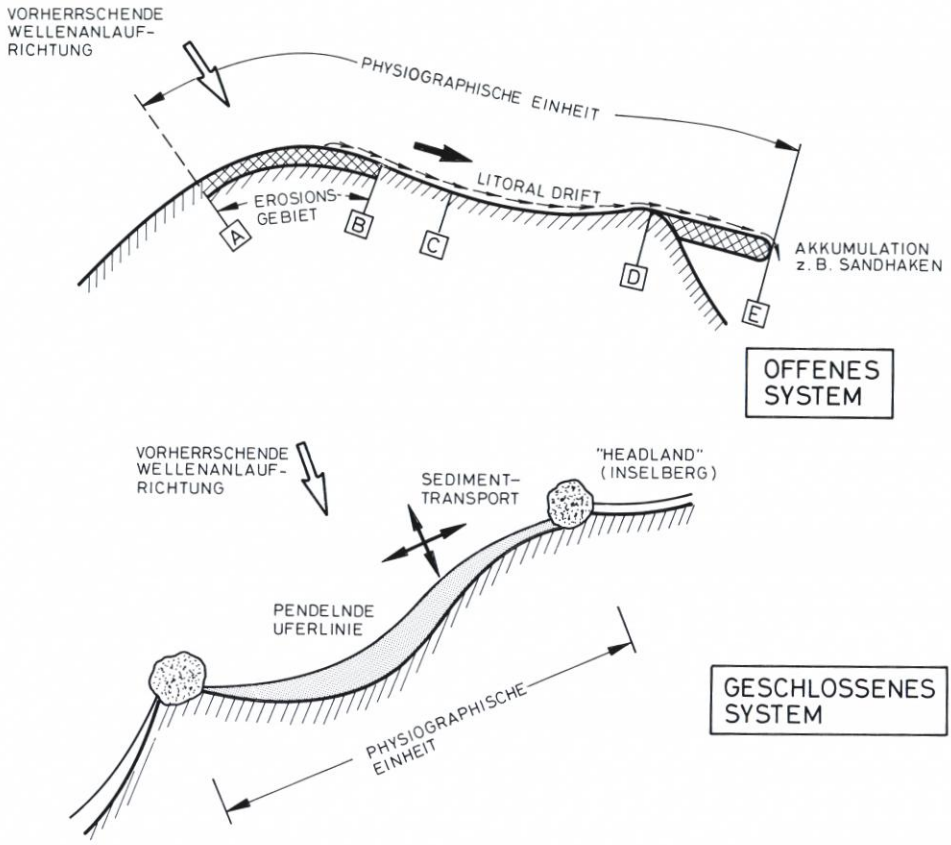


Abb. A6.7. Physiographische Einheiten bei einem offenen (oben) und einem geschlossenen (unten) Küstensystem nach KOHLHASE [9]

ten Seegangsenergie steht. Die Seegangsenergie kann durch den sog. Energiefluß ausgedrückt werden (vergl. Abschn. A 3).

Der Energiefluß ist das Produkt aus Wellenenergie und Wellengeschwindigkeit. Er stellt eine vektorielle Größe dar, die eine Richtung und einen Betrag aufweist. Die vektorielle Größe kann als resultierender Energiefluß auf die Küste oder auch in Komponenten zerlegt, als küstenparalleler und küstennormaler Energiefluß getrennt betrachtet werden.

In erster Näherung kann der Energiefluß durch die Seegangsverhältnisse am Brechpunkt beschrieben werden, wobei die Wellenenergie mit der „root-mean-square"-Wellenhöhe H_{rms} berechnet wird. Eine weitere Vereinfachung besteht in der Berechnung der Wellengeschwindigkeit c, die durch

$$c \cong \sqrt{g \cdot h} \cong \sqrt{g \cdot H_{rms}} \tag{2}$$

ausgedrückt wird.

Damit ergibt sich der Energiefluß P zu

$$P = \frac{1}{8} \rho g H_{rms}^2 \sqrt{g H_{rms}} = \frac{1}{8} \rho g^{\frac{3}{2}} H_{rms}^{\frac{5}{2}} \tag{3}$$

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

mit ρ = Dichte des Meerwassers (kg/m^3), g = Fallbeschleunigung (m/s^2).

Die Richtung des Energieflusses soll sich auf die Wellenanlaufrichtung am Brechpunkt der Wellen beziehen.

Im Folgenden wird am Beispiel der Insel SYLT gezeigt, daß in erster Näherung die Energiemenge des küstenparallelen Energieflusses als ein Indikator für die Größenordnung des Küstenlängsstromes und auch des Küstenlängstransportes angesehen werden kann.

Die Tideströmungen liegen hier im Mittel bei etwa 0,2 m/s und weisen Spitzenwerte von 0,3 m/s bis 0,4 m/s auf. Die wellenerzeugten Geschwindigkeiten des Küstenlängsstromes erreichen dagegen bei hohem Seegang und relativ kleinem Angriffswinkel sowie bei geringeren Wellen mit relativ großem Angriffswinkel Werte bis zu 1,5 m/s [2], d. h. daß die welleninduzierten Strömungen die dominierende Einflußgröße darstellen und daß nur während Schönwetter- und Ostwindlagen die tideerzeugten Strömungen einen Einfluß auf den Küstenlängstransport ausüben können, ansonsten aber vernachlässigt werden können.

Eine Besonderheit der Insel SYLT stellt die Form der Westküste dar, die mit einem Richtungsunterschied von 22° in zwei Abschnitte geteilt ist; im nördlichen Teil verläuft die Küstennormale in Richtung 292° und im südlichen Teil in Richtung 270° der 360°-Windrose (Abb. A6.8 u. Empf. D, Abschn. 3.2.2.1).

Die physikalische Bedeutung der Aufteilung des Energieflusses in die küstennormale und küstenparallele Komponente wird augenscheinlich aus der Betrachtung eines einzelnen Ereignisses, z. B. am 8. 10. 1988 (Abb. A6.9).

Bei etwa gleichem küstennormalen Energiefluß (rd. 80 kW/m) im Süden und Norden der Insel ergeben sich erhebliche Unterschiede in der küstenparallelen Komponente des Energieflusses. Im südlichen Teil der Insel erzeugte der anfänglich aus West (275°) wehende Wind einen küstenparallelen Energiefluß von ca. 12 kW/m in Richtung Süden, der mit den auf WSW (250°) rückdrehenden Winden in die entgegengesetzte Richtung mit rd. 10 kW/m umschlägt. Beide Spitzen sind „schmal" und beinhalten daher nur relativ wenig Energie. Im Vergleich dazu herrschte im nördlichen Teil der Insel ein nach Norden gerichteter Energiefluß über den gesamten Zeitraum von etwa 3 Tagen vor, mit einem Spitzenwert von 29 kW/m (Abb. A6.9).

Die Sturmfluttiden im Januar und Februar 1990 erzeugten küstennormale Energieflußspitzen bis zu 80 kW/m im Süd- und bis zu 70 kW/m im Nordteil der Insel. Im Südteil betrugen die küstenparallelen Energieflüsse bis zu 20 kW/m nach Süden bzw. 23 kW/m nach Norden. Im nördlichen Teil der Insel war dagegen der küstenparallele Energiefluß in diesen beiden Monaten durchgehend nach Norden gerichtet, wobei Spitzenwerte von 45 kW/m und 38 kW/m zugleich einen beachtlich größeren Energieinhalt veranschaulichen (Abb. A6.10). Aus diesen Betrachtungen kann geschlossen werden, daß bei den genannten Ereignissen der küstenparallele Sedimenttransport im Nordteil der Insel um ein Vielfaches größer als im Südteil gewesen ist.

Allgemein belegen derartige Auswertungen die Notwendigkeit, für jede zu betrachtende Lokation einer Küste ähnliche Untersuchungen vorzunehmen, um einen Anhalt über die Transportvorgänge zu erhalten.

6.5 Mobilisierung und Verteilung der Sedimente

Die Mobilisierung des Sandes erfolgt durch den Energieeintrag der in die Flachwasserzone einlaufenden Tiefwasserwelle. Außerhalb der Brandungszone ist es die oszillierende Orbitalgeschwindigkeit der Welle, die in Tidemeeren in Überlagerung mit den Tideströmun-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

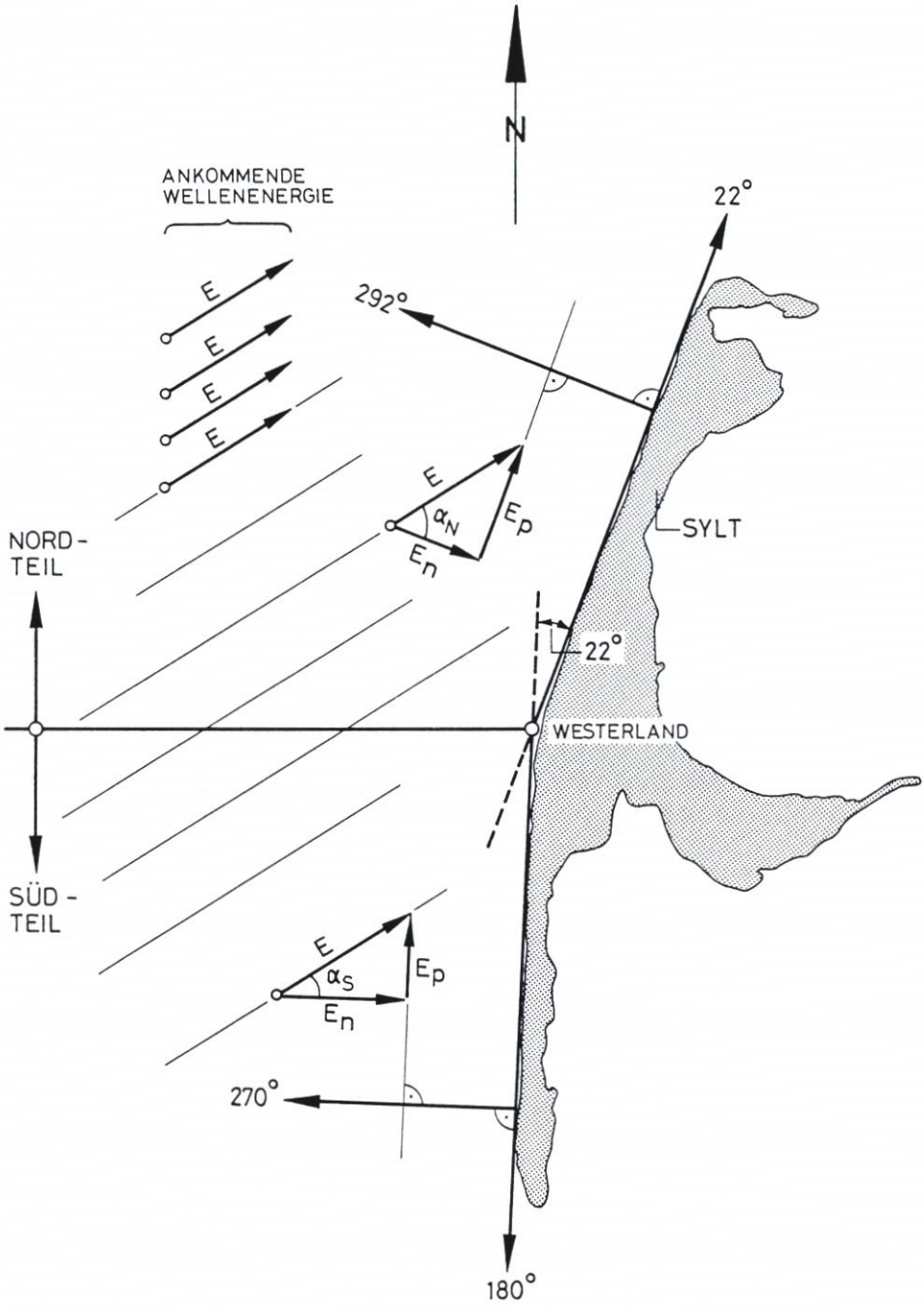


Abb. A6.8. Küstennormale (E_n) und küstenparallele (E_p) Komponenten der ankommenden Wellenenergie (E) im Nord- und im Südteil der Insel (schematisch) (aus FÜHRBÖTER, 1991)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

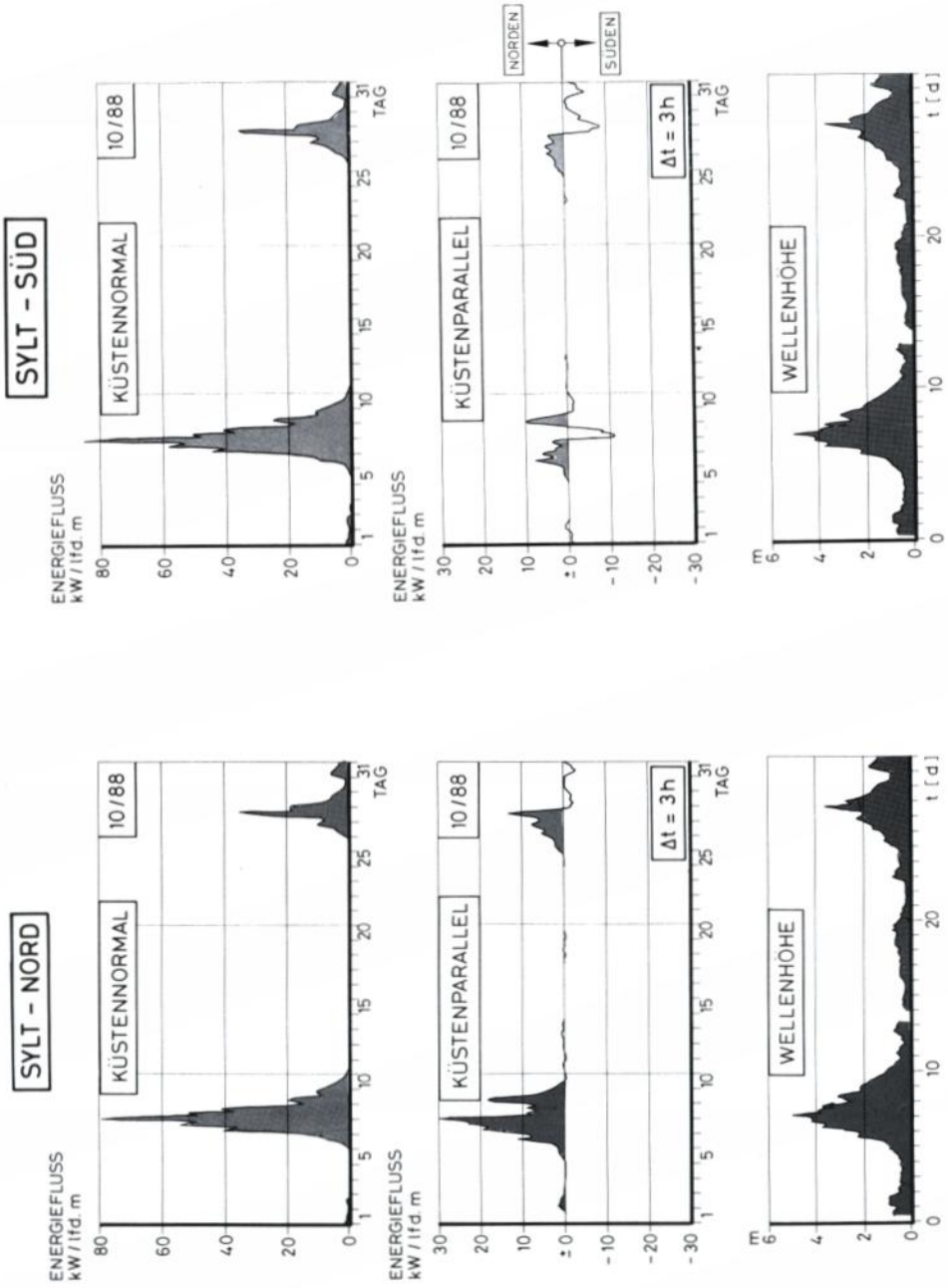


Abb. A6.9. Küstennormaler und küstenparalleler Energiefluß im Oktober 1988 für den nördlichen (links) und südlichen (rechts) Teil der Insel Sylt [3]

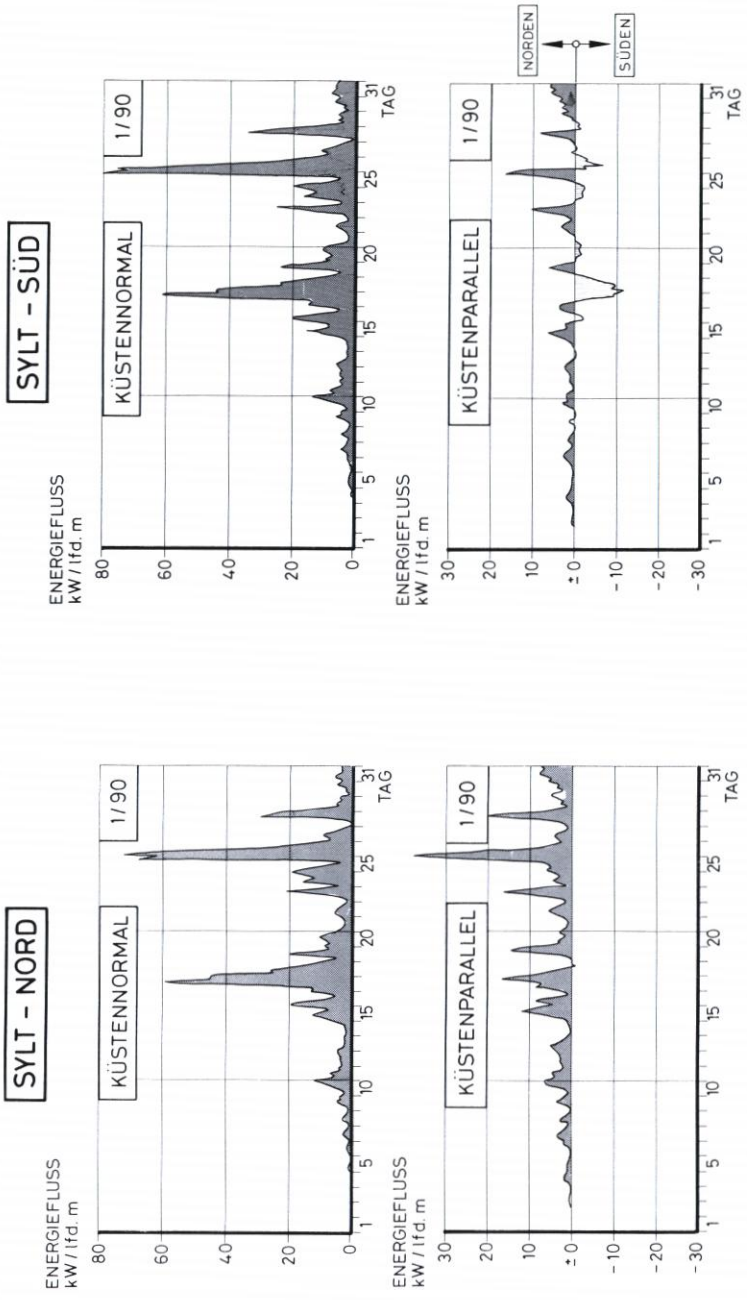


Abb. A6.10a. Komponenten des Energieflusses im Januar 1990 für die Insel Sylt [3]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

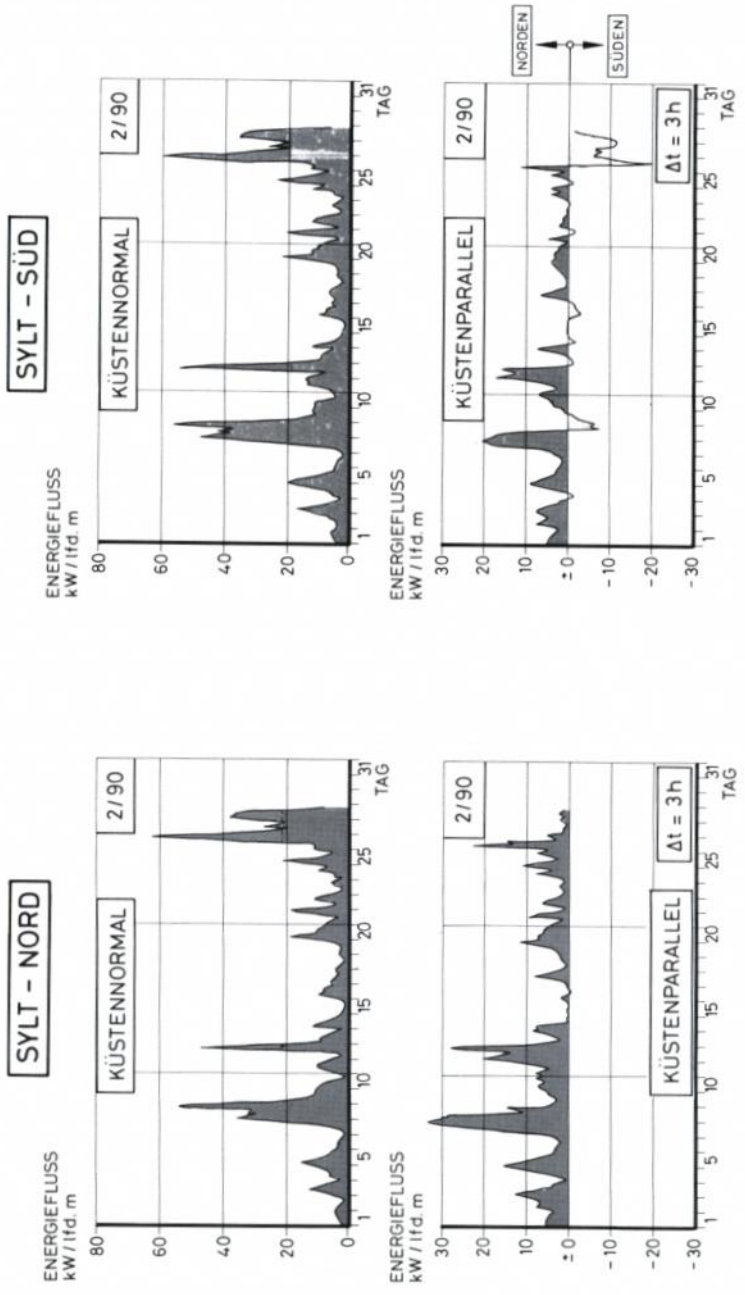


Abb. A6.10b. Komponenten des Energieflusses im Februar 1990 für die Insel Sylt [3]

gen eine resultierende instationäre Strömung über der Sandsohle erzeugt. Diese Strömung erzeugt eine Schubspannung, die auf die Sandkörner in der Grenzschicht Sand/Wasser wirkt. Erreicht diese Schubspannung eine sog. „kritische Schubspannung", werden einzelne Sandkörner aus der Sohle gelöst und mit der Strömung auf der Sohle hin und her bewegt. Eine weitere Steigerung der Strömung bzw. Schubspannung führt dann zu Turbulenzen und zu einer Riffelstruktur an der Sohle. Durch die erhöhten Turbulenzen werden weitere Sedimente aus der Sohle gelöst, die dann durch Diffusionsvorgänge und Großwirbel in höhere Wasserschichten, größenordnungsmäßig im Dezimeterbereich, über der Sohle getragen werden, wo sie dann mit der Strömungsgeschwindigkeit transportiert werden. Wird die Strömungsgeschwindigkeit noch weiter erhöht, flacht die Riffelstruktur des Sandbodens ab, und bei Strömungsgeschwindigkeiten in einer Größenordnung von 1,0 m/s und mehr können sog. „sheet-flow"-Bedingungen auftreten. Der Sedimenttransport als „sheet-flow" (engl.: Schichtenströmung) geschieht dann ausschließlich in einer wenige cm starken Schicht hoher Sedimentkonzentration über der Sohle, die ein großes Transportvermögen besitzt.

Zur Ermittlung der kritischen Schubspannung gibt es zahlreiche Ansätze, die durch empirische Beziehungen zwischen Korngröße, Wellenhöhe, Wellenperiode und Wassertiefe ausgedrückt werden. Als Beispiel sei der Ansatz von DINGLER [5] genannt, der sich für Seewasser bei 15 °C und Quarzkörner auf die Form

$$u_{max} = 5{,}1 \sqrt{Td} \tag{4}$$

reduziert, wobei u_{max} den Maximalwert der Orbitalgeschwindigkeit in m/s, T die Wellenperiode und d den Korndurchmesser des Sedimentes in m bezeichnen. Ähnliche Beziehungen konnten aus großmaßstäblichen Untersuchungen aus dem GROSSEN WELLENKANAL (Hannover) ermittelt werden [15, 16].

Innerhalb der Brandungszone dominiert die durch brechende Wellen erzeugte Turbulenzintensität gegenüber den Orbitalströmungen an der Sohle als mobilisierendes Element. In den hochturbulenten Zuständen unter brechenden Wellen, insbesondere bei Sturzbrechern, kann das Sediment unabhängig von der Korngröße und der Kornzusammensetzung bis an die Wasserspiegeloberfläche aufgewirbelt werden. Unter diesen extremen Turbulenzverhältnissen ist eine Berechnung des Transportes über die herkömmlichen Schubspannungsansätze nur sehr schwer möglich. Neue Berechnungsansätze berücksichtigen daher den funktionalen Zusammenhang zwischen Wellenenergieumwandlung (Turbulenzintensität) und Sedimentkonzentrationsverteilung in der Brandungszone (DETTE und RAUDKIVI, 1991 [4]).

Die charakteristische Tiefenverteilung von suspendierten Sedimenten kann Abb. A6.11 entnommen werden, in der Daten aus Naturmessungen am Schwarzen Meer dargestellt sind (KOSSYAN et al., 1982, bei [15]). In der Brecherlinie (Stat. 2) liegt die Suspension über die gesamte Wassertiefe verteilt in sehr hohen Konzentrationen vor, auch ist die Korngrößenverteilung als uniform über die Wassertiefe zu bezeichnen. Außerhalb der Brandungszone ergibt sich ein abweichendes Bild. Hier bildet sich eine Schicht suspendierten Sedimentes aus, das durch die Diffusion der Turbulenz bis in einige Dezimeter Höhe über der Sohle aufwärtsgetragen wird (Stat. 2–3, 3 bis ca. 70 cm). Ab dieser Höhenlage weist die Konzentrationsverteilung einen steileren Verlauf auf; aus der Korngrößenverteilung ist ersichtlich, daß es sich hierbei um Sedimente mit geringen Korndurchmessern von wenigen µm handelt. Diese Sedimente werden häufig auch als „Schwebstoff" bezeichnet. Das Auftreten einer solchen Schwebstoffschicht (Diffusionsschicht) zeigt aber keinen funktionalen Zusammenhang zur vorhandenen Hydrodynamik, sondern ist lediglich vom Vorhandensein solcher Schwebstoffe abhängig.

Die exakte Ermittlung der Sedimentkonzentrationsverteilung ist bei Sedimenttransport-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

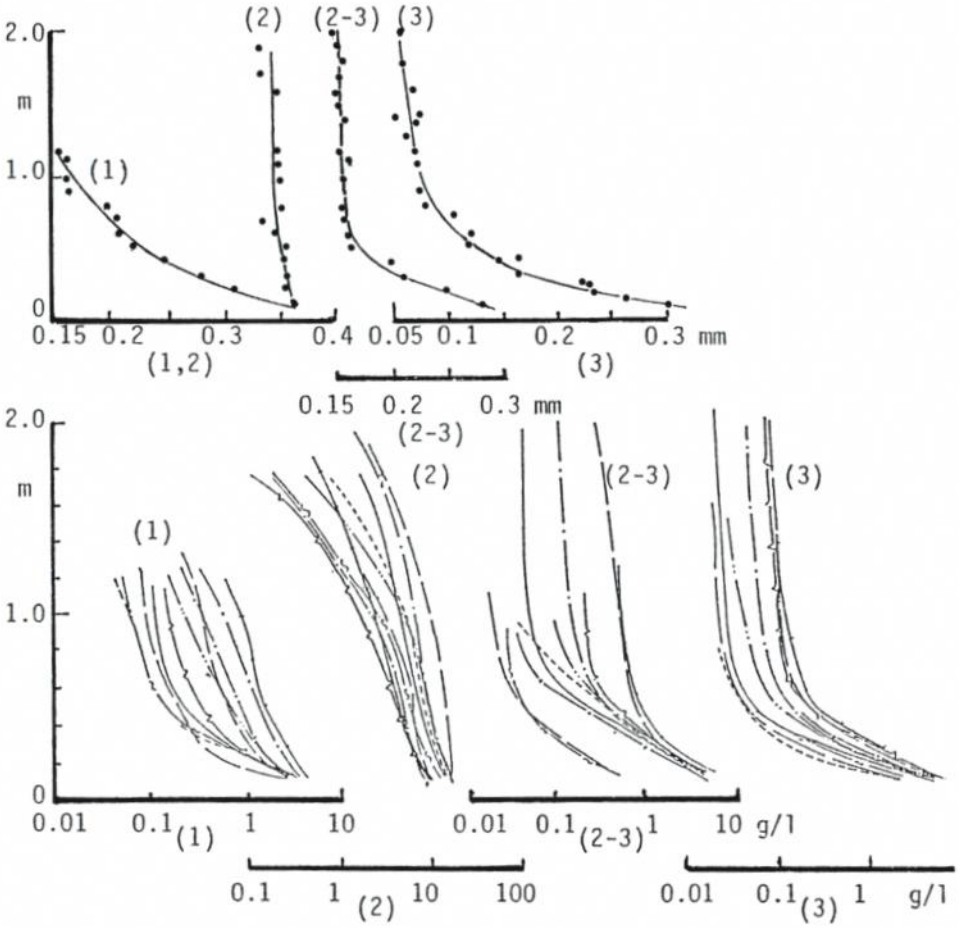


Abb. 6.11. Sedimentkonzentration und Korngrößenverteilung des suspendierten Sedimentes an 4 Stationen entlang eines Querprofiles. (KOSSYAN et al., 1982, bei [15])

berechnungen von hoher Bedeutung, da bei effektiv gleichen Geschwindigkeiten des Küstenlängsstromes eine unterschiedliche Sedimentkonzentrationsverteilung über das Produkt mit der Transportgeschwindigkeit und unter Einbeziehung der Wassertiefe einen unterschiedlich hohen Sedimenttransport ergibt.

6.6 Sedimenttransportberechnungen

6.6.1 Vorbemerkung

Sedimenttransportberechnungen sind nach wie vor eine komplexe Aufgabenstellung im Küsteningenieurwesen. Ein natürlicher oder künstlicher Sandstrand (Sandaufspülung, s. Empf. D) stellt immer ein „dynamisches" Bauwerk dar, das im Gegensatz zu einem „festen" Bauwerk (z. B. Wellenbrecher, Deckwerke o. ä.) seine Form und sein Verhalten gegenüber

den einwirkenden Kräften des Seeganges ständig verändert. Es ist daher sehr schwierig, das Verhalten (Umformung) dieser Bauwerke in feste Rechenabläufe einzuordnen. Ein Rechenergebnis kann daher immer nur als eine Abschätzung der Größenordnung gelten und darf nicht bis in die Nachkommastellen interpretiert werden.

Viele der im Schrifttum genannten Berechnungsansätze gelten nur für bestimmte Küstenabschnitte und Profilformen. Sie sind nicht auf jeden beliebigen Küstenabschnitt übertragbar. Weiterhin sind zahlreiche Berechnungsansätze aus kleinmaßstäblichen Untersuchungen mit genau definierten Randbedingungen entwickelt worden, deren Anwendung auf die Natur mit Maßstabseffekten behaftet ist. Auf der anderen Seite gibt es aber nur relativ wenige Naturmeßdaten, mit denen Berechnungsansätze verifiziert werden können.

Eine Anzahl der bekannten Berechnungsansätze enthalten empirische Parameter, die an bestimmte Randbedingungen wie z. B. morphologische und hydrodynamische Parameter geknüpft sind. Auch solche Ansätze sind nicht ohne weiteres übertragbar.

Der Sedimenttransport wird gegenwärtig größtenteils mit numerischen Modellen berechnet. Eindimensionale Rechenmodelle erlauben es, den Sedimenttransport an einer geradlinigen Küste zu berechnen; d. h. daß diese durch *ein* Küstenquerprofil repräsentiert wird. Zweidimensionale Rechenmodelle sind auf die Betrachtung von Küstenausschnitten ausgerichtet und sollten somit auch den Einfluß von z. B. Riffdurchbrüchen o. ä. berücksichtigen. Dreidimensionale Computermodelle eignen sich für Berechnungen an Objekten mit komplexen Strömungsverhältnissen, wie z. B. an den Inselenden von Sylt, den Tiderinnen oder Küstenschutzbauwerken wie Buhnen etc. Grundsätzlich bedeutet eine höhere Dimensionalität nicht automatisch eine Reduzierung der Rechenfehler. Bei allen Modellen ist bezüglich des Sedimenttransportes immer noch eine Fehlerspanne von 50 % bis 200 % realistisch!

6.6.2 Berechnung des küstenparallelen Sedimenttransportes

Für eine Abschätzung der Transportraten oder eine Überprüfung der Rechenergebnisse aus Computermodellen können sog. „energetische" Transportformeln benutzt werden, die aufgrund ihrer einfachen Anwendbarkeit in der Ingenieurpraxis gebräuchlich sind. Hierzu zählt z. B. die „C.E.R.C."-Formel [17], die durch eine Vielzahl von Sedimenttransportmessungen (Mittelwerte über lange Zeiträume) an geradlinigen Küsten belegt worden ist.

In der ursprünglichen Form wird in der CERC-Formel der Transport unter Wasser je Sekunde mit dem küstenparallelen Energiefluß, wie folgt, korreliert:

$$I = K\, P_y \tag{5}$$

oder über

$$\frac{I\ (kg/s)}{(\rho_s - \rho)\,(1 - n)} = Q_s\ (m^3/s) \tag{6}$$

wo ρ_s und ρ die Dichte des Sandes und Wassers und n die Porösität des Sandbettes bezeichnen. Mit $\rho_s = 2650\ kg/m^3$, $\rho = 1025\ kg/m^3$ und $(1 - n) = 0{,}6$ ergibt sich

$$Q_s = \frac{K}{975\ g}\, P_y \tag{7}$$

Der K-Wert ist ein empirischer Wert, der von dem Brechertyp, der Neigung des Unterwasserprofils und der Korngröße abhängig ist. Bodge und Kraus [1] haben Natur- und Labordaten mit dem Iribarren ("surf similarity") Parameter

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

$$\xi = m \left(\frac{H_b}{L_o} \right)^{-1/2} \tag{8}$$

korreliert, worin m die Strandneigung, H_b die Brecherhöhe und L_o die Tiefenwasser-Wellenlänge bezeichnen. Das Ergebnis ist

$$K = 0{,}22 \ln \xi_b + 0{,}62 \tag{9}$$

Der mittlere Energiefluß P ergibt sich aus

$$P = \frac{1}{8} \rho g H_b^2 \gamma^{-\frac{1}{2}} (H_b g)^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{8} \rho g^{\frac{3}{2}} \gamma^{-\frac{1}{2}} H_b^{\frac{5}{2}} \tag{10}$$

Mit einem mittleren Energiefluß von P = 3,42 kW, der für die Westküste von Sylt aus Energiebetrachtungen durch RAUDKIVI [13] als Größenordnung abgeschätzt worden ist, liefert Gl. 10 ein

$$(H_b)_{rms} = 0{,}91 \text{ m}$$

unter Anwendung des Wertes 0,8 für den Brecherindex γ (vergl. Abschn. A 3). Die signifikante Brecherhöhe ist dann aus $H_s = \sqrt{2}\, H_{rms}$ $\overline{H_b} = 1{,}29$ m. Die mittlere Wellenperiode vor Sylt aus den Naturmessungen ist $\overline{T} = 4{,}1$ s und die zugehörige Wellenlänge ergibt sich zu L_o = 26,2 m. Damit wird aus G1.

$$\xi_S = 4{,}514 \text{ m}$$

wobei die Neigung zwischen 1:30 und 1:40 variiert. Für m = 1:30 ergibt sich $\varepsilon_b = 0{,}15$ und Gl. 9 liefert k = 0,20. Mit diesem Wert wird aus Gl. 7

$$Q_s \text{ (m}^3\text{/s)} = 2{,}09 \times 10^{-5} P_y \tag{11}$$

Die Anwendung auf den nördlichen Teil der Insel Sylt (Abb. A6.8) mit $\overline{P}_y = 860$ W/m ergibt nach Gl. 11 ein $Q_s = 0{,}018$ m^3/s = 64,7 m^3/Std. bzw.

$$Q_s = 570\,000 \text{ m}^3\text{/Jahr (Nordteil)}$$

sowie mit $P_y = 350$ W/m für den südlichen Teil ein $Q_s = 0{,}007$ m^3/s = 26,3 m^3/Std. bzw.

$$Q_s = 230\,000 \text{ m}^3\text{/Jahr (Südteil).}$$

Die Summe von 800 000 m^3/Jahr als mittlerer Substanzverlust der Insel ist aufgrund des CERC-Ansatzes als potentielle Transportmenge anzusehen.

Die meisten bekannten Berechnungsmethoden, wie z. B. die CERC-Formel, korrelieren den Transport nur mit der küstenparallelen Komponente P_y des Energieflusses, wodurch beachtliche Fehler entstehen können. Dies kann beispielhaft am Energiefluß im Januar und Februar 1990 (Abb. A 6.10) veranschaulicht werden. Mit einem Spitzenwert von 60 kW/m führte der Energiefluß am 17. und 18. Januar 1990 zu einer küstenparallelen Komponente von P_y = 16 kW/m und die Spitze am 19. 1. 1990 von 20 kW/m zu P_y = 14,5 kW/m, d. h. die beiden Energieflüsse haben etwa die gleiche küstenparallele Komponente und Strömungsgeschwindigkeit. Jedoch würde die Spitze vom 17./18. 1. nach GWK-Daten einen etwa viermal höheren Suspensionsgehalt erzeugt haben.

Die größten Sandverluste aus dem hohen Strand treten bei Verhältnissen wie am 17./18. 1. 1990 auf. Wenn die küstenparallele Komponente klein ist, wird der Sand effektiv nur querverlagert. Mit zunehmendem P_y wächst der küstenparallele Transport, er bleibt aber immer klein im Vergleich zu den querverlagerten Mengen. Zum Beispiel die Sturmflut vom

25./27. 1. 1990 erzeugte für den nördlichen Teil $(P_y)_{max}$ = 38 kW/m und $\varepsilon P_y \triangleq$ 500 kW/Std. über 26 Std. Der Mittelwert von 19 kW/m führte nach der CERC-Formel zum küstenparallelen Sandtransport von $Q_s \triangleq 285\ m^3$/Std. oder rd. 7500 m^3 über 26 Stunden. Die Auswertungen der Vermessungsdaten von November 1989 und Februar 1990 [3] ergeben für den Nordteil (5n bis 34 n = 14,8 km) (s. Abb. D 48) einen Sandverlust aus dem hohen Strand von 770 000 m^3. Daraus wird ersichtlich, daß die küstenparallele Transportmenge während der zwei Januar-Sturmfluten in der Größenordnung von 15 000 m^3 im Vergleich zur Querverlagerung klein ist, weniger als 2 %.

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

$$Q_{s,y} = k \int_{t_1}^{t_2} P^n P_y^m \cdot dt \qquad (12)$$

zu berücksichtigen. P ist der Energiefluß, P_y die küstenparallele Komponente und K, n und m empirische Konstanten.

6.6.3 Berechnungen des küstennormalen Sedimenttransportes

Für die Berechnung des küstennormalen Sedimenttransportes gibt es eine Vielzahl von empirischen Berechnungsansätzen. Ein Vergleich dieser Ansätze ist aber kaum möglich, da sie aufgrund der unterschiedlichen analytischen Annahmen und Datenbasen in den Ergebnissen um Zehnerpotenzen voneinander abweichende Ergebnisse liefern. Deshalb sei an dieser Stelle nur beispielhaft ein Ansatz von KRIEBEL [11] erläutert.

Der Ansatz von KRIEBEL basiert auf Untersuchungen von DEAN, wonach sich die Form eines Dünenprofiles bei konstantem Wasserstand und Seegang mit der Zeit dem Gleichgewichtsprofil annähert, entsprechend der Gleichung

$$h = A \cdot x^{\frac{2}{3}} \qquad (13)$$

mit: h Wassertiefe
x Abstand von der Küstenlinie
A empirischer Parameter ($\triangleq$ 0,15 ... 0,20)

Der empirische Parameter A kann in Abhängigkeit von der Energiedissipation im Gleichgewichtsprofil oder in Abhängigkeit von der vorhandenen Korngrößenverteilung ausgedrückt werden.

Eine Erosion auf dem Küstenquerprofil tritt immer dann ein, wenn die lokale Energiedissipation D_a des aktuellen Profiles die lokale Energiedissipation D_g des Gleichgewichtsprofiles überschreitet. Somit kann die Sedimenttransportrate Q an einem beliebigen Punkt im Küstenquerprofil durch folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$Q = K \cdot (D_a - D_g) \qquad (14)$$

Hierin bezeichnet K eine empirische Konstante, die durch Vergleiche von berechneten und gemessenen Strandprofilen ermittelt werden muß.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

6.7 Küstenschutzmaßnahmen zur Verringerung des Sedimenttransportes und der Erosion

Sandige Küsten unterliegen im allgemeinen ständigen Veränderungen. Diese Sandumlagerungen führen zu Küstenstrecken mit positivem, ausgeglichenem und negativem Sedimenthaushalt. Schutzmaßnahmen an sandigen Küsten sind im allgemeinen auf Bereiche mit negativem Sedimenthaushalt begrenzt. Bei den an den deutschen Küsten in weitaus überwiegendem Maße auftretenden offenen Sandsystemen (s. Abschn. 6.3) ist es unerläßlich, daß ein größerer Küstenabschnitt als Einheit betrachtet wird und die Planung von Schutzmaßnahmen im größeren Zusammenhang gesehen und nicht auf kurze Einzelabschnitte begrenzt wird. Eine eng begrenzte Schutzmaßnahme in einem Strandbereich würde bedeuten, daß das ursächliche Problem lediglich den angrenzenden Bereichen zugeschoben würde.

Schutzmaßnahmen an sandigen Küsten können nach ihrer Wirkungsweise in vier Hauptgruppen unterteilt werden:

1. Maßnahmen, durch die Materialverluste der Randdüne oder des Kliffs vorläufig verhindert werden;
2. Maßnahmen, durch die Sandverluste des Strandes reduziert oder verzögert werden;
3. Maßnahmen, durch die die Energiezufuhr in die Brandungszone verringert wird und
4. Maßnahmen, durch die Sandverluste des Strandes ersetzt werden.

Diese vier Wirkungsweisen können durch folgende beispielhafte Baumaßnahmen erzielt werden:

Zu 1.: Deckwerke, Strand- und Ufermauern, wie sie in den Empfehlungen E behandelt sind. Sie dienen der Sicherung der Dünen- bzw. Kliffkante, können aber die weitere Erosion des vorgelagerten Strandes nicht verhindern, sondern bewirken durch mögliche Wellenreflexion, Brandungs- und Strömungskonzentration häufig sogar eine verstärkte Ausräumung des vorgelagerten Strandes. Zur Erhaltung der Standsicherheit des Bauwerks sind weitere Bauten für die Fußsicherung erforderlich, was allmählich zu einer völligen Verfelsung des Ufers führt und eine mit der Strandabnahme ständig zunehmenden Seegangsbelastung des Bauwerks bewirkt.

Zu 2.: Buhnen, die den Sandverlust reduzieren bzw. verzögern können, sind in den Empfehlungen F im einzelnen behandelt. Ihre Wirkung nimmt im allgemeinen ab, wenn Sturmflutwasserstände die Buhnenkrone um ein erhebliches Maß übersteigen.

Zu 3.: Ufernahe Wellenbrecher, die als Schutzmaßnahme an der tidefreien Ostseeküste sehr günstige Wirkungen gezeigt haben und in den Empfehlungen E, Abschn. 4.5, behandelt sind. Sie verändern die Brandung, führen zu tomboloartigen Sandablagerungen zwischen Wellenbrecher und Uferlinie und bewirken damit eine weitere Energiereduzierung. Eine Verringerung der Brandungsenergie wird auch durch dem Strande vorgelagerte Riffs und durch heranwandernde Sandplatten bewirkt. Aber auch eine flächenhafte oder punktuelle Strandaufspülung, die zur Aufhöhung des unteren Strandes und des Vorstrandes führt, kann als Maßnahme des aktiven Küstenschutzes eingeordnet werden, da sie bei schweren Sturmfluten die Energiezufuhr in die Brandungszone auf dem oberen Strand erheblich reduziert.

Zu 4.: Bei Strandaufspülungen oder -aufschüttungen wird das erodierte Material ersetzt und der Strand in einer solchen Breite erhalten, bei der es nicht zu nennenswerten Abbrüchen von Randdüne oder Kliff kommt. Die Stranderosion kann damit nicht verhindert werden. Die Sandaufspülung hat daher nur eine begrenzte Lebens- und Wirkungsdauer und ist bei anhaltenden Erosionsbedingungen regelmäßig zu wiederholen. Trotzdem sind Strandaufspülungen in der Regel wesentlich wirtschaftlicher als

Schutzmaßnahmen durch Bauwerke. Vor allem sind sie als naturähnliche Maßnahmen besonders umweltfreundlich und erhalten das küstentypische Landschaftsbild. Zudem werden bei der Auffüllung des Strandes die mit der Schaffung von massiven Bauwerken einhergehenden unerwünschten Nebenwirkungen wie Lee-Erosion, Wellenreflexion und dgl. vermieden.

Die Erwartungen, die an Schutzmaßnahmen an sandigen Küsten geknüpft werden, sind häufig zu hoch gesteckt. Die hier kurz beschriebenen Schutzmöglichkeiten sind bei schwer belasteten Erosionsstränden nicht geeignet, durch eine einmalige Aktion eine Dauerlösung des Problems zu erreichen. An Küsten mit alternierenden Abbruchs- und Anlandungsphasen sollte durch Langzeituntersuchungen geklärt werden, wie weit es möglich ist, sich dem dynamischen Geschehen anzupassen und Abbruchphasen ohne Eingriffe in die natürlichen Abläufe zu überstehen. Das Anpassen an die dynamischen Abläufe wird erleichtert durch das Freihalten einer breiten Zone der strandnahen Randdünen von jeglicher Bebauung und menschlicher Nutzung.

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 zum Beispiel um das Studium der Kristallisationsformen, der Temperaturleitfähigkeit, der Bestimmung der Dichte und der Veränderungen mit der Temperatur oder der Gefrierveränderungen 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 zum Beispiel 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. A7.1, Kurve 1); Meerwasser mit einem Salzgehalt von 35 ‰ gefriert zum Beispiel erst bei −1,8 °C. Auch die Temperatur, bei der die größte Dichte im Wasser

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

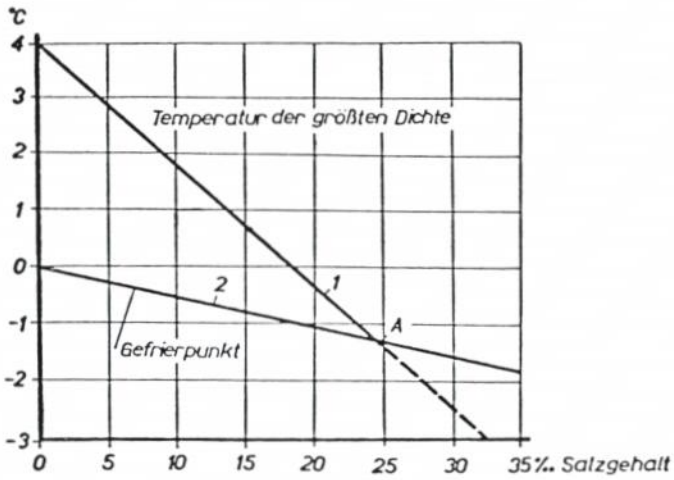


Abb. A7.1. Veränderung des Gefrierpunktes und der Temperatur des Dichtungsmaximums mit dem Salzgehalt (nach POUNDER)

auftritt, sinkt mit zunehmendem Salzgehalt (Abb. A7.1, 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, 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 Salzwasser-Eis (Meer-Eis)

Wenn ruhiges Salzwasser gefriert, bilden sich kleine, scheibenförmige Kristallplättchen mit regelmäßiger Anordnung der Sauerstoff- und Wasserstoffatome im hexagonalen Kristallgitter (Abb. A7.2). Aus Stabilitätsgründen schwimmen die Eisplättchen zu Beginn der

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

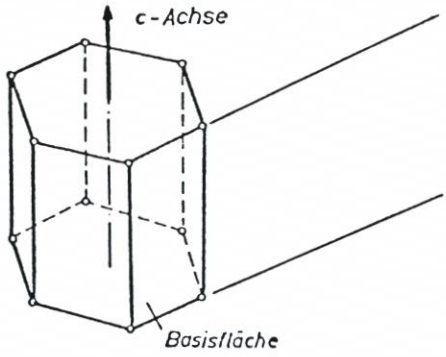


Abb. A7.2. Vereinfachtes Modell eines hexagonalen Kristallgitters

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 Salzwasser-Eises 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 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 Eisbrükken gebildet haben.

Wie in Abb. A7.3 schematisch dargestellt, können beim Meer-Eis mindestens vier Schichten unterschieden werden:

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. A7.4 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.

Zwischen der Festigkeit des reinen Eises (σ) und der des Salzwasser-Eises (σ_o) läßt sich

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

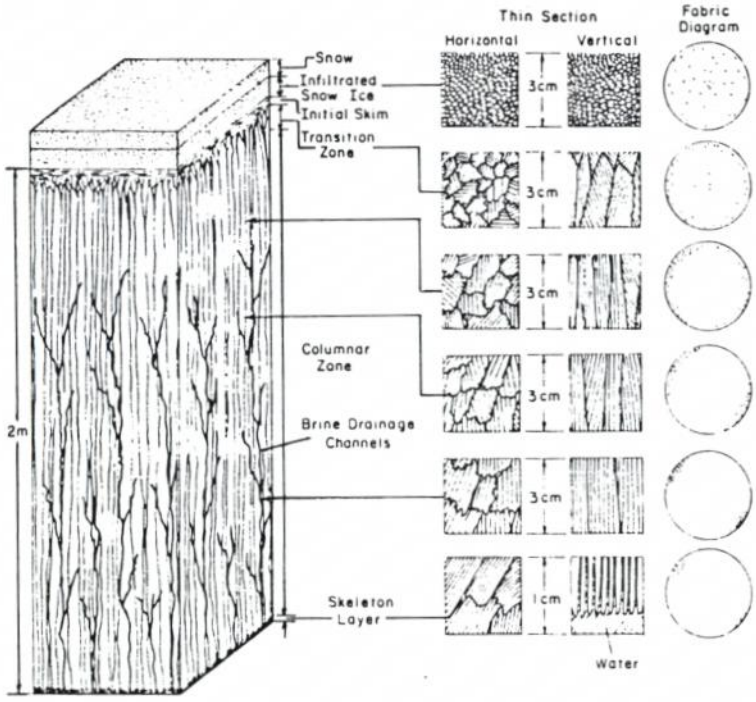


Abb. A7.3. Schematische Darstellung mit den verschiedenen Schichten von einjährigem Meer-Eis (nach SCHWARZ u. WEEKS, 1977)

allein aufgrund der Verminderung der wirksamen Fläche und durch die Salzlaugenzellen folgende Beziehung aufstellen:

$$\sigma = \sigma_o\,(1-\psi)$$

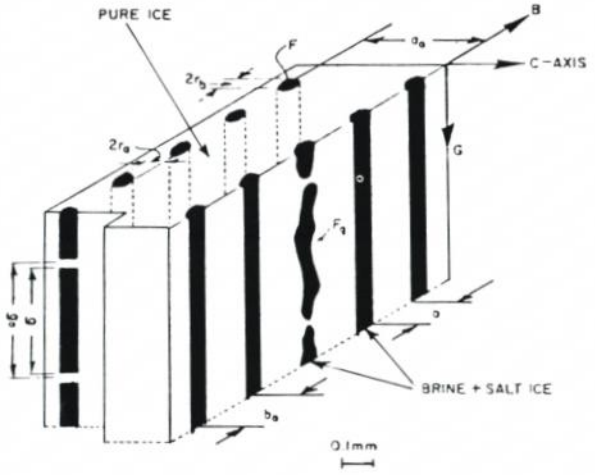


Abb. A7.4. Modell der Struktur des Salzwasser-Eises (nach ANDERSON, 1958; WEEKS und ASSUR, 1967)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Darin ist σ_o = 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 $\sqrt{v_b}$ abhängt:

$$\sigma = \sigma_o (1 - c \sqrt{v_b})$$

Der Beiwert c ändert sich mit der Art des Eises und des Spannungszustandes.

Das Salzlaugenvolumen v_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 erniedrigt den Salzgehalt im Eis ebenso wie eine Zunahme der Eisdicke.

7.2.4 Bildung von Süßwasser-Eis

Das Süßwasser-Eis unterscheidet sich vom Salzwasser-Eis 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 Salzwasser-Eis senkrecht. Darunter schwankt beim reinen 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 Frischwasser-Eis 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 Salzwasser-Eis an den Oberflächen der Plättchen und von den Salzlaugenzellen aus. Dadurch schmilzt das Salzwasser-Eis 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 solches 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 Kristall-Eis ist aber nur als Entwicklungsstufe für die sich anschließende Schollenbildung anzusehen. Wenn Schwebeis oder Kristall-Eis 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 Tideniedrigwasser 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 [5].

7.3.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit von Frischwasser-Eis und von Meer-Eis ist in hohem 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. A7.5 zeigt eine solche Abhängigkeit für drei verschiedene Eistemperaturen und 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 Frischwasser-Eis (Elbe-Eis) sind in Abb. A7.6 dargestellt. Wenn bei der Berechnung des Eisdrucks auf Bauwerke eine Bezugsfestigkeit zugrundegelegt 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 Frischwasser-Eises 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, v_b, nimmt die

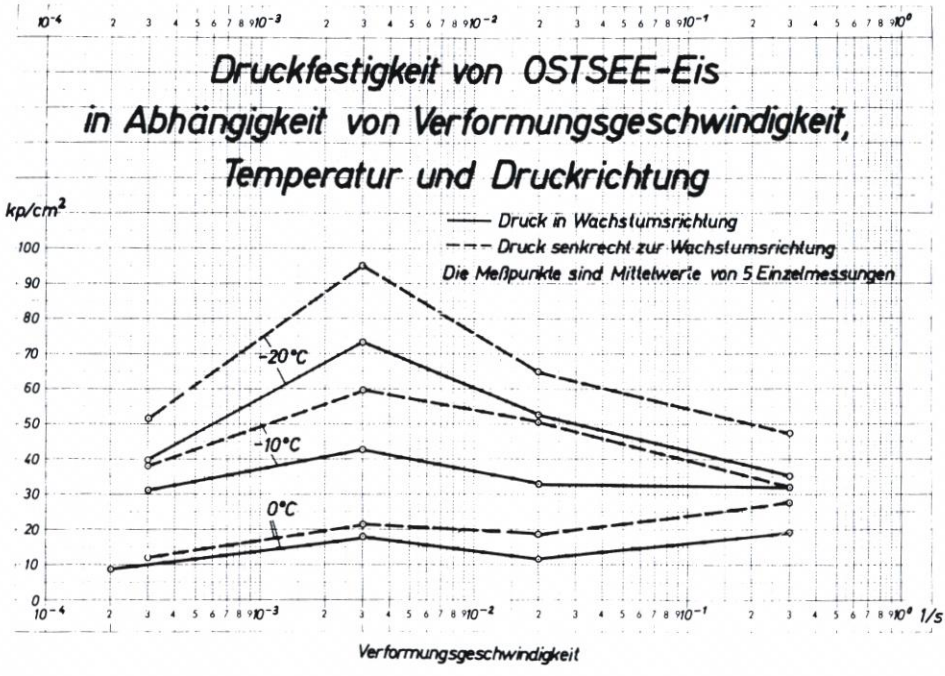


Abb. A7.5. Würfeldruckfestigkeit von Ostsee-Eis (Meer-Eis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (Schwarz, 1964)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

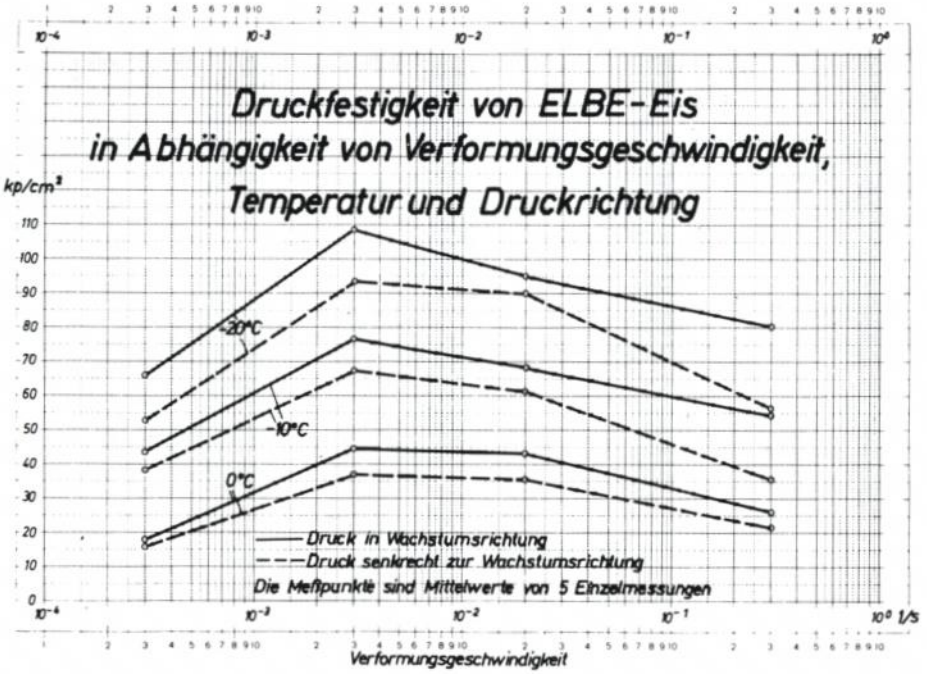


Abb. A7.6. Würfeldruckeis von Elbe-Eis (Frischwasser-Eis) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit mit der Temperatur und der Druckrichtung als Parameter (SCHWARZ, 1964)

Festigkeit des Meer-Eises dagegen ab. Als Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Salzlaugenvolumen wird folgende Gleichung vorgeschlagen:

$$\sigma_c = 16{,}5 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{v_b}{0{,}275}}\right) \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Diese Gleichung ist aus Versuchsergebnissen entwickelt worden.

Untersuchungen über den Einfluß der Druckrichtung zur Kristallrichtung haben ergeben, daß die Festigkeit des Frischwasser-Eises etwa um 20 % größer ist, wenn das Eis parallel zur Wachstumsrichtung abgedrückt wird, als senkrecht dazu. Entsprechende Versuche mit 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 Frischwasser-Eis (Abb. A7.7) und für Meer-Eis (Abb. A7.8) festgestellt worden. In Abb. A7.7 ist außerdem die deutlich geringere Zugfestigkeit im Verhältnis zur Druckfestigkeit des Frischwasser-Eises 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

$$\sigma_t \text{ (horizontal)} = 8{,}2 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{v_b}{0{,}142}}\right) \text{N/m}^2$$

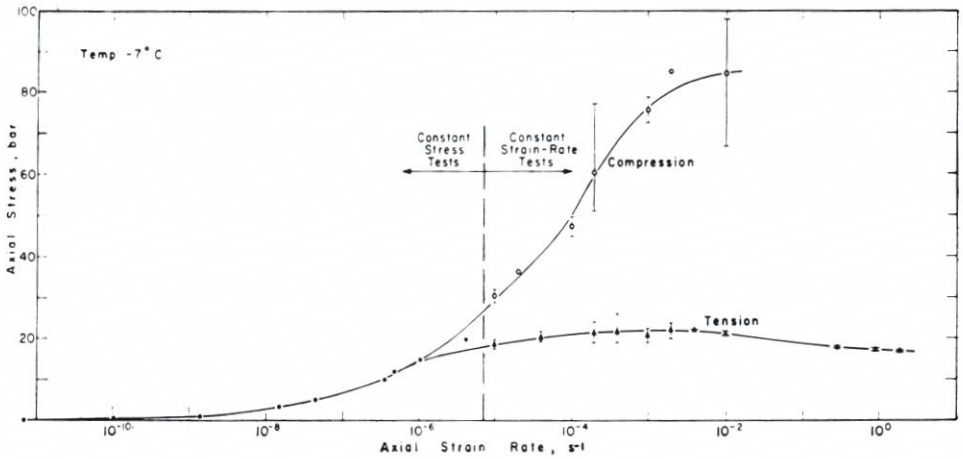


Abb. A7.7. Druck- und Zugfestigkeit von Schnee-Eis (−7°) als Funktion der Verformungsgeschwindigkeit (nach Hawkes und Mellor, 1972)

zur Wachstumsrichtung aufgebracht wurde, als senkrecht dazu. Dieses Ergebnis (Abb. A7.8) zeigt auch, daß die Zugfestigkeit mit der Wurzel des Salzlaugenvolumens abnimmt. Für diese Beziehung sind die folgenden Gleichungen empirisch ermittelt worden:

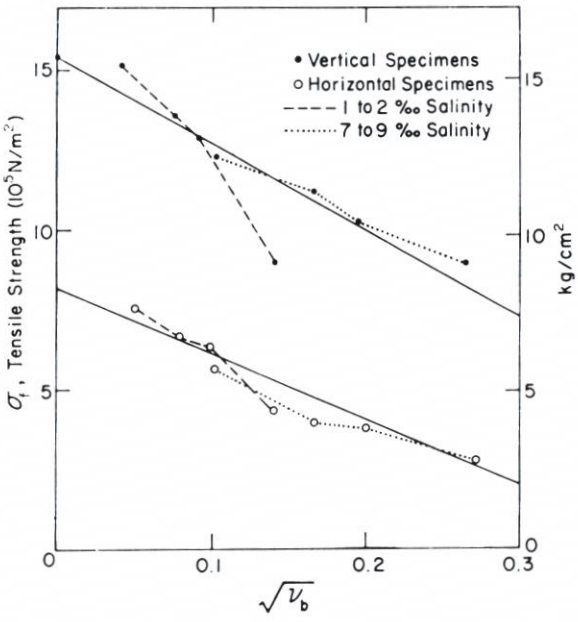


Abb. A7.8. Zugfestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach Dykins, 1970)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

$$\sigma_t \text{ (vertikal)} = 15{,}4 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{\upsilon_b}{0{,}311}}\right) (\text{N/m}^2)$$

$$\sigma_t \text{ (horizontal)} = 8{,}2 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{\upsilon_b}{0{,}142}}\right) (\text{N/m}^2)$$

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:

$$\sigma_f = \frac{6\ Pl}{b \cdot h^2}$$

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 Frischwasser-Eis und von Meer-Eis ist nur unmerklich von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig.
- Mit dem Salzgehalt (Salzlaugenvolumen) nimmt die Biegefestigkeit ab (Abb. A7.9). Dies wird durch die Gleichung

$$\sigma_f = 10{,}3 \cdot 10^5 \left(1 - \sqrt{\frac{\upsilon_b}{0{,}209}}\right) (\text{N/m}^2)$$

  beschrieben.
- 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 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 besonders

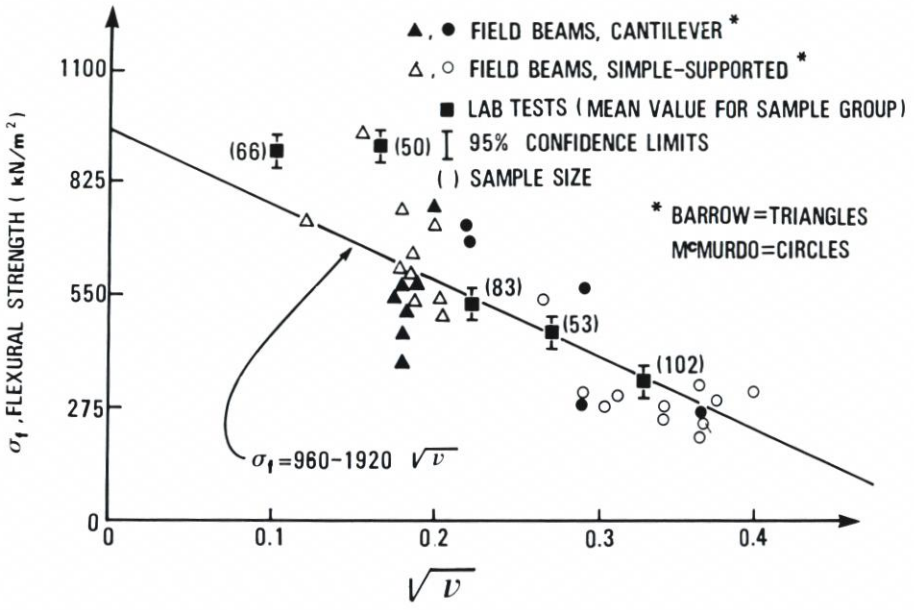


Abb. A7.9. Biegefestigkeit von Meer-Eis als Funktion des Salzlaugenvolumens (nach VAUDREY, 1977)

bemerkenswert, daß die Scherfestigkeit von Salzwasser-Eis 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 Frischwasser-Eis ergeben, daß die Druckfestigkeit des Eises bei Querdehnungsbehinderung in der gleichen Weise von der Verformungsgeschwindigkeit abhängt wie in einaxialen Druckfestigkeitsversuchen. Wesentlich ist aber das Ergebnis, daß die Druckfestigkeit unter Querdehnungsbehinderung etwa doppelt so groß ist wie im eindimensionalen Druckfestigkeitsversuch. Dies allerdings nur, wenn die Ausdehnung des Eises senkrecht zur Wachstumsrichtung behindert wird.

Dreidimensionale Festigkeitsuntersuchungen von Frischwasser-Eis 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/m^2 ansteigt, dann aber langsam mit weiter steigendem hydrostatischen Druck abnimmt (Abb. A7.10). Dreidimensionale Versuche für Meer-Eis werden auch bei der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt unternommen.

7.3.7 Zusammenfassung der Eisfestigkeiten

In der Tabelle A.7.1 sind die verschiedenen einaxialen Festigkeiten für Frischwasser-Eis und für Meer-Eis bei rund 0 °C gegenübergestellt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

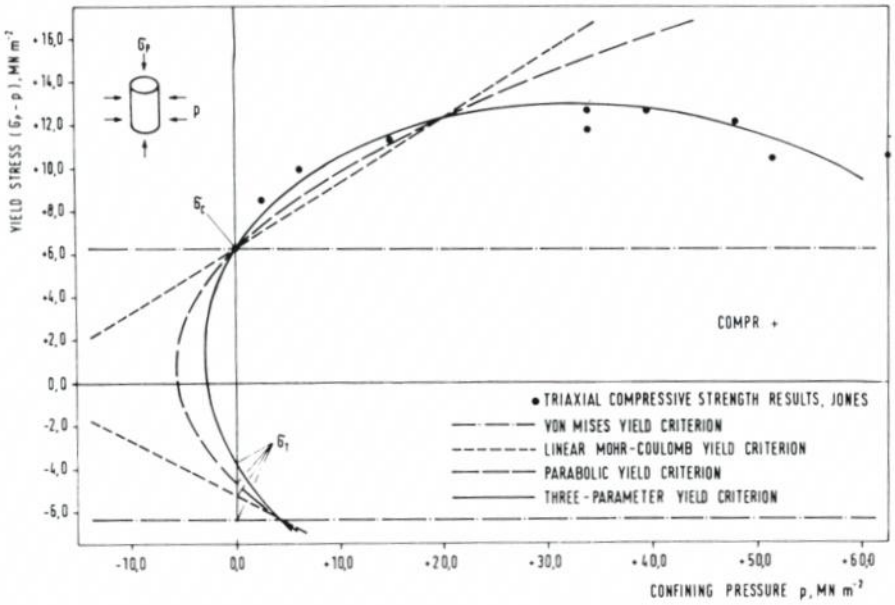


Abb. A7.10. Dreiaxiale Druckfestigkeit von Frischwasser-Eis (nach JONES, 1978)

7.4 Allgemeine Hinweise zur Bemessung gegen Eisdruck

7.4 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 Untersuchungen mit Modellen und an der Großausführung, die eine empirische Berechnung

Tabelle A7.1. Festigkeiten von Frischwasser- und Meer-Eis

Art der Festigkeit	Frischwasser-Eis $\times 10^2$ kN/m^2	Meer-Eis $\times 10^2$ 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

der Eisdruckkräfte ermöglichen. Diese Untersuchungen erstrecken sich allerdings weitgehend nur auf Eisdruckkräfte auf schlanke Bauwerke, bei denen die horizontalen Kräfte nahezu ausschließlich Eis-Brechkräfte 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 zu treffenden Annahmen sind nicht gesichert. Daher wird vorgeschlagen, in diesem Falle die Voraussage der Eisdruckbelastung durch Modellversuche, insbesondere für Eisverhältnisse wie Packeis und Preßeisrücken, vorzunehmen.

7.4.2 Arten der Eisdruckbelastung

Wenn kleinere Eisschollen auf senkrechte, schlanke Pfähle auftreffen, werden sie durch die örtliche Kerbwirkung des Pfahles entgegen der Treibrichtung aufgespalten. Von einer gewissen Schollengröße an, die von der Eisdecke und dem Pfahldurchmesser abhängt, entsteht der 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. A7.11) wird als Spaltbruch (cleavage failure) bezeichnet.

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 durch 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

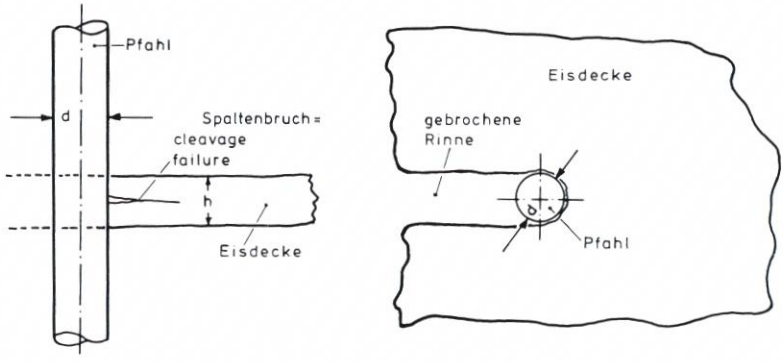


Abb. A7.11. Spaltbruchversagen der Eisdecke

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 Eisansammlung 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 4,5mal so tief ins Wasser eintaucht, als 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, das heißt, 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, in China, in der nördlichen Ostsee sowie im Eislabor des Iowa Institute of Hydraulic Research gewonnen wurden. Die hiernach berechneten Eisdruckkräfte stimmen sehr gut mit Ergebnissen von russischen und japanischen Wissenschaftlern überein (Abb. A7.12).

Danach beträgt die Eisdruckkraft auf eine schlanke, runde, senkrechte Stütze

$$P = (0{,}564 \text{ bis } 0{,}79)\, d^{0,5}\, h^{1,1}\, \sigma_c$$

mit d = Pfahlbreite in cm, h = Eisdicke in cm und σ_c = einaxiale Druckfestigkeit des Eises bei ε = 0.003 1/s in kPa. Der Faktor mit der Dimension $m^{0,4}$ berücksichtigt die Form des Bauwerkes und den unvollständigen Kontakt zwischen Eis und Bauwerk. An einem eingefrorenen Bauwerk erhöht sich die Eisdruckkraft wegen des engen Kontaktes zwischen Eis und Bauwerk um 100 %. Bei langsamen Bruchvorgängen und bei Ausbrechen aus dem eingefrorenen Zustand erhöht sich die Eisdruckkraft um 50 %.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

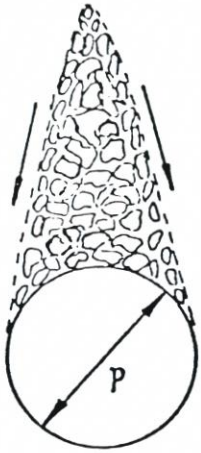


Abb. A7.12. Gleitebene von unkonsolidiertem Packeis vor einer zylindrischen Säule

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 Seeschiffahrt 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. A7.13 ist nach diesen Beobachtungen der Eisreichtum – angegeben durch die flächenbezogene Eisvolumensumme – der Winter von 1879 bis 1992 für die Ostseeküste zwischen Flensburger Förde und Trave und seit 1955 für die Nordseeküste 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 beobachtete maximale Dicke des ebenen Eises in Zentimetern angegeben:

Nordseeküste		Ostseeküste	
Eiderdamm	70	Nord-Ostsee-Kanal	45
übriges nordfriesisches Wattengebiet	50–60	Förden	50
Helgoland	50	Wismarbucht	70
Neuwerk, Elbe	60	Greifswalder Bodden	70
Wilhelmshaven, Tankerlöschbrücke	60	Außenküste*: Laboe bis Insel Als	50–70
Hohe Weg Leuchtturm	60	Nordküste von Fehmarn	50–70
ostfriesisches Wattengebiet	50	Schönberg bis Staberhuk	50–70
		Swinemünde bis Saßnitz	50–70

* In einem breiten Gürtel kam bis zu 1 m dickes kompaktes Eis vor

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

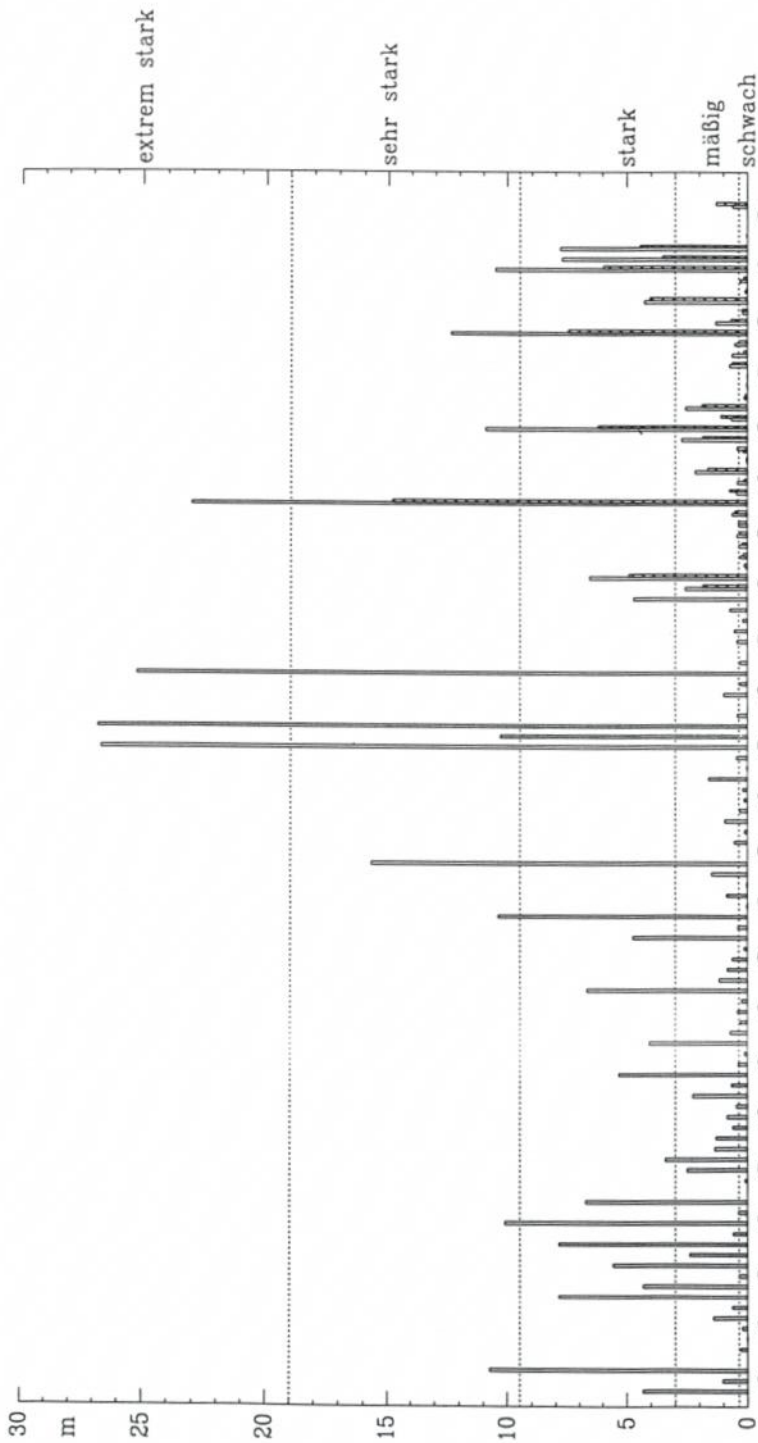


Abb. A7.13. Flächenbezogene Eisvolumensummen im Küstengebiet der westlichen Ostsee zwischen Flensburger Förde und Trave im Zeitraum 1879 bis 1992 (offen) und im Küstengebiet der Nordsee zwischen Ems und Sylt von 1955 bis 1992 (gestrichelt). Die horizontalen punktierten Linien gelten nur für die Eiswintertypen der westlichen Ostsee.

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.

8. Schriftenverzeichnis

Zu Abschnitt 2:

[1] Dolata, L. u. Engel, M.: Sturmflutvorhersagen mit mathematisch-physikalischen Modellen. – Die Küste, H. 34, 1979.

[2] Eiben, H.: Hydrologische Besonderheiten an der Ostseeküste. In: Historischer Küstenschutz, Wittwer Verlag, Stuttgart, 1992.

[3] Erchinger, H. F.: Naturmessungen des Wellenauflaufs mit neu entwickelten Geräten. – Die Küste, H. 31, 1977.

[3a] Erchinger, H. F.: Sturmfluten, eine zunehmende Bedrohung der Küste als Folge von Klimaveränderungen. Hansa, Nr. 12, 1992.

[4] Führböter, A.: Über zeitliche Änderungen der Wahrscheinlichkeiten von Extremsturmfluten an der deutschen Nordseeküste. – Mitt. d. Leichtweiss-Inst. für Wasserbau d. Techn. Univ. Braunschweig, H. 51, 1976.

[5] Führböter, A.: Wellenbelastung von Deich- und Deckwerksböschungen. – Jahrbuch der HTG, 47. Bd., 1991.

[6] Göhren, H. (1968): Triftströmungen im Wattenmeer. – Mitt. d. Franzius-Inst. H. 30, Hannover, 1968.

[7] Hensen, W.: Modellversuche für die untere Ems. – Mitt. d. Franzius-Inst., H. 6a u. b, Hannover, 1954.

[8] Hensen, W.: Modellversuche für die Unterweser und ihre Nebenflüsse. – Mitt. d. Franzius-Inst., H. 15a, b, Hannover, 1959.

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

[10] Ingenieurkommission des Niedersächsischen Ministers 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.

[11] Ingenieurkommission des Niedersächsischen Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (Kramer, Krause, Luck): Erfahrungen aus den Sturmfluten von November/Dezember 1973 für die niedersächsischen Küstenschutzwerke. – Die Küste, H. 29, 1976.

[12] Ingenieurkommission des Niedersächsischen Ministers für Ernährung, Landwirtschaft und 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.

[13] Jensen, J. u. Schönfeld, W.: Erkenntnisse aus der statistischen Analyse von Pegelzeitreihen an der deutschen Nordseeküste. – Jahrbuch der HTG, 45. Bd., Hamburg, 1990.

[14] kramer, J.: Kein Deich – Kein Land – Kein Leben, Geschichte des Küstenschutzes an der Nordsee. – Verlag Rautenberg, Leer, 1989.

[15] Länderarbeitsgruppe (KRAUSE, KROKER, PROBST, SCHERENBERG, SIEFERT): Bemessungswasserstände entlang der Elbe. – Die Küste, H. 47, 1988.
[16] LÜDERS, K.: Über die Gültigkeitsdauer des „Bemessungswasserstandes für Seedeiche" an der niedersächsischen Nordseeküste. – Forschungsstelle Norderney, Jahresbericht 1969, Bd. XXI, 1971.
[17] LÜDERS, K.: Sturmtidenketten. – Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz Norderney, Jahresbericht 1973, Bd. XXV, 1974.
[18] LÜDERS, K. u. LUCK, G.: Kleines Küstenlexikon, 3. Aufl., Hildesheim, 1976.
[19] MANZENRIEDER, H. u. WITTE, H.-H.: Aufnahme von dynamischen Veränderungen an Gewässersohlen – Verfahren, Einschränkungen und neue Methoden –. Mitt. d. Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der TU Braunschweig, H. 93, 1986.
[20] Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten – Landesamt für Wasserwirtschaft: Die Sturmfluten vom 16./17. Februar 1962 an der Schleswig-Holsteinischen Westküste. – Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
[21] Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein: Deichverstärkung, Deichverkürzung und Küstenschutz Schleswig-Holstein, Kiel, 1977.
[22] Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten des Landes Schleswig-Holstein: Generalplan 1986 Deichverstärkung und Küstenschutz in Schleswig-Holstein, Kiel, 1986.
[23] NASNER, N. u. PARTENSCKY, H. W.: Sturmfluten in der Elbe und an der deutschen Nordseeküste von 1901 bis zum Januar 1976. – Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 45, 1977.
[24] Niedersächsisches Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen, Hannover, 1973.
[25] PETERSEN, M.: Über die Grundlagen zur Bemessung der schleswig-holsteinischen Landesschutzdeiche. – Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1955.
[26] ROHDE, H.: Hydrologische Probleme des Wasserbaus im Küstengebiet. Mitt. d. Franzius Inst. für Grund- und Wasserbau d. TU Hannover, H. 37, 1972.
[27] ROHDE, H.: Sturmfluthöhen und säkularer Wasserstandsanstieg an der deutschen Nordseeküste. – Die Küste, H. 30, 1977.
[28] SIEFERT, W.: Bemerkenswerte Veränderungen der Wasserstände in den deutschen Tideflüssen. – Die Küste, H. 37, 1982.
[29] SIEFERT, W. u. MURTY, T. S.: Storm Surges, River Flow and Combined Effects. Dt. IHP/OHP-Nat.-Kom., Sonderh. 4, Koblenz, 1991.
[30] SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Gesamtdarstellung der Wasserstandsverhältnisse im Küstenvorfeld der Deutschen Bucht nach neuen Pegelauswertungen. – Die Küste, H. 42, 1985.
[31] SIEFERT, W. u. LASSEN, H.: Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee – säkularer Trend und Verhältnisse um 1980. – Die Küste, H. 52, 1991.
[32] WEISS, D.: Schutz der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern. – In: Historischer Küstenschutz, Wittwer Verlag, Stuttgart, 1992.

Zu Abschnitt 3:

[1] BATTJES, J. A.: Surf Similarity. Proc. 14th Intern. Conf. on Coastal Eng., Kopenhagen, 1974.
[2] BATTJES, J. A.: Surf-Zone Dynamics. Annual Reviews Fluid Mechanics, Vol. 20, 1988.
[3] 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.
[4] BERGER, U.: MACH-Reflexion als Diffraktionsproblem. Mitt. d. Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Techn. Univ. Hannover, H. 43, 1976.
[5] BERTSCHE, B. u. LECHNER, G.: Zuverlässigkeit im Maschinenbau. Berlin, 1990.
[6] BISHOP, C. T., DONELAN, M. A. u. KAHMA, K. K.: Shore Protection Manual's Wave Prediction Reviewed. Coastal Engineering, 17, 1992.
[7] 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.
[8] BOUWS, E. et al.: A Shallow Water Intercomparison of Three Numerical Wave Prediction Models (SWIM). Quart. J. R. Met. Soc. 111, 1985b.
[9] BYRNE, R. J.: Field Occurences of Induced Multiple Gravity Waves. Journal of Geophysical Research, Vol. 74, No. 10, 1969.
[10] 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.

[11] CERC: Shore Protection Manual. U. S. Army, Corps of Engineers, Costal Engineering Research Center, Vicksburg, 1977.
[12] CERC: Shore Protection Manual. U.S. Army, Corps of Engineers, Costal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984.
[13] Collins, J. I.: Probabilities of Breaking Wave Characteristics. Proc. 13th Intern. Conf. on Coastal Eng., Vancouver, 1972.
[14] 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.
[15] Daemrich, K. F. u. Götschenberg, A.: Simulation von Seegang. In: Arbeits- und Ergebnisberichte 1989-90-91 des Sonderforschungsbereichs 205 – Küsteningenieurwesen –, Hannover, 1991.
[16] 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.
[17] Dally, W. R.: Random Breaking Waves. A Closed-form Solution for Planar Beaches, Coastal Engineering, Vol. 14, 1990.
[18] 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.
[19] Dean, R. G.: Relative Validity of Waver Wave Theories. Proc. ASCE Speciality Conference on Civil Engineering in the Oceans, San Francisco, 1968.
[20] Dean, R. G.: Evaluation and Development of Water Wave Theories for Engineering Application. U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, 1973.
[21] Dean, R. G. u. Dalrymple, R. A.: Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 07632, 1984.
[22] EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen (EAU 1985), 7. Aufl., Verlag Wilhelm Ernst, Berlin – München, 1985.
[23] Eggert, W. D. u. Kohlhase, S.: Wave Transmission and Diffraction at Permeable Breakwaters. Proc. Intern. Conf. on Water Resources Development, Taipei, 1980.
[24] Führböter, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. des Franzius-Inst. der Techn. Univ. Hannover, H. 28, 1966.
[25] Führböter, A.: Einige Ergebnisse aus Naturuntersuchungen in Brandungszonen. Mitt. d. Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1974.
[26] 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.
[27] Gerritsen, F.: Wave Attenuation and Wave Set-up on a Coastal Reef. Proc. 17th intern. Conf. on Coastal Eng., Sydney, 1980.
[28] Gerritsen, F.: Wave Attenuation and Wave Set-Up on a Coastal Reef. Dissertation, University of Trondheim, Norwegian Institute of Technology, 1981.
[29] Goda, Y.: Random Seas and Design of Maritime Structures. University of Tokyo Press, 1985.
[30] Goda, Y.: On the Methodology of Selecting Design Wave Height. Proc. 21st Int. Conf. on Coastal Eng., Costa del Sol, 1988.
[31] 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.
[32] Grüne, J.: Atlas von Seegangsmessungen im Bereich der deutschen Nordseeküste. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben MTK 464 B – Teil II, September 1992. Bundesministerium für Forschung und Technologie.
[33] 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.
[34] Horikawa, K.: Coastal Engineering. University of Tokyo Press, Tokyo, Japan, 1978.
[35] Horikawa, K.: Nearshore Dynamics and Coastal Processes. Univ. of Tokyo Press, 1988.
[36] Hughes, S. A.: The TMA Shallow-Water Spectrum Description and Applications. Coastal Engineering Research Center, Technical Report No. 84-7, Vicksburg, 1984.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

[37] 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.
[38] 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.
[39] Isaacson, M. u. MacKenzie, N.: Long-Term Distribution of Ocean Waves – A Review. Journal of the Waterway, Port. Coastal and Ocean Division. Proc. ASCE, Vol. 107, No. WW2, May 1981.
[40] 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.
[41] Keady, D. M. u. Coleman, J. L.: Incidence, Breaking, and Reforming of Waves behind Submerged Barriers. Proc. of the Fifth Symposium on Coastal Sedimentology, 1980.
[42] Kitaigorodskii, S. A.: On the Theory of the Equilibrium Range in the Spectrum of Wind-Generated Gravity Waves. Journal of Physical Oceanography, Vol. 13, 1983.
[43] Kitaigorodskii, S. A., Krasitskii, V. P., Zaslavskii, M. M.: On Phillips' Theory of Equilibrium Range in the Spectra of Wind-Generated Gravity Waves. Journal of Physical Oceanography, Vol. 5, 1975.
[44] Kohlhase, S.: Ozeanographisch-seebauliche Grundlagen der Hafenplanung. Mitt. des Franzius-Inst. für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Univ. Hannover, Heft 57, 1983.
[45] Kohlhase, S.: The Need to Monitor the Coastal Response to Structural Interventions. Proc. Seminar on Causes of Coastal Erosion in Sri Lanka, Colombo, 1992.
[46] Kokkinowrachos, K.: Hydromechanik der Seebauwerke. Handbuch der Werften, Bd. 15, Hamburg, 1980.
[47] 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.
[48] Le Mehaute, B.: On Non-saturated Breakers and the Wave Run-up. Proc. 8th Intern. Conf. on Coastal Engineering, Mexico, 1962.
[49] Le Mehaute, B.: An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves. Springer Verlag New York, Heidelberg, Berlin, 1976.
[50] Longuet-Higgins, M. S.: On the Statistical Distribution of the Heights of Sea Waves. Journal of Marine Research, Vol. 11, No. 3, 1952.
[51] Marsden, R. F. u. Juszko, B.-A.: An Eigenvektor Method for the Calculation of Directional Spectra from Heave, Pitch and Roll Buoy Data. Journ. of Physical Oceanography, Vol. 17, 1987.
[52] 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.
[53] Miche, R.: Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur croissante ou décroissante. Ann. des Ponts et Chaussées, 1944.
[54] Mitsuyasu, H. et al.: Observations of the Directional Spectrum of Ocean Waves Using a Cloverleaf Buoy. Journ. of Physical Oceanography, Vol. 5, 1975.
[55] Moraes, C. de C.: Experiments of Wave Reflection on Impermeable Slopes. Proc. Intern. Conf. on Coastal Eng., Washington, 1970.
[56] Muttray, M., Oumeraci, H., Zimmermann, C. u. Partenscky, H.-W.: Wave Energy Dissipation on and in Rubble Mound Structures. Abstract 23rd Intern. Conf. on Coastal Engineering, Venice, 1992.
[57] Oelerich, J.: Zur Berechnung des küstenparallelen Sandtransportes. Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, Mitt. H. 108, 1990.
[58] 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.
[59] 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.
[60] Philipps, O. M.: The Equilibrium Range in the Spectrum of Wind Generated Waves. Journ. of Fluid Mechanics, Vol. 4, 1958.
[61] Pierson, W. J., 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.

[62] 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.

[63] RICHTER, K.: Neue Ergebnisse der Seegangsforschung. Inst. für Schiffbau der Univ. Hamburg, 15. Fortbildungskurs, Hamburg, 1979.

[64] RICHTER, K.: Seegang als Grundlage für die Ermittlung der hydrodynamischen Lasten. Jahrbuch der Schiffbautechnischen Gesellschaft, Band 75, 1981.

[65] 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.

[66] 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.

[67] 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.

[68] SIEFERT, W.: Über den Seegang in Flachwassergebieten. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 40, 1973.

[69] SILVESTER, R.: Coastal Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company Amsterdam-London-New York, 1974.

[70] SKJELBREIA, L. u. HENDRICKSON, J. A.: Fifth Order Gravity Wave Theory with Table of Functions. Nat. Eng. Science Co. Pasadena, Calif., 1962.

[71] 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.

[72] STROTMANN, T., FRÖHLE, P. u. KOHLHASE, S.: 3. Zwischenbericht des Franzius-Inst. zum BMFT-Forschungsprojekt „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt", Sept. 1992.

[73] SUHAYADA, J. N. u. ROBERTS, H. H.: Wave Action and Sediment Transport on Fringing Reefs. Proc. Third. Intern. Coral Reef Symposium, Miami, 1977.

[74] SVENDSEN, I. A. u. JONSSON, I. G.: Hydrodynamics of Coastal Regions. Den Private Ingeniorfond, Techn. Univ. of Denmark, Lyngby, 1980.

[75] 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.

[76] 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.

[77] THORNTON, E. B. u. GUZA, R. T.: Transformation of Wave Height Distribution. Journal of Geophysical Research, Vol. 88, No. C10, 1983.

[78] TUCKER, M. J.: Simple Measurements of Wave Records. Proc. Conf. on Wave Recording for Civil Engineers. National Inst. of Oceanography, London, 1961.

[79] VAN DER MEER, J. W. u. D'ANGREMOND, K.: Wave Transmission at Low-Crested Structures. Proc. Conference on Coastal Structures, London, 1991.

[80] WEGGEL, J. R.: Maximum Breaker Height. Journ. Waterways, Harbors, Cost. Engin. Div. 98 (WW4), 1972.

[81] WIEGEL, R. L.: Oceanographical Engineering, Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1964.

[82] WIEGEL, R. L.: A Presentation of Cnoidal Wave Theory for Practical Application. Jr. of Fluid Mech., Vol. 7, Pt. 2, Cambridge University Press, 1960.

[83] WITTE, H.-H.: Druckschlagbelastung durch Wellen in deterministischer und stochastischer Betrachtung. Mitt. des Leichtweiß-Inst. für Wasserbau der Techn. Univ. Braunschweig, H. 102, 1988.

[84] WMO: World Meteorological Organisation. Guide to Wave Analysis and Forecasting. WMO. No. 702, Wave Climate Statistics, Genf, 1988.

Zu Abschnitt 4:

[1] BATTJES J. R. u. ROOS, A.: Surf similiarity. Proceeding 14th Coastal Engineering Conference, Copenhagen, 1974.

[2] CERC: Shore Protection Manual, Vol. I–III. Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984.
[3] CERC: Automated Coastal Engineering System, Technical Reference. Coastal Engineering Research Center, Vicksburg 1992.
[4] Erchinger, H. F.: Küsteningenieurwesen. In: Bretschneider (Hrsg.), Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, 1982 u. 1993.
[5] Franzius, L.: Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhdeckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitteilungen des Franzius-Institut für Grund- und Wasserbau der Technischen Universität Hannover, H. 25, 1965.
[6] Führböter, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Technischen Universität Hannover, H. 27, 1966.
[7] Führböter, A.: Äußere Belastung der Seedeiche. In: Brösskamp (Hrsg.), Seedeichbau – Theorie und Praxis, Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen, 1976.
[8] 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).
[9] 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. 12.–14. Oct. 1988, Hannover.
[10] Führböter, A.: Wellenbelastungen von Deich- und Deckwerksböschungen. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Band 46, Schiffahrtsverlag Hansa, Hamburg, 1991.
[11] Führböter, A. u. Sparboom, U.: Full scale waveattack on uniformlysloping sea dykes. Proceedings 21st Conference on Coastal Engineering. Torremolinos, Malaga, Spain, 1988.
[12] Führböter, A., Sparboom, U. u. Witte, H.-H.: Großer Wellenkanal Hannover: Versuchsergebnisse über den Wellenlauf auf glatten und rauhen Deichböschungen mit der Neigung 1:6. Die Küste, H. 50, 1989.
[13] Führböter, A. u. Witte, H.-H.: Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenlauf auf einer Böschung der Neigung 1:n = 1:6. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Band 44, Springer Verlag, Berlin, 1989.
[14] Führböter, A. u. Witte, H.-H.: Die dynamische Verweilzeit und ihre Beziehungen zum Wellenauflauf und -ablauf an einer Deichböschung 1:n = 1:6. Die Küste, H. 52, 1991.
[15] Goda, Y.: A New Method of Wave Pressure Calculation for the Design of Composite Breakwaters. Proceedings 14th International Conference on Coastal Engineering, Kopenhagen, 1974.
[16] Goda, Y.: Random wave Interactions with Structures. In: Herbich (Hersg.) Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Gulf Publishing Company, Houston, 1990.
[17] Grüne, J.: Wave Run-up Caused by Natural Storm Surge Wave. Proceedings 18th International Conference on Coastal Engineering, Kapstadt, 1982.
[18] Grüne, J.: Anatomy of Shock Pressures Induces by Real Sea State Breaking Waves. International Symposion on Modelling Soil Water Interactions (SOWAS), Delft, 1988.
[19] Grüne, J.: Wave-Induced Shock Pressures Under Real Sea State Conditions. Proceedings 21th International Conference on Coastal Engineering, Torremolinos, Malaga, Spain, ASCE, 1988.
[20] Hensen, W.: Modellversuche zur Bestimmung des Einflusses der Form eines Seedeiches auf die Höhe des Wellenauflaufes. Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grund- und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Universität Hannover, H. 7, 1955.
[21] Hunt, I. A.: Design of seawalls and breakwaters, Journal of the Waterways and Habour Division, ASCE, Vol. 85, No. WW3, 1959.
[22] Jelgershuis Swildens, J. C.: Remmende ivloed op golfoploop door ribbles op gesloten dijksbekleding („Reduction of wave run-up due to ribs on an impermeable dike facing"). De Ingenieur, 69, Nr. 29, 1957 (in Dutch).
[23] Kirkgöz, M. S.: Impact pressure of breaking waves on vertical and sloping walls. Ocean Engineering, Vol. 18, No 1/2, 1991.
[24] Küstenausschuss Nord- und Ostsee, Technisch-Wissenschaftlicher Beirat: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten" und Empfehlungen für ihre Nutzanwendung beim Seedeichbau. Die Küste, H. 17, 1969.
[25] v. d. Meer, J. W.: Rook Slopes and Gravel Breaches under Wave Attack. Delft hydraulics, Publications No 396, Delft, 1988.
[26] v. d. Meer, J. W.: Rubble Mounds-Recent Modifications. In: Herbich (Hrsg.) Handbook of

Coastal and Ocean Engineering, Gulf Publishing Company, Houston, 1990.
[27] Nielsen, P.: Wave Setup and Runup: An integrated Approach. Coastal Engineering, Vol. 12, No 2, 1988.
[28] Oumeraci, H. u. Partenscky, H.-W.: Breaking Wave Impact Loading of Caisson Breakwater. Proc. Mast GG Workshop, Wave Impact Loading on Vertical Structures, Hannover, 1991.
[29] Oumeraci, H. u. Partenscky, H.-W.: Breaking Wave Impact Loading of Vertical Structures. Proc. Mast GG Workshop, Wave Impact Loading on Vertical Structures, Hannover, 1991.
[30] Partenscky, H.-W.: Neue Bemessungskriterien für senkrechte und geschüttete Wellenbrecher. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Band 42, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1987.
[31] Pilarczyk, K.-W.: Design of Seawalls and Dikes. In: Coastal Protection, Pilarczyk (Hrsg.) A. A. Balkema, Rotterdam, 1990.
[32] Richwien, W. u. Wehner, Th.: Considering the stress of filters in the construction of sea dikes. Third International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, 1986.
[33] Saville, T.: Wave run-up on composite slopes. Proceedings 6th Conference on Coastal Engineering, ASCE, Council of wave research, 1958.
[34] Schijf, J. B.: (Chairman) Wave run-up and overtopping. Technical Advisory Committee on Protection against Inundation, Government Publishing Office. The Hague, 1974.
[35] Schulz, K. P.: Über Maßstabseffekte beim Wellenauflauf auf glatten und rauhen Böschungen. Mitteilungen des Leitweiß-Instituts der TU Braunschweig (in Vorbereitung)
[36] Sparboom, U.: Über die Seegangsbelastung lotrechter zylindrischer Pfähle im Flachwasserbereich. Mitteilungen des Leitweiß-Instituts der TU Braunschweig, H. 93, Braunschweig, 1986.
[37] Sparboom, U.: Naturmaßstäbliche Untersuchungen an Deckwerken im Großen Wellenkanal. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 68, Karlsruhe, 1989.
[38] Sparboom, U.: Full-Scale Investigations on Wave Loading of Sea Dyke Structures. Proceedings 3rd. Conference on Coastal & Port Engineering in Developing Countries (COPEDEC III), Mombasa, Kenya, 1991.
[39] Sparboom, U., Debus, W. u. Grüne, J.: Wave-Induced Uplift Characteristics on Concrete Block Slope Revetments. Proceedings 23th International Conference on Coastal Engineering, Venice, Italy, ASCE, 1992.
[40] Sparboom, U., Grüne, J. Grosche, S., Haidecker, M.: Full-Scale Measurements of Wave Run-up at Sea Dykes. Proceedings 22nd International Conference on Coastal Engineering, Delft, The Netherlands, ASCE, 1990.
[41] Stephan, H.-J.: Über Schäden an Seedeichen durch Wellen- und Druckschlagbelastungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 70, 1981.
[42] Tautenhain, E.: Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenauflaufs – Ein Beitrag zur Bemessung. Mitteilungen des Franzius-Instituts der Universität Hannover, H. 53, 1981.
[43] Tautenhain, E., Kohlhase, S. u. Partenscky, H.-W.: Wave run-up at sea dikes under oblique wave approach. Coastal Engineering Conference ASCE, Kapstadt, Südafrika, 1982.
[44] Vinjé, J. J.: Investigations for coastal protection with concrete mats. North Sea Coastal Engineering Group, 1972.
[45] de Waal, J. P. u. v. d. Meer, J. W.: Wave run-up and overtopping on coastal structures. Abstracts, 23rd International Conference on Coastal Engineering, Venice, 1992.
[46] Wassing, F.: Model investigations of wave run-up carried out in the Netherlands during the last twenty years. Proceedings 6th Conference on Coastal Engineering, Gainesville, Florida, 1957.
[47] Wehner, Th.: Seegangserzeugte Spannungsänderungen im Sandkern eines Seedeiches. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Uni Hann. H. 21, 1987.
[48] Witte, H.-H.: Druckschlagbelastung durch Wellen in deterministischer und stochastischer Betrachtung. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig, H. 102, 1988.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Zu Abschnitt 5:

[1] CERC: Shore Protection Manual. US Army Corps of Eng., Washington D. C., 1984.
[2] Dette, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher Reynoldszahlen. Mitt. d. Leichtweiß-Inst., H. 41, Braunschweig, 1974.
[3] Göhren, H.: Die Strömungsverhältnisse im Elbmündungsgebiet. Hamb. Küstenf., H. 6, 1969.
[4] Göhren, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. Mitt. d. Franzius-Inst., H. 30, Hannover, 1968.
[5] Hansen, U. A.: Wasserbausteine im Deckwerksbau; Bemessung und Konstruktion. Verlag Boyens u. Co., Heide, 1985.
[6] Siefert, W. et al: Die Strömungsverhältnisse vor der Westküste Schleswig-Holsteins. Die Küste, H. 35, 1980.
[7] Siefert, W. et al: Triftströmungen vor der Küste zwischen Eider und Elbe. Die Küste, H. 38, 1983.

Zu Abschnitt 6:

[1] Bodge, K. R., Kraus, N. C.: Critical Examination of Longshore Transport Rate Magnitude. Proc. Int. Conf. Coastal Sediments '91, Vol. I, Seattle, U.S.A., 1991.
[2] Dette, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher Reynolds' Zahlen, Mitt. d. Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 41, 1974.
[3] Dette, H. H.: Energetische Betrachtungen zu seegangserzeugten Änderungen der Küstenmorphologie, Statusseminar: „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt". Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Kiel, 1991.
[4] Dette, H. H., Raudkivi, A. J.: Model for Litoral Transport of Suspended Sediments and its Mathematical Modelling. Florence (Italy), Sept. 1991.
[5] Dingler, J. R.: The threshold of grain motion under oscillatory flow in a laboratory channel. Journal of Sediment Petrology, Vol. 49, 1979.
[6] Führböter, A., Dette, H. H.: Strandvorspülungen vor der Westküste von Sylt. Die Küste, H. 53, 1992.
[7] Gutsche, H. K.: Über den Einfluß von Strandbuhnen auf die Sandwanderung an Flachküsten. Mitt. d. Franzius-Inst. für Grund- und Wasserbau der Techn. Hochschule Hannover, H. 20, 1961.
[8] Horikawa, K.: Coastal Engineering. An Introduction to Ocean Engineering. Univ. of Tokyo Press, 1978.
[9] Kohlhase, S.: The Concept of Sediment Budget in the Nearshore Area. Proc., Seminar on Causes of Coastal Erosion in Sri Lanka, CCD-GTZ Coast Conservation Project, Colombo, 1991.
[10] Kraus, N. C., Larson, M. u. Kriebel, D. L.: Evaluation of Beach Erosion and Accretion Predictors. Proc., Int. Conf. Coastal Sediments '91, Vol. I, Seattle, USA, 1991.
[11] Kriebel, D. L., Dean, R. G.: Numerical Simulation of Time-Dependent Beach and Dune Erosion, Coastal Engineering Journal, Vol. 9, 1985.
[12] Massie, P. E., (Editor): Coastal Engineering, Vol. I, Introduction Coastal Engineering Group, Dept. of Civil Engineering Delft Univ. of Technology, 1982.
[13] Raudkivi, A. J.: Betrachtungen zum Küstenschutz auf Sylt durch Anwendung eines Membran (unveröffentl., Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum, 1992).
[14] Raudkivi, A. J.: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt im Rück- und Ausblick; Statusseminar: „Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt". Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Kiel, 1991.
[15] Raudkivi, A. J., Dette, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht außerhalb der Brandung. Hansa, 128. Jg., Nr. 23/24, 1991 sowie Mitt. des Leichtweiß-Inst. der Techn. Univ. Braunschweig, H. 111, 1991.
[16] Raudkivi, A. J., Dette, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht in der Brandungszone. Jb. der Hafenbautechn. Ges. (HTG) – zur Veröffentl. angen., vorauss. 1993.
[17] SPM: Shore Protection Manual, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, Mississippi, USA, 1984.

Zu Abschnitt 7:

[1] 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.
[2] Dykins, J. E.: Ice engineering – tensile properties of sea ice grown in a confined system. U.S. Naval Civil Engineering Laboratory, Technical Report R68g.
[3] 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.
[4] Hawkes J. u. Mellor, M.: Deformation and fracture of ice under uniaxial stress. Journal of Glaciology, Vol. 11, No. 61.
[5] 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.
[6] Jones, St. J.: Triaxial testing of polycrystalline ice. Proc. of 3rd Intern. Conf. on Permafrost, Edmonton, Alberta.
[7] 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.
[8] 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 Seeschiffahrt und Hydrographie, 80, 1991.
[9] 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.
[10] Koslowski, G.: Der Eiswinter 19../.. im deutschen Küstengebiet zwischen Ems und Oder 1990/91 bzw. 1991/92 in Dt. hydrogr. Z. 44.
[11] Pounder, E. R.: Physics of Ice, Pergamon Press, 1965.
[12] Schwarz, J. u. Weeks, W. F.: Engineering Properties of Sea Ice. Journ. of Glaciology, Vol. 19, Nr. 81, p. 499–531.
[13] Schwarz, J.: Treibeisdruck auf Pfähle. Mitt. d. Franz.-Inst. d. Techn. Univ. Hannover, H. 24, 1964.
[14] Weeks, W. F. u. Assur, A.: The Mechanical Properties of Sea Ice. Ice Pressure against Structures. Proceedings Conference, Laval University, Quebec, November 1966, Ottawa, 1968.
[15] Vaudrey, K. D.: Determination of mechanical sea ice properties by large scale field beam tests. 4th Intern. Conf. on Port an Ocean Eng. unter Artic Cond., St. Johns, Nfdl.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Empfehlungen B

Boden und Baugrund für Küstenschutzwerke

Inhalt

1. Untergrundaufschluß 215
1.1 Allgemeines 215
1.2 Bohrungen 216
1.3 Sondierungen 216
2. Bodenkennwerte des Untergrundes 217
2.1 Allgemeines 217
2.2 Klassifikations- und Zustandsbeschreibung des Bodens 217
2.3 Bodenmechanische Kennwerte bindiger Böden 218
2.4 Bodenmechanische Kennwerte nichtbindiger Böden 219
2.5 Charakteristische Bodenkennwerte 220
2.6 Bodenklassifikation für Baggerarbeiten 220
3. Bodenkennwerte von Erdbaukörpern 221
3.1 Allgemeines 221
3.2 Anforderungen an nichtbindige Böden 222
3.3 Anforderungen an bindige Böden 222
3.4 Besonderheiten des Kleis 223
4. Grundsätze für erdstatische Berechnungen 224
4.1 Allgemeines 224
4.2 Vorschriften und Empfehlungen 225
4.3 Setzungen von Deichen 225
4.4 Standsicherheit von Deichen 227
4.5 Pfahlgründungen 228
5. Schriftenverzeichnis und Normen 229

1. Untergrundaufschluß

1.1 Allgemeines

Erste Erkenntnisse über den Bodenaufbau des Baugeländes können aus der Sichtung und Bewertung vorhandener Unterlagen, insbesondere aus geologischen Karten, gewonnen werden. Zur Baugrunderkundung dienen Bohrungen, Sondierungen und Schürfe. Im Hinblick auf die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund soll der Sachverständige für Geotechnik schon möglichst vor der Ausschreibung der Bohrarbeiten eingeschaltet werden.

Die Bohrungen sind nach DIN 4021 auszuführen, wobei die erbohrten Bodenarten nach DIN 4022 Teil 1 und 2 bzw. DIN 18196 benannt und die Ergebnisse nach DIN 4023 dargestellt werden. Bei Linienbauwerken sollten die Ergebnisse in einem geotechnischen Längsschnitt aufgetragen werden. Hauptbohrungen werden bei Linienbauwerken im Abstand von etwa 100 bis 200 m in der Bauwerksachse angeordnet. Bei schwierigen geologischen Verhältnissen sowie bei Unregelmäßigkeiten im Untergrund sind zusätzlich Nebenbohrungen durchzuführen. In jedem Fall sollte ein hinreichender Überblick über die Baugrundverhältnisse auch längs eines Streifens auf beiden Seiten des Bauwerks gewonnen werden (EAU, E1). Als Bohrabstände bei einzelstehenden Bauwerken gibt DIN 1054 maximal 25 m an. Die

Bohrtiefe richtet sich nach der Mächtigkeit der die Setzungen und die Standsicherheit beeinflussenden Bodenschichten (DIN 4020). Weiche Bodenschichten sollten bis zum festen Untergrund erkundet werden.

Zusätzlich zu den Bodenaufschlüssen sind die Grundwasserverhältnisse über einen längeren Zeitraum durch Grundwasser-Meßstellen zu erkunden (DIN 4020 und DIN 4021).

1.2 Bohrungen

Die nacheiszeitlichen Ablagerungen im norddeutschen Küstenraum zeichnen sich durch einen häufigen Wechsel zwischen nichtbindigen und bindigen sowie organischen Sedimenten aus. Ihre Mächtigkeit kann bis zu 35 m betragen. Im Küstenraum der Ostsee kommen häufig eiszeitlich vorbelastete Böden (z. B. Geschiebemergel) mit Kies- und Gerölleinlagen vor.

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, Tabelle 1). Bei allen bindigen und organischen Bodenarten können die maßgebenden bodenmechanischen Kennwerte nur an ungestörten Bodenproben bestimmt werden. Dazu sind zusätzlich zu den Kernproben Sonderproben der Güteklasse 1 bis 2 gem. DIN 4021 zu entnehmen.

Als Nebenbohrungen eignen sich sogenannte Kleinbohrungen nach DIN 4021.

1.3 Sondierungen

Zur Ermittlung der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden werden noch zusätzlich Sondierungen nach DIN 4094 erforderlich. Um die Anzahl der Sondierungen gezielt und in einem möglichst wirtschaftlichen Rahmen durchzuführen, wird die Lage der Sondierpunkte und die Sondiertiefe nach Durchführung der Bohrungen festgelegt.

Drucksondierungen haben sich dabei als geeignetes Sondierverfahren erwiesen, um die Festigkeit von nichtbindigen Böden zu bestimmen und daraus die maßgebenden Bodenkennwerte zu ermitteln. Durch getrennte elektronische Registrierung von Spitzendruck und Mantelreibung können außerdem der Schichtenaufbau und die Schichtgrenzen von Bohrungen überprüft werden. Drucksondierungen mit gleichzeitiger Porenwasser-Druckmessung 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 [9] 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, gegebenenfalls in Verbindung mit Vertikaldräns, zur Berechnung der Verfestigung weicher toniger und organischer Schichten im Untergrund durch Teilkonsolidierungen ermittelt werden sollen.

Falls Drucksondierungen nicht durchführbar sind, kann auf die Ausführung von Rammsondierungen zur Ermittlung der Festigkeiten von nichtbindigen Bodenschichten 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 oder wenn nichtbindige Böden eine

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 von 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, bei einer Bohrung auf der Bohrlochsohle eingesetzt.

Die Feldflügelsonde nach DIN 4096 wird zur Ermittlung der Anfangsscherfestigkeit bindiger und organischer Weichböden eingesetzt. 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. Bodenkennwerte des Untergrundes

2.1 Allgemeines

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 Klassifizierungsmerkmalen 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.

2.2 Klassifikations- und Zustandsbeschreibung des Bodens

Zur Klassifikation und Zustandsbeschreibung des Bodens sind die in Tabelle B1 zusammengestellten Laborversuche durchzuführen, die Ergebnisse über Korngrößen, Dichte des Bodens und Wassergehalte sowie über die im Boden enthaltenen Nebenbestandteile liefern.

Nach DIN 18 122 werden für bindige Böden zunächt 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

Tabelle B1. Laborversuche zur Klassifikation und Zustandsbeschreibung von Böden

Titel	Norm
Wassergehalt; Bestimmung d. Ofentrocknung	DIN 18 121
Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen)	
a) Laborversuche	DIN 18 122
b) Feldversuche	DIN 4022 Teil 1
Bestimmung der Korngrößenverteilung	DIN 18 123
Bestimmung der Korndichte	DIN 18 124
Bestimmung der Dichte des Bodens	DIN 18 125
Bestimmung des Glühverlusts	DIN 18 128
Bestimmung des Kalkgehalts	DIN 18 129

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Teil 1 vorgenommenen Ansprache zu unterschiedlichen Ergebnissen in der Konsistenz. Nach SCHUPPENER u. KIEKBUSCH [13] kann die Konsistenz durch Bestimmung der Scherfestigkeit des undränierten Bodens (Anfangsscherfestigkeit c_u) z. B. mit dem Taschenpenetrometer zutreffender gemäß Tabelle B2 eingestuft werden.

Tabelle B2. Konsistenz in Abhängigkeit von der Anfangsscherfestigkeit nach [13]

Anfangsscherfestigkeit c_u [kN/m²]	Benennung der Konsistenz
< 5	flüssig
5 – 15	breiig
15 – 35	sehr weich
35 – 80	weich
80 – 200	steif
200 – 400	halbfest
> 400	fest

Die Wasserdurchlässigkeit wird bei bindigen und gemischtkörnigen Böden nach DIN 18 130 ermittelt. Bei Sanden kann die Wasserdurchlässigkeit unter Berücksichtigung der Ungleichförmigkeit U und der Lagerungsdichte D zutreffender nach BEYER [4] als nach DIN 18 130 bestimmt werden. Ein Pumpversuch vor Ort liefert die genauesten Angaben.

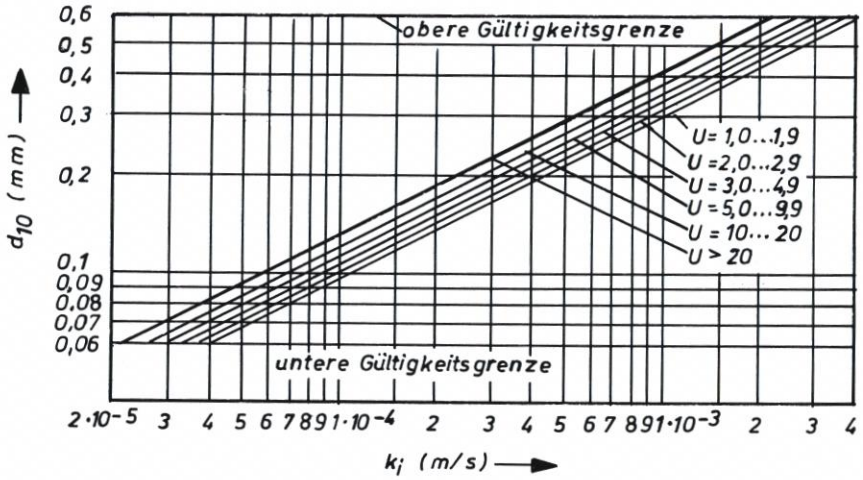


Abb. B1. Beziehung zwischen d_{10} und der Durchlässigkeit k in Abhängigkeit von U nach BEYER [4]

2.3 Bodenmechanische Kennwerte bindiger Böden

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.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Die zur Bestimmung der jeweiligen Scherfestigkeit üblichen Versuche sind in Tabelle B3 zusammengestellt.

Tabelle B3. 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 zum Beispiel: Klei, Mudde	a) Totaler Reibungswinkel ψ_u aus:		Winkel der Gesamtscherfestigkeit φ'_s aus:	
	UU-Versuch	DIN 18 137	CU-Versuch	DIN 18 137
			CD-Versuch	DIN 18 137
	b) Kohäsion c_u aus:			
	UU-Versuch	DIN 18 137		
	Einaxialversuch	DIN 18 136		
	Taschenpenetrometer			
	Laborflügelversuch			
	Feldflügelsondierung	DIN 4096		
Überkonsolidierte und wassergesättigte Böden zum Beispiel: Lauenburger Ton Geschiebemergel	a) Totaler Reibungswinkel ψ_u aus:		a) Effektiver Reibungswinkel ψ'	
	UU-Versuch	DIN 18 137	b) Effektive Kohäsion c'	
	b) Kohäsion c_u aus:		CU-Versuch	DIN 18 137
			CD-Versuch	DIN 18 137
	UU-Versuch	DIN 18 137		
	Einaxialversuch	DIN 18 136		
	Taschenpenetrometer			
	Laborflügelversuch			

Wird die Anfangsscherfestigkeit c_u aus Flügelsondierungen ermittelt, sind die gemessenen Werte in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl I_p nach EAU, E 88, 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 [6] 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 [14].

2.4 Bodenmechanische Kennwerte nichtbindiger Böden

Da in nichtbindigen Böden keine Sonderproben entnommen werden können, sind deren Festigkeiten aus den Ergebnissen von Sondierungen empirisch abzuleiten.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 Kornrauhigkeit 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 folgendem Zusammenhang zwischen dem Sondierergebnis, der Größe des charakteristischen Reibungswinkels φ', dem Steifemodul E_s und der Benennung der Festigkeit ausgegangen werden:

Tabelle B4. Bewertung von Drucksondierergebnissen zur Ermittlung der Festigkeit von Sanden und Kiesen

Spitzenwiderstand q_c [MN/m²]	Charakteristischer Reibungswinkel ψ'	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

Sollten in Ausnahmefällen Rammsondierungen erforderlich werden, können der Reibungswinkel φ' und der Steifemodul E_s aus dem Eindringwiderstand N_{10} (Schlagzahlen pro 10 cm Eindringung) nach DIN 4094 ermittelt werden. Bei Standard-Penetrations-Tests (SPT) kann zusätzlich auch Pianc (1984) herangezogen werden.

Die bei Spitzendrucksondierungen gemessene örtliche Mantelreibung erlaubt nach Weiss [20] Rückschlüsse auf die Bodenart und Schichtenfolge.

2.5 Charakteristische Bodenkennwerte

Für Vorentwürfe können aufgrund bisheriger Erfahrungen die in EAU, E9, und die in DIN 1055 Teil 2 angegebenen mittleren Bodenkennwerte als Rechenwerte angenommen werden.

Für Ausführungsentwürfe sind für die Scherfestigkeit charakteristische Werte anzugeben, die in DIN 4020 und EAU, E96, definiert sind. Diese können bei Berechnungen nach EAU den dort genannten Grundwerten gleichgesetzt werden und müssen für die Berechnung mit den Sicherheitsbeiwerten nach EAU, E96, abgemindert werden. Berechnungen nach dem neuen Sicherheitskonzept erfolgen mit den in den entsprechenden Normen angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten, mit denen die charakteristischen Bodenkennwerte abgemindert werden. Der Nachweis globaler Sicherheiten wird mit den charakteristischen Werten geführt.

2.6 Bodenklassifikation für Baggerarbeiten

Für Baggerarbeiten sind die anstehenden Böden zu klassifizieren, wobei ihr Verhalten beim Lösen, Laden, Transportieren und Wiedereinbau beurteilt wird. Die folgende Tabelle B5 gibt einen Überblick der dafür anzuwendenden Normen und Empfehlungen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle B5. Normen und Empfehlungen zur Klassifizierung des Bodens für Baggerarbeiten

Titel	Norm/Empfehlung
Erd- und Grundbau Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke	DIN 18 196
Erdarbeiten	DIN 18 300
Naßbaggerarbeiten	DIN 18 311
Classification of soils and rocks to be dredged	PIANC (1984)

In den DIN-Normen 18 300 (Erdarbeiten) und 18 311 (Naßbaggerarbeiten) werden die Böden nach ihrer Festigkeit beim Lösen klassifiziert. Bei den bindigen Bodenarten richtet sich diese Klassifizierung vorwiegend nach den Konsistenzgrenzen (s. Abschnitt 2.2). Zu einer Fehleinschätzung der Konsistenz kann es besonders bei halbfesten bis festen bindigen Böden (z. B. Geschiebemergel) kommen, deren natürlicher Wassergehalt nicht wesentlich vom Wassergehalt an der Schrumpfgrenze abweicht.

Werden die Konsistenzgrenzen abweichend von DIN 18 122 bzw. 4022 auf Grundlage der Anfangsscherfestigkeit c_u (nach Tabelle B2) festgelegt, ist der Erdbauunternehmer im Rahmen der Ausschreibung darauf hinzuweisen.

Beim Baggern dichtgelagerter Sande findet entlang der Schnittfläche eine Kornauflockerung mit Porenraumvergrößerung (Dilatation) statt, die bei geringdurchlässigem Feinsand infolge verzögerten Wasserzutritts zu einem Druckverlust an der Schneide mit einer deutlichen Zunahme der zum Lösen erforderlichen Schnittkraft führen kann [19].

Erfahrungen zur Beurteilung von Böden bei Baggerarbeiten hinsichtlich Geräteeinsatz, -leistung und Wirtschaftlichkeit sind bei [5, 19, 7] beschrieben.

3. Bodenkennwerte von Erdbaukörpern

3.1 Allgemeines

Nicht nur für den Untergrund müssen Bodenkennwerte vorliegen, sondern auch für die in den Erdbaukörper einzubauenden Böden. Diese sind nicht nur für die Standsicherheitsbeurteilung während der Bauphase, sondern auch für künftige Beanspruchungen nach Fertigstellung des Bauwerkes maßgebend. Neben dem Bodenmaterial ist das Maß der Verdichtung entscheidend für die anzusetzenden Bodenkennwerte.

Nach DIN 18 125 und EAU ist im Erdbau zur Überprüfung der Verdichtung nichtbindiger Böden die Lagerungsdichte D zu bestimmen. Im Deichbau hat sich als Maß für die Verdichtung auch der Verdichtungsgrad D_{Pr} bewährt, der im Proctorversuch nach DIN 18 127 zu ermitteln ist. Er gilt sowohl für bindige als auch für nichtbindige Böden. Darüber hinaus werden die geotechnischen Kennwerte für Erdbaukörper nach den im Abschnitt 2 beschriebenen Untersuchungsverfahren ermittelt. Diese sind von dem vorzugebenden Verdichtungsgrad abhängig.

Für Vorentwürfe können die Bodeneigenschaften auf der Grundlage örtlicher Erfahrungen geschätzt werden. Als Hilfsmittel dienen dazu die Angaben der Bodenkennwerttabelle der EAU, E9, und die Tabellenwerte der DIN 1055 Teil 2.

Bei Erdbaukörpern für Küstenschutzbauwerke handelt es sich vorwiegend um Deiche. Diese 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.

3.2 Anforderungen an nichtbindige Böden

Deichkerne werden meistens in kombiniertem Spül- und Trockenbauverfahren hergestellt [7]. 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 [11] werden im allgemeinen Proctordichten von D_{Pr} = 93 bis 103 % erreicht, was einer mitteldichten bis dichten Lagerung entspricht. Am Spülfeldende und beim Umsetzen im Trockenbetrieb 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 (Böschungsbruch nach DIN 4084) von einer sehr geringen Festigkeit der Sande (siehe Tabelle B4, Abschnitt 2) 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, kann dies durch Wahl besseren Materials und durch Steuerung des Spülbetriebes erreicht werden. Dies ist dann unbedingt durch Druck- oder Rammsondierungen zu kontrollieren.

Für den im Trockenbetrieb aufgesetzten sandigen Deichkern kann eine lagenweise Verdichtung durchgeführt werden. Ob dies erforderlich ist, zeigt sich aus den vorab durchgeführten Standsicherheitsberechnungen.

Unter Deichverteidigungswegen sollte der aufgesetzte, nichtbindige Boden bis in 0,5 m Tiefe unter dem Rohplanum auf D_{Pr} = 100 % verdichtet werden.

3.3 Anforderungen an bindige Böden

Die Eigenschaften des bindigen Füllbodens – der Klei im norddeutschen Raum ist ein Sonderfall – sind abhängig von der Trockendichte und dem Verdichtungsgrad zu ermitteln. Dazu werden an dem einzubauenden Boden im geotechnischen Labor Proctorversuche durchgeführt und am gleichen Material, soweit erforderlich, die in Tabellen B2 und B3 aufgeführten geotechnischen Parameter bestimmt. Hinsichtlich der Eignung als Baustoff im Wasserbau wird auf die in Tabelle B6 angegebenen Zusammenhänge verwiesen.

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 Deichkörper soll bei der Verdichtung von bindigem Boden ein Verdichtungsgrad von

$$D_{Pr} = 92 \text{ bis } 95\ \%$$

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 m^3 eingebauten Bodens vorgesehen werden.

Tabelle B6. Anforderungen an bindige Böden im Wasserbau nach STRIEGLER (1968)

Plastizität	W_L [%]	I_P [%]	Q_{Pr} [t/m^3]	W_{Pr} [%]	E_s [MN/m^2] 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	1,75 – 1,6	17 – 22	1,5 – 1	mäßig
sehr stark	> 55	> 32	< 1,6	> 22	< 1	schlecht bis unmöglich

3.4 Besonderheiten des Kleis

Der Klei nimmt an der deutschen Nordseeküse 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.

Bei der Erkundung von zum Deichbau geeignetem Kleimaterial ist zu beachten: Der geologische Begriff Klei beschreibt lediglich den etwa gleichartigen Entstehungsvorgang der Bodenart. Seine physikalischen, chemischen und geotechnischen Eigenschaften können jedoch sehr schwanken und sich auf kurzer Entfernung ändern. Deshalb muß eine Fläche, aus der gewachsener Klei für den Deichbau gewonnen werden soll, soweit keine Erfahrungen vorliegen, in verhältnismäßig engem Raster von etwa 50 m abgebohrt werden. Es genügt die Ausführung von Kleibohrungen mit Entnahme gekernter Bodenproben der Güteklasse 3 nach Tabelle 4 der DIN 4021, an denen der Wassergehalt und häufig auftretende Sandbänderungen zutreffend festgestellt werden können. Bei der Wiederverwendung von Altdeichmaterial darf die Aufschlußdichte im Deich auf einen Abstand von 100 m vergrößert werden.

Die fehlende 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 zum Schließen der Hohlräume besonders wichtig.

Die Befahrbarkeit eines weichen bindigen Bodens hängt entscheidend von der Anfangsscherfestigkeit c_u ab. Nach BARTELS-LANGWEIGE [1] ist dessen uneingeschränkte Bearbeitbarkeit gegeben bei Erdbaugeräten mit

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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	($\sigma > 58$ kN/m^2)	für $c_u \geq 22$ kN/m^2

Beim wassergesättigten Klei, dessen Wassergehalt im natürlichen Zustand je nach Anteil an Feinstkorn und organischer Substanz zwischen $30 < w < 120$ % im allgemeinen weit über dem optimalen Wassergehalt von $20 < w_{opt} < 30$ % liegt, kann ein Bezug zur Proctordichte oder dem zugehörigen optimalen Wassergehalt nicht hergestellt werden. Viele für die Beurteilung als Deichbaumaterial relevante geotechnische Kennwerte hängen sowohl vom Wassergehalt als auch von der Kornzusammensetzung des Bodens ab, was in der Bodenentnahme ebenso wie innerhalb der Kleiabdeckung orts-, tiefen- und zeitabhängigen Schwankungen unterliegt.

Ein für die Deichabdeckung geeigneter Klei sollte die in Tabelle B7 genannten Grenzwerte der Bodeneigenschaften erfüllen.

Tabelle B7. 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)	Sand- und Schluffanteil (d > 0,002 mm)	< 70 %
d)	Tonanteil (d < 0,002 mm)	> 10 (15) %
e)	Fließgrenze	$W_L > 25$ (45) %
	Ausrollgrenze	$W_P > 15$ (25) %
	Plastizitätszahl	$I_P > 10$ (20) %
f)	Anfangsscherfestigkeit	$C_u > 20$ (30) kN/m^2
g)	Trockendichte	0,85 (1,0) < ϱ_d < 1,45 t/m^3
h)	Einbauwassergehalt	80 (60) % > w > 30 %

Diese Grenzwerte sind nach den in Tabelle B2 und B3 angegebenen Laborversuchen zu ermitteln. Die eingeklammerten Zahlenwerte gelten für besonders exponierte Seedeiche.

Diese Anforderungen beruhen auf Erfahrungen, die bei Deichverstärkungen und Deichneubauten an der deutschen Nordseeküste gesammelt wurden. Die Qualitätsanforderungen a) bis f) gelten für Kleiabdeckungen von 1,3 m (Außenböschung) bzw. 0,5 m (Innenböschung) Dicke. Wo ein Deichkörper vollständig aus Klei hergestellt wird, können die Qualitätsanforderungen zu a) bis e) gemindert werden, weil dann bei Böschungsausschlägen von mehr als 1,3 m Tiefe der Bestand des Deiches – anders als beim Sandkerndeich – nicht unmittelbar gefährdet ist.

4. Grundsätze für erdstatische Berechnungen

4.1 Allgemeines

Erdkörper wie Deiche und Dämme und auch feste Bauwerke aus Beton, Holz oder Stahl belasten und verformen den Untergrund, was wiederum zu Zwängungsbeanspruchungen in Bauwerken führt. Die Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Baugrund ist im Rahmen der

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

„allgemeinen anerkannten Regeln der Baukunst" mit dem Ziel vorauszuberechnen, daß im Bau- und Gebrauchszustand am Bauwerk keine Schäden entstehen. In schwierigen Fällen oder wenn die Entwurfsaufsteller die entsprechenden Spezialkenntnisse nicht besitzen, ist ein erfahrener Sachverständiger der Geotechnik einzuschalten. Im folgenden wird auf einige wichtige Grundsätze und Zusammenhänge hingewiesen.

4.2 Vorschriften und Empfehlungen

Die übergeordnete Norm für alle Erd- und Grundbaumaßnahmen ist DIN 1054. Für Erdbauwerke ist in der Regel die Böschungsstandsicherheit und für feste Bauwerke, die einseitig höher hinterfüllt werden, die Geländebruchsicherheit nach DIN 4084 nachzuweisen. Außerdem sind für Erdbauwerke – wie für feste Bauwerke – Grundbruchuntersuchungen nach DIN 4017 erforderlich. Flächengründungen von festen Bauwerken sind nach DIN 4018 zu berechnen, Pfahlgründungen nach DIN 4014 (Bohrpfähle) oder nach DIN 4026 (Rammpfähle). Für Entwurf und Ausführung von Spundwänden und anderen Ufersicherungsbauwerken sind die EAU zu beachten, die auch viele konstruktive Hinweise enthalten. Für Verankerungen werden hauptsächlich Ankerpfähle, gelegentlich auch Verpreßanker nach DIN 4125 verwendet.

Zur Ermittlung der Zusammendrückbarkeit von Boden ist der Steifemodul im Labor zu bestimmen. Dieser Parameter dient auch zur Berechnung der Setzungen nach DIN 4019. Sofern fester Baugrund wie Sand oder Geschiebemergel nahe der Geländeoberfläche ansteht, ist die Berechnung der Setzungen nach dieser Norm weder für feste Bauwerke noch für Erdbauten problematisch. Im Küstenraum stehen jedoch häufig bis zu 20 m unter Gelände weiche, bindige und organische Bodenschichten an. Feste Bauwerke, wie z. B. Sturmflutsperrwerke, werden unter solchen Verhältnissen in der Regel auf Pfählen gegründet. Bei Erdbaukörpern wie Dämmen und Deichen ist das nicht möglich, und insofern ist die Setzungsberechnung für die Festlegung der Überhöhung besonders wichtig.

4.3 Setzungen von Deichen

In Weichböden unterscheidet man drei Setzungsanteile:

- Bei der Lastaufbringung treten sofort 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 folgenden 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 dürfte vor allem auf die günstige Belastungsfigur der Seedeiche mit ihren flachen Böschungen, wie sie heute gebaut werden, zurückzuführen sein. 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

$$s \approx \gamma \cdot H \cdot \sum \frac{h}{E_s} \text{ [m]}$$

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 unverzichtbar. 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:

$$t = \frac{\gamma_w}{k \cdot E_s} \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 \text{ [s]}$$

t = Setzungsdauer [s]
γ_w = Wichte des Wassers [kN/m^3]
k = Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]

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 Durchlässigkeitswertes 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. B2).

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

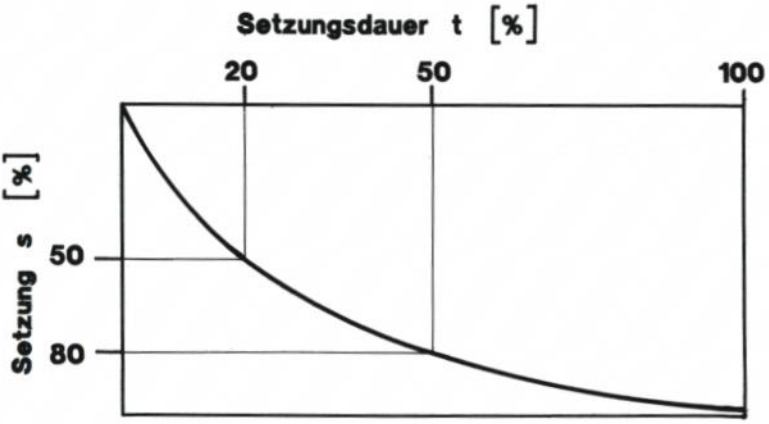


Abb. B2. Typischer Zeit-Setzungsverlauf im Weichboden unter Deichneubauten

Der zeitliche Verlauf der Setzungen ist bei Deichverstärkungen außer vom Untergrund auch vom Kronenabstand Alt-/Neudeich abhängig [17].

Die Setzungen im bindigen Boden können durch Anordnung von Vertikaldränungen beschleunigt werden. Eine solche Maßnahme wird im Deichbau allerdings auf besondere Fälle, zum Beispiel unter Bauwerken oder Straßen in und am Deich, beschränkt bleiben. Ihre Bemessung ist nach TERZAGHI u. JELINEK [18], Abschnitt 106, möglich. Über ihre Ausführung finden sich Angaben in EAU, E93.

4.4 Standsicherheit von Deichen

Der Deichquerschnitt muß ausreichend standsicher gegen Böschungsbruch sein. Entsprechende Standsicherheitsuntersuchungen werden nach DIN 4084 durchgeführt. Dabei ist für den Katastrophenfall (defekte Dichtung auf dem Sandkern bei Sturmflut) wie bei Dämmen auf undurchlässigem Untergrund eine Sickerlinie anzunehmen, unterhalb welcher der Deich durchströmt wird. Zur Ermittlung des ungünstigsten Gleitkreises stehen geeignete EDV-Programme zur Verfügung.

Bei nicht ausreichender rechnerischer Standsicherheit kann diese durch verschiedene Maßnahmen – wie z. B. Abflachung der Böschung, Verwendung von Deichmaterial größerer Scherfestigkeit oder Verbesserung der Tragfähigkeit des Untergrundes – erhöht werden. Eine geeignete Methode ist vor allem die Verringerung des Porenwasserüberdruckes durch längere Bauzeit, indem der Deichkörper in zwei oder mehr Lagen hergestellt wird. Hierbei wird der Bauablauf durch Porenwasser-Druckmessungen überwacht, so daß eine Kontrolle darüber besteht, wie sich die Scherfestigkeit des belasteten weichen, bindigen Untergrundes infolge Teilkonsolidierung unter der Auflast verbessert.

Hinsichtlich der Ermittlung und Zugrundelegung der Festigkeitsverteilung im Untergrund wird auf das mögliche Vorkommen von Schwächezonen in den ansonsten verfestigten Weichschichten unter Altdeichkörpern hingewiesen [16].

Zur Gewährleistung ausreichender Standsicherheit bei aufgespülten Deichkörpern sind gegebenenfalls auch Maßnahmen zu treffen, um eine rückschreitende Erosion und

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

schließlich konzentrierte Durchströmung zu verhindern. Dieser Fall kann bei unzureichender Unterläufigkeitssicherung, besonders aber dann gegeben sein, wenn die Kleiabdeckung auf relativ steiler Innenböschung eines durchströmten Sandkerns beschädigt ist und dort Sickerwaser austritt. Das Abdecken des betreffenden Böschungsbereichs mit einem geeigneten Auflastfilter ist hier eine notwendige Sofortmaßnahme. Bei trocken aufgesetzten Deichen ist ggf. auch zu überprüfen, ob eine ausreichende Sicherheit gegen Suffusion (Ausspülung von Feinstanteilen aus dem Korngerüst) gegeben ist.

In Zusammenhang mit dem Deichuntergrund ist schließlich noch die Möglichkeit eines hydraulischen Grundbruchs zu beachten. Sie ist dort gegeben, wo unter einer verhältnismäßig dünnen bindigen Deckschicht gut durchlässige Sande und Kiese liegen und sich somit bei hohem Außenwasserstand ein artesischer Druck hinter dem binnenseitigen Deichfuß einstellen kann. Dieser Fall tritt zwar meist nur bei Hochwasser an binnenländischen Flußdeichen auf (siehe [22]), ist jedoch gegebenenfalls auch bei Sturmflutwasserständen an Seedeichen zu untersuchen.

Eine geeignete Sicherung gegen hydraulischen Grundbruch wird durch die Schaffung einer Druckentlastung am binnenseitigen Böschungsfuß bewirkt, indem dort die bindige Deckschicht bis zum darunterliegenden durchlässigen Boden in einem ausreichend breiten Graben entfernt wird. Alternativ kann die Aufnahme des Überdrucks durch Belastung des binnenseitigen Böschungsfußes erreicht werden, indem dort entweder zusätzlicher Boden aufgeschüttet oder die gesamte Innenböschung abgeflacht wird.

4.5 Pfahlgründungen

Feste Bauwerke müssen an der Küste wegen der oft mächtigen Weichschichten meist auf Pfählen tief gegründet werden. Dabei sind sowohl Druck- als auch Zugpfähle ausreichend weit in den unteren tragfähigen Boden einzubringen. Einzelheiten sind in der DIN 1054 angegeben.

Für Rammpfähle gilt außerdem die DIN 4026, wo für verschiedene Pfahlarten die zulässigen Tragfähigkeitswerte angegeben sind. Bei Überschreitung der Tabellenwerte oder falls der Baugrund den in der DIN 4026 gestellten Anforderungen nicht entspricht, kann eine Vorbemessung der Rammpfähle nach Franke [8] mit den dort in Tabelle 2 angegebenen Grenzwerten für Mantelreibung und Pfahlspitzenwiderstand vorgenommen werden. Die so ermittelten Grenztragfähigkeiten sind dann durch Pfahlprobebelastungen nachzuweisen und mit den gemäß DIN 1054 erforderlichen Sicherheitsbeiwerten abzumindern.

Bei einer Gründung mit Bohrpfählen kann die Bemessung nach der DIN 4014 (März 1990) durchgeführt werden.

Abschließend wird auf die gegebenenfalls zu berücksichtigende Belastung der Pfähle infolge negativer Mantelreibung und/oder Seitendruck hingewiesen.

Pfahlgründungen werden dann durch negative Mantelreibung beansprucht, wenn eine Weichschicht unter oder neben dem Bauwerk durch eine Geländeaufhöhung zusammengedrückt wird. Bei sehr mächtiger Weichschicht ist eine solche Zusatzbelastung verhältnismäßig groß. Sie ist entweder bei der Bemessung der in diesem Fall nur auf Spitzendruck tragenden Pfähle zu berücksichtigen [2] oder dadurch auszuschalten, daß vor Herstellung der Pfahlgründung die Konsolidationssetzung der Weichschicht abgewartet wird. Eine Beschleunigung kann durch entsprechende Überhöhung der Erdauflast erreicht und durch Setzungsmessungen kontrolliert werden. Dabei ist zu beachten, daß auch der überhöhte Erdkörper ausreichend standsicher ist.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Wird einseitig neben einer Pfahlgründung das Gelände aufgehöht (z. B. Deich neben Sielbauwerk), dann löst dies – vor allem bei sehr weichen Schichten – Seitendruck auf die Pfähle und damit eine Biegebeanspruchung aus. Die Untersuchung dieser Belastung ist im einzelnen bei SCHMIEDEL [12] beschrieben.

5. Schriftenverzeichnis und Normen

[1] BARTELS-LANGWEIGE, J.: Zur Befahrbarkeit bindiger Böden mit Raupenfahrzeugen. Schriftenr. d. Inst. f. Bauwirtschaft u. Baubetrieb, K. SIMONS (Hrsg.), TU Braunschweig, 1987.

[2] BAUMGARTL, W.: Ein einfaches Rechenmodell für negative Mantelreibung (Plastisches Modell PM). Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12. u. 13. 3. 1986 in Darmstadt.

[3] FRANKE, E. (Hrsg.), Inst. für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, TH Darmstadt, S. 71 ff., 1986.

[4] BEYER, W.: Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 6, 1964.

[5] BOBZIN, H.: Praktische Naßbaggerei. Mitt. d. Franzius-Inst. f. Wasserbau u. Küsteningenieurwesen d. Univ. Hannover, H. 69, 1989.

[6] BRINCH-HANSEN, J. u. LUNDGREN, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer, Berlin, 1960.

[7] BRÖSSKAMP, K.-H et al.: Seedeichbau, Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e.V., Hamburg, 1976.

[8] FRANKE, E.: Pfähle. In SMOLTZCYK, U. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, 3. Aufl., T. 2, S. 484 ff., Ernst u. Sohn, Berlin, 1982a.

[9] LEVADOUX, J.-N. u. BALITH, M.-M.: Consolidation after Undrained Piezocone Penetration. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 7, July 1986, Teil 1: S. 707–726. Teil 2: S. 727–745, American Society of Civil Enginers.

[10] MUIJS, J. A. u. KRUSE, G. A. M.: Erosion and Permeability of Material für Clay Liners and Dikes. 6th Int. IAEG Congress, Rotterdam, Band 2, S. 1213–1219, 1990.

[11] RICHWIEN, W. u. WEHNER, T.: Bodenmechanische Kennwerte gespülter Seedeiche im norddeutschen Küstenraum. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (TIS), H. 10, S. 544–549, 1988.

[12] SCHMIEDEL, U.: Seitendruck auf Pfähle. Bauingenieur 59, H. 2, S. 61–66, 1984.

[13] SCHUPPENER, B. u. KIEKBUSCH, M.: Plädoyer für die Abschaffung und den Ersatz der Konsistenzzahl. Geotechnik 4/1988.

[14] SENNESET, K., JANBU, N. u. SVANØ, G.: Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests. Proc. 2nd Europ. Symposium on Penetrating Testing, Amsterdam, S. 863–870, 1982.

[15] STRIEGLER, W.: Bodenmechanische Grenzwerte zur Verdichtung natürlicher Erdstoffe im Wasserbau. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 2, 1968.

[16] TEMMLER, H.: Messungen beim Deichbau in Schleswig-Holstein. Tagungsband zum Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau, München 23./24. 11. 1983, Deutsche Gesellschaft f. Erd- u. Grundbau e.V. (Hrsg.), Essen, 1983.

[17] TEMMLER, H.: Analyse von Grundbrüchen beim Deichbau in Schleswig-Holstein. Bericht der 5. Nat. Tag. Ing.-Geol., Deutsche Gesellschaft f. Erd- u. Grundbau e.V. (Hrsg.), Essen, 1985.

[18] TERZAGHI, K. u. JELINEK, R.: Theoretische Bodenmechanik. Springer, Berlin, S. 295 ff., 1954.

[19] VERBEEK, P. R. H.: Soil Analysis and Dredging. Terra et Aqua No. 28, Okt. 1984, S. 11–21, 1984.

[20] WEISS, K.: Baugrunduntersuchungen im Feld. In SMOLTCZYK, U. (Hrsg.): Grundbau-Taschenbuch, 4. Aufl., T. 1, S. 83 ff., Ernst u. Sohn, Berlin, 1990.

[21] EAU (1990): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. 8. Aufl., Ernst u. Sohn, Berlin.

[22] EMPFEHLUNGEN FÜR FLUSSDEICHE (1971): Hrsg.: Arbeitskreis Flußdeiche des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft e.V. (DVWW), der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. DGEG.

[23] PIANC (1984): Permanent International Ass. of Navigation Congresses (PIANC) Classification Of Soil & Rocks to Be Dredged Supplement to Bulletin No 47 (1984), Brussels (Belgium).
[24] ZTVE-StB 76 (1976): Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. Der Bundesminister für Verkehr, Abt. Straßenbau (Hrsg.).
[25] DIN 1054 (1976): Baugrund; Zulässige Belastung des Baugrunds.
[26] DIN 1055 Teil 2 (1976): Lastannahmen für Bauten; Bodenkenngrößen; Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel.
[27] DIN 4014 (1990): Bohrpfähle; Herstellung, Bemessung und Tragverhalten.
[28] DIN 4017 Teil 1 (1979): Baugrund; Grundbruchberechnungen von lotrecht mittig belasteten Flachgründungen.
[29] DIN 4017 Teil 2 (1979): Baugrund; Grundbruchberechnungen von schräg und außermittig belasteten Flachgründungen.
[30] DIN 4018 (1974): Baugrund; Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen.
[31] DIN 4019 Teil 1 (1979): Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung.
[32] DIN 4019 Teil 1 (1981): Baugrund; Setzungsberechnungen bei schräg und bei außermittig wirkender Belastung.
[33] DIN 4020 (1990): Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke.
[34] DIN 4021 (1990): Baugrund; Aufschluß durch Schürfe und Bohrungen sowie Entnahme von Proben.
[35] DIN 4022 Teil 1 (1987): Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben im Boden und im Fels.
[36] DIN 4022 Teil 2 (1981): Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen im Fels (Festgestein).
[37] DIN 4022 Teil 3 (1982): Baugrund und Grundwasser; Benennen und Beschreiben von Boden und Fels; Schichtenverzeichnis für Bohrungen mit durchgehender Gewinnung von gekernten Proben im Boden (Lockergestein).
[38] DIN 4023 (1984): Baugrund- und Wasserbohrungen; zeichnerische Darstellung der Ergebnisse.
[39] DIN 4026 (1975): Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung.
[40] DIN 4084 (1981): Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen.
[41] DIN 4094 (1990): Baugrund; Erkundung durch Sondierungen.
[42] DIN 4096 (1980): Baugrund; Flügelsondierung; Maße des Gerätes, Arbeitsweise, Auswertung.
[43] DIN 4125 (1990): Verpreßanker; Kurzzeitanker und Daueranker; Bemessung, Ausführung und Prüfung.
[44] DIN 18121 Teil 1 (1976): Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Wassergehalt; Bestimmung durch Ofentrocknung.
[45] DIN 18121 Teil 2 (1989): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Wassergehalt; Bestimmung durch Schnellverfahren.
[46] DIN 18122 Teil 1 (1976): Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze.
[47] DIN 18122 Teil 2 (1987): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen); Bestimmung der Schrumpfgrenze.
[48] DIN 18123 (1983): Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung.
[49] DIN 18124 (1989): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Korngrößenverteilung; Kapillarpyknometer – Weithalspyknometer.
[50] DIN 18125 Teil 1 (1986): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Laborversuche.
[51] DIN 18125 Teil 2 (1986): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Dichte des Bodens; Feldversuche.
[52] DIN 18127 (1987): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Proctorversuch.
[53] DIN 18128 (1990): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung des Glühverlustes.
[54] DIN 18129 (1990): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Kalkgehaltsbestimmung.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

[55] DIN 18130 Teil 1 (1989): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts; Laborversuche.
[56] DIN 18136 (1987): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit; Einaxialversuch.
[57] DIN 18137 Teil 1 (1990): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen.
[58] DIN 18137 Teil 2 (1990): Baugrund; Versuche und Versuchsgeräte; Bestimmung der Scherfestigkeit; Triaxialversuch.
[59] DIN 18196) (1988): Erd- und Grundbau; Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke.
[60] DIN 18300 (1988): Erdarbeiten. In: Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), Teil C, Herausgegeben vom DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth, Berlin, 1988.
[61] DIN 18311 (1988): Naßbaggerarbeiten. In: Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB), Teil C, Herausgegeben vom DIN Deutsches Institut für Normung e.V. Beuth, Berlin.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Empfehlungen C:

Baustoffe für Küstenschutzwerke

Inhalt

1. Einführung . . . 234
2. Boden . . . 235
   2.1 Allgemeines . . . 235
   2.2 Bodenarten . . . 235
      2.2.1 Allgemeines . . . 235
      2.2.2 Klei . . . 235
      2.2.3 Sand . . . 236
3. Natursteine . . . 238
   3.1 Allgemeine Anforderungen . . . 238
   3.2 Spezielle Anforderungen . . . 238
      3.2.1 Pflastersteine . . . 238
      3.2.2 Schüttsteine . . . 239
      3.2.3 Trockenrohdichte und Druckfestigkeit . . . 239
      3.2.4 Verwitterungsbeständigkeit . . . 240
   3.3 Güteüberwachung . . . 240
4. Künstliche Steine . . . 240
   4.1 Anforderungen . . . 240
   4.2 Verwendung . . . 240
   4.3 Prüfungen . . . 241
5. Beton . . . 241
   5.1 Einführung . . . 241
   5.2 Europäische Richtlinien und Normen . . . 241
   5.3 Ausgangsstoffe . . . 242
   5.4 Anforderungen und Zusammensetzung . . . 243
      5.4.1 Widerstand gegen Meerwasser . . . 243
      5.4.2 Widerstand gegen Wellen, Strömung und sonstige mechanische Angriffe . . . 246
      5.4.3 Hoher Frost- und Tausalzwiderstand . . . 247
      5.4.4 Betonzusätze . . . 248
   5.5 Betonpflastersteine und Betonplatten . . . 248
   5.6 Unterwasserbeton . . . 249
   5.7 Ausgußbeton . . . 250
   5.8 Steinverguß, Fugenverguß und Steinverklammerung . . . 251
   5.9 Bodenverfestigung mit Zement . . . 251
   5.10 Sand-Zement-Schüttsteine . . . 252
   5.11 Prüfungen . . . 252
6. Asphalt . . . 252
   6.1 Allgemeines . . . 252
   6.2 Mineralstoffe . . . 253
   6.3 Bindemittel . . . 253
   6.4 Asphaltbeton, Gußasphalt und Sandasphalt . . . 253
   6.5 Hohlraumreiche Bitumen-Mineralstoff-Gemische . . . 255
   6.6 Asphalteingußmasse . . . 256
   6.7 Fugenvergußmasse . . . 256
   6.8 Bitumensand . . . 256
   6.9 Sondergemische . . . 256
   6.10 Prüfungen . . . 258
7. Geokunststoffe . . . 258
   7.1 Allgemeines . . . 258

7.2 Kunststoffdichtungsbahnen 259
7.3 Geotextilien 260
7.3.1 Allgemeines 260
7.3.2 Gewebe 261
7.3.3 Vliesstoffe 263
7.3.4 Verbundstoffe 265
7.4 Geotextilverwandte Produkte 265
7.5 Zusammenfassung 268
8. Holz 268
8.1 Allgemeines 268
8.2 Physikalische Eigenschaften 268
8.3 Zulässige Spannungen 270
8.4 Dauerhaftigkeit 270
8.5 Schutzmaßnahmen 272
9. Stahl 272
9.1 Allgemeines 272
9.2 Anforderungen und Eigenschaften 273
9.3 Stahlspundwände 273
9.4 Stahlpfähle 275
9.5 Drahtnetze und Drahtgeflecht 276
10. Schriftenverzeichnis und Normen 276
Zu Abschnitt 2: Boden 276
Zu Abschnitt 3: Natursteine 277
Zu Abschnitt 4: Künstliche Steine 277
Zu Abschnitt 5: Beton 277
Zu Abschnitt 6: Asphalt 279
Zu Abschnitt 7: Geokunststoffe 279
Zu Abschnitt 8: Holz 280
Zu Abschnitt 9: Stahl 281

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	Kunststoffe
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.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

2. Boden

2.1 Allgemeines

Der Boden wurde bereits in der Empfehlung B „Boden und Baugrund" auch als Baustoff ausführlich behandelt. Es wird deshalb darauf verwiesen. Die nachstehenden Ausführungen haben lediglich die Aufgabe, das Thema durch erläuternde Hinweise und Ergänzungen abzurunden.

2.2 Bodenarten

2.2.1 Allgemeines

Im Seewasserbau wird Boden als Baustoff in der Regel nur als Sand und Klei verwendet. Während Sand überwiegend im Damm- und Deichbau benutzt wird, dient Klei der erosionssicheren Abdeckung von Böschungen.

Für die Beurteilung von Böden müssen Korngrößen, Kornverteilung und Verdichtungsfähigkeit bekannt sein (s. Tabellen in Empfehlungen B). Als Bewertungsfaktoren für die Verdichtungsfähigkeit sind bei rolligen Böden die Ungleichförmigkeit und bei bindigen Böden die Plastizität und Konsistenz maßgebend.

Das in Abb. C1 dargestellte Diagramm weist Bereiche der Körnungskurven von Sand und Klei aus, wie sie meistens im Küstengebiet anzutreffen sind. In einzelnen küstennahen Seebereichen ist der Sand grobkörniger, wie z. B. im Seegebiet westlich der Insel Sylt (s. auch Empfehlungen B).

2.2.2 Klei

Sonderlösungen in Kleimangelgebieten: Auf den Nordseeinseln und an Küstenstreifen, denen ein breiter Marschengürtel fehlt, bestehen Schwierigkeiten, den Klei in der für

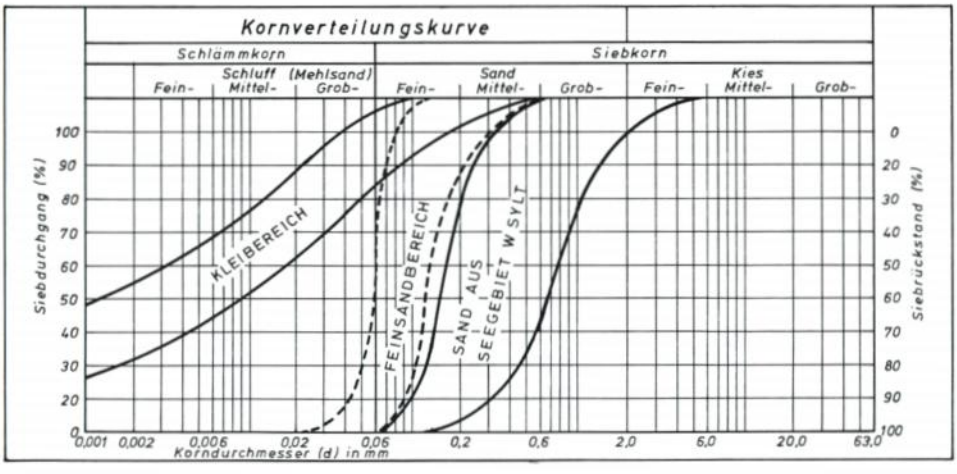


Abb. C1. Kornverteilung von Sand und Klei

den Deichbau erforderlichen Menge und Qualität zu gewinnen. Diesem Mangel kann durch folgende Lösungen begegnet werden:

- Antransport von Klei über größere Landentfernungen oder per Schiff vom Festland zur Insel,
- Abflachung der Außenböschung und ggf. Verminderung der Dicke der Kleiabdeckung,
- Einbau einer dünnen Kleiabdeckung, die als zusätzliche Erosionssicherung des Sandkerns eine Unterlage aus Vliesstoff erhält, jedoch nur möglich bei geringem Wellenangriff,
- Bau eines reinen, flachgeböschten Sanddeiches ohne und ggf. mit Sicherung durch ein Deckwerk (s. Empfehlungen E, Abschnitte 2 und 3).

Als Entscheidungshilfen sind eingehende technische und wirtschaftliche Untersuchungen erforderlich.

Verdichtung: Eine Verdichtung im Sinne einer Grobhohlraum-Beseitigung wird erzielt, wenn der Klei lagenweise mit Raupen eingebracht und dabei überlaufen wird. Ein Abstampfen der Kleilage mit dem Korb oder Schürfkübel des Einbaubaggers ist eine Mindestforderung.

2.2.3 Sand

Im Seebau wird Sand weitgehend hydraulisch gelöst. Um geeignete Methoden für das Lösen, den Transport und das Ablagern des Sandes im voraus zu bestimmen, sind fachgerechte Bodenaufschlüsse in der Sandentnahme unerläßlich. Die Bohrungen sollten bei entsprechendem Mengenbedarf so tief hinunterführen, daß der Einsatz jeder Gerätegröße möglich ist (bis etwa −60,0 m NN).

Schlauchkernbohrungen (Rammkern-Bohrverfahren, s. Empfehlungen B) sind zu empfehlen, um auch schwache Zwischenschichten aus bindigem Material zu erfassen, die die Beurteilung des Bodens, z. B. auf seine Grundsaugfähigkeit, beeinflussen. Neben der Bodenansprache nach der Kornverteilung ist auch die geologische Einordnung des Materials erforderlich.

Da noch keine Beurteilungskriterien für die Spüleigenschaften von Böden existieren, geben die Kornanalysen (Siebkurven) der verschiedenen Bodenarten einen wichtigen Anhalt, wobei der Schluffanteil von besonderer Bedeutung ist.

Spülentfernung und Spülleistung: Die physikalischen Grundlagen der Vorgänge für den Feststofftransport in Spülrohrleitungen sind noch nicht ausreichend erforscht. Für die Berechnung des Druckabfalles liegt aber eine Fülle empirisch ermittelter Ansätze vor. Da die Ansätze sich jedoch häufig widersprechen und oftmals wichtige Versuchsbedingungen unbekannt sind, wird für die Berechnung des Druckabfalls empfohlen, nach Bodenarten zu unterteilen und für jeden Bereich die empirisch am besten fundierte Berechnungsart anzuwenden. Für den wirtschaftlichen Transport grober Böden empfiehlt sich eine weitere Unterteilung nach dem Rohrleitungsdurchmesser. Bei der Ablagerung hydraulisch transportierter Sande auf einem Spülfeld können unter normalen Bedingungen und bei einem Spülrohrdurchmesser von mindestens 0,50 m folgende Böschungsneigungen als Anhalt die Werte der Tabelle C1 angegeben werden.

Entwässerung des Spülgutes: Rolliges Bodenmaterial mit einem Mindestanteil an Fein- und Mittelsand von 30 % und nur wenigen Prozenten an Schluff läßt ein zügiges Bauverfahren zu. Spülfelder aus diesem Material können während des Spülvorganges betreten und befahren werden. Es ist dann möglich, während des Betriebes aus dem Spülgut Hilfsdeiche aufzuschieben. Dieses Material gestattet auch eine Profilierung unmittelbar nach dem Hochspülen des Kerns.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle C1. Böschungsneigungen hydraulisch transportierter Sande

	Böschungsneigungen		
	über Wasser	unter Wasser	
		ruhig	fließend
Feinsand	≧ 1:100	1:5 bis 1:8	1:10 bis 1:30
Mittelsand	1:50		
Grobsand	1:25	1:3 bis 1:4	1:4 bis 1:10
Kies	1:5 bis 1:10	1:2	1:3 bis 1:6

Feinsandige Böden mit Schluffanteilen zwischen 5 und 20 % ergeben während des Spülvorganges eine Böschungsneigung von 1:100 bis 1:500. Das heißt, diese Materialien bedürfen einer vollen Spülfeldeinfassung, und das Spülfeld kann während des Spülvorganges nicht betreten werden. Der aufgespülte Boden muß durch Umsetzen getrocknet werden, um für den Einbau in den Deichkern geeignet zu sein.

Stehen nur schluffige Sande (Schluffanteil ≦ 30 %) an und sollen die vorgenannten negativen Eigenschaften beim Spülfeldaufbau vermieden werden, so müssen die Feinanteile ausgewaschen werden. Durch eine möglichst hohe Spülrohrgeschwindigkeit wird die Entmischung des Sandes gefördert, und durch kurze Spülfelder oder Spülfelder ohne bzw. mit nur teilweiser Einfassung wird verhindert, daß sich die Feinteile im Spülfeld ablagern.

Lagerungsdichte aufgespülter Sande: Ein Maß für die Lagerungsdichte ist der Verdichtungsgrad $D = \frac{n_o - n}{n_o - n_d}$, wobei n_o das Porenvolumen bei lockerster, n_d das Porenvolumen bei dichtester Lagerung und n das vorhandene Porenvolumen bedeuten.

Eine Umrechnung Lagerungsdichte (D) auf Proctordichte (ϱ_{Pr}) erfolgt nach SIEDECK-VOSS.

Für die Lagerungsdichte von aufgespülten Sanden sollten die in Tabelle C2 genannten Werte erreicht werden.

Steifeziffern: Als Anhalt für Steifeziffern in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeit des Bodens kann gelten:

$$E = 40 \text{ bis } 70 \text{ MN/m}^2$$

Tabelle C2. Erforderliche Lagerungsdichte bei aufgespülten Sanden

Lagerung	Ungleichförmigkeit U	Verdichtungsgrad D	Proctordichte in % ϱ_{Pr}
über Wasser	> 3	0,45	95 bis 97
	≦ 3	0,3	92 bis 95
	2 bis 3 FM/MS	0,5	98 bis 103
unter Wasser	2 bis 3 MS	0,3	95

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3. Natursteine

3.1 Allgemeine Anforderungen

Natursteine werden im Küstenschutz überwiegend für Pflasterungen und Schüttungen bei Deckwerken, für Setzpacklagen bei Buhnen und Längswerken u. ä. verwendet. Natursteine im Seewasserbau (Wasserbausteine) 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 sowie den biologischen und chemischen Einflüssen zu widerstehen. Scharfe Kanten, rauhe 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 Tabelle C3 zusammengestellt.

Tabelle C 3. Im deutschen Küstengebiet verwendete Natursteine

Gesteinsart	Dichte ϱ_o t/m³	mittl. Schüttdichte ϱ^e_s 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 (bruchrauhe) Pflastersteine sollen eine quaderähnliche, parallelflächige Form aufweisen. Die Abmessungen werden nach dem Verwendungszweck und den einwirkenden Kräften festgelegt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.2.2 Schüttsteine

Schüttsteine sind gebrochene Natursteine, deren Größe und Gewicht 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 in Größenklassn festgelegt (Tab. C4).

Tabelle C4. Größenklassen von Schüttsteinen

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

Es reicht im allgemeinen aus, stichprobenartig etwa 10 Steine nachzumessen und im übrigen die Steingrößen nach Augenschein abzuschätzen. Eine Lieferung darf bis zu 10 Masse-% Wasserbausteine mit Überlängen und bis zu 15 Masse-% solche mit Unterlängen enthalten. Der Anteil von Steinen mit Unterlängen von $\geqq 5$ cm darf höchstens 5 Masse-% betragen.

Um eine gute Verkeilung der eingebauten Schüttsteine zu erreichen, darf der Anteil ungünstig geformter Steine bis zu 20 Masse-% 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 Rauhigkeit 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.

3.2.3 Trockenrohdichte und Druckfestigkeit

Die Trockenrohdichte darf im Mittel den Wert von 2,3 t/m^3 nicht unterschreiten (Einzelwerte $\geqq 2{,}27$ t/m^3). Anzustreben ist eine Rohdichte $> 2{,}5$ t/m^3.

Die Druckfestigkeit ist nach DIN 52 105 [28] zu bestimmen. Sie muß im lufttrockenen Zustand der Proben im Mittel mindestens 80 N/mm^2 betragen (Einzelwerte $\geqq 70$ N/mm^2).

3.2.4 Verwitterungsbeständigkeit

Die Verwitterungsbeständigkeit ist nach DIN 52 106 [29], die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck nach DIN 52 103 [26] zu bestimmen. Ist die Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck $< 0{,}5$ Masse-% 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 $> 0{,}5$ Masse-%, so sind in jedem Fall Frostversuche nach dem Luftfrostverfahren erforderlich. Die Frostprüfung gilt als bestanden, wenn der Gewichtsverlust unter 0,5 Masse-% bleibt und keine Schäden wie Risse und Abplatzungen auftreten.

3.3 Güteüberwachung

Die Qualitätseigenschaften der Natursteine werden in den Lieferwerken durch Eigen- und Fremdüberwachung bestimmt. Im Rahmen der Prüfungen werden Abmessungen, Trokkenrohdichte, Druckfestigkeit und Verwitterungsbeständigkeit regelmäßig ermittelt.

4. Künstliche Steine

4.1 Anforderungen

Als künstliche Steine werden im Küstenwasserbau Hochofen- und Metallhüttenschlacke, Betonsteine und Sand-Zement-Steine verwendet. Voraussetzung dafür ist, daß sie die Güteanforderungen (s. Abschnitt 4.3) erfüllen. Ziegelsteine sind heute bei Neubauten nicht mehr gebräuchlich, es sei denn als Verblendmauerwerk. Betonsteine werden in Abschnitt 5 behandelt.

Hochofenschlacke entsteht als künstliche Gesteinsschmelze bei der Roheisengewinnung im Hochofen und enthält in der Hauptsache Kalk-Magnesia-Tonerde-Silikate. Metallhüttenschlacke fällt beim Schmelzen von Kupfer- und Bleierzen als Nebenprodukt an. Beide Schlackenarten müssen bei Verwendung als Baustoff in kristalliner Form vorliegen und dürfen keine Verunreinigungen enthalten. Der Anteil an schaumigen und glasigen Schlackenstücken darf 5 Masse-% nicht überschreiten. Sie müssen raumbeständig, frost- und wetterbeständig sein und ein dichtes Gefüge haben. Die Wasseraufnahme darf bei Hochofenschlacke im Mittel höchstens 4,0 Masse-% und bei Metallhüttenschlacke höchstens 1,5 Masse-% betragen. Die Güte muß den Anforderungen der DIN 4301 „Hochofenschlacke und Metallhüttenschlacke für den Straßenbau“ [36] sowie den Bedingungen des Abschnittes 3.1 „Natursteine“ entsprechen. Bei Metallhüttenschlacken liegen z. Z. über die mögliche Auslaugung von Schadstoffen keine gesicherten Daten vor. Es wird empfohlen, diese Frage beim Einsatz derartiger Baustoffe zu beachten.

4.2 Verwendung

Hochofenschlacke und Metallhüttenschlacke werden im gebrochenen Zustand als Schotter und Splitt, ungebrochen als Schüttsteine und gegossen als Schlackenformsteine eingebaut. Für Hochofenschlacke als Betonzuschlag gilt DIN 4226 [47] (s. Abschnitt 5). Schlackenform-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

steine sollen vollkantig sein und ebene Flächen mit möglichst geschlossener Struktur aufweisen. Die Kopfflächen von Kupferschlackensteinen müssen gesandet oder gesplittet sein.

Die Rohdichten sollen für Hochofenschlacke $\geqq 2{,}4$ t/m^3, für Metallhüttenschlacke $\geqq 3{,}5$ t/m^3 betragen. Die Schüttgewichte für Schotter sollen bei Hochofenschlacke über 1,25 t/m^3, bei Metallhüttenschlacke über 1,5 t/m^3 liegen. Kupferschlackensteine werden mit Rohdichten von 3,6 und 2,9 t/m^3 benutzt. 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 52 102 [25]
- Frost- und Wetterbeständigkeit nach DIN 52 104 [27] bzw. DIN 52 106 [29].

5. Beton

5.1 Einführung

Nach DIN 1045 „Beton und Stahlbeton" [41] besteht Beton aus einem Gemisch von Zement, Betonzuschlag und Wasser – gegebenenfalls auch mit Betonzusatzmitteln und Betonzusatzstoffen; er erhärtet auch unter Wasser und unterliegt praktisch keinen nachträglichen Formänderungen.

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 u. a. neben schweren Formkörpern (z. B. Tetrapoden), Platten, Pflaster- und Treppensteinen auch größere, einschwimmbare konstruktive Bauelemente (z. B. Gründungscaissons, Molen, Schutzmauern) und schwimmende Bauwerke.

Für die Dauerhaftigkeit der Betonbauwerke sind neben der Betonzusammensetzung die fachgerechte Verarbeitung und eine frühzeitig einsetzende und ausreichende Nachbehandlung ausschlaggebend (siehe Abschnitt 5.4.1). Bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen kommt dem Schutz der Bewehrung durch eine ausreichend dicke und gleichzeitig dichte Betondekkung ebenfalls eine für die Lebensdauer des Bauwerks maßgebende Bedeutung zu.

5.2 Europäische Richtlinien und Normen

Die vom EG-Ministerrat beschlossene Konzeption auf dem Gebiet der technischen Harmonisierung und Normung ordnet europäische Richtlinien und Normen auf zwei Ebenen an: Rahmenanforderungen an Produkte und Bauwerke durch Richtlinien in Form funktioneller Vorgaben und technische Regeln zur Erfüllung dieser Anforderungen durch europäische Normen und Zulassungen.

Für den Betonbau ist seit November 1989 die Europäische Norm EN 196 „Prüfverfahren für Zement" [38] in Kraft und ersetzt DIN 1164, Teil 3 bis Teil 7 [44].

Die europäischen Bemessungsnormen für Betonwerke Vornorm DIN V ENV 1992-1-1, EURO-CODE 2, „Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken", Teil 1, sowie die dazugehörige Baustoffnorm für Beton Vornorm DIN V ENV 206 „Beton – Eigenschaften, Herstellung, Verarbeitung und Gütenachweis" sind erschienen. Letztere umfaßt die Abschnitte 1 bis 11 der DIN 1045. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton hat zusätzliche Richtlinien zur Anwendung von DIN V ENV 206 sowie EUROCODE 2, Teil 1, herausgegeben. Darin werden wichtige Hinweise für die Anwendung und Zusatzregelungen für die Dauer der Erprobungszeit – z. B. Verweise auf nationale Regelungen dort, wo die entsprechenden europäischen noch nicht vorliegen – gegeben. Die Einführung der beiden letztgenannten Europäischen Normen als Vornormen bedeutet, daß deren Festlegungen *parallel* zum entsprechenden nationalen Normenwerk, also parallel zu DIN 1045 und DIN 4227, gelten: Es können während der Laufzeit von 3 Jahren entweder DIN 1045/DIN 4227 *oder* Eurocode 2/ENV 206 zur Berechnung und Ausführung von Bauwerken herangezogen werden. Eine Mischung von Teilen der Deutschen Normen mit den europäischen Regelungen ist wegen unterschiedlicher Konzeptionen dieser Regelwerke nicht möglich.

Im Hinblick auf den für 1993 zu verwirklichenden freien Güterverkehr ist die Frage der Übergangsfristen für den Ersatz nationaler durch europäische Normen noch offen. Solange die entsprechenden Europäischen Normen (EN) oder Vornormen (ENV) nicht verabschiedet und eingeführt sind, gelten die nationalen Normen weiter. Nach Einführung der endgültigen Normen (EN) verlieren die nationalen Normen ihre Gültigkeit.

5.3 Ausgangsstoffe

Als Bindemittel dürfen nur Zemente nach DIN 1164 oder bauaufsichtlich zugelassene Zemente verwendet werden. Zu den Betonzuschlägen rechnen gebrochene und ungebrochene dichte Zuschläge aus natürlichem Gestein und künstlich hergestellte, wie z. B. Hochofen- und Metallhütten-Stückschlacke. Sie müssen hinsichtlich Kornzusammensetzung, Reinheit, Festigkeit, Kornform sowie Widerstand gegen Frost und Verschleiß erhöhten Anforderungen genügen, die in DIN 1045 und DIN 4226 [47] niedergelegt sind; insbesondere ist die Erfüllung der Anforderungen „starker" Frosteinwirkung einzuhalten. Das bedeutet, daß nach DIN 4226, Teil 1, Abschnitt 7.5.4 und bei der Prüfung nach DIN 4226, Teil 3, Abschnitt 3.5.1/3.5.3 der Durchgang durch das vorgesehene Prüfsieb 2,0 Gewichtsprozent nicht überschreiten darf. Es wird empfohlen, den Siebdurchgang auf < 1 Masse-% zu begrenzen. Bei der Verarbeitung von Zuschlägen mit alkaliempfindlichen Bestandteilen, die in einigen Bereichen Norddeutschlands vorkommen, sind Zemente mit einem niedrigen wirksamen Alkaligehalt – sogenannte NA-Zemente – einzusetzen.

Als Zugabewasser sind alle sauberen Wässer geeignet. Auszuschließen ist Wasser mit Bestandteilen, die das Erhärten oder andere Eigenschaften des Betons ungünstig beeinflussen oder den Korrosionsschutz der Bewehrung beeinträchtigen (u. U. Industrieabwässer, Moorwasser, Sickerwasser von Halden usw.). Meerwasser darf nur für unbewehrten und bewehrten Beton nicht berührende Bauteile verwendet werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

5.4 Anforderungen und Zusammensetzung

5.4.1 Widerstand gegen Meerwasser

Meerwasser enthält als betonangreifende Bestandteile vorwiegend Magnesiumverbindungen und Sulfate. Ostsee und Nordsee haben annähernd die in Tabelle C5 angegebene Zusammensetzung.

Bei Meerwasser ist trotz des hohen Sulfatgehalts die Verwendung von Zement mit hohem Sulfatwiderstand nicht erforderlich. Beton widersteht den Angriffen durch Meerwasser, wenn er nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.5 einen hohen Widerstand gegen „starken" chemischen Angriff und – sofern sich das Bauteil nicht ständig unter Wasser befindet – einen hohen Frostwiderstand aufweist.

Meerwasser im Bereich von Fluß- und Kanalmündungen und Brackwasser können Zusammensetzungen aufweisen, die von den Werten nach Tabelle C5 erheblich abweichen. Liegen für derartige Gebiete keine mehrjährigen Analysen vor, aus denen auch mögliche Schwankungen des Salzgehalts abgeschätzt werden können, so sind die Wässer in der Regel als „stark angreifend" nach Tabelle C6 einzustufen; es ist ein HS-Zement (siehe DIN 1164, Teil

Tabelle C5. Zusammensetzung von Meerwasser (Richtwerte) [46]

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

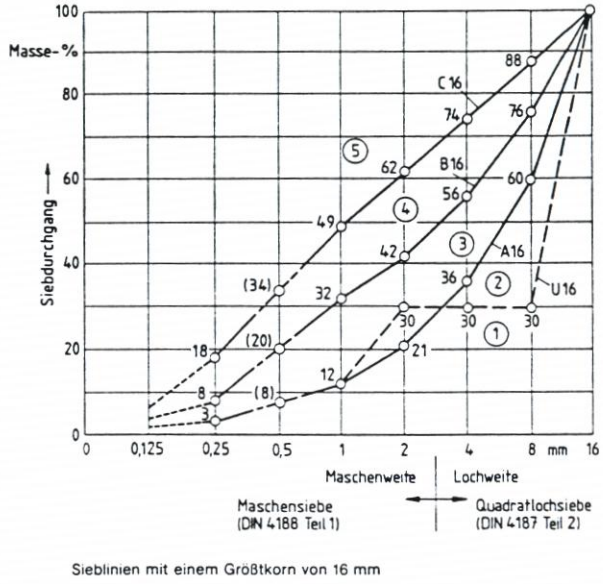
Der Gesamtsalzgehalt beträgt in der Nordsee, ähnlich wie im Atlantischen Ozean, etwa 36 000 mg/l, in der Ostsee (Kieler Bucht) im Jahresmittel etwa 16 000 mg/l.

Tabelle C6. Grenzwerte zur Beurteilung des Angriffsgrades von Wässern vorwiegend natürlicher Zusammensetzung [46]

1 Untersuchung	2	3 Angriffsgrad	4
	schwach angreifend	stark angreifend	sehr stark angreifend
1 pH-Wert	6,5 bis 5,5	< 5,5 bis 4,5	< 4,5
2 kalklösende Kohlensäure (CO_2) mg/l (Marmorlöseversuch nach Heyer [4])	15 bis 40	> 40 bis 100	> 100
3 Ammonium (NH_4^+) mg/l	15 bis 30	> 30 bis 60	> 60
4 Magnesium (Mg^{2+}) mg/l	300 bis 1000	> 1000 bis 3000	> 3000
5 Sulfat[1]) (SO_4^{2-}) mg/l	200 bis 600	> 600 bis 3000	> 3000

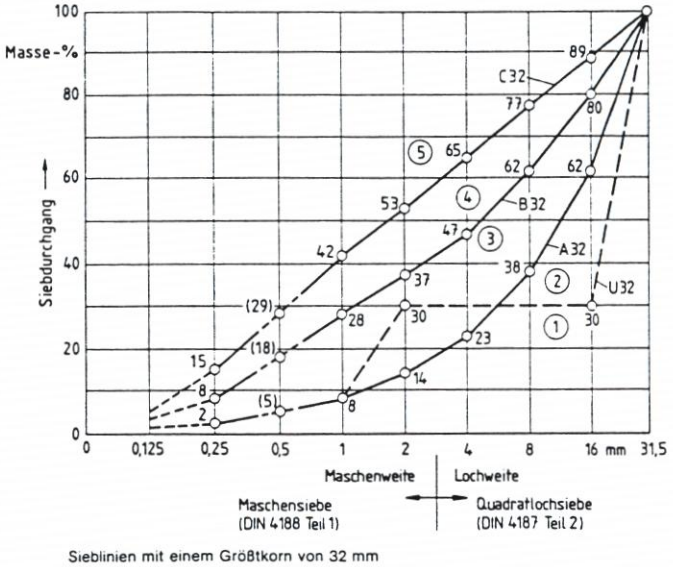
[1]) Bei Sulfatgehalten über 600 mg SO_4^{2-} je l Wasser, ausgenommen Meerwasser, ist ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand (HS) zu verwenden (siehe DIN 1164 Teil 1/03.90, Abschnitt 4.6 und DIN 1045/07.88, Abschnitt 6.5.7.5).

1) zu verwenden. Liegen jedoch entsprechende Analysenwerte vor, kann die Wirkung der Wässer auf der Grundlage der Grenzwerte nach Tabelle C6 erfolgen. Entsprechen die Analysenergebnisse den Richtwerten nach Tabelle C5, und dies gilt vor allem auch für den Gesamtsalzgehalt, so kann auf die Verwendung eines HS-Zements verzichtet werden. Das Wasser ist für die Zeilen 1 bis 4 der Tabelle C6 als „stark angreifend" einzustufen. Voraussetzungen hierfür sind



Sieblinien mit einem Größtkorn von 16 mm

Abb. C2. Sieblinien mit einem Größtkorn von 16 mm [41]



Sieblinien mit einem Größtkorn von 32 mm

Abb. C3. Sieblinien mit einem Größtkorn von 32 mm [41]

- ein Mindestzementgehalt von 300 kg/m³
- die in Abschnitt 5.3 genannten erhöhten Anforderungen an die Zuschläge
- eine Kornzusammensetzung in Bereich 3 nach DIN 1045 (Abb. C2 und C3)
- soviel Mehlkorn und Feinstsand (Kornanteil der Korngröße 0 bis 0,25 mm), daß der Beton gut verarbeitbar ist und ein geschlossenes Gefüge erhält (gleichzeitig ist der Mehlkorngehalt sowie der Mehlkorn- und Feinstsandgehalt nach oben zu begrenzen, Tabelle C7)

Tabelle C7. Höchstzulässiger Mehlkorngehalt sowie höchstzulässiger Mehlkorn- und Feinstsandgehalt für Beton mit einem Größtkorn des Zuschlaggemisches von 16 mm bis 63 mm

1	2	3
	Höchstzulässiger Gehalt in kg/m³ an	
Zementgehalt kg/m³	Mehlkorn bei einer Prüfkorngröße von 0,125 mm	Mehlkorn und Feinstsand bei einer Prüfkorngröße von 0,250 mm
1 ≤ 300	350	450
2 350	400	500

Bei Zementgehalten zwischen 300 kg/m³ und 350 kg/m³ ist zwischen den Tabellenwerten geradlinig zu interpolieren.
Die Werte der Spalten 2 und 3 der Tabelle C7 dürfen erhöht werden,
- wenn der Zementgehalt 350 kg/m³ übersteigt, um den über 350 kg/m³ hinausgehenden Zementgehalt, jedoch höchstens um 50 kg/m³
- wenn ein puzzolanischer Betonzusatzstoff (z. B. Traß, Steinkohlenflugasche) verwendet wird, um den Gehalt an puzzolanischem Betonzusatzstoff, jedoch höchstens um 50 kg/m³

Von den vorgenannten Möglichkeiten der Erhöhung darf nur eine zur Anwendung gelangen,
- wenn das Größtkorn des Zuschlaggemisches 8 mm beträgt, um 50 kg/m³.

- ein Wasserzementwert w/z > 0,50 – ggf. unter Anrechnung der Zugabemengen flüssiger Zusatzmittel (Abschnitt 5.4.4)
- eine vollständige Betonverdichtung sowie
- eine sorgfältige Nachbehandlung nach der Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton.

Die größte Wassereindringtiefe bei der obligatorischen Prüfung nach DIN 1048 darf 30 mm nicht überschreiten (Mittel aus 3 Prüfkörpern).

Die aggressiven Umgebungsbedingungen der Küste – Frost bei wassergesättigtem Beton und die Chloride des Meerwassers – erfordern für die Stahlbewehrung einen optimalen Schutz: Das Nennmaß der Betondeckung muß nach DIN 1045, Tafel 10, mindestens 5,0 cm betragen, für Bauteile in der Wasserwechselzone werden 6–8 cm empfohlen. Abstandhalter aus Beton oder faserbewehrtem Mörtel haben sich bewährt. Die geometrisch mögliche, dichte Umhüllbarkeit der Abstandhalter ist wichtig.

Um gleichzeitig eine funktionstüchtige dichte Betondeckung zu erreichen, müssen Nachbehandlungsart und -dauer auf Betonzusammensetzung, Frischbetontemperatur und Umgebungsbedingungen abgestimmt werden. Die Tabellen C8 und C9 fassen die Art der Maßnahmen und die Mindestnachbehandlungsdauer unter Berücksichtigung der besonderen Anforderungen an die Bauwerke an der Küste in Anlehnung an die „Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton" zusammen.

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 hohen Verschleißwiderstand des Betons (DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.6). Dabei sollte der Zementgehalt nach oben begrenzt sein, z. B. bei einem Größtkorn von 32 mm maximal 350 kg/m^3 betragen. Zuschläge bis 4 mm Korngröße sollten überwiegend aus Quarz oder Stoffen mindestens gleicher Härte bestehen, das größere Korn aus zähem Gestein oder künstlichen Stoffen mit hohem Verschleißwiderstand (siehe auch DIN 52 100, Tafel 1, Spalte 8 [23]). Das Zuschlaggemisch soll möglichst eine Sieblinie nahe der Sieblinie A (Abb. C2 und C3) aufweisen. Um bei einem möglichst niedrigen Wasserzementwert und gleichzeitig nach oben begrenzten Zementgehalt eine gute Verarbeitbarkeit des Betons zu erreichen, ist die Zugabe eines Betonverflüssigers oder Fließmittels häufig sinnvoll (siehe auch Abschnitt 5.4.4).

Tabelle C8. Nachbehandlungsmaßnahmen für Beton

Maßnahmen	Außentemperatur in °C				
	unter −3°	−3° bis +5°	5° bis 10°	10° bis 25°	über 25°
Abdecken bzw. Nachbehandlungsfilm aufsprühen und benetzen; Holzschalung nässen; Stahlschalung vor Sonnenstrahlung schützen					×
Abdecken bzw. Nachbehandlungsfilm aufsprühen			×	×	
Abdecken bzw. Nachbehandlungsfilm aufsprühen und Wärmedämmung; Verwendung wärmedämmender Schalung – z. B. Holz – sinnvoll		×*)			
Abdecken und Wärmedämmung; Umschließen des Arbeitsplatzes (Zelt) oder Beheizen (z. B. Heizstrahler); zusätzlich Betontemperaturen wenigstens 3 Tage lang auf +10 °C halten	×*)				
Durch Benetzen ohne Unterbrechung feuchthalten				×	

*) Nachbehandlungs- und Ausschalfristen um Anzahl der Frosttage verlängern; Beton mindestens 7 Tage vor Niederschlägen schützen.

5.4.3 Hoher Frost- und Tausalzwiderstand

Ein nach Abschnitt 5.4.1 hergestellter Beton erfüllt die betontechnologischen Forderungen eines Betons mit hohem Frostwiderstand. Für Betontreppen in Deckwerken und anderen Flächen, auf denen im Winter Tausalz gestreut wird, sind luftporenbildende Zusatzmittel in solcher Menge zuzugeben, daß der in Tabelle C.10 angegebene Luftgehalt eingehalten wird. Zusätzlich ist erforderlich, daß die Zuschläge den zuvor in Abschnitt 5.3 beschriebenen Widerstand gegen Frosteinwirkung aufweisen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle C9. Mindestnachbehandlungsdauer in Tagen für Bauteile im Wasserbau nach den „Richtlinien zur Nachbehandlung von Beton"

Umgebungsbedingungen	Betontemperatur, ggf. mittlere Lufttemperatur	Festigkeitsentwicklung des Betons: schnell, z. B. w/z < 0,50 Z 55, Z 45 F	mittel, z. B. w/z 0,50 bis 0,60 Z 55, Z 45, Z 35 F oder w/z < 0,50 Z 35 L	langsam, z. B. w/z 0,50 bis 0,60 Z 35 L oder w/z < 0,50 Z 35 L-NW/HS
günstig vor unmittelbarer Sonneneinstrahlung und vor Windeinwirkung geschützt, relat. Luftfeuchte durchgehend ≥ 80 %	≥ 10°C	2	3	3
	< 10°C	3	6	6
normal mittlere Sonneneinstrahlung und/oder mittlere Windeinwirkung und/oder relat. Luftfeuchte ≥ 50 %	≥ 10°C	2	4	6
	< 10°C	3	9	12
ungünstig starke Sonneneinstrahlung und/oder starke Windeinwirkung und/oder relat. Luftfeuchte < 50 %	≥ 10°C	3	6	8
	< 10°C	6	12	15

Tabelle C10. Luftgehalt im Frischbeton unmittelbar vor dem Einbau [41]

	1 Größtkorn des Zuschlaggemisches in mm	2 Mittlerer Luftgehalt, Volumenanteil in %*)
1	8	≥ 5,5
2	16	≥ 4,5
3	32	≥ 4,0
4	63	≥ 3,5

*) Einzelwerte dürfen diese Anforderungen um einen Volumenanteil von höchstens 0,5 % unterschreiten.

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 ein gültiges Prüfzeichen besitzen und brauchen als Volumenanteil nicht berücksichtigt zu werden. 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, um festzustellen, ob der Frisch- und Festbeton die geforderten Eigenschaften erreicht. Die Zugabemenge ist bei Verwendung *eines* Betonzusatzmittels auf 50 ml/kg bzw. 50 g/kg der Zementmenge begrenzt, bei der Zugabe mehrerer Zusatzmittel darf die zugegebene Menge insgesamt 60 ml/kg bzw. 60 g/kg Zement nicht überschreiten. Die Mindestzugabemenge soll 2 ml/kg bzw. 2 g/kg Zement nicht unterschreiten. Flüssige Betonzusatzmittel sind dem Wassergehalt bei der Bestimmung des Wasserzementwertes zuzurechnen, wenn ihre gesamte Zugabemenge 2,5 l je m^3 Beton übersteigt.

Betonzusatzstoffe (z. B. Traß und Flugasche) 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 51 043 für Traß [51]) entsprechen oder ein gültiges Prüfzeichen bzw. eine bauaufsichtliche Zulassung haben. Betonzusatzstoffe werden in erster Linie 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 verlängert werden.

5.5 Betonpflastersteine und Betonplatten

Für die Unterscheidung zwischen „Platte" und „Stein" gilt folgende Begriffsbestimmung: Das Verhältnis der Abmessungen Länge (l) zu 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. Ferner kann die Steingröße dadurch eingeschränkt werden, daß der Stein „handlich" sein soll und 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 vertikal) und zur Befestigung von Deichsicherungswegen und Deichrampen verwendet. Als Deckwerksteine sollten nur solche Betonsteine verwendet werden, die die im „Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz" [58] geforderten Güteeigenschaften aufweisen. Für die Betonzusammensetzung gelten die im Abschnitt 5.4 gemachten Angaben. Die Form und die geringen Abweichungen von den Sollmaßen ermöglichen die lückenlose Deckung unterschiedlich geformter Böschungsflächen. Die zulässigen Abweichungen betragen $\pm$ 3 mm für das Längen- und Breitenmaß und $\pm$ 5 mm für das Höhenmaß. Die Einzel- und Flächengewichte richten sich nach der örtlichen Beanspruchung.

Über die Forderungen von Abschnitt 5.4 hinaus muß die Druckfestigkeit jedes Steines bei Auslieferung, spätestens aber nach 28 Tagen, mindestens 50 N/mm^2, die mittlere Druckfestigkeit mindestens 60 N/mm^2 betragen. Der Beton der Platten muß den Anforderungen der Abschnitte 5.3 und 5.4 entsprechen. Großformatige Platten sollten bewehrt und nach DIN 1045 bemessen werden. Die Betondruckfestigkeit bei der Verlegung sollte mindestens 35 N/mm^2 betragen, um eine ausreichende Kantenfestigkeit zu garantieren.

5.6 Unterwasserbeton

Unterwasserbeton wird i. d. R. in frischem Zustand, gelegentlich auch bereits erhärtet in Form von Fertigteilen eingebaut. Tabelle C11 gibt eine Übersicht über Betonarten und Einbaumethoden. Die wichtigsten Voraussetzungen zur Erreichung der angestrebten Beton-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle C11. Einbaumethoden für Unterwasserbeton

	Betonart	Einbaumethode
1	Betonfertigteile	– Absenken und Stapeln der Bauteile – Verbinden der Bauteile
2	Frischbeton verpackt in Geokunststoffen (s. Abschnitt 7)	Absenken und Stapeln der Elemente
3	Mörtel	Injektion in bereits eingebaute geotextile Matten und Schläuche
4	Frischbeton	– Schüttrohr – Pumpen – Hydroventil – Transportkübel – freier Absturz durchs Wasser (z. B. Sibo-Beton „Hydrocrete")
5	Ausgußbeton	Injektion des Mörtels in das bereits eingebaute Korngerüst (Colcrete-Verfahren u. a.)

qualität und der Einbau werden für die in Tabelle C11, Zeile 4 und 5, genannten Verfahren in diesem Abschnitt 5.6 und in Abschnitt 5.7 erläutert.

Beton, der über Wasser fertig gemischt wird und unter Wasser eingebracht werden muß, ist im allgemeinen nach DIN 1045, Abschnitt 6.5.7.8 als sog. Unterwasserbeton herzustellen. Er kann nach Tabelle C11 mit Fallrohren, durch Pumpeneinsatz, durch Hydroventile oder mit Krankübeln eingebracht werden.

Die unterschiedlichen Einbauverfahren sind wie folgt charakterisiert:

Schüttrohr- und Pumpmethode: 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 verwendet. Das Rohrende muß während des Betonierens ständig 1 bis 2,5 m tief im Frischbeton eintauchen und mit der Steighöhe des frischen Betons angehoben werden. Ein Ventil oder ein anderes Hilfsmittel zum Verschließen des Rohrendes, wie z. B. ein Papierpfropfen oder Kunststoffball, ist zweckmäßig, um vor Betonierbeginn zu verhindern, daß Wasser in das Rohr eindringt. – Während des Betonierens mit der Pumpmethode ist besonders darauf zu achten, daß das Rohrende nicht seitlich ausweicht.

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 auseinanderzudrücken, 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 Transportkübeln: 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,

möglichst etwas in die freie Frischbetonoberfläche eindringen und die sich einstellende fortschreitende Betonböschung von unten her aufbauen.

Bei allen diesen Einbauverfahren muß der Beton als zusammenhängende Masse fließen, damit er auch ohne Verdichtung ein geschlossenes Gefüge erhält. Die Sieblinie der Zuschläge soll im Bereich 3 (Abb. C2 und C3) verlaufen, einen ausreichend großen Mehlkorngehalt aufweisen (Tabelle C7) und i. a. ein Ausbreitmaß von 45 bis 50 cm aufweisen. Der erforderliche Zusammenhalt und das zu gewährleistende dichte Gefüge verlangen einen hohen Zementgehalt. Über die allgemeinen Anforderungen an den Beton für Küstenschutzwerke hinaus muß daher der Zementgehalt eines Betons mit Zuschlag bis 32 mm Größtkorn mindestens 350 kg/m^3 betragen. Um den Wassergehalt zu reduzieren und eine gute Fließfähigkeit herzustellen – Konsistenz KR oder KF –, wird die Anwendung eines Fließmittels, das ist ein hochwirksamer Betonverflüssiger, empfohlen.

Weitere Möglichkeiten eines Unterwasserbetons bieten der Einbau von Ausgußbeton z. B. nach dem Colcrete-Verfahren (siehe Abschnitt 5.7), die Verlegung mit Beton gefüllter Säcke aus Geokunststoffen, die Füllung bereits verlegter geotextiler Matten und Schläuche mit Mörtel oder Beton 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 nur vom Mischungsaufbau, sondern wesentlich von der Einbaumethode ab. Als Beurteilungskriterien sind im allgemeinen Prüfungen der Druckfestigkeit und der Homogenität an Bohrkernen vorzunehmen.

Freier Absturz 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.

5.7 Ausgußbeton

Unter Ausgußbeton wird eine Arbeitstechnik verstanden, bei der zuerst die Grobzuschläge eingebaut und die Hohlräume des Gesteinsgerüstes nachträglich mit Zementmörtel ausgefüllt werden. Der Einbau von dichtem Ausgußbeton erfordert besondere Erfahrung bei der Mörtelherstellung und beim Injizieren oder Vergießen der Hohlräume. Die Eigenschaften des Mörtels müssen den Anforderungen nach Abschnitt 5.4 entsprechen. Der Mörtel für Ausgußbeton soll sich gut pumpen lassen und kein Wasser absondern. Die Verarbeitung muß beendet sein, bevor der Zementleim des Mörtels 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 von Zusätzen erreicht. Der Mörtel ist fließfähig, wasserundurchlässig sowie frost- und seewasserbeständig. Seine kurze Erstarrungszeit ist besonders bei Arbeiten in der Wasserwechselzone 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 Zuschläge positioniert werden. Die Lanzen müssen bis zur Sohle des Bauteils reichen, damit der Mörtel mit langsam steigendem „Mörtelspiegel" das Wasser aus den Hohlräumen verdrängen und die

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Zuschläge 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. Zum Ausgießen der Hohlräume führt man Injektionslanzen bis in den unteren Bereich der Schüttung und drückt von unten aufsteigenden Mörtel in die Hohlräume.

Auf größere 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 mittels Schwimmer in den Injektionsrohren oder durch elektrische Widerstandsmessung bestimmt. Die Fließfähigkeit wird mit einem Auslauftrichter, die Mörtelfestigkeit an Prismen geprüft.

5.8 Steinverguß, Fugenverguß und Steinverklammerung

Bei Steinschüttungen geringer Dicke, z. B. bei Sohlpanzerungen oder Deckwerken, können die Steine durch Vergießen der Hohlräume mit Mörtel zu einem geschlossenen, dichten Deckwerk verbunden werden. In gleicher Weise können Fugen zwischen Betonplatten, großformatigen Steinen u. ä. geschlossen werden.

Bei Steinverklammerungen werden die Hohlräume einer Steinschüttung nur zum Teil gefüllt, so daß der Mörtel die Einzelsteine „punktweise" verbindet. Dadurch wird ein offenes, durchströmbares Deckwerk hergestellt, das zur Vermeidung von Ausspülungen einen dauerhaft wirksamen mineralischen oder geotextilen Filter benötigt. Die gute Haftung des Mörtels an den Steinen bewirkt auch bei geringen Mörtelmengen eine sichere Verklammerung. 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 hydraulisch und bituminös gebundenen Vergußstoffen zum Teil- und Vollverguß von Steinschüttungen an Wasserstraßen" (MAV) [61] legt die technischen Anforderungen an Ausgangsstoffe und Bauausführung für den Bereich der Wasser- und Schiffahrtsverwaltung des Bundes fest. „Die Empfehlungen für die Verklammerung von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen – EVU 1990" [62] fassen die mit dieser Bauweise gemachten Erfahrungen und Erkenntnisse zusammen, um sie für die Planung und Bauausführung verfügbar zu machen, so daß hier auf Einzelheiten verzichtet werden kann.

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 frostbeständig wird. Die Bodenverfestigung wird als Tragschicht für Deckwerke verwandt, 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" [59] niedergelegt.

5.10 Sand-Zement-Schüttsteine

Sand-Zement-Schüttsteine werden hergestellt, indem die einzelnen Lagen des verdichteten Boden-Zementgemisches 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, der Herstellung und Prüfung sind in dem vorgenannten Merkblatt enthalten.

5.11 Prüfungen

Um die erforderlichen Eigenschaften des Betons sicher zu erreichen, sind mindestens nachstehende Prüfungen erforderlich:

Betonzuschlag: Kornzusammensetzung durch Siebversuch; Widerstand gegen Frost durch Frost-Prüfung nach DIN 4226 – Teil 3, Abschnitt 3.5; ggf. abschlämmbare Bestandteile und Stoffe organischen Ursprungs nach DIN 4226 – Teil 3, Abschnitt 3.6.1 bzw. 3.6.2 [47].

Frischbeton: DIN 1048 – Teil 1: Konsistenz nach Ausbreit- und Verdichtungsversuch nach Abschnitt 3.2.1 bzw. 3.2.2; Rohdichte nach Abschnitt 3.3; Luftgehalt nach Abschnitt 3.5; Wassergehalt nach Abschnitt 3.4.2 [42].

Festbeton: Druckfestigkeit am Würfel oder Bohrkern nach DIN 1048 – Teil 5 bzw. Teil 2; Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1048 – Teil 5; für Pflastersteine: Wasseraufnahme nach DIN 52 103 [26] und „Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz" [58].

Die Einhaltung der geforderten Eigenschaften ist durch eine lückenlose Güteüberwachung nachzuprüfen. Als Eigenüberwachung sind die oben angegebenen Prüfungen durchzuführen; sie können jedoch bei vorgefertigten Bauteilen aus überwachten Herstellerbetrieben entfallen.

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 Bauwerks an Setzungen der Unterlage. Der Asphalt wird im allgemeinen heiß eingebaut.

Entsprechend den Anforderungen an das Bauwerk werden dichte oder durchlässige Baustoffe eingesetzt. Dichte Massen sind Asphaltbeton, in der Mineralzusammensetzung nach dem Hohlraum-Minimumprinzip zusammengesetzt, und Steinlagen, deren Hohlräume mit Asphaltmastix voll vergossen werden. Sie sind alterungsbeständig, da die Witterung nur auf den unmittelbaren Oberflächenbereich Einfluß nehmen kann. Auch dünne Schichten aus reinem Bitumen sind dicht. Offene Bauweisen bestehen aus Steinlagen, deren Hohlräume nur teilweise mit Eingußmassen verfüllt sind, oder aus hohlraumreichen Bitumen-Mineralstoff-Gemischen. Letztere müssen um das gröbere Gesteinskorn einen dicken Bindemittelfilm aus Bitumen oder einem Bitumen-Feinstoffgemisch erhalten, der gegenüber Durchtritt von

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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) beschrieben, die allen Ausschreibungen zugrunde gelegt werden sollten. Hier wird daher nur eine kurze Beschreibung der verschiedenen Stoffe gegeben. Weitere Prüfverfahren sind in DIN 1996 für den Asphalt sowie DIN 52 001 bis 52 0050 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 gleichbleibender 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 teilweise auch die Stabilität des Gemisches.

6.3 Bindemittel

Als Bindemittel wird im allgemeinen ein Straßenbaubitumen nach DIN 1995 eingesetzt, das durch schonende Destillation aus Erdöl hergestellt wird (DIN 55 946, Teil 1). Es ist in hygienischer Hinsicht unbedenklich. Die Hauptsorten sind B 80 und B 65. Härtere und weichere Sorten (B 45 bis B 15 bzw. B 200 und B 300) sowie polymermodifizierte Bitumen mit gleicher oder ähnlicher Nadelpenetration können für besondere Beanspruchungen zweckmäßig sein, desgleichen Oxidationsbitumen, hochviskoses Fluxbitumen, das als Fluxmittel im Wasserbau aus hygienischen Gründen nur Erdölfraktionen enthalten sollte, sowie Bitumenemulsionen und Kaltbitumen.

6.4 Asphaltbeton, Gußasphalt und Sandasphalt

Die Mineralmassen werden nach dem Hohlraum-Minimumprinzip zusammengesetzt und sollen etwa innerhalb der Sieblinienfläche der *„Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltbauweisen im Wasserbau"* (EAAW 83) liegen (Abb. C4 und C5). 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.-%.

Ein niedriger Hohlraumgehalt gewährleistet nicht nur Wasserdichtigkeit, sondern ist

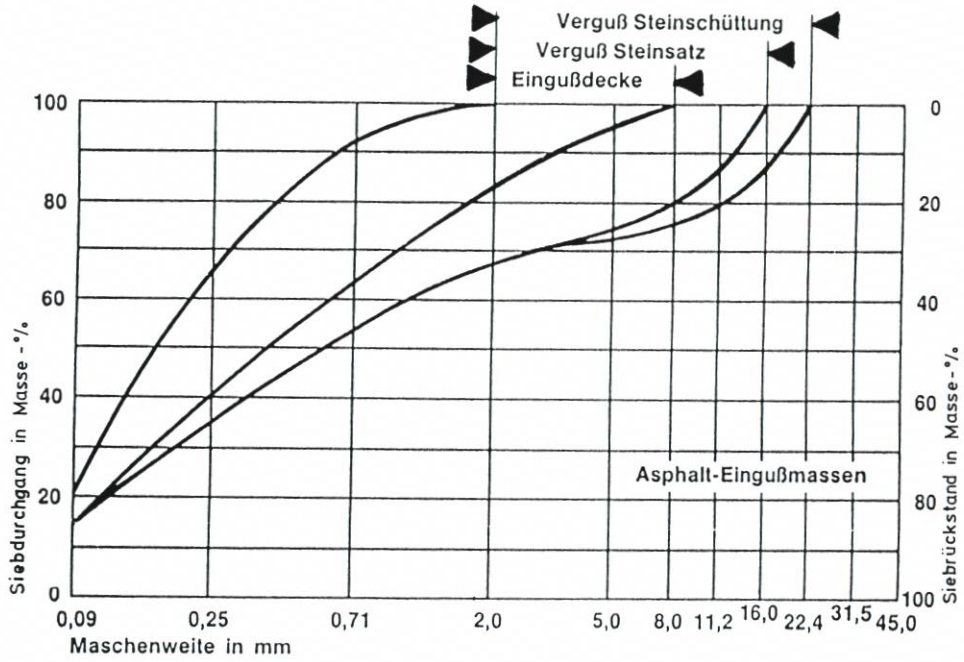


Abb. C4. Sieblinienbereich für Asphalt-Eingußmassen (Asphaltmastix) [90]

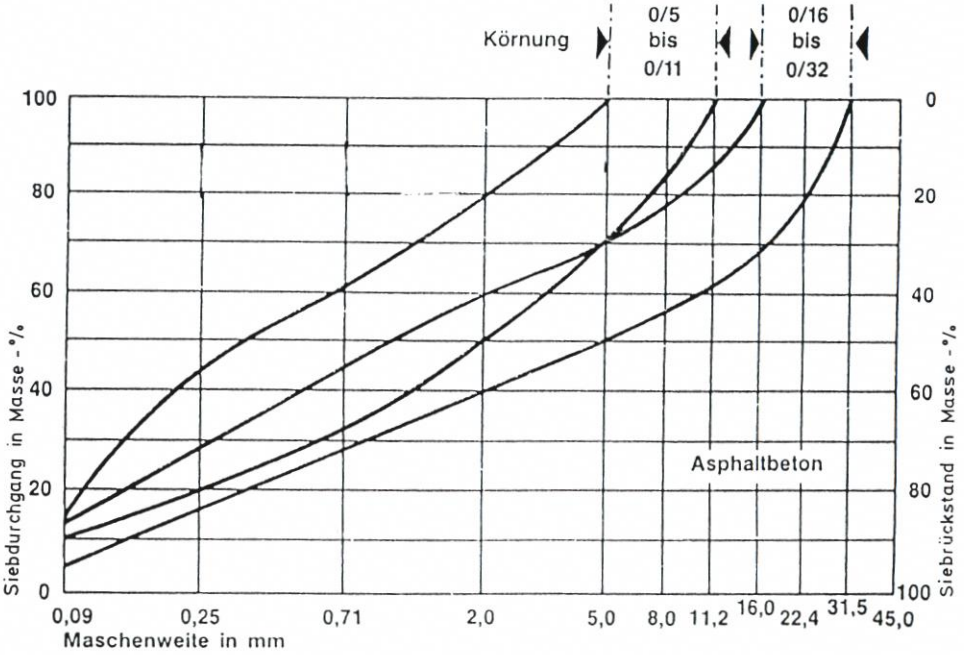


Abb. C5. Sieblinienbereich für Asphaltbeton [90]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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. C12 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 kaum noch konkurrieren können.

Tabelle C12. 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
Bitumensand	Natursand 0/2	–	bis 5	3 . . . 5

Asphaltgemische von Bauwerken mit zeitlich begrenzter Nutzung – wie z. B. Deckwerke und Baustraßen – sollten als Ausbauasphalt wiederverwertet werden [94]. 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 Hattstedter 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 [98] (s. a. Empf. E, Abschn. 3.5).

6.5 Hohlraumreiche Bitumen-Mineralstoff-Gemische

Sie dienen als Walzunterlage, 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 (ZTVT – StB 86 [180] und ZTV bit – StB 84 [181]). Für Deckwerke an Seedeichen haben diese Gemische im allgemeinen keine Bedeutung mehr. Werden sie jedoch als Drän- und Filterschichten 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 Mastixgestein genannt.

6.6 Asphalteingußmasse

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. Die Zusammensetzung für die verschiedenen Anwendungsgebiete ist wiederum in [90] festgelegt. Für die Mineralzusammensetzung sind Sieblinienflächen angegeben (Abb. C4 und C5). Je nach Größe der zu füllenden Hohlräume werden gröbere Mineralstoffe zugegeben, die für Sonderanwendungen bis zu Korngrößen von 150 mm reichen können.

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 kann. Es empfiehlt sich, erfahrenen Herstellern von Vergußmassen diese Bedingungen zu schildern und sich geeignete Zusammensetzungen anbieten zu lassen.

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 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 80 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 hochstabilisierte Bitumenemulsionen, Steingerüst-Asphaltbeton und Asphaltmatten. Sie sind größtenteils in [90] näher beschrieben oder werden von der Industrie für Sonderfälle angeboten.

6.10 Prüfungen

In der Tabelle C13 sind nach den EAAW 83, Teil C [90] die üblichen Prüfverfahren für Asphaltgemische aufgeführt und Angaben enthalten, wann die Prüfungen durchzuführen sind.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle C13. 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 52 098	1	2		1	2		1	2	
Einzelne Eigenschaften	TL Min-StB	3	3		3	3				
Bindemittel										
Bindemittelsorte	DIN 1995, TL Bindemittel auf Bitumenbasis	1	2		1	2		1	2	
Eigenschaften des angelieferten Bindemittels	DIN 52 000 bis 52 050	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*)	DIN 52 000 bis 52 050		3	3		2	1		2	1
Rohdichte des Asphalts					1	1	1			
Raumdichte des Asphalts	DIN 1996 Teil 7	2		2	1	1	1	1		2
Wasseraufnahme**)	DIN 1996 Teil 8				1	1	1			
Berechneter Hohlraumgehalt**)	DIN 1996 Teil 7				1	1	1	1		2
Wasserlagerung***)	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						

*) Im allgemeinen genügt Bestimmung von Erweichungspunkt RuK und Nadelpenetration
**) Entweder Wasseraufnahme oder berechneter Hohlraumgehalt
***) Gilt nur für Bindemittel mit Penetration ≧ 160 [0,1 mm] (B 200 und weicher)

7. Geokunststoffe

7.1 Allgemeines

Kunststoffe werden im Küstenwasserbau vornehmlich für Filteraufgaben, daneben aber auch für Bewehrungsaufgaben, Dränzwecke, für Dichtungsaufgaben und zum Verpacken von Sand eingesetzt. Sie ersetzen herkömmliche Baustoffe oder ermöglichen in der Kombination mit diesen neue und wirtschaftliche Bauweisen, um insbesondere in der Kontaktzone von Boden und Wasser aufstauende bzw. dichtende oder filternde Funktionen zu übernehmen. Ihre vielseitige Verwendung beruht vor allem darauf, daß durch Formbarkeit und geeignete Verbindungstechniken die Flächengröße dem Einbauzweck angepaßt und Hohlkörper wie Säcke oder Container, Zellen-Matten und Schläuche hergestellt werden können. Außerdem ist eine weitestgehende Abstimmung auf gegebene Belastungsgrößen möglich. Diese sogenannten 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.

Im folgenden wird ein Überblick über Produktformen der Geokunststoffe gegeben.

Synthetische Flächengebilde (Geosynthetics oder Geokunststoffe) können zunächst in wasserdurchlässig und wasserundurchlässig eingeteilt werden. Geotextilien und verwandte Produkte (die Bezeichnung „Related Products" hat sich im deutschsprachigen Raum teilweise durchgesetzt) bilden die Gruppe der wasserdurchlässigen Flächengebilde. Kunststoffdichtungsbahnen (Geomembranen) und dichtungsbahnverwandte Produkte wie beispielsweise sogenannte Bentonitmatten stehen stellvertretend für wasserundurchlässige Flächengebilde.

In [120] werden die grundsätzlichen rohstoff- und produktspezifischen Eigenschaften von Geotextilien und Kunststoffdichtungsbahnen behandelt, die für die Auswahl und Anwendung von Geokunststoffen berücksichtigt werden müssen (s. Abb. C6).

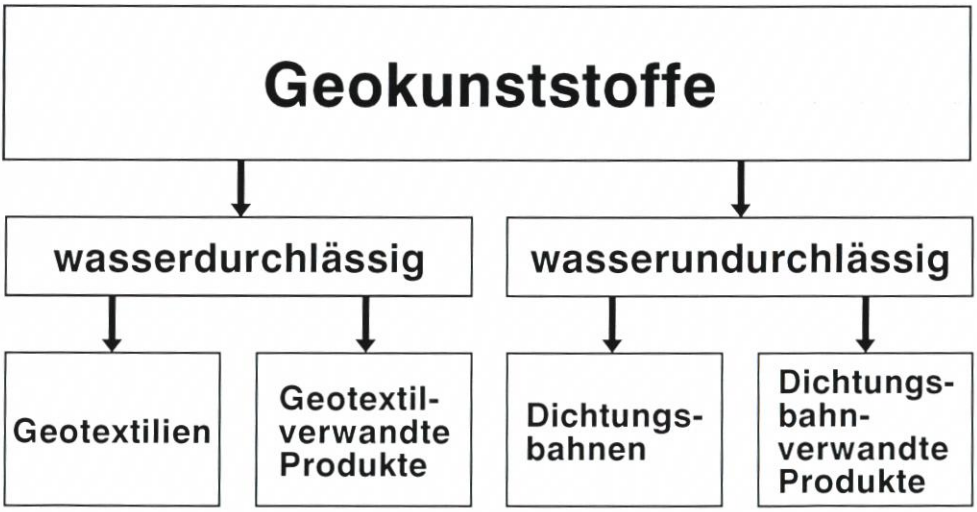


Abb. C6. Grobgliederung der synthetischen Flächengebilde [121]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Weiterhin behandeln die Empfehlungen 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 sowie erforderliche Prüfungen werden in [110] behandelt. Die wichtigsten Rohstoffeigenschaften sind in Tabelle C14 dargestellt.

Tabelle C14. Rohstoffeigenschaften [110]

	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. die Spinnfaser, *nicht* auf das Geotextil; Krafteinheit in Centi-Newton (cN)

7.2 Kunststoffdichtungsbahnen

Bei Dichtungsbahnen wird allgemein unterschieden zwischen
- Kunststoffdichtungsbahnen (Hochpolymerbahnen) und
- Bitumenbahnen, die mit Kunststoffeinlagen verstärkt sind.

Kunststoffe für Dichtungsbahnen gliedern sich auf in
- Thermoplaste und
- Elastomere.

Bei den Thermoplasten ist zu unterscheiden zwischen
- amorphen und
- teilkristallinen Thermoplasten.

Werden Kunststoffe (z. B. Polyethylen PE) mit anderen Werkstoffen (z. B. Bitumina) vermischt, entstehen
- Mischpolymerisate.

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 als 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 mitein-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

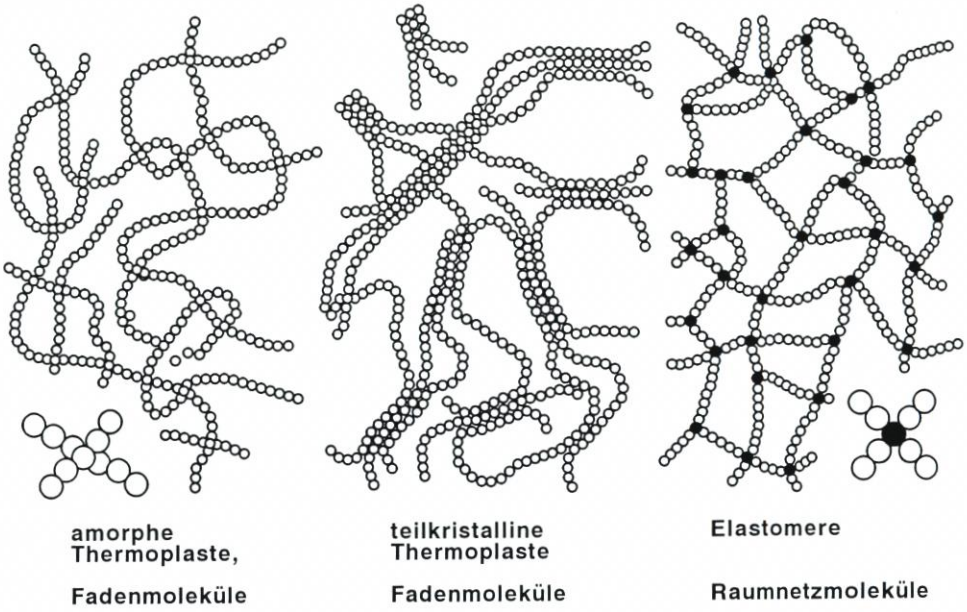


Abb. C7. Struktur der Kunststoffe [121]

ander räumlich vernetzt (Abb. C5). Der *elastische* Verformungsanteil ist hier hoch; der *plastische* Anteil entsprechend gering.

Bezüglich des Aufbaus unterscheidet man homogene Dichtungsbahnen, die ausschließlich aus einem Werkstoff bestehen, der auch aus mehreren Komponenten mit unterschiedlichen Eigenschaften zusammengesetzt sein kann, und heterogene 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.

Durch die Auswahl und Zusammensetzung der Werkstoffe, aber auch durch die Herstellungsverfahren selbst können die Kunststoffdichtungsbahnen auf sehr unterschiedliche Anwendungen abgestimmt werden.

7.3 Geotextilien

7.3.1 Allgemeines

Unter dem Begriff Geotextilien werden wasserdurchlässige Flächengebilde aus synthetischen und/oder natürlichen Fasern verstanden. DIN 61 301 [107] definiert: „Ein Geotextil ist ein im Kontakt mit Böden und anderen Baustoffen im Bauwesen verwendetes, wasser- und luftdurchlässiges textiles Flächengebilde."

Geotextilien werden neben Sonderformen unterteilt in

- Gewebe
- Vliesstoffe und
- Verbundstoffe.

Aber auch Maschenwaren wie Fadenlagennähgewirke und Raschelware werden als Geotextilien bezeichnet. Obwohl Geotextilien seit längerer Zeit im Erd- und Wasserbau eingesetzt

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

werden, sind sie als vergleichsweise junge Baustoffe anzusehen (erste Anwendungen um 1957). Der Begriff „Geotextilien" ist relativ jung, die Bezeichnung hat sich erst in den letzten Jahren durchgesetzt. Zum jetzigen Zeitpunkt ist die Entwicklung an einem Punkt angekommen, an dem ein geotechnisches Ingenieurwesen ohne Geotextilien unvorstellbar ist [113]. Zudem kommen in jüngster Zeit immer wieder neue Anwendungsbereiche hinzu.

7.3.2 Gewebe

Gewebe sind Flächengebilde, die mittels Fachbildung aus sich rechtwinklig kreuzenden Fäden zweier Fadensysteme, Kette und Schuß, hergestellt sind [105].

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. C8).

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. C9). 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.

Abb. C10 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.

Grundsätzlich werden Gewebe vor allem dann bevorzugt, wenn hohe Zugfestigkeiten

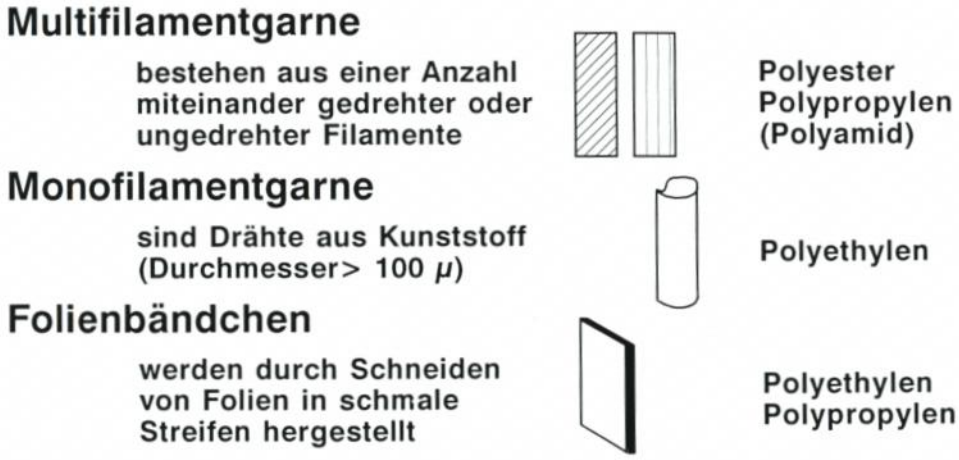


Abb. C8. Überblick über Garnarten und bevorzugt verwendete Rohstoffe [121]

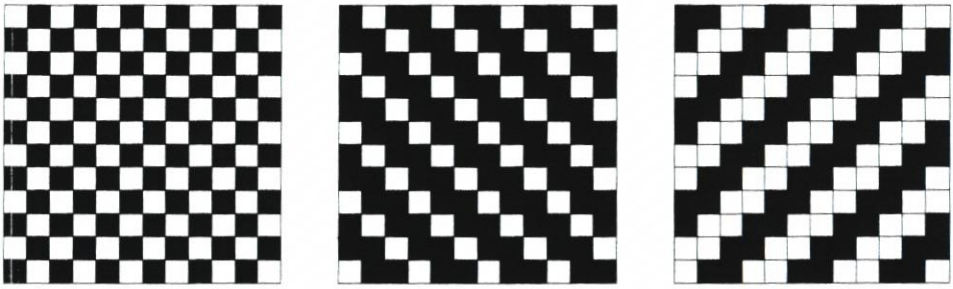


Abb. C9. Bindungsbilder (Patronen) von Geweben [120]

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.

7.3.3 Vliesstoffe

Vliesstoffe sind flexible Flächengebilde, die nach DIN 60 000 und DIN 61 210 durch Verfestigung von Faservliesen hergestellt sind [105] [106]. Diese bestehen aus flächenhaft aufeinander abgelegten, ungeordneten Spinnfasern oder Filamenten.

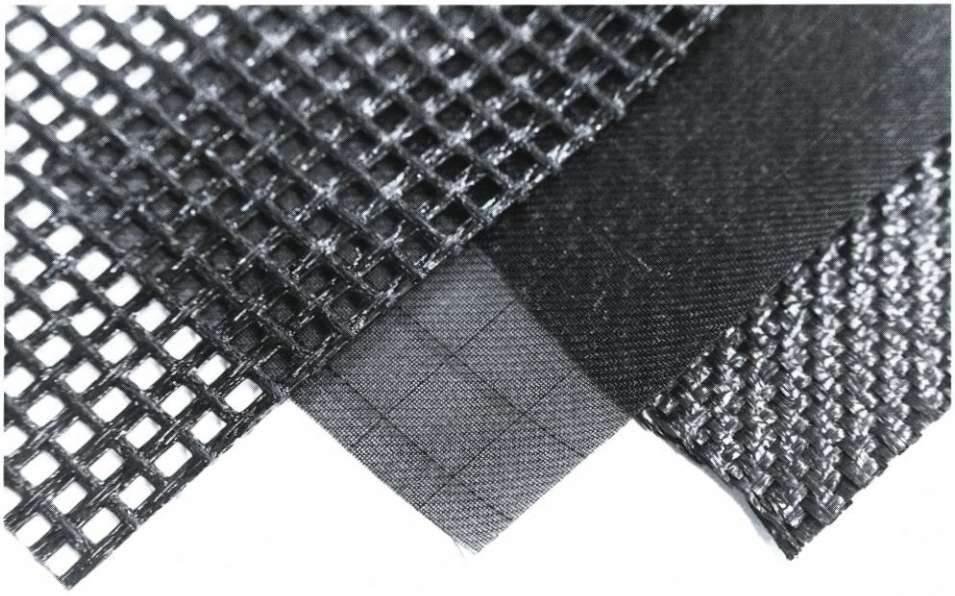


Abb. C10. Detailaufnahmen von Geweben [119]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Spinnfaser-Vliesstoffe werden durch Ablage von feingekräuselten Spinnfasern (früher Stapelfasern genannt) und anschließende Verfestigung gefertigt. Die Faserablage kann mechanisch auf Kardiermaschinen (z. B. Krempeln) oder auf aerodynamischem Wege erfolgen. Eine Vorzugsrichtung in der Faserlage führt bei mechanischer Ablage in der Regel zu höheren Festigkeiten in der Querrichtung. Dickenunterschiede (Wolkigkeiten) lassen sich durch sorgfältige Krempeleinstellung weitgehend vermeiden. Die aerodynamische Faserablage ergibt eine Wirrlage der Fasern mit einer meist höheren Zugfestigkeit in der Längsrichtung.

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. Bei Filament-Vliesstoffen lassen sich Ungleichmäßigkeiten in der Dicke (Wolkigkeiten) nicht bei allen Herstellungsverfahren vermeiden.

Nach der Ablage der Fasern (Spinnfasern oder Filamente) werden die Vliese mechanisch (vernadeln), adhäsiv (verkleben) oder kohäsiv (verschmelzen) zu Vliesstoffen verfestigt (Abb. C11). 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. Dabei werden Nadeln, an deren Kanten als Haken wirkende Vertiefungen angebracht sind (sog. Feltingnadeln) in das zu verfestigende Faserhaufwerk (Vlies) eingestochen und wieder herausgezogen (50 bis 500 Einstiche pro cm^2). Dieser Vorgang wird „Vernadeln" genannt. Die gewünschte Festigkeit wird durch Verschlingung erreicht. Durch die mechanische Verfestigung entstehen verschiebliche Faserkreuzungspunkte. Mechanisch verfestigte Vliesstoffe sind in der Regel weich, flexibel und vergleichsweise dick (Abb. C12).

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. An den Berührungsstellen entstehen starre Verbindungen, die eine geringere Flexibilität als bei der mechanischen Verfestigung bewirken.

Die dritte Möglichkeit ist die kohäsive Bindung, bei der die Vliese durch Erhitzung und

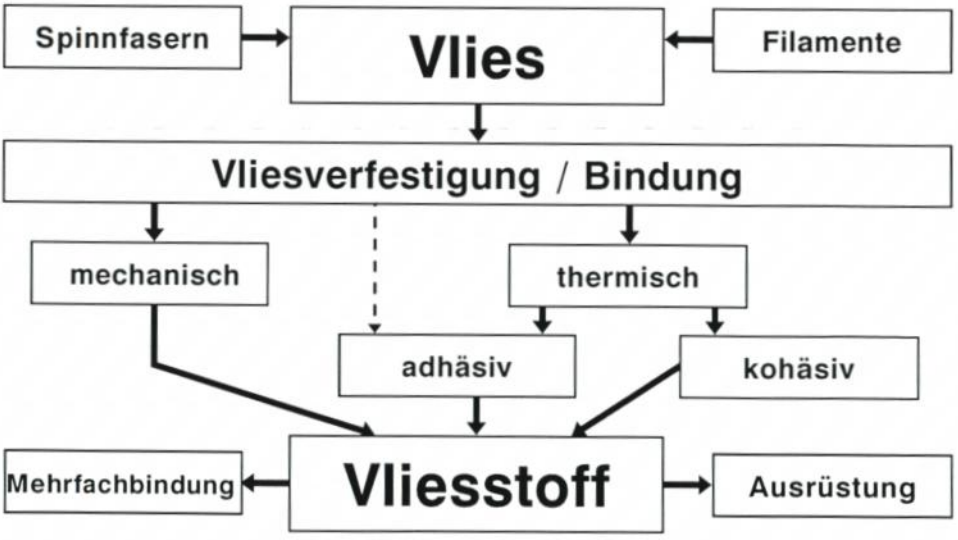


Abb. C11. Verfestigung/Bindung von Vliesstoffen [121]

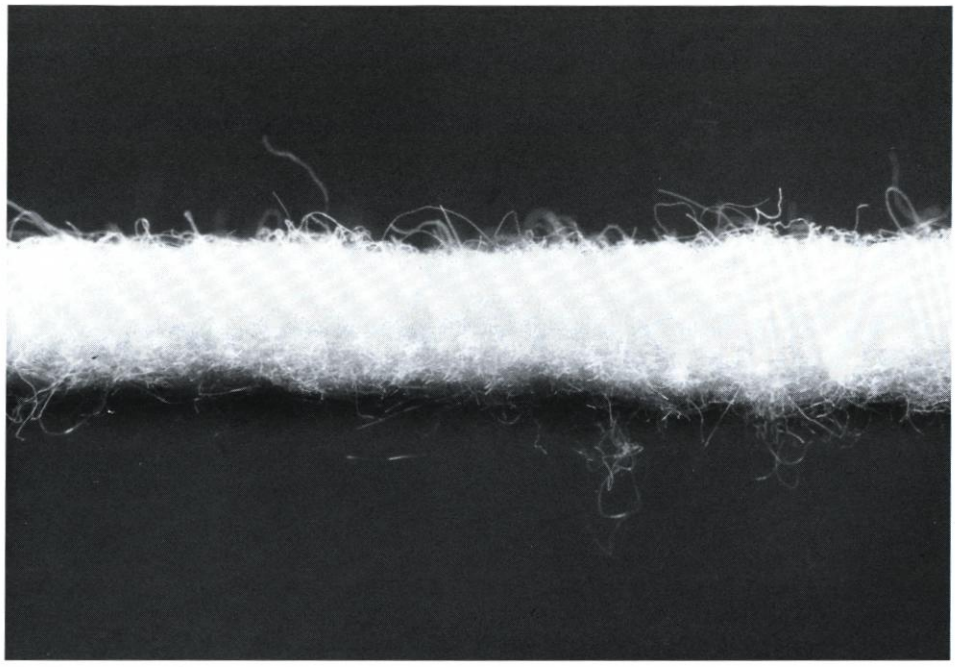


Abb. C12. Detailaufnahme eines mechanisch verfestigten Vliesstoffes (Querschnitt) [120]

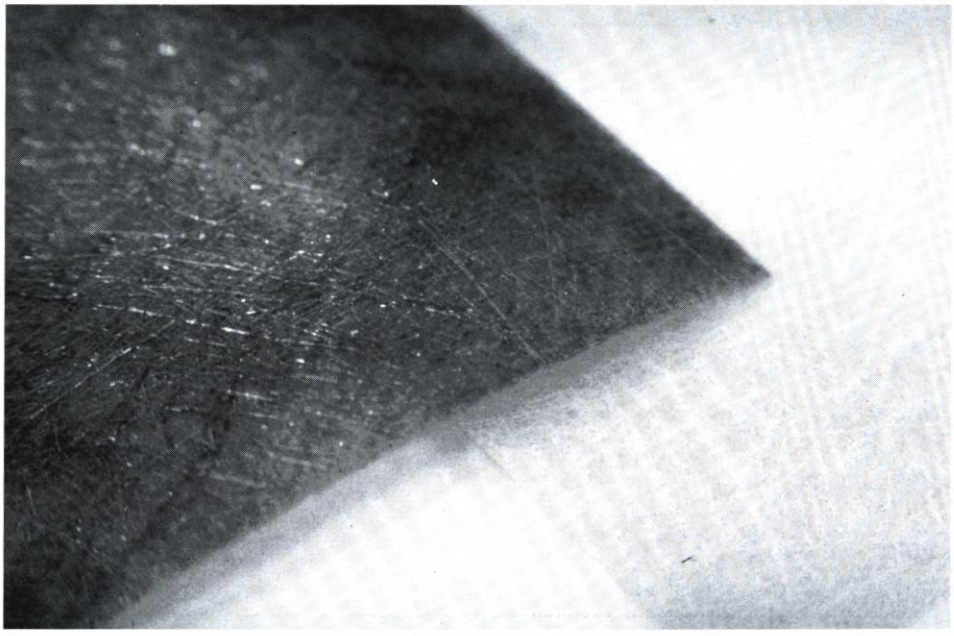


Abb. C13. Detailaufnahmen von thermisch verfestigten Vliesstoffen (Draufsicht) [120]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 entstehen an den Faserkreuzungspunkten Bindungen, die im Vergleich zur adhäsiven Bindung weniger starr sind (Abb. C13).

Entgegen der differenzierten technologischen Einteilung von Vliesstoffen nach [106] 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 adhäsiv sein.

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.

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. C14). Abb. C15 zeigt einen dreischichtigen Verbundstoff – Feinfilterschicht, Vorfilterschicht mit gröberer Faserfeinheit und Stabilisierungsschicht – im Schnitt.

Die Verbindung einzelner Schichten untereinander kann durch Vernadeln, Verschweißen, Vernähen oder Verkleben sowie durch Kombination dieser Verbindungsarten erfolgen.

So können bei Verbundstoffen die günstigen Eigenschaften einzelner Geotextilien kombiniert werden, d. h. sie sind dann zweckmäßig, wenn eine Verbesserung einer oder mehrerer Eigenschaften erreicht wird bzw. Eigenschaften gefordert sind, die *eine* Produktart nicht bieten kann.

7.4 Geotextilverwandte Produkte

Geotextilverwandte Produkte sind Geogitter, gitterähnliche Produkte und Verbundstoffe (mit mindestens einer Einzelkomponente aus einem Geogitter oder gitterähnlichen Produkt).

Geogitter (Geogrids) sind hochfeste Polymergitter, die aus extrudierten Polymerbahnen bzw. -strukturen hergestellt werden.

Als Rohstoffe werden die Polyolefine Polypropylen und Polyethylen (UV-stabilisiertes PEHD) eingesetzt.

Die Polymerbahnen werden z. B. zunächst perforiert. Durch anschließendes Recken bei geregelter Temperaturführung werden die gelochten Bahnen in ihre endgültige, relativ steife Gitterform gebracht.

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. Jede Querrippe wirkt hier als Anker und garantiert eine hohe Zugfestigkeit.

Weitere Möglichkeiten zur Herstellung von Geogittern sind das einfache Stanzen der Polymerbahnen, das Extrudieren von Polymerstrukturen sowie das Zusammenfügen von einzelnen Polymerbändern, die im Knotenbereich miteinander verbunden sind.

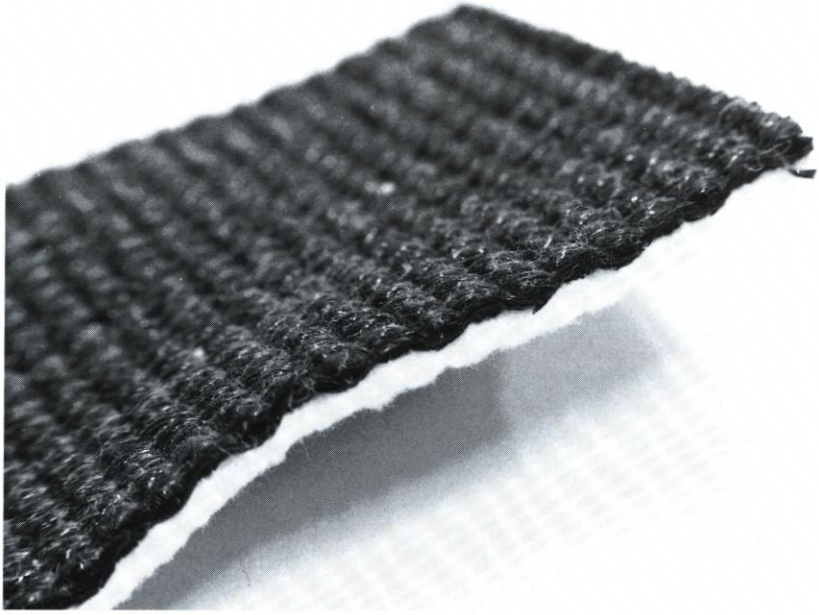


Abb. C14. Detailaufnahmen eines zweischichtigen Verbundstoffes aus Vliesstoff und Gewebe [120]

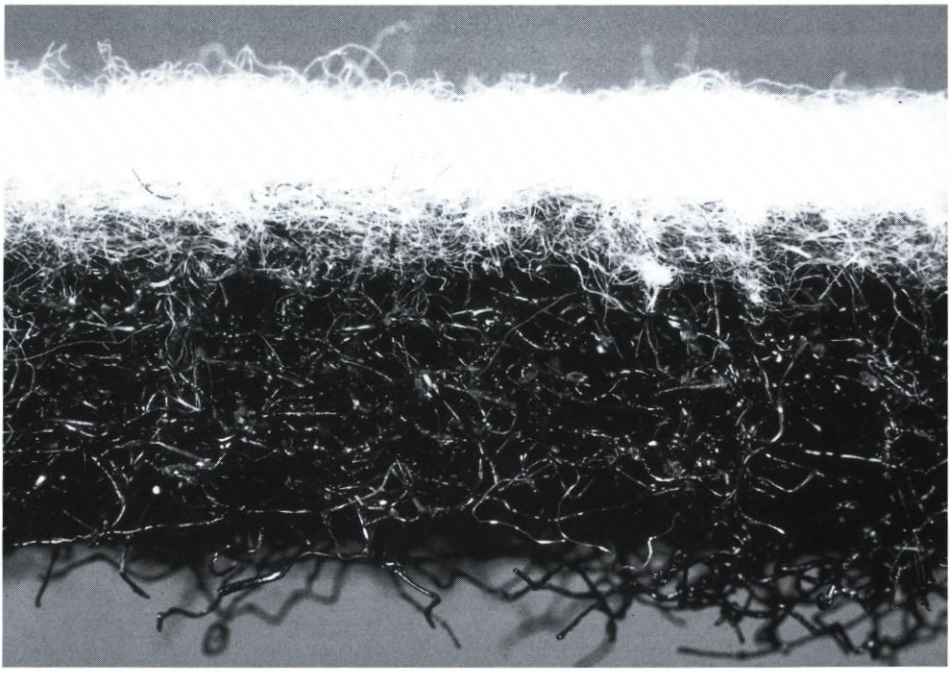


Abb. C15. Detailaufnahmen eines Vliesstoffes mit Stabilisierungsschicht [120]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

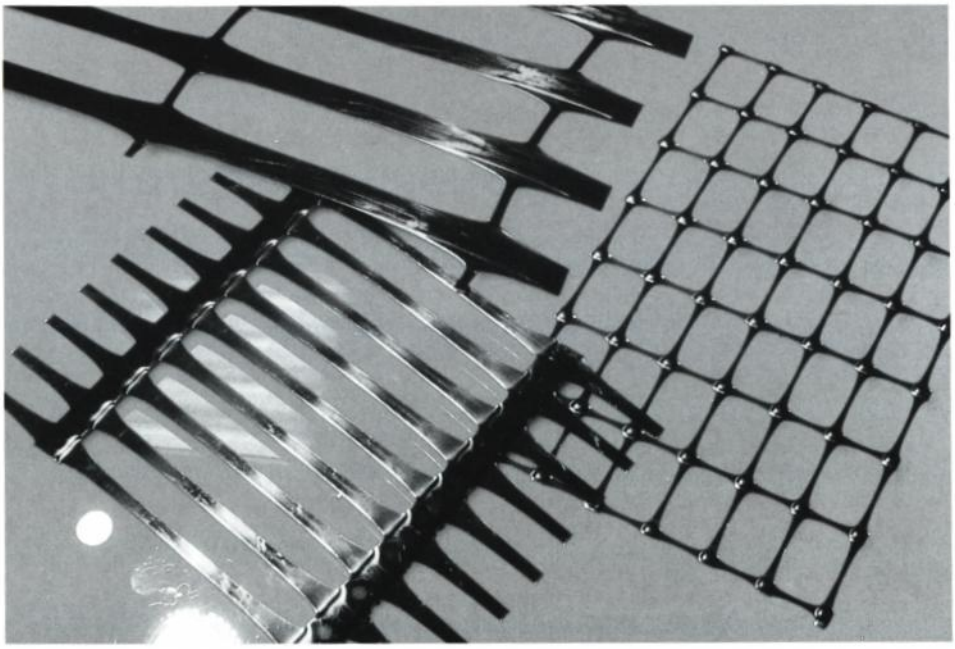


Abb. C16. Verschiedene Geogitter [121]

Abb. C16 zeigt verschiedene Produkte in der Draufsicht.

Geogitter werden hauptsächlich als Bewehrungsschichten, aber auch als Trennschichten für Untergrundstabilisierungen und als Verpackung beim Bau von Gabionen eingesetzt.

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.

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.

7.5 Zusammenfassung

Die Entwicklungsgeschichte der Anwendung von Geokunststoffen im Erd- und Wasserbau ist etwa 35 Jahre alt. In diesem Zeitraum wurden im praktischen Einsatz viele Erfahrungen über das Verhalten der verschiedenen Produkte im Boden bei den unterschiedlichsten Beanspruchungen gesammelt.

Für die in den Empfehlungen E und F dargestellten Anwendungsbeispiele sind das Verhalten und die Wirkungsweise der verschiedenen Produkte genauestens 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 gegebenenfalls 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 – 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 (siehe auch 8.4 Dauerhaftigkeit) und das chemische Verhalten.

8.2 Physikalische Eigenschaften

In Tabelle C15 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 Tabelle C15 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 (siehe auch 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 [133] 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 Tabelle C15 genannten Daten nicht möglich ist. Da die in [133] genannten Kennwerte zusätzliche wertvolle Informationen liefern, sind sie in Tabelle C16 wiedergegeben.

8.3 Zulässige Spannungen

Für Bauholz sind die zulässigen Spannungen, Elastizitäts- und Schubmoduln in DIN 1052 [120] angegeben.

Bei Bauteilen, die der Feuchtigkeit und Nässe ungeschützt ausgesetzt sind, müssen die Werte für die zulässigen Spannungen nach DIN 1052 auf ⅔ ermäßigt werden. Eine Reduzie-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle C15. Holzarten und ihre Materialkennwerte[4)]

Holzart[1)]	Rohdichte g/cm³	Druckfestigkeit β_D[5)] N/mm²	Biegefestigkeit β_B 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	H[2)]	100
						25 . . . 31	S[2)]	
Fichte	0,47	40	68	7,5	10 000	27	H	80
						16	S	
Tanne	0,47	40	68	7,5	10 000	34	H	80
						18	S	
Douglasie	0,54	50	80	9,5	12 000	30	H	100
						24	S	
Pitch-Pine	0,70	53	94	10	12 900	42	H	3)
						38	S	
Eiche	0,67	52	95	8,5	13 000	48 . . . 69	H	110
						26 . . . 45	S	
Rüster	0,68	43	91	9	10 600	54	H	3)
						39	S	
Buche	0,69	60	120	10	14 000	72	H	135
						60	S	
Jarrah	1,00	57	103	13	13 400	122	H	3)
						110	S	
Greenheart	1,00	100	180	14	22 000	3)		220
(Demerara)						122	S	
Azobé	1,06	95	180	14	17 000	217	H	180
(Ekki Bongossi)						140 . . . 180	S	
Bilinga	0,76	64	105	9	12 500	82	H	110
(Badi, Opepe)						62	S	
Angélique	0,76	70	120	12	14 000	93 . . . 105	H	3)
(Basralocus)						49 . . . 55	S	
Manbarklak	1,10	72	160	13	20 000	130	H	3)
(Kakoralli)						123	S	
Keruing	0,76	70	125	12	16 000	70	H	140
(Yang)						70	S	
Afzelia	0,79	70	115	12,5	13 500	3)		120
(Apa Doussie)								
Karri	0,95	66	129	13	19 200	84	H	3)
						73	S	

[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 nach [145] und [131]
[5)] die Druck- und Scherfestigkeiten wurden bei Belastung in Faserrichtung ermittelt

rung der Werte auf ⅔ 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 [132] geschützt worden sind, genügt eine Abminderung der in den Tabellen der DIN 1052 angegebenen zulässigen Spannungen auf ⅚. 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 ⅚ der Werte vor.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle C16. Kennwerte wichtiger tropischer Harthölzer nach [133]

Name der Holzarten	Wissenschaftlicher Name	Mittl. Wichte kN/m³	Feuchtigkeit	Abs. Druckfestigk. MN/m²	E-Modul MN/m²	Abs. Biegefestigk. MN/m²	Scherfestigkeit MN/m²	Gebrauchsdauer*) (Jahre) A	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 (Belinga)	Sarcocephalus	7,5	trocken naß	63 50	13 400 12 900	103 92	14 12	> 25	50	
Azobé (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 Angélique	Dicorynia paraensis	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 Afzelia	8,5	trocken naß	54 39	14 600 12 300	109 80	11 10	10–15	25–40	Nein
Afzelia (Apa Doussié)	Afzelia africana	7,5	trocken naß	66 30	13 000 9 900	106 66	13 9	15–25	40–50	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

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 Tabelle C17. Splintholz ist allgemein nur wenig bzw. nicht dauerhaft.

8.5 Schutzmaßnahmen

Schutz gegen Abrieb kann in gewissen Grenzen durch 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle C17. Haltbarkeit gebräuchlicher Holzarten [145]

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
Greenheart (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
Manbarklak	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
Azobé (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 (Doussié, Apa)	ziemlich hart, mäßig spröde	gut bearbeitbar, formbeständig, neigt zum Spalten	in der Wasserwechselzone 20 bis 25 Jahre, nicht bohrmuschelbeständig

eine Imprägnierung, ggf. als Druckimprägnierung, mit einem dafür zugelassenen Holzschutzmittel unter Beachtung der Teerölverordnung [182] 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, im Mittel in der Wasserwechselzone 20 bis 30 Jahre erreicht werden (s. Tabellen C16 und C17).

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 [159] und [162] 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 [162].

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 Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen" [158] 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 [159] sind beruhigte Stähle nach DIN 17100 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 [151].

Spundwandprofile zeichnen sich durch harte, glatte Oberflächen mit hohen Festigkeiten aus.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

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 nach [172] in guter Annäherung als logarithmische Funktion der Zeit dargestellt werden. Hohe Abrostungsraten treten bei ungestörter Korrosion in der Anfangsphase auf. Mit zunehmender Dichte der Rostschicht wird die Korrosion gehemmt, so daß die Abrostungsraten mit zunehmendem Alter abnehmen.

So bilden sich über die Höhe der Spundwand Bereiche mit unterschiedlich starker Korrosion aus [170]. Wie Abb. C17 zeigt, liegt die Hauptkorrosionszone

- im Tidegebiet (z. B. Nordsee) im Bereich zwischen der MTnw-Linie und bis zu 2 m darunter sowie
- in den übrigen Gewässern (z. B. Ostsee und Binnenbereich) zwischen der MW-Linie und bis zu 2 m darunter.

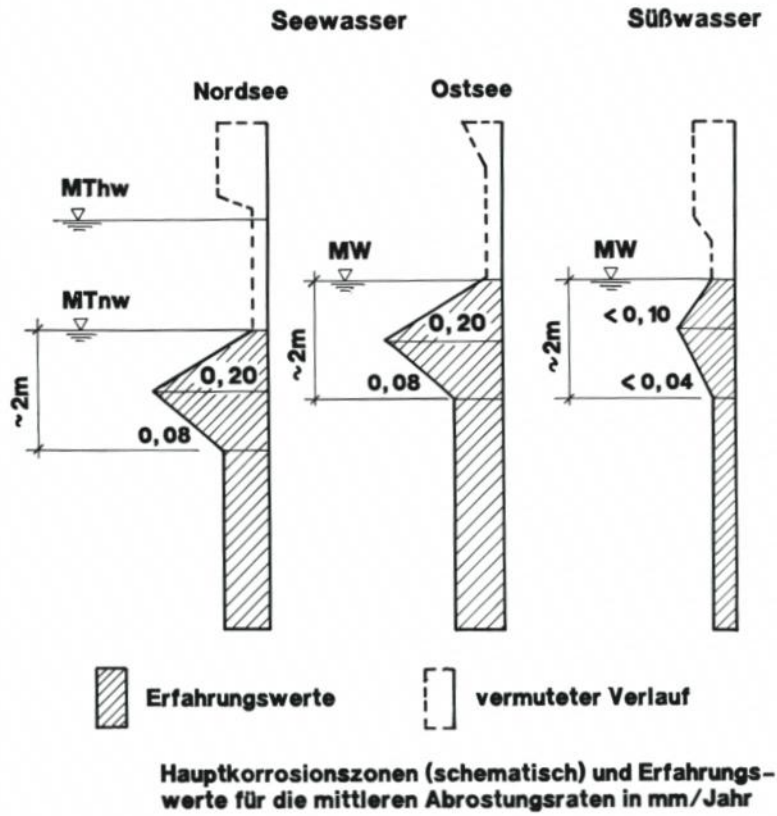


Abb. C17. Hauptkorrosionszonen (schematisch) und Erfahrungswerte für die mittleren Abrostungsraten in mm/Jahr nach [166] und [170]

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 Abrostungsraten ergeben [166].

- 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.
- Besonders hohe Abrostungsraten 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 Bodenseite ist die Korrosion bei Spundwänden, die voll mit feinkörnigem Material hinterfüllt sind, normalerweise so gering, daß sie vernachlässigt werden kann.
- Auf der Rückseite von Spundwänden muß 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 ausgesetzt ist.
- Ist die Spundwand beidseitig dem freien Wasser ausgesetzt, verdoppeln sich die Abrostungsraten.

Auf der Basis von systematischen Untersuchungen an über 50 Bauwerken werden Erfahrungswerte für die Abrostungsraten (bezogen auf eine 50jährige 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 50jährige 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 Abrostungsraten haben vermutlich ihre Ursache in der günstigen Zusammensetzung des Stahls und in der Ausbildung einer „natürlichen" Schutzschicht, zu deren Bildung auch Wasserinhaltsstoffe beitragen können.

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 mittleren Abrostungsraten anzusetzen, da die Spundwand ein Flächentragwerk ist.
- Für die Ermittlung des Zeitpunktes der ersten Durchrostungen ist die maximale Abrostungsrate 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

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

zunächst über der Ausspülung unversehrt und bricht erst bei einer äußeren Belastung (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 [164] 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 beachtet werden.

Neben der Korrosion kann Sandschliff ebenfalls die Lebensdauer von ungeschützten Stahlspundwänden reduzieren. Aus diesem Grund können Stahlspundwände nach EAU-Empfehlung E 23 [159] bei Sandschliffgefahr mit einer dauerhaften, verschleißfesten Beschichtung versehen werden.

9.4 Stahlpfähle

Sandschliff und Korrosionsgefahr sind in gleicher Weise zu beachten wie im Abschnitt 9.3 angegeben.

9.5 Drahtnetze und Drahtgeflecht

Drahtbauweisen im Seewasserbau werden in erster Linie bei Bauhilfsmaßnahmen angewendet. Für bleibende Ausführungen ist ein abriebfester Korrosionsschutz erforderlich, der durch Feuerverzinkung, PVC-Ummantelung oder PVC-Sinterung angestrebt wird. Nach den Erfahrungen ist die Wirksamkeit des Schutzes von Drahtnetzen und Drahtgeflechten nicht unumstritten, so daß die Beständigkeit trotz dieser Maßnahmen nicht als gesichert angesehen werden kann. Dasselbe gilt auch für Verrödelungsdrähte bei Herstellung von Sinkstücken und Steinmatten (s. Empfehlungen F).

Bei zu erwartendem starken Verschleiß der Drähte durch Sand-Wassergemische (Sohlströmung, Brandungszone) und anderen mechanischen Einflüssen (z. B. scheuernde Bewegungen von Schotter/scharfkantiger Steine in den Netzen infolge starker Wasserturbulenzen) sind diese Drahtbauweisen deshalb nicht geeignet.

10. Schriftenverzeichnis und Normen

Zu Abschnitt 2: Boden

[1] Blaum, G., v. Marnitz, F.: Die Schwimmbagger. Bd. I/II. Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York, 1963/1969.
[2] Bobzin, H.: Praktische Naßbaggerei. Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 69, 1989.
[3] Brösskamp, K.H.: Förderweite und Fördermenge im Spülbetrieb. Die Bautechnik 34, H. 11, 1957.
[4] Brösskamp, K.H.: Entwicklung der Naßbaggertechnik. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Bd. 32, 1969/71.
[5] Brösskamp, K.H. u.a.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e.V., Hamburg, 1977.
[6] Brühl, H.: Einfluß von Feinstoffen in Korngemischen auf den hydraulischen Feststofftransport in Rohrleitungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 43, 1976.
[7] Durand, R.: Basic Relationships on the Transportation of Solids in Pipes. Proc. Minnesota Intern. Hydr. Conv., Minneapolis, Minnesota, 1953.
[8] Erikson, O.P.: Latest Dredging Practice. J. Am. Soc. Civil Eng., 1961.
[9] Franke, E.: Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Bauingenieur 47, H. 1, 1972.
[10] Franke, E. u. Manske, D.: Spülarbeiten zur Herstellung von Erdbaukörpern. Baumaschine und Bautechnik 22, H. 7/8, 1975.
[11] Franke, E.: Anforderungen an Klei als Böschungsabdeckung im Deichbau in Norddeutschland. Wasser und Boden 29, H. 8, 1977.
[12] Führböter, A.: Über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 19, 1961.
[13] Gibert, R.: Transport Hydraulique. Refoulement des Mixtures en Conduites: Annales des Ponts et Chaussées, 1960.
[14] van Ginderen, P.: Gespülte Straßendämme, Trassenspülung, Stabilität und Oberflächenverfestigung unter besonderer Berücksichtigung der Kornentmischung. Straße und Autobahn 19, H. 2, 1968.
[15] Huston, J.: Hydraulic Dredging. Cambridge, Maryland. Cornell Maritime Press Inc., 1970.
[16] Kazanskij, I.: Zur Turbulenzstruktur von Feststoff-Wasserströmungen in Rohrleitungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 37, 1972.
[17] Kazanskij, I.: Berechnungsverfahren für die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen. Eigenverlag des Franzius-Instituts der TU Hannover, 1972.
[18] Löwenberg, H.: Einbau und Verdichtung und Verdichtungsprüfung von Sand beim Spülverfahren im Straßenbau. Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 23, 1963.
[19] Löwenberg, H.: Austauschverfahren von Bodenmassen bei nichttragfähigem Untergrund. Straße und Autobahn 25, H. 11, 1974.
[20] Ragutzki, G.: Beurteilung von Kleiabdeckungen ostfriesischer Seedeiche auf der Grundlage bodenphysikalischer Kennwerte. Jahresbericht der Forschungsstelle Küste des Niedersächsischen Landesamtes für Wasser und Abfall, Norderney, Bd. 19, 1969.
[21] Salzmann, H.: Hydraulische bodentechnische Vorgänge beim Grundsaugen. Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 31, 1968.
[22] Wasser- und Schiffahrtsdirektion Nord, Kiel: Meßprogramm Eiderdamm. Bericht Nr. 10, Dammbau.

Zu Abschnitt 3: Natursteine

[23] DIN 52 100: Auswahl und Bewertung von Natursteinen.
[24] DIN 52 101: Probenahme.
[25] DIN 52 102: Bestimmung der Dichte.
[26] DIN 52 103: Bestimmung der Wasseraufnahme.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

[27] DIN 52 104: Frostbeständigkeit.
[28] DIN 52 105: Druckversuch.
[29] DIN 52 106: Beurteilungsgrundlagen für die Verwitterungsbeständigkeit.
[30] Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe: Frostversuch nach dem Luftfrostverfahren.
[31] Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe: Merkblatt über Verwendung von Natursteinen (Wasserbausteinen) für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen; Fassung August 1971.
[32] Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe: Prüfrichtlinien zum Merkblatt über Verwendung von Natursteinen (Wasserbausteinen) für den Uferschutz an Binnenwasserstraßen; Fassung August 1971.
[33] Bundesminister für Verkehr: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine; Ausgabe 1984.
[34] Keil, K.: Zur Frage der Frostbeständigkeit von Felsgesteinen. Die Natursteinindustrie, H. 1 und 2, 1970.
[35] Knieß, H.-G.: Kriterien und Ansätze für die technische und wirtschaftliche Bemessung von Auskleidungen in Binnenschiffahrtskanälen. Dissertation TU Braunschweig, 1982.

Zu Abschnitt 4: Künstliche Steine

[36] DIN 4301: Hochofenschlacke und Metallhüttenschlacke für den Straßenbau. (Für Steine aus Hochofen- und Metallhüttenschlacke sind die Vorschriften für Natursteine sinngemäß anzuwenden).
[37] Küstenausschuss Nord- und Ostsee, Technisch-wissenschaftlicher Beirat: Deichsicherung durch Verhüttungsrückstände. Die Küste, H. 18, 1969.

Zu Abschnitt 5: Beton

[38] EN 196: Prüfverfahren für Zement.
[39] DIN V ENV 206: Beton – Eigenschaften, Herstellung, Verarbeitung und Gütenachweis.
[40] DIN V ENV 1992-1-1, Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton und Spannbetonbauwerken, Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau.
[41] DIN 1045: Beton- und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung.
[42] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton.
[43] DIN 1084: Güteüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau.
[44] DIN 1164: Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement.
[45] DIN 4026: Rammpfähle; Herstellung und zulässige Belastung – Richtlinien.
[46] DIN 4030: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase.
[47] DIN 4226: Zuschlag für Beton.
[48] DIN 19 657: Sicherungen an Gewässern, Deichen und Küstendünen – Richtlinien.
[49] DIN 18 551: Spritzbeton.
[50] DIN 18 501: Pflastersteine.
[51] DIN 51 043: Traß; Anforderungen, Prüfung.
[52] Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 206, Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2, Teil 1. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (DAfStb).
[53] Richtlinie Alkalireaktion im Beton. DAfStb.
[54] Richtlinien für Beton mit Fließmittel und für Fließbeton – Herstellung, Verarbeitung, Prüfung. DAfStb.
[55] Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton. DAfStb.
[56] Vorläufige Richtlinie für Beton mit verlängerter Verarbeitbarkeitszeit (verzögerter Beton). DAfStb.
[57] Merkblatt Betondeckung. Herausgeber Deutscher Beton-Verein E.V., Wiesbaden.
[58] Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 38, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1971.
[59] Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Forschungsinstitut der Zementindustrie. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1978.
[60] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", EAU 1990. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, 8. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin-München, 1990.

[61] Merkblatt „Anwendung von hydraulisch und bituminös gebundenen Ausgußstoffen zum Teil- und Vollverguß von Steinschüttungen an Wasserstraßen" (MAV). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1990.
[62] Empfehlungen für die Verklammerung von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen – EVU 1990. Herausgeber Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Köln, 1990.
[63] Aster, D., Jürgens, H.-H., Weitzel, H.: Buhnenbauten auf Borkum. Hansa 126, H. 21, 1989.
[64] Bayer, E.: Seebauwerke aus Beton. Beton 27, H. 1, 1977.
[65] Bayer, E.: Buhnen aus Betonfertigteilen für den Küstenschutz – Bauweisen und Entwicklungen. Betonwerk + Fertigteiltechnik 51, H. 9 und 10, 1985.
[66] Bayer, E.: Einsatz der Betonbauweise bei Offshore-Bauwerken. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 65, 1989.
[67] Bayer, E.: Beton für Küstenschutzwerke. Vorabveröffentlichung von Abschnitt 5. Beton der „Empfehlungen C: Baustoffe für Küstenschutzwerke". Hansa 127, H. 11, 1990.
[68] Brösskamp, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis. Herausgeber Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg, 1976.
[69] Brux, G.: Das Colcrete-Verfahren und seine Anwendungsgebiete. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1961.
[70] Eisenmann, O.: Massenbeton höherer Festigkeitsklassen. Beton-Informationen 5, H. 4, 1975.
[71] Erchinger, H. F.: Küstenschutz durch Vorlandgewinnung – neue Baustoffe und Bauverfahren. Wasser und Boden 19, H. 10, 1967.
[72] Erchinger, H. F.: Ausbau des Wittmunder Außentiefs mit Leitdamm aus vorgefertigten Betonteilen. Hansa 126, H. 7, 1989.
[73] Franco, L.: Nuove applicazioni del calcestruzzo nelle strutture di difesa delle coste (Neue Anwendung von Beton bei Küstenschutzwerken). L'industria Italiana del Cemento, H. 1, 1992.
[74] Hallauer, O.: Technische Eigenschaften von Sand-Zement-Schüttsteinen für den Wasserbau. Beton 27, H. 8, 1977.
[75] Lamprecht, H.-O.: Verwendung von Tetrapoden. Beton 12, H. 3, 1962.
[76] 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.
[77] Locher, F. W.: Untersuchung des Betons von Uferschutzbauten auf Helgoland. Betontechnische Berichte 1968, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1969.
[78] Monnet, W., Dartsch, B., Wehefritz, K. W.: Colcrete-Beton im Wasserbau. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1980.
[79] Rechenberg, W.: Verhinderung und Beseitigung von Algen- und anderem Bewuchs auf Beton. Betontechnische Berichte. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1973.
[80] Schröder, H. Th.: Beton als Baustoff im Wasserbau. Wasser und Boden 27, H. 10, 1975.
[81] Schubenz, D.: Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Wasser und Boden 24, H. 12, 1972.
[82] Vinkeloe, J. W.: Wasserundurchlässiger Beton – wasserundurchlässige Bauteile. Montanzement 5, H. 2, 1975.
[83] Walz, D.: Dammbau und Böschungsverkleidung mit Boden-Zement-Verfestigung. Betontechnische Berichte 1973. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1974.
[84] Weber, R.: Zukünftige europäische Zement- und Betonnormen. Beton-Informationen 29, H. 5, 1989.

Zu Abschnitt 6: Asphalt

[85] DIN 55 946 Teil 1: Begriffe für Bitumen und Zubereitungen aus Bitumen.
[86] DIN 1995: Bituminöse Bindemittel für den Straßenbau.
[87] DIN 1996: Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und verwandte Gebiete.
[88] DIN 52 001 bis DIN 52 050: Prüfung bituminöser Bindemittel.
[89] TL – PmB 89 Teil 1, Ausgabe 1990: Technische Lieferbedingungen für Polymermodifizierte Bitumen in Asphaltschichten im Heißeinbau, Teil 1: Gebrauchsfertige Polymermodifizierte Bitumen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

[90] EAAW 83: Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Arbeitskreis 8a „Asphaltbauweisen", Essen, 4. Ausgabe, 1983.
[91] Vorläufiger Bericht 1961 der Arbeitsgruppe Geschlossene Abdeckungen von Deichböschungen. Autorisierte Übersetzung des holländischen Originals von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
[92] v. Asbeck, W. F.: Bitumen im Wasserbau, Bd. 2. Übersetzt und bearbeitet von Schönian, E. (42 Lit.); Verlagsanstalt Hüthing & Dreyer, Mainz und Heidelberg, 1968.
[93] Brösskamp, K. H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis (zahlreiche Lit.). Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen e. V., Hamburg, 1976.
[94] de Groot, P., Gruis, H. J. A.: 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.
[95] Kerkhoven, R. E. O.: Die Weiterentwicklung des Baustoffes Asphalt im holländischen Wasserbau. Bitumen 29, H. 1, 1967.
[96] Kramer, J., Janssen, Th.: Deichbau an der ostfriesischen Küste unter Anwendung von Asphaltbauweisen. Bitumen 38, H. 3, 1976.
[97] Röhnisch, A.: Schrifttum Asphalt im Wasserbau (832 Lit.); Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, 1960.
[98] Saggau, W., Stadelmann, R.: Ein Deich wird gebaut – Vordeichung Nordstrander Bucht. Eigenverlag Husum, 1989.
[99] Schönian, E.: Asphaltdeckwerke für den Bau des Eiderdammes. Bitumen 34, H. 4, 1972.
[100] Schönian, E.: Neue Bauweisen im holländischen Seewasserbau. Bitumen 38, H. 1, 1976.
[101] Schönian, E.: Erfahrung mit Asphaltdeckwerken – Sanierung und verbesserte Ausbildung von Nähten. Hansa 126, H. 7, 1989.
[102] Zitscher, F. F.: Möglichkeiten und Grenzen in der konstruktiven Anwendung von Asphaltbauweisen bei Küstenschutzwerken (622 Lit.). Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 12, 1957.
[103] Zitscher, F. F.: Neue Erkenntnisse im Asphaltwasserbau. Bitumen 26, H. 7, 1964.
[104] Zitscher, F. F.: Erfahrungen bei Seedeichverkürzungen in Deutschland und Holland. Bitumen 31, H. 4, 1949.

Zu Abschnitt 7: Geokunststoffe

[105] DIN 60000: Textilien – Grundbegriffe.
[106] DIN 61210: Vliese, verfestigte Vliese (Filze, Vliesstoffe, Watten) und Vliesverbundstoffe auf Basis textiler Fasern: Technologische Einteilung.
[107] DIN 61301: Geotextilien – Begriffe und anzuwendende Prüfungen.
[108] Materialprüfnormen für Kunststoffe, Kautschuk und Gummi. Deutscher Normenausschuß, Taschenbuch 18, 1966.
[109] Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering. Hrsg. E. Veldhuijzen van Zanten. A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, Boston, 1986.
[110] Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erdbau und Wasserbau. Empfehlung des Arbeitskreises 14 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., 2. Auflage, Schriftenreihe des DVWK. Herausgeber F. F. Zitscher. Verlag Paul Parey, Hamburg, Berlin, 1989.
[111] Erchinger, H. F., Snuis, G.: Kunststoffgewebeschläuche im Küstenwasserbau. Wasser und Boden 24, H. 19, 1972.
[112] Franke, E.: Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Der Bauingenieur 47, H. 1, 1972.
[113] Giroud, J.-P.: From Geotextiles to Geosynthetics: A Revolution in Geotechnical Engineering – Proc. of the 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, 1986.
[114] Hartmann, B.: Der Grevelingendamm. Tiefbau 7, H. 10, 1965.
[115] List, H.-J.: Untersuchungen von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau. Mitteilungen der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 35, 1973.
[116] Petersen, P.: Der Speicherkoog Dithmarschen Süd. Bau eines Seedeiches im Watt aus schluffigem Feinsand. Die Wasserwirtschaft 61, H. 10, 1971.
[117] Ragutzki, G.: Einige Versuchsergebnisse über Filtereigenschaften von Kunststoffgeweben

und deren Verwendung im Lahnungsbau. Forschungsstelle Norderney. Jahresbericht 1969, Bd. XXI, 1971.
[118] Ragutzki, G.: Beitrag zur Ermittlung der Filterwirksamkeit durchlässiger Kunststoffe. Forschungsstelle Norderney. Jahresbericht 1973, Bd. XXV, 1974.
[119] Saathoff, F.: Marktformen und Grundsätzliches zur Wirkungsweise von Geotextilien. Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover, H. 64, 1987.
[120] Saathoff, F.: Geotextilien – Marktformen und Grundsätzliches zur Wirkungsweise von Geotextilien und Geogittern, Prüfung an Geotextilien – Lehrgang „Geotextilien in der Baupraxis", Technische Akademie Esslingen, 1989.
[121] Saathoff, F.: Geotextilien im Deponiebau, Fachveranstaltung Haus der Technik, 1993.
[122] Schulz, U.: Die Konstruktion und Berechnung von Membrantragwerken. Die Bautechnik 54, H. 7, 1977.
[123] Waterloopkunding Laboratorium den Voorst, Niederlande: Onderzock naar de waterloopkundige karakteristicken van Kunststofweefsels (unveröffentlichte Übersetzung).
[124] Zitscher, F. F.: Kunststoffe für den Wasserbau. Schriftenreihe Bauingenieur-Praxis H. 125, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1971.

Zu Abschnitt 8: Holz

[125] DIN 1052, Teil 1: Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung.
[126] DIN 4026: Rammpfähle, Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung.
[127] DIN 4074, Teil 1: Gütebedingungen für Bauschnittholz (Nadelholz).
[128] DIN 4074, Teil 2: Gütebedingungen für Baurundholz (Nadelholz).
[129] DIN 4076, Teil 1: Benennung und Kurzzeichen auf dem Holzgebiet, Holzarten.
[130] DIN 19657: Sicherung von Gewässern, Deichen und Küstendünen; Richtlinien.
[131] DIN 68364: Kennwerte von Holzarten, Festigkeit, Elastizität, Resistenz.
[132] DIN 68800: Holzschutz im Hochbau.
[133] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" EAU 1990 der HTG, Technische Gütezahlen überseeischer Harthölzer (E 163), 8. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
[134] Bavendamm, W.: Welche Tropenhölzer sind gegen Meerwasserschädlinge resistent und können für den marinen Wasserbau empfohlen werden? Holz-Zentralblatt Nr. 12, 1959.
[135] Bavendamm, W., Roch, W.: Untersuchungen über die natürliche Resistenz von Tropenhölzern gegen Meerwasserschädlinge. Holz als Roh- und Werkstoff H. 3, 1970.
[136] Burgt, C.: Tropisches Hartholz im Wasserbau. Amsterdam, 1960.
[137] Cotton, K. E.: The Use of Timber in the Construction of Sea Defence and River Works. The Dock and Harbour Authority Nr. 430 und Nr. 431, 1956.
[138] Hahn, A.: Die Bekämpfung der Bohrmuschel. Die Küste 5, 1956.
[139] Koyemann, H. E., Bellmann, H.: Die Verwendung von imprägnierten Hölzern im Wasserbau. Schiff und Hafen H. 9, 1954.
[140] Kremer, R.: Bongossi – ein bewährtes Bauholz mit vielen Verwendungsmöglichkeiten. Wasser und Boden 24, H. 8, 1972.
[141] Krug, H. A.: Überseeische Harthölzer im Wasserbau. Schiff und Hafen H. 3, 1959.
[142] Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe „Bekämpfung der Bohrmuschel": Zusammenstellung der tropischen Hölzer, die gegen marine Schädlinge (Bohrmuschel, Bohrassel) widerstandsfähig sind. 1961 (unveröffentlicht).
[143] Mombächer, R.: Die Verwendung von Holz im marinen Wasserbau. Holz-Zentralblatt Nr. 9, 1965.
[144] Sandermann, W., Lange, W.: Studien über Wasserbauhölzer. Holzforschung H. 5, 1967.
[145] Schönbeck, D. C.: Der Baustoff Holz im Wasserbau. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Verkehrswasserbau, TU Hannover 1976 (unveröffentlicht).
[146] Wendeborn, W.: Untersuchungen an Wasserbauhölzern und ihren Werkstoffen gegenüber Meeresschädlingen. Dissertation Universität Hamburg, 1967.

Zu Abschnitt 9: Stahl

[147] DIN 1199: Drahtgeflecht mit viereckigen Maschen.
[148] DIN 1200: Drahtgeflecht mit sechseckigen Maschen.
[149] DIN 1548: Zinküberzüge auf runden Stahldrähten.

[150] DIN 17100: Allgemeine Baustähle.
[151] DIN 18800, Teil 1: Stahlbauten; Bemessung und Konstruktion.
[152] DIN 18800, Teil 7: Stahlbauten; Herstellen, Eignungsnachweise zum Schweißen.
[153] DIN 18801: Stahlhochbau; Bemessung, Konstruktion, Herstellung.
[154] Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbau DASt-Ri 007: Lieferung, Verarbeitung und Anwendung wetterfester Baustähle (Ausgabe November 1979).
[155] 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.
[156] Ausschuß für Korrosionsfragen der HTG: Kathodischer Korrosionsschutz im Wasserbau (KKiW). 2. Auflage. Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg, 1989.
[157] Ausschuß für Korrosionsfragen der HTG: Empfehlungen für den Korrosionsschutz der Innenflächen von Hohlkörpern im Stahlwasserbau. Hansa 127, H. 9/10, 1990.
[158] Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen. Fassung 1985.
[159] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", EAU 1990, 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.
[160] Spundwand-Handbuch, Berechnung. Hoesch AG Dortmund.
[161] Spundwand-Handbuch. Bauwerke. Hoesch AG Dortmund.
[162] Grundbautaschenbuch, Teil 2, 3. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1982.
[163] Agatz, A. et al.: Bau der Stromkaje für das Containerkreuz in Bremerhaven. Die Bautechnik 49 (1972), H. 3 und H. 5, 51 (1974), H. 2 und H. 3, 52 (1975), H. 5 bis H. 7, 53 (1976), H. 6 bis H. 10.
[164] Alberts, D.: Wanddickenmessungen an Stahlspundwänden. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 60, 1987.
[165] Alberts, D.: Ultraschallmessungen an stark korrodierten Stahlspundwänden. Hansa 128, H. 3, 1991.
[166] Alberts, D., Eißfeldt, F., Schuppener, B.: Beurteilung alter Spundwandbauwerke an den norddeutschen Küsten. Baugrundtagung 1986, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, 1986.
[167] Beyer, H. A.: Großdock 8a – HDW Kiel. Die Tiefbau-Berufsgenossenschaft H. 11, 1976.
[168] 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.
[169] Grimme, D., v. Oeteren, K. A., Pötschke, M., Schwenk, W.: Korrosion und Korrosionsschutz metallischer Werkstoffe im Hoch- und Ingenieurbau. 2. Korrosionum 1976, Verlag Stahleisen mbH, Düsseldorf.
[170] Hein, W., Ladeburg, H., Mennenöh, S., Schröder, H. Th.: Untersuchungen über das Korrosionsverhalten von ungeschütztem Stahl in Hafenwässern des deutschen Küstengebietes (Nord- und Ostsee). HTG-Jahrbuch 1975.
[171] Hein, W.: Über das Korrosionsverhalten von Stahlspundwänden im Mittellandkanal. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 59, 1986.
[172] Hein, W.: Zur Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Heft 67, 1990.
[173] Hein, W.: Korrosion von Stahlspundwänden in Wasser. Hansa 128, H. 3 und 4, 1991.
[174] Illiger, J.: Korrosionsuntersuchungen an Stahlspundwänden des Rhein-Herne-Kanals und des Dortmund-Ems-Kanals. Die Bautechnik 33, H. 6, 1956.
[175] Pensing, K.: Schwere wellenförmige Stahlspundwände im Hafenbau. Das Baugewerbe H. 18, 1973.
[176] Ulrich, G.: Korrosionsschutz durch Luftentfeuchtung. Hansa 127, H. 5 und 6, 1990.

[177] Wollin, G.: Messung von Wanddicken an Spundbohlen mit Ultraschall. Schiff und Hafen H. 9, 1968.
[178] Stüdemann, G.: Korrosion an Stahlspundwänden. Sonderheft Korrosionstagung, Schiff und Hafen, 1960.
[179] Stüdemann, G.: Korrosionsschutzmaßnahmen bei Stahlspundwänden im Wasserbau. Die Bautechnik 43, H. 10, 1966.

Nachträge

[180] Bundesminister für Verkehr (Hrsg): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau (ZTVT-StB 86), Fassung 1990.
[181] Bundesminister für Verkehr (Hrsg): Zusätzliche Technische Vertragsbedinungen und Richtlinien für den Bau bituminöser Fahrbahndecken (ZTV-bit-StB 84), Fassung 1990.
[182] Verordnung zur Beschränkung des Herstellens, des Inverkehrbringens und der Verwendung von Teerölen zum Holzschutz (Teerölverordnung) vom 27. Mai 1991. Bundesgesetzblatt I, S. 1195, Jahrg. 1991.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Empfehlungen D

Sandaufspülungen als Küstenschutz

Inhalt

1. Einführung und Begriffsbestimmung 284
2. Differenzierung der Anwendungsbereiche 285
   2.1 Strandaufspülung bei negativer Sandbilanz 285
   2.2 Strandaufspülung zur Sicherung und Entlastung von Schutzwerken und Verstärkung von Randdünen 285
   2.3 Sanddamm zur Beeinflussung der Platenanlandung 286
   2.4 Sanddämme im Wattgebiet 286
   2.5 Sicherstellung des gestörten Litoraltransportes 286
3. Veranlassung zur Strandaufspülung 287
   3.1 Erfordernis von Schutzmaßnahmen, Schutzziele 287
   3.2 Kriterien für einzuleitende Schutzmaßnahmen 287
      3.2.1 Tideküste mit wechselnden Sandbilanzen am Beispiel der ostfriesischen Küste . 287
         3.2.1.1 Örtliche Gegebenheiten 287
         3.2.1.2 Erosionsgefährdete Strand-Randdünen-Bereiche 289
         3.2.1.3 Dünenabbruch in Abhängigkeit von der Strandbreite 290
         3.2.1.4 Quantitative Bestimmung der Randdünenerosion durch Sturmfluten . . 291
         3.2.1.5 Vorspülung zur Sicherung von Schutzwerken 292
      3.2.2 Tideküste mit durchgehend negativer Sandbilanz am Beispiel Sylt 293
         3.2.2.1 Örtliche Gegebenheiten 293
         3.2.2.2 Vorspülung zur Sicherung von Dünen, Kliffs und Schutzwerken 297
      3.2.3 Tidefreie Küste von Mecklenburg-Vorpommern 297
         3.2.3.1 Örtliche Gegebenheiten 297
         3.2.3.2 Aufspülung und Dünenwiederherstellung 298
         3.2.3.3 Aufspülung vor Längswerken von Dünendeichen 300
4. Voruntersuchungen 301
   4.1 Hydromorphologische Gegebenheiten, Wiederholungsintervall 301
   4.2 Kriterien für die Auswahl des Auffüllmaterials 301
   4.3 Erkundung von Lagerstätten 301
   4.4 Ökologische Randbedingungen 302
5. Planung von Strandaufspülungen 303
   5.1 Materialeigenschaften und Strandprofil 303
      5.1.1 Beziehung zwischen Strandneigung und Korngröße 303
      5.1.2 Beziehung zwischen Spülfeldneigung und Korngröße 304
   5.2 Ausbildung von Aufspülkörpern 305
      5.2.1 Zum Verhalten einer Strandaufspülung 305
      5.2.2 Gestaltung des Aufspülkörpers im Tidegebiet 307
         5.2.2.1 Profilneigung nach dem natürlichen Strandprofil 307
         5.2.2.2 Aufspülprofile ostfriesische Küste, Sylt, Ostseeküste 308
         5.2.2.3 Grundrißform 311
   5.3 Verfahren zur Materialeingabe 315
      5.3.1 Allgemeines 315
      5.3.2 Eingabe im Vorstrandbereich 315
      5.3.3 Flächenhafte Eingabe am Strand 315
      5.3.4 Punktuelle Eingabe des Sandes 317
   5.4 Ergänzende bauliche Maßnahmen 319
      5.4.1 Bauwerke zur Verringerung der Längstransportraten 319
      5.4.2 Maßnahmen gegen Sandverwehungen 319
6. Durchführung von Strandaufspülungen 320

6.1 Geräte 320
6.1.1 Allgemeines 320
6.1.2 Stationäre Naßbagger 320
6.1.3 Laderaumsaugbagger 320
6.2 Sonstige Hinweise 324
6.2.1 Ausführungszeiten und -fristen 324
6.2.2 Materialverluste 325
6.2.3 Aufmaß und Abrechnung 325
6.2.4 Vorschriften und Sicherheitsvorkehrungen 326
7. Profilkontrolle und Materialbilanz 326
8. Erfahrungen aus ausgeführten Beispielen 327
Beispiel 1: Strandaufspülungen vor Schutzwerken auf Norderney 327
Beispiel 2: Strandaufspülungen in Phasen unzureichender Sandversorgung und Plattensteuerung auf Langeoog 333
Beispiel 3: Aufspülungen Westerland/Sylt seit 1972 338
Beispiel 4: Sandentnahmen und -transporte am Beispiel Sylt 341
Beispiel 5: Sanddamm im Watt bei Vollerwiek/Eiderstedt 346
Beispiel 6: Aufspülung Kloster/Hiddensee 348
9. Schriftenverzeichnis 349

1. Einführung und Begriffsbestimmung

Sandaufspülungen werden als naturnahe Maßnahmen an sandigen Küsten und vereinzelt auch im Wattgebiet seit Jahrzehnten in zunehmendem Umfange durchgeführt. Durch die hydraulische Förderung können heute in kurzer Zeit die aus großen Sandmengen bestehenden Aufspülkörper geschaffen werden. In besonderen Fällen kommt es zu Sandaufschüttungen in trockenem Einbau, selten sind Kies- oder Geröllaufschüttungen. Aufspülung und Aufschüttung sind die Verfahren der Auffüllungen.

Ergebnis der Sandaufspülungen sind

- die Erhöhung und Verbreiterung von Stränden und Vorstränden,
- die Erhöhung und Verbreiterung von natürlichen Dünen,
- die Schaffung von Sanddepots und Vordünen vor den Kliffs,
- die Schaffung von Dämmen im Watt.

Folgende Ziele werden i. a. angestrebt:

- Die Aufspülung des Strandes und Vorstrandes (auch Strandaufspülung genannt) und die dabei geschaffene Aufhöhung und Verbreiterung von Strand und Vorstrand gleicht die negative Materialbilanz aus, ersetzt die Erosionsrate und vermindert oder verhindert den Uferlinienrückgang. Sie reduziert die Seegangsbelastung auf Ufer (Düne, Kliff) und Uferschutzwerke.
- Die Aufspülung der Düne, des Sanddepots und der Vordüne vor Kliffs (auch Vorspülung genannt) schafft Sandkörper ausreichender Mächtigkeit zum Schutz gegen Durchbruch und Überschwemmung des Hinterlandes durch schwere Sturmfluten und zur Sicherung der Steilküsten vor Abbruch und Landverlust bei Sturmflutwasserständen und starken Seegangsbelastungen.
- Die Aufspülung eines Dammes vor einer Insel oder im Watt beeinflußt Seegang und Strömung. Der Damm wirkt auf den natürlichen Sandtransport vor den Inseln und entlastet Deich und Deichfuß.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

2. Differenzierung der Anwendungsbereiche

2.1 Strandaufspülung bei negativer Sandbilanz

Strände von Erosionsküsten, die einem ständigen Materialverlust unterliegen, werden häufig so schmal und niedrig, daß sie ihre Funktion, die im anlaufenden Seegang enthaltene Energie weitgehend umzuformen, nicht mehr ausreichend erfüllen können. Als Folge können Abbrüche von dahinter liegenden Dünen und Kliffs auftreten, die bis zum Durchbruch von schützenden Randdünen und zu Landverlusten sowie zur Gefährdung und/oder Verlust von Bauwerken oder Anlagen der Infrastruktur führen können. Durch Strandaufspülungen kann der natürliche Materialverlust ausgeglichen werden. Durch die damit erzielte Verbreiterung und Erhöhung des Strandes wird seine Schutzfunktion wiederhergestellt, zumindest aber wieder verbessert. Im Vergleich zu starren Schutzbauten, wie z. B. Deckwerke, Buhnen, Ufermauern und dgl., weist die Methode der Strandaufspülung besondere Vorzüge auf:

- Sie ermöglicht – im Gegensatz zu starren Bauwerken –, daß der Strand sich den veränderlich angreifenden Kräften anpassen kann.
- Sie ist naturhaft und erhält oder verbessert das von den Wasser- und Windkräften geformte Landschaftsbild.
- Sie hat im allgemeinen keine negativen Randeffekte wie Lee-Erosion und Fuß-Erosion.
- Sie ist als naturhafte Maßnahme zur Überbrückung von Phasen mit Sandmangel im natürlichen Sandtransport besonders geeignet.

Die Strandaufspülung weist aber auch Schwachpunkte auf:

- Sie ist von zeitlich begrenzter Wirkung, wobei ihre Wirkungsdauer nur angenähert abzuschätzen ist (sie hängt z. B. vom Energieeintrag des Seegangs ab).
- Die Restsicherheit, d. h. der Schutz durch eine Düne, ist nach Ausräumungen als Folge von Sturmfluten nicht exakt berechenbar. Sie kann aus betrieblichen Gründen in den Wintermonaten als Schutzmaßnahme vor weiteren Sturmfluten nicht nachgebessert werden.

Strandaufspülungen müssen von Zeit zu Zeit wiederholt werden, da sie die naturgegebenen Erosionsprozesse nicht aufhalten können. Die Abstände ergeben sich aus der Erosionsrate und der Auffüllmenge. Aus diesem Grunde werden Strandaufspülungen häufig auch als „Verschleißbauwerke" bezeichnet.

2.2 Strandaufspülung zur Sicherung und Entlastung von Schutzwerken und Verstärkung von Randdünen

Strandaufspülungen eignen sich auch zur zusätzlichen Sicherung von Uferschutzwerken oder sonstigen erosionsbedrohten Bauwerken in der Uferzone. Sie können die Unterspülung von Deckwerken und Ufermauern und ggf. von Buhnen verhindern und die Seegangsbelastung dieser Bauwerke zugleich verringern. Dadurch kann vielfach der Bestand vorhandener Schutzwerke sichergestellt werden.

Hinter erodierenden schmalen Stränden kommt es in schweren Sturmfluten vielfach zu Randdünenabbruch oder gar -durchbruch. Reicht die Restdüne für die Schutzfunktion nicht mehr aus, so ist auch sie – häufig zusammen mit der Strandaufspülung – aufzufüllen und zu verstärken. Je nach der Strand- und Dünensituation kann die Randdünenverstärkung an der Strandseite oder an der rückwärtigen Dünenseite vorgenommen werden. Bei nahegelegener Sandentnahme kann das Material auch mit Erdbaugeräten in die Randdüne eingebaut werden, wie auf Norderney 1981 und 1983 geschehen (s. Abschn. 8, Beispiel 1) [21].

2.3 Sanddamm zur Beeinflussung der Platenanlandung

Häufig nähern sich Sandplaten – besonders an der ostfriesischen Küste – dem Strand einer Insel in sehr spitzem Winkel. Ein Strandpriel bzw. eine Strandbalje (Strömungsrinne auf dem nassen Sand) liegt dabei dann längere Zeit zwischen Strand und Plate. Stärkerer Seegang verursacht bei schrägem Wellenangriff erhebliche Strömungen in dieser Rinne.

Ein aufgespülter Sanddamm vom Strand zur sich nähernden Plate durch die Strandbalje unterbindet die Strömungen. Dadurch kann die Wanderrichtung der anlandenden Plate geändert und die Anlandung an den Strand beschleunigt werden. Das Beispiel über eine derartige Platensteuerung auf Langeoog wird in Abschn. 8 (Beispiel 2) beschrieben.

2.4 Sanddämme im Wattgebiet

Sanddämme eignen sich auch zum Einsatz im Wattgebiet, z. B. wenn Wattrinnen sich an einen Deich verlagern und den Deich gefährden und zu unterspülen drohen oder wenn Tide- und Brandungsströmung einen Abtrag des Watts in der Nähe des Deichfußes verursachen und die Deichsicherheit dadurch ebenfalls gefährden.

Der Verbau einer deichnahen Wattrinne erfordert zuvor die Baggerung einer weiter vom Deich entfernt liegenden Ersatzrinne. Es empfiehlt sich, den Damm durch die deichnahe Rinne bis etwa auf MThw aufzuspülen und mit flachen Böschungsneigungen, die dem verfügbaren Spülmaterial entsprechen, herzustellen. Bei derartigen Sanddämmen kann von einer zusätzlichen Befestigung der Krone abgesehen werden. Um einen unerwünschten, zu starken Abtrag der Krone durch Überströmung zu vermeiden, ist bei der Planung anzustreben, daß der als Durchdämmung hergestellte Damm durch den verbleibenden Reststrom nur noch mäßig umspült wird, d. h., daß sich beiderseits des Dammes nur geringe Wasserspiegelgefälle einstellen. Ein Ausführungsbeispiel, ein Sanddamm im Watt bei Vollerwiek (Außeneider) zum Schutz des Deichfußes, ist als Beispiel 5 in Abschnitt 8 aufgeführt.

2.5 Sicherstellung des gestörten Litoraltransportes

An Brandungsstränden werden in der Regel große Materialmengen im resultierenden küstenparallelen Transport bewegt, unabhängig davon, ob Erosion oder Sedimentation vorherrschen oder ob sie sich im Gleichgewicht befinden. Küstennormal orientierte Einbauten, wie z. B. Molen bei Hafeneinfahrten oder Flußmündungen, unterbrechen den Küstenlängstransport mit der Folge, daß sich bei einer zumeist vorhandenen dominierenden Transportrichtung auf der Luvseite des Bauwerkes Sediment ablagert, während auf der Leeseite Erosion einsetzt (Lee-Erosion). Sowohl die Materialablagerungen an der Luvseite, die bei weiterem Fortschreiten zur Versandung einer durch eine Mole geschützten Hafeneinfahrt führen können, als auch die Erosionen auf der Leeseite sind von Nachteil. Sie können durch baggertechnische Entnahme des Sandes an der Luvseite und Aufspülung an der Leeseite behoben werden und somit den unterbrochenen Litoraltransport im Bauwerksbereich durch diese Bypass-Lösung wiederherstellen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3. Veranlassung zur Strandaufspülung

3.1 Erfordernis von Schutzmaßnahmen, Schutzziele

Sandige Küsten unterliegen im allgemeinen ständigen Veränderungen. Da an den deutschen Küsten kaum Küstenformen mit einem geschlossenen Sandsystem auftreten (s. Empf. A, Abschn. 6), beschränkt sich die Betrachtung auf offene Sandsysteme. Gliedert man die Küste in Bereiche mit positivem, ausgeglichenem und negativem Sedimenthaushalt, so sind es die letzteren, die Küstenschutzmaßnahmen erforderlich machen. In derartigen Erosionsbereichen an Flachküsten kommt es durch Ausräumung der Strände zu erhöhten Wellenbelastungen von Dünen und Kliffs und dadurch zu verstärkten Abbrüchen (Küstenrückgang). Zur Verbesserung des Sturmflutschutzes und zur Erhaltung dieses natürlichen Schutzsystems werden Sandvorspülungen als aktive Schutzmaßnahmen zunehmend durchgeführt.

Strand und Randdüne bilden das natürliche Schutzsystem sandiger Küsten. Auf Küstenstrecken mit Erosionsphasen oder mit ständiger Erosion kommt es bei niedrigem und schmalem Strand vielfach zu beträchtlichen Dünenabbrüchen durch Sturmflutbelastung. Eine abnehmende Strandbreite bewirkt nämlich eine zunehmende Konzentration der Energieumwandlung des Seegangs und somit auch eine verstärkte Ausräumung des Strandes. Je geringer aber die Strandhöhe ist, desto höhere Wellen können ungebrochen bis zum Dünenfuß auflaufen und hier die erosionswirksame Linienbrandung verstärken. Andererseits wird mit abnehmender Breite des trockenen Strandes der für die Regeneration der Dünen wünschenswerte äolische Transport verringert. Diese Vorgänge führen daher bei negativer Sandbilanz zu strukturellen Abbruchserscheinungen. Der örtliche Küstenlängstransport, die Lage zur Hauptwind- und Wellenanlaufrichtung sowie die unterschiedlichen Tideverhältnisse führen zu grundsätzlichen Unterschieden der Sandversorgung einzelner Küstenstrecken. Auf diese örtlichen Gegebenheiten wird daher zunächst eingegangen.

Für einzelne Küstenabschnitte ist das jeweils anzustrebende Schutzziel festzulegen. Ein zeitlich und in seiner Ausdehnung begrenzter Küsten- bzw. Dünenrückgang kann in unbebauten Gebieten gelegentlich, u. a. zum Erhalt der natürlichen Küstenprozesse, hingenommen werden. Vor besiedelten und bebauten Gebieten, vor Anlagen des Verkehrs und der Ver- und Entsorgung sowie vor schützenswerten Naturarealen müssen Küstenrückgang und Überflutungen auch bei extremen Ereignissen verhindert werden. Sandvorspülungen allein, z. B. vor Dünen und Kliffs und in Verbindung mit festen Schutzbauten, bieten sich hierfür an.

3.2 Kriterien für einzuleitende Schutzmaßnahmen

3.2.1 Tideküste mit wechselnden Sandbilanzen am Beispiel der ostfriesischen Küste

3.2.1.1 Örtliche Gegebenheiten

Die Ostfriesischen Inseln sind sogenannte Düneninseln. Durch Tideströmung und Brandung erfolgt eine resultierende Sandbewegung entlang den Stränden und im Küstenvorfeld der Ostfriesischen Inseln von West nach Ost. Im Bereich der Seegaten formen sich seewärts geschwungene Platenbögen (Riffbögen). Die Platen des Riffbogens nähern sich dem Strand der nächsten (östlichen) Insel. Die Sandversorgung der einzelnen Inseln ist trotz der Vergleichbarkeit des vorherrschenden Sedimenttransports völlig unterschiedlich (Abb. D1).

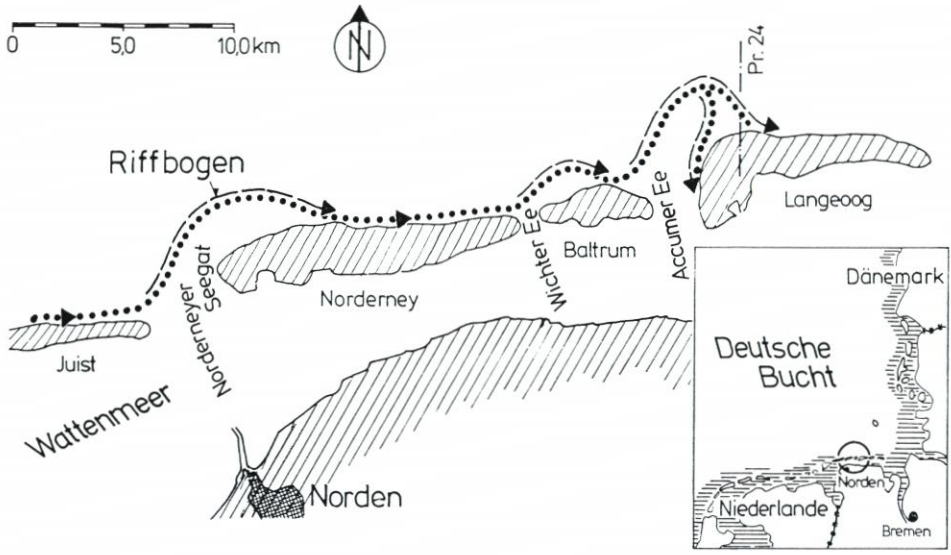


Abb. D 1. Küstenparalleler resultierender Sandtransport entlang der ostfriesischen Inselkette mit Riffbogen (Außendelta) vor dem jeweiligen Seegat [21]

Bei Norderney liegt dieser Anlandungspunkt der Platen z. B. vier bis fünf Kilometer östlich des Westkopfes im Bereich der Weißen Düne. Von dort ostwärts herrscht Sandüberschuß, der einen breiten, hohen, sich aufbauenden Strand zur Folge hat. Westlich dieses Anlandungspunktes fehlt der Sandnachschub. Daher bewirken hier die Kräfte der Tide und Brandung die für Sandmangelgebiete typische anhaltende Strand- und Dünenerosion. Besonders schwerwiegend wirkt sich der Strandabtrag an der 25 m tiefen Rinne des Norderneyer Seegats aus. Kurze, bis in 25 m Tiefe reichende Buhnen sichern hier den schmalen Inselsockel gegen die Tideströmung des Seegats (s. Empf. F, Beispiel 13). Der Westteil der Insel kann nur mit Hilfe von Schutzmaßnahmen gehalten werden.

Vom Ostende Norderneys lösen sich die Platen und berühren die kleine Insel Baltrum nur kurz. In Richtung Langeoog (Riffbogen der Accumer Ee) schwenken die Platen weit nach Norden aus. Die Lage und Ausrichtung der tiefen Rinne an der Westseite des Seegats hat einen engen Riffbogen zur Folge, so daß die Platen im Nordwesten Langeoogs anlanden und im Regelfall den Nordstrand wie den Nordwest- und Weststrand ausreichend versorgen (Abb. D 2). Aus diesem Grunde konnte hier bisher auf den Bau von Schutzwerken verzichtet werden. Aber nicht immer ist die gleichmäßige Verteilung des Sandes aus den anlandenden Platen auf den Nord- und den Weststrand sichergestellt. 1970 hat sich beispielsweise die Platengruppe D überwiegend nach Süden gewandt [39], so daß am Nordstrand 1971/72 dem starken Dünenabbruch mit einer Strandaufspülung begegnet werden mußte. Auch 1984 und 1987 mußten erodierte Strandstrecken aufgespült und 1982 durch Steuerung der Platenanlandung aufgehöht werden (s. Abschn. 8, Beispiel 2).

An den zwei beispielhaft beschriebenen Strandtypen der Ostfriesischen Inseln mit unterschiedlicher Sandversorgung werden die Schutzmaßnahmen exemplarisch erörtert:

– Das Westende von Norderney mit Schutzwerken auf 6 km Strandstrecke, das mit dem Westkopf unmittelbar an das 25 m tiefe Norderneyer Seegat angrenzt, erfährt keine natürliche Sandversorgung. Seit der ersten Aufspülung 1951/52 – auch die erste in Europa –

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

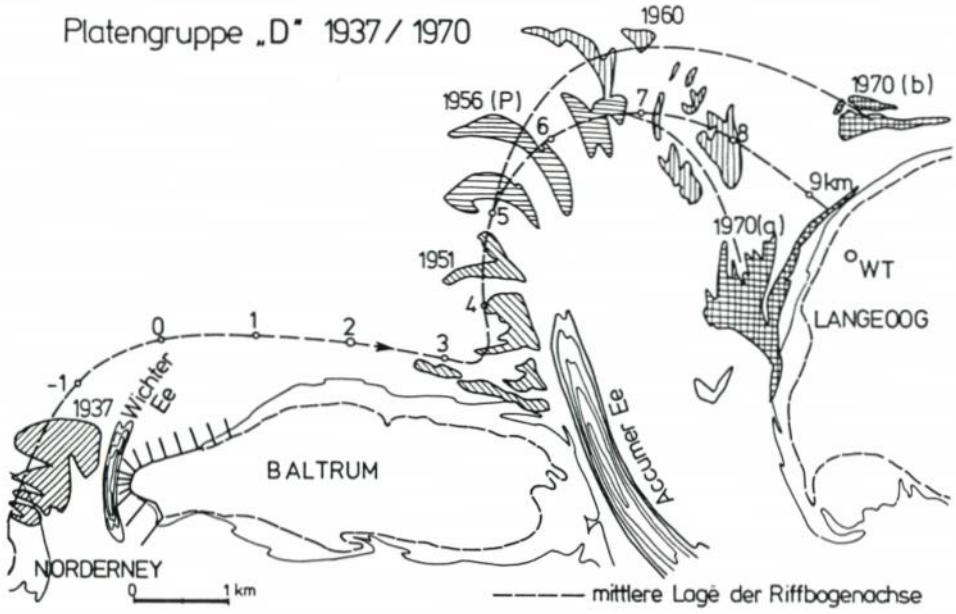


Abb. D 2. Räumlich-zeitliche Veränderung von Platen – Beispiel Platengruppe D von Norderney nach Langeoog 1937/1970 [39]

ist 1992 die 7. Aufspülung auf der rd. 2 km langen Strandstrecke am Westkopf und Nordweststrand durchgeführt worden.

– Der West- und Nordweststrand von Langeoog werden i. d. R. durch anlandende Platen ausreichend versorgt, weisen aber Erosionsphasen auf infolge von Versorgungslücken. Hier werden von Zeit zu Zeit Aufspülungen des nicht durch Schutzwerke gesicherten Strand-Randdünen-Bereichs notwendig.

Die Strandstrecken der anderen Ostfriesischen Inseln können i. d. R. einem dieser Typen zugeordnet werden.

3.2.1.2 Erosionsgefährdete Strand-Randdünen-Bereiche

Strukturelle Abbruchserscheinungen bei negativer Sandbilanz geben Veranlassung zu untersuchen, ob und inwieweit der erodierende Randdünenbereich den Sturmflutschutz für das Hinterland noch gewährleisten kann. Daher sind Kriterien bzw. Verfahren entwickelt worden,

– die anhand des Zustandes des erodierten Strandes eine mögliche Abbruchgefahr der Randdüne im voraus erkennen lassen bzw.
– die es ermöglichen, bei der gegebenen Situation von Strand und Randdüne den Sturmflutabbruch der Düne zu berechnen.

Eine auf den Ostfriesischen Inseln vorgenommene Typisierung der Strand-Randdünen-Situation ermöglicht von vornherein eine Eingrenzung möglicher Gefahrenbereiche. Hinsichtlich der Schutzwirkung bilden Strand und Randdüne eine funktionelle Einheit. Stärkere und bleibende Strand- und Randdünenerosion tritt nur bei niedrigen, schmalen Stränden ein.

Bei den West- und Ostfriesischen Inseln führen Ort und Zeitpunkt von Platenanlandungen auf bestimmten Strandstrecken zu einem starken Wechsel der Strandsituation. Für die Ostfriesischen Inseln wurde daher eine Typisierung von Strand-Randdünen-Bereichen vorgenommen (Abb. D 3) [19]. Strandaufspülungen sind nur auf Strandstrecken des Randdünen-Typs 3 mit ständigem Sandmangel und ggf. des Typs 2 in Zeiten mit Sandmangel zwischen Platenanlandungen erforderlich.

3.2.1.3 Dünenabbruch in Abhängigkeit von der Strandbreite

Selbst hinter hohen, breiten Stränden werden die Randdünen durch schwere Sturmfluten erodiert. Sie können sich jedoch bei dem ausreichenden Sandangebot eines breiten, trockenen Strandes in den Frühjahrs- und Sommermonaten wieder völlig regenerieren. Vielfach wird diese Sandablagerung durch Buschzäune gefördert und durch Strandhaferbepflanzung gesichert. Bei schmalen, niedrigen Stränden treten in schweren Sturmfluten wesentlich größere Dünenabbrüche ein, die nicht durch äolische Sandablagerungen ausgeglichen werden können.

Mit Hilfe von Zeit-Weg-Diagrammen der Strandentwicklung, aus denen die Abstände zwischen den Strand-Höhenlinien MThw, NN, MTnw und dem Dünenfuß bzw. der Standlinie ablesbar sind, können Phasen der Randdünenerosion, z. B. zwischen Platenanlandungen, ermittelt werden. Abb. D 4 gibt die Strandentwicklung vor dem Hauptbad der Insel Langeoog im Zeit-Weg-Diagramm seit 1920 beispielhaft wieder [21].

Aus den Zeit-Weg-Diagrammen mehrerer Ostfriesischer Inseln wurde abgeleitet, daß bleibender Randdünenabbruch zu befürchten ist, wenn die Breite „b" des Strandes zwischen NN ± 0 und NN ± 3,0 m (Dünenfuß) b_{krit} = 150 m unterschreitet und die Breite des nassen Strandes zwischen NN und MThw dabei weniger als a_{krit} = 85 m beträgt [21, 23], siehe auch Abb. D 5. Für die Ostfriesischen Inseln führte dies zu dem Vorschlag, daß bei b < 150 m ggf. Schutzmaßnahmen durch Strandaufspülungen einzuleiten sind, wenn zur Erhaltung des Schutzwertes der Randdüne kein Abbruch zugelassen werden soll [21, 23]. Dieses Kriterium ergibt andererseits auch Hinweise für die Bemessung einer Aufspülung (s. Abschn. 5.2.3.1).

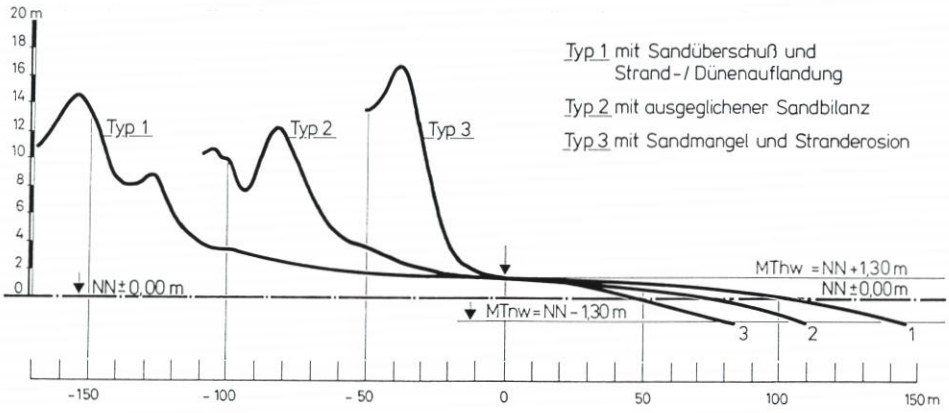


Abb. D 3. Schutzdünen-Strand-Profile der Ostfriesischen Inseln [19]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

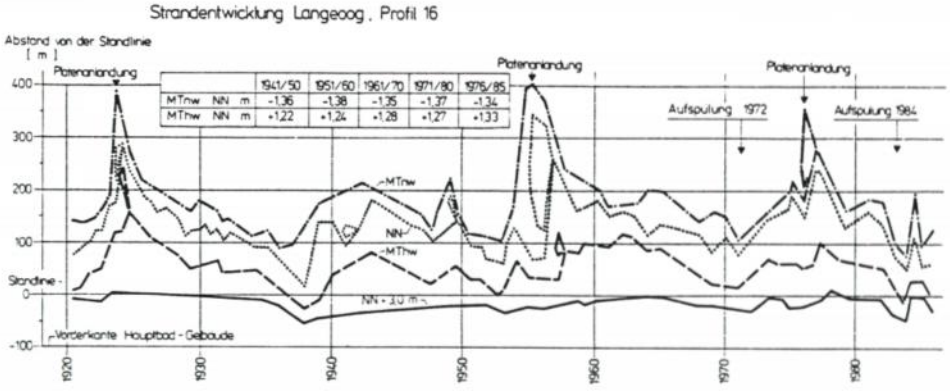


Abb. D 4. Strandentwicklung vor dem Hauptbad Langeoog im Profil 16 – Zeit-Weg-Diagramm seit 1920 – [21]

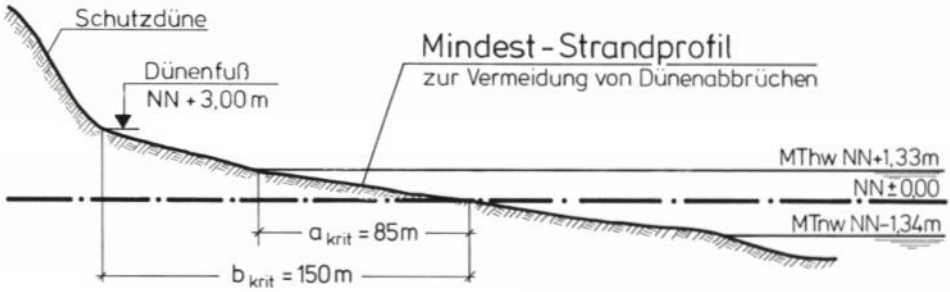


Abb. D 5. Mindeststrandprofil mit den Strandbreiten a_{krit} und b_{krit} zur Beurteilung der Dringlichkeit der Aufspülung eines schutzwerkfreien Strandes einer Ostfriesischen Insel [21]

3.2.1.4 Quantitative Bestimmung der Randdünenerosion durch Sturmfluten

In den Niederlanden sind – insbesondere nach der Sturmflut von 1953 – allgemeingültige Beziehungen zur quantitativen Bestimmung der Dünenerosion entwickelt und als Richtlinien herausgebracht worden.

Diesen in den Niederlanden entwickelten Verfahren zur quantitativen Bestimmung der Dünenerosion bei Sturmfluten liegt eine einheitliche physikalische Modellvorstellung zugrunde. In Abhängigkeit von dem vorhandenen Randdünen-Strand-Profil und den hydrodynamischen Randbedingungen bildet sich ein Sturmprofil aus, das einer allgemeinen Gesetzmäßigkeit unterliegt. Die Ausbildung eines Sturmprofils erfolgt dabei durch die Umlagerung des Dünenabbruchs auf den vorgelagerten Strand mit vollständigem Massenausgleich (Abb. D 6). Seeseitig ist dieser Prozeß durch die äußere Brecherlinie begrenzt, die durch die Brecherwassertiefe (h_b)

$$h_b = H_{max} \tag{1}$$

bezogen auf die Verhältnisse während des Sturmflutscheitels und des Sturmprofils festgelegt wird. Der seeseitige Übergang vom Sturm- zum Ausgangsprofil wird durch eine Böschungsneigung von 1 : 12,5 vorgegeben. Landseitig des neu ausgebildeten Dünenfußes wird ebenfalls

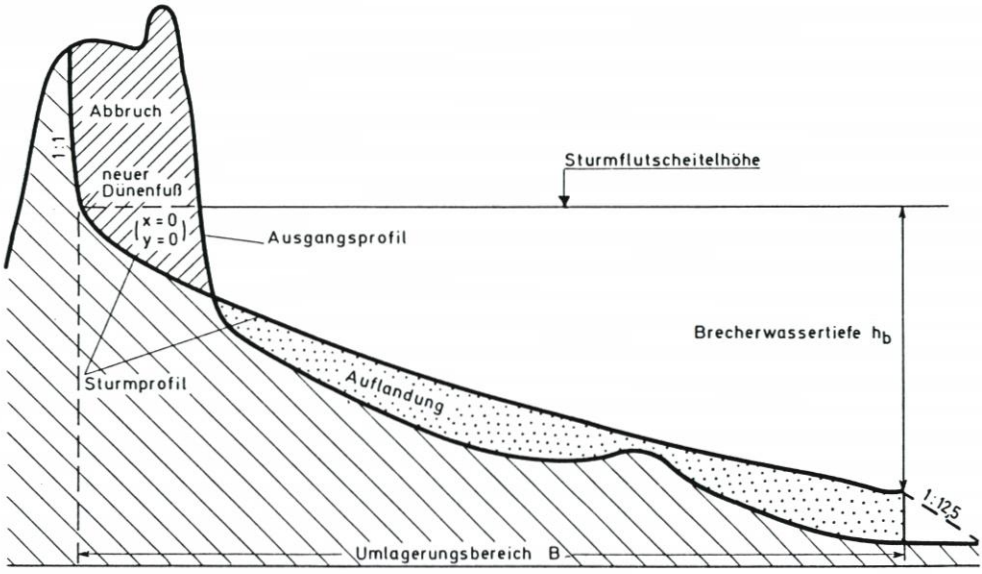


Abb. D 6. Rechnerische Ermittlung von Sturmprofilen – Prinzipskizze – [57, 71]

eine einheitliche Neigung angenommen, deren Winkel 45° beträgt. Die Form des Sturmprofils zwischen äußerer Brecherlinie und neuem Dünenfuß wird durch definierte funktionale Zusammenhänge bestimmt, für welche unterschiedliche Ansätze entwickelt worden sind.

Nach den ersten vorläufigen niederländischen Richtlinien (bei [57]) haben verschiedene niederländische Wissenschaftler nach weiteren Naturmessungen und Modellversuchen zu dem heutigen, völlig neuen Rechenmodell beigetragen [35, 71]. Anhand von Sturmflutprofilen von 1976 und 1983 auf den Ostfriesischen Inseln wurden die Verfahren mit gutem Erfolg angewandt [57].

Eine für den Sturmflutschutz nicht mehr ausreichende Randdüne kann durch Sandvorspülung verstärkt und gesichert werden.

3.2.1.5 Vorspülung zur Sicherung von Schutzwerken

Strände, die einem ständigen Abtrag unterliegen und keine Sandversorgung durch den Küstenlängstransport erhalten, sind vielfach seit Jahrzehnten, im Falle Norderney seit 1858, durch Deckwerke und Buhnen gesichert. Sie unterlagen nachfolgend einem nicht endenden Abbruch von Strand und Randdüne und erzwangen daher fortlaufende Anpassungen.

Auf der Insel Norderney dient die Aufspülung primär dazu,

- Deckwerke und Buhnen vor Unterspülung zu sichern und
- die Seegangsbelastung des Deckwerks in Grenzen zu halten.

Nach diesen Anforderungen ist daher ein Mindeststrandprofil, das nicht unterschritten werden darf, zu bestimmen. Es wurde so festgelegt, daß oberhalb MTnw in dem Zwickel vor dem Deckwerk stets mindestens ein Restvorrat (s. Beispiel 1, Ziff. 6) vorhanden ist. Die damit in den verschiedenen Buhnenfeldern festgelegten Mindestprofile sind auf Norderney das Kriterium dafür, wann spätestens erneut aufgespült werden muß. In der Regel wird das Mindestprofil zuerst im Divergenzbereich des Brandungsstromes erreicht.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

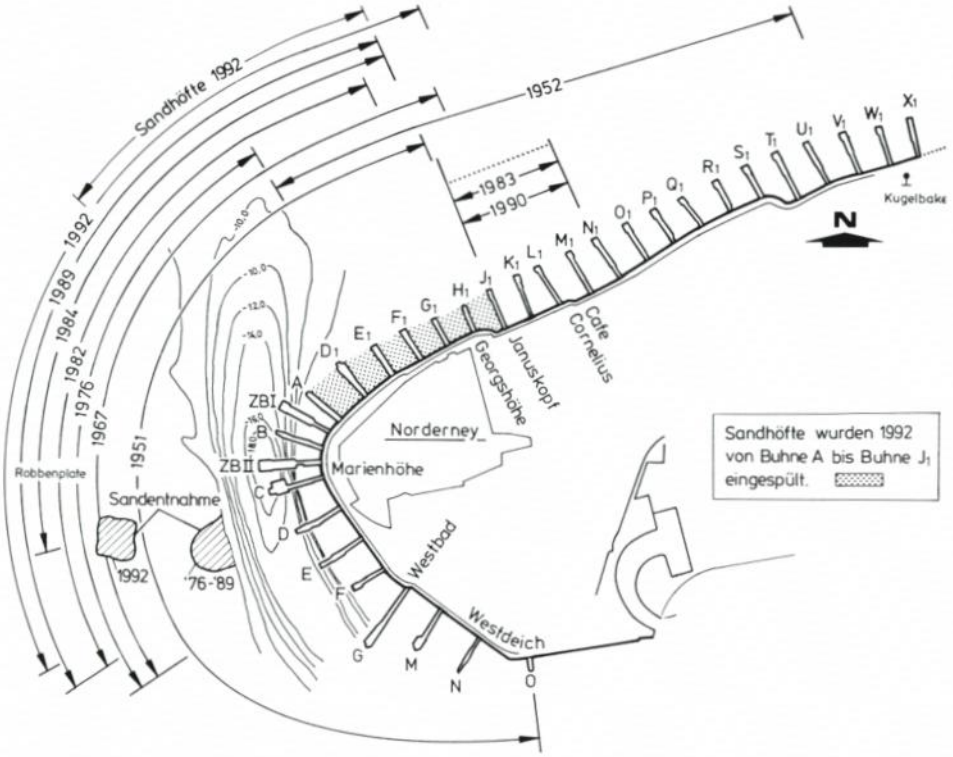


Abb. D 7. Westende der Insel Norderney mit Kennzeichnung der Aufspülstrecken und Sandentnahmen der Strandaufspülungen 1951 bis 1992 [26]

Durch Strandaufspülungen auf Norderney mit einer Materialeingabe am Westkopf auf unterschiedlicher Länge (s. Abb. D 7) von 1,5 bis 2,0 km Strandstrecke erhalten unter Ausnutzung des Küstenlängstransportes etwa 6 km unterversorgter Strände den erforderlichen Sandnachschub.

Nach der Strandaufspülung 1976 konnte eine Sandverfrachtung entlang des Nordstrandes mit rd. 1 km je Jahr ermittelt werden [21]. Erst 1983 erreichte die „Sandwelle" die Buhne X1 an der Kugelbake (s. Beispiel 1, Ziff. 2).

3.2.2 Tideküste mit durchgehend negativer Sandbilanz am Beispiel Sylt

3.2.2.1 Örtliche Gegebenheiten

An der nordfriesischen Küste ist die Westküste der rd. 38 km langen Insel Sylt dem Seegang besonders ausgesetzt und unterliegt ständiger Erosion. Nach Abb. D 8 bildet die Küstenlinie Sylts bei Westerland einen Winkel von 22°. Nördlich verläuft sie in Kompaßrichtung 22° und südlich in 180°. Im Gegensatz zu den Ostfriesischen Inseln ist Sylt überwiegend ehemaliges Festland.

Der Energiefluß an den Stränden ist abhängig von der Seegangsenergie und der Wellen-

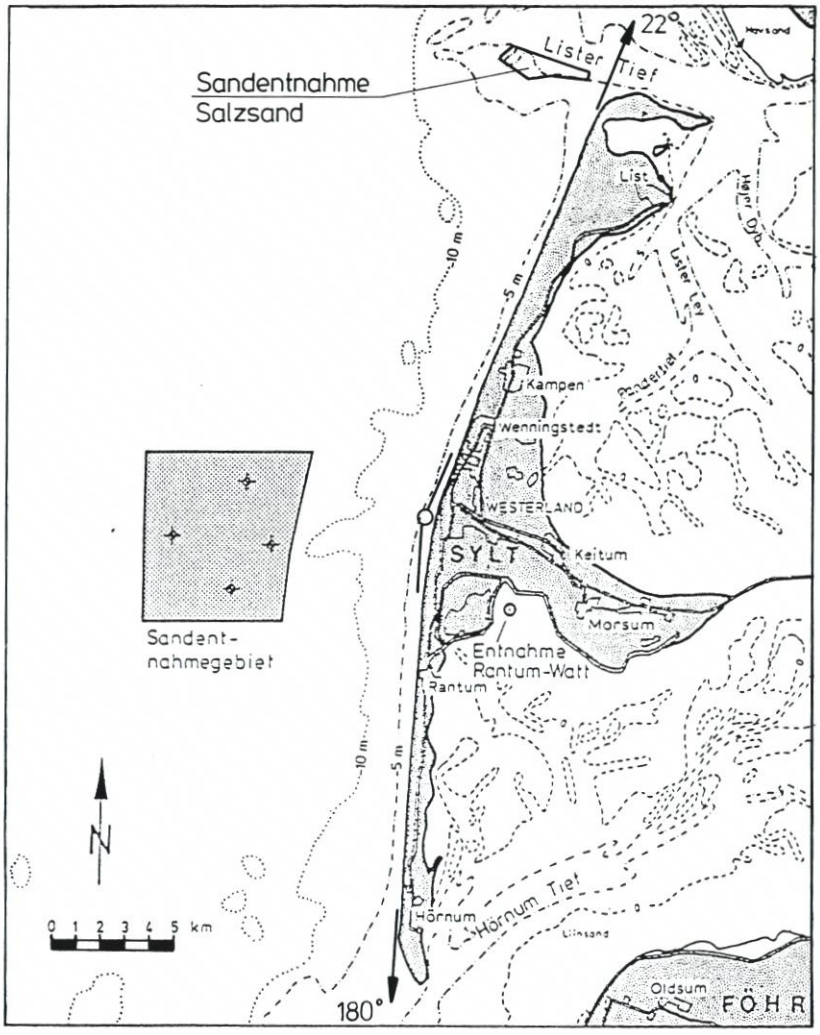


Abb. D 8. Lageplan der Insel Sylt mit Richtung des Küstenverlaufs und Lage der Sandentnahmegebiete (außer Hörnum, s. Abb. D 49) [2]

richtung (s. Empf. A, Abschn. 6). Im langzeitigen Mittel ist der resultierende Energiefluß und damit der Sandtransport im Nordteil der Insel nach Norden und im Südteil nach Süden gerichtet [15, 64]. An beiden Inselenden geht der Sand der Insel dann verloren.

Die Westküste der Insel Sylt ist als Festlandsrest seit Jahrhunderten auf der gesamten Länge von etwa 38 km dem Angriff der offenen Nordsee unter den vorherrschenden Wind- und Wellenrichtungen ausgesetzt. Der ständige Abtrag von Strand und Vorstrand bei normalen Bedingungen durch Seegangs- und Gezeitenkräfte sowie der Abbruch von Randdüne und Kliff bei schweren Sturmfluten führen zu dem ständigen Rückgang der Westküste, der sich nach 1952 im Mittel auf 1,5 m/Jahr gegenüber 0,9 m/Jahr vor 1952 erhöht hat. Die Übersicht über die mittleren Rückgänge der Westküste Sylts zeigt, daß sowohl vor als auch nach 1952 die größten Abbruchraten jeweils an den Inselenden auftraten (Abb. D 9). Weiterhin ist

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

MITTELWERTE	DÜNEN			BAUTEN	KLIFF	DÜNEN		
JÄHRL. RÜCKGANG (1870 - 1952)	1,3	0,4	0,4	-	0,7	0,7	1,9	m/JAHR
JÄHRL. RÜCKGANG (1952 - 1984)	2,2	0,9	0,9	-	1,2	1,6	2,0	m/JAHR
JÄHRL. ABBRUCHVOLUMEN	40	18	18	60	35	27	34	m^3/m JAHR



Abb. D 9. Mittlere Rückgänge der Westküste Sylts vor und nach 1952 [2]

deutlich zu erkennen, daß die Abbrüche nördlich von Westerland (Kliffabschnitt und Dünen mit Strand ohne Buhnen) immer größer sind als in dem vergleichbaren Bereich südlich von Westerland (Dünen mit Strand ohne Buhnen). Das wichtigste Ergebnis aber ist, daß sich insbesondere in den Mittelabschnitten nördlich und südlich von Westerland das Abbruchgeschehen in den Jahren nach 1952 gegenüber denen vor 1952 verdoppelt hat. Damit belegt diese Auswertung zugleich, in welchem Ausmaß sich das verstärkte Sturmflutgeschehen auch in verstärkten Abbruchraten bemerkbar gemacht hat.

Bei Sturmfluten gelangt das Abbruchmaterial in den Strand- und Vorstrandbereich und wird danach bei normalen Bedingungen durch die Brandungs- und Tideströmungen nach Norden und Süden verfrachtet, in den Flachwassergebieten vor dem Lister Tief am Nordende

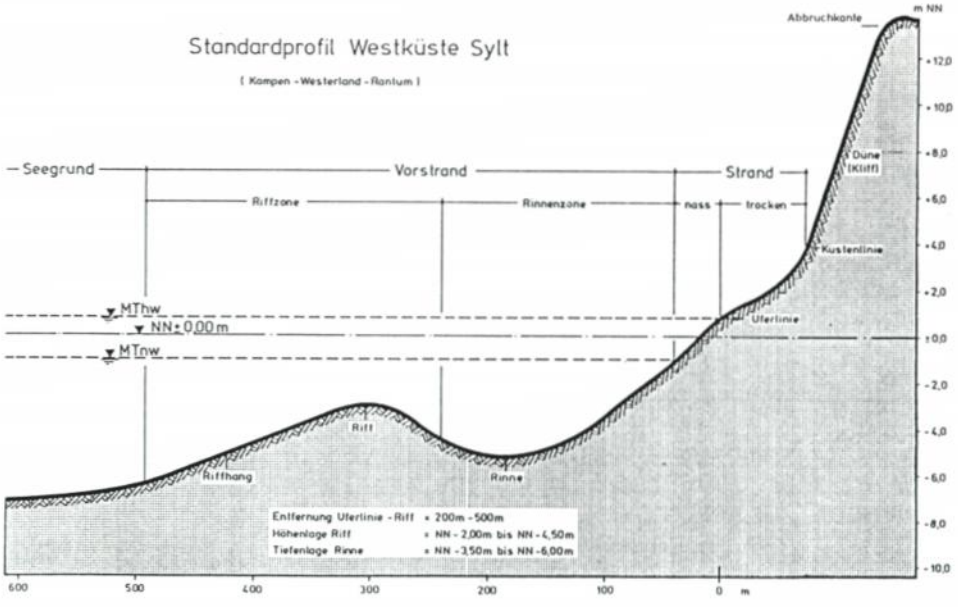


Abb. D 10. Standardprofil Westküste Sylt mit Strand, Rinne, Riff [41]

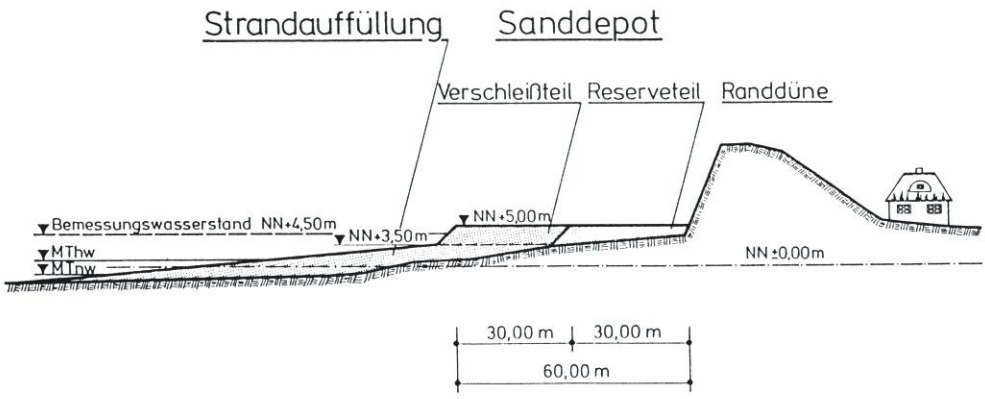


Abb. D 11. Regelprofil der Vorspülkörper zur Sicherung der abbruchgefährdeten Dünen und Kliffs an der Westküste der Insel Sylt [41]

und in dem Vortrapptief am Südende der Insel abgelagert bzw. in die Seegaten transportiert, womit der Sand dann dem Sedimenthaushalt der Insel endgültig verlorengeht [64]. Aus den mittleren Abbruchraten 1952–1984 der Abb. D 9 kann eine mittlere jährliche Abbruchmenge von etwa 1,4 Mio. m^3/Jahr errechnet werden [41].

Im Mittelabschnitt der Westküste ist ein dynamisches Profil aus Strand, Rinne und Riff vorhanden (Abb. D 10). Das Riff dämpft die Strandbrandung. Rifflücken, die über längere Zeit bestehen, verstärken die Strand- und Vorstrandausräumung (s. a. Abb. D 46).

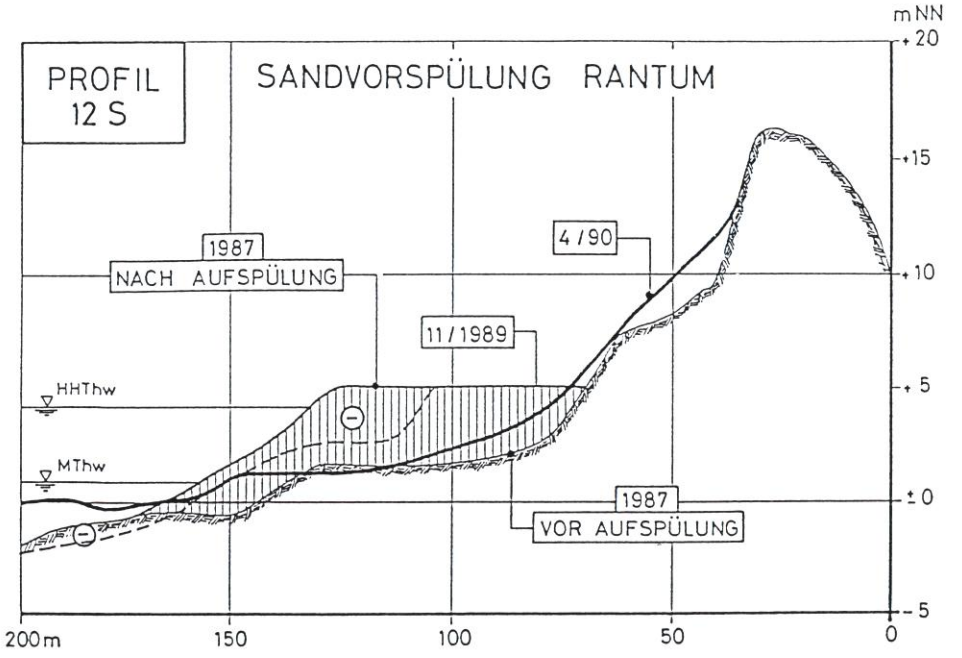


Abb. D 12. Ausräumung des Aufspülprofils Rantum zwischen 1987 und April 1990

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

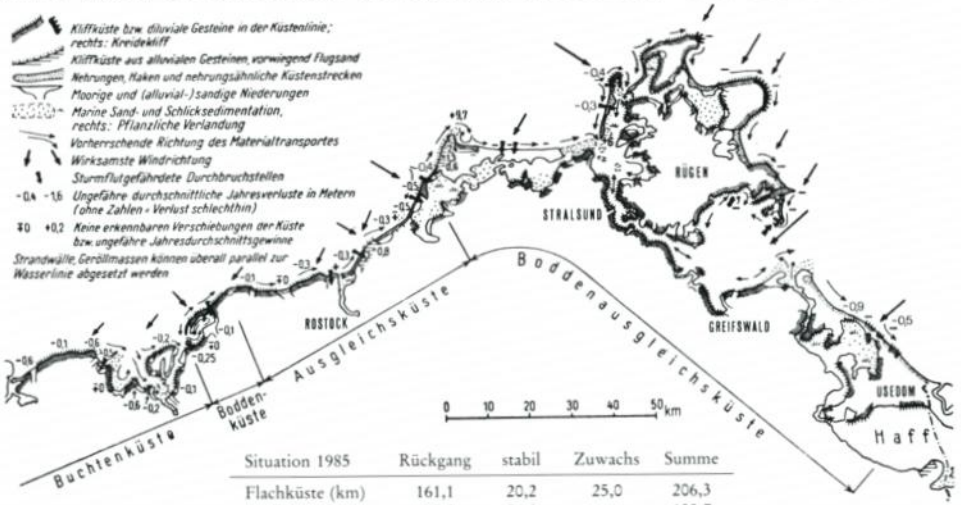
3.2.2.2 Vorspülung zur Sicherung von Dünen, Kliffs und Schutzwerken

Nach dem Fachplan „Küstenschutz Sylt" soll dem Abbruch der Westküste Einhalt geboten werden durch ausreichend dimensionierte Sandvorspülungen. Nach ersten Erfahrungen wurde die Vorspülgeometrie gem. Abb. D 11 gewählt [41]. Wie weit dieses Profil im Zeitraum 1987 bis Ende 1989 während einer relativ sturmflutarmen Zeit ausgeräumt wurde, zeigt Abb. D 12 ebenso wie die starken Sandverluste durch die außergewöhnliche Sturmflutserie im Januar/Februar 1990. Selbst das Reserveteil des Depots wurde nahezu vollständig ausgeräumt. Der Sandverlust übertraf die Vorausschätzungen, aber das Ziel „Vermeidung weiteren Randdünenabbruchs" war weitgehend erfüllt. Eine Optimierung der Vorspülkörper ist Inhalt eines umfassenden Forschungsvorhabens. Als Kriterium für weitere Vorspülungen gilt die jeweilige Erhaltung eines ausreichenden Sanddepots.

3.2.3 Tidefreie Küste von Mecklenburg-Vorpommern

3.2.3.1 Örtliche Gegebenheiten

Die 340 km lange Außenküste von Mecklenburg-Vorpommern besteht aus 206 km Flachküste und 134 km Steilküste. Lage und Gliederung der Küstenabschnitte sowie deren Exposition zur Belastung führen zu negativem Sedimenthaushalt und Küstenrückgang auf 70 % der Gesamtlänge (240 km), davon ist die Flachküste mit 160 km betroffen. Abb. D 13 zeigt die Haupttransportrichtungen und die durchschnittlichen Rückgangsgeschwindigkeiten. Die Hochwasserschutzanlagen an den Flachküsten, die aus Dünen oder aus Kombinationen von Dünen und Deichen mit dazwischenliegendem Busch- und Waldstreifen bestehen, erfahren auf Grund des Sandmangels und des Rückgangs eine ständige Schwächung, wobei immer wieder das erforderliche Sicherheitsmaß unterschritten wird. Die in Abb. D 13



Situation 1985	Rückgang	stabil	Zuwachs	Summe
Flachküste (km)	161,1	20,2	25,0	206,3
Steilküste (km)	77,5	56,2	–	133,7
Summe (km)	238,6	76,4	25,0	340,0
Verteilung (%)	70	23	7	100

Abb. D 13. Karte zur Dynamik der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern [77]

eingetragenen Durchbruchstellen, die in der Vergangenheit bei schweren und sehr schweren Sturmfluten auftraten, belegen die Gefahrensituation.

Zur Sicherung der Küste mit ihrer derzeitigen Nutzung ist die künstliche Sandzufuhr unerläßlich. Insgesamt sind in den 24 Jahren von 1967 bis 1991 rund 6,5 Mio. m^3 Sand von See her aufgespült worden, d. h. i. M. rund 270 000 m^3 jährlich, das sind eine oder zwei Aufspülungen pro Jahr (Abb. D 14). Als mittlere Einbaumenge wurde bisher 125 m^3/lfd.m Küste verwendet; bei insgesamt 6,5 Mio. m^3 Spülsand sind dies 52 km Einbaulänge. Die Aufspülungen sind nahezu ausnahmslos durch Buhnen in ihrer Lagestabilität und Wirkungsdauer unterstützt worden. Als mittleres Zeitintervall für Wiederholungsaufspülungen gilt 6 oder 7 Jahre. Durch die notwendigen Wiederholungen beträgt die bespülte Küstenlänge weniger als 40 km. Die Flachküste von Mecklenburg-Vorpommern wird auf 167 km durch Dünen geschützt; die Aufspülungen sind Grundlage der Dünenwiederherstellung in den Abschnitten mit derzeitig erkennbarer Durchbruchgefährdung bei schweren und sehr schweren Sturmfluten.

3.2.3.2 Aufspülung und Dünenwiederherstellung

Bei beiden Schutzsystemen – alleinige Düne (Abb. D 15) oder Kombination von Düne und Deich mit dazwischenliegendem Busch- und Waldstreifen (Abb. D 16) – spielt der Sedimenthaushalt die entscheidende Rolle, um den Belastungen bei Sturmfluten zu widerstehen. Auf Grund der verbreiteten negativen Sedimentbilanz auf 70 % der Küstenstrecke ist ein mächtiges natürliches Dünenmassiv kaum anzutreffen. Vielmehr wird mit technischen Mitteln der vorhandene Sand zu einem Dünenkörper geformt (regulierte Düne), bei dem eine

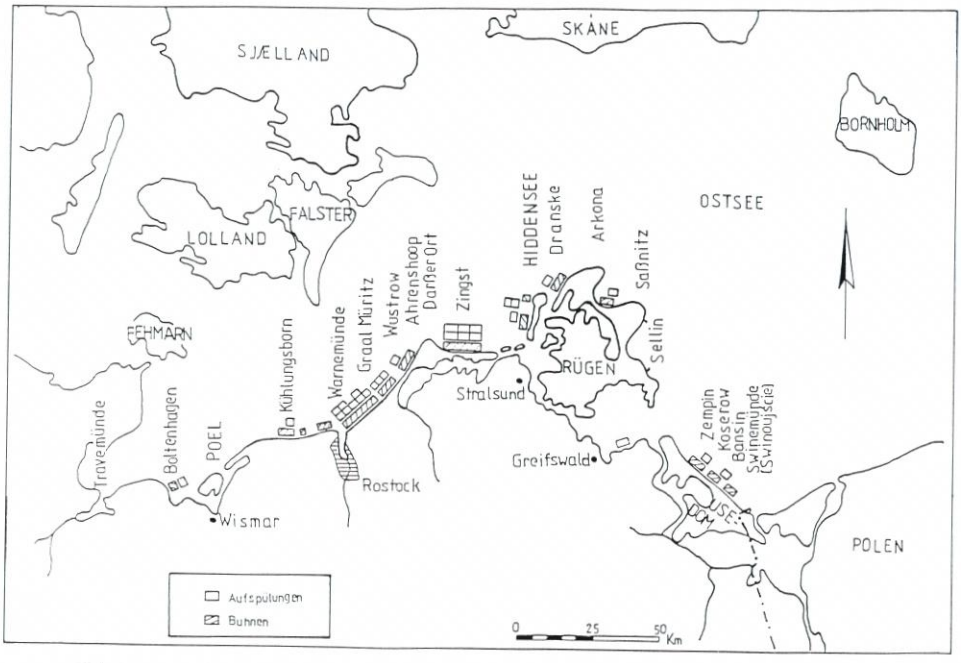


Abb. D 14. Aufspülungen an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern (Lageplan)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Kronenhöhe von 3,5 m und Kronenbreiten von ca. 45 m angestrebt werden, um bei sehr schweren Sturmfluten Sicherheit zu gewähren. Leichte Sturmfluten und Küstenrückgang schwächen den Dünenkörper, abschnittsweise werden Kronenbreiten von nur 50 % der Ausgangswerte angetroffen. Aufspülungen zur Sandanreicherung des Vorlandes und zur seewärtigen (teils auch landwärtigen) Verstärkung der Düne bis über das Ausgangsmaß hinaus (mit Verschleißteil) werden ausgeführt (Abb. D 15/1 bis D 15/3). Läßt es die Hinterlandsituation zu (keine Bebauung), verlagert sich langfristig die Düne mit dem Rückgang der Uferlinie landwärts bei etwa gleichbleibenden morphologischen Verhältnissen. Das Schutzsystem kann mit Hilfe der Aufspülungen dauerhaft betrieben werden, jedoch sind die stabilisierenden Einbauten in See den durch Uferlinienrückgang veränderten Verhältnissen anzupassen, sollen sie ihre Wirkung erbringen.

Anders bei dem kombinierten System Düne-Wald-Deich. Strand, Düne und Wald müssen im Falle einer schweren Sturmflut die Energie dämpfen, da der Deich nur eine Grasdecke und niedrige Kronenhöhe besitzt. Hier sind Dünenkronenbreiten von 20 bis 25 m und Waldbreiten von 100 m angestrebt. Der Küstenrückgang bei negativem Sedimenthaushalt reduziert diese Breiten, so daß im Belastungsfall der Grasdeich überlastet würde und die Gefahr des Durchbruchs bestünde. Die Aufspülung verstärkt die Düne seewärts (einschließ-

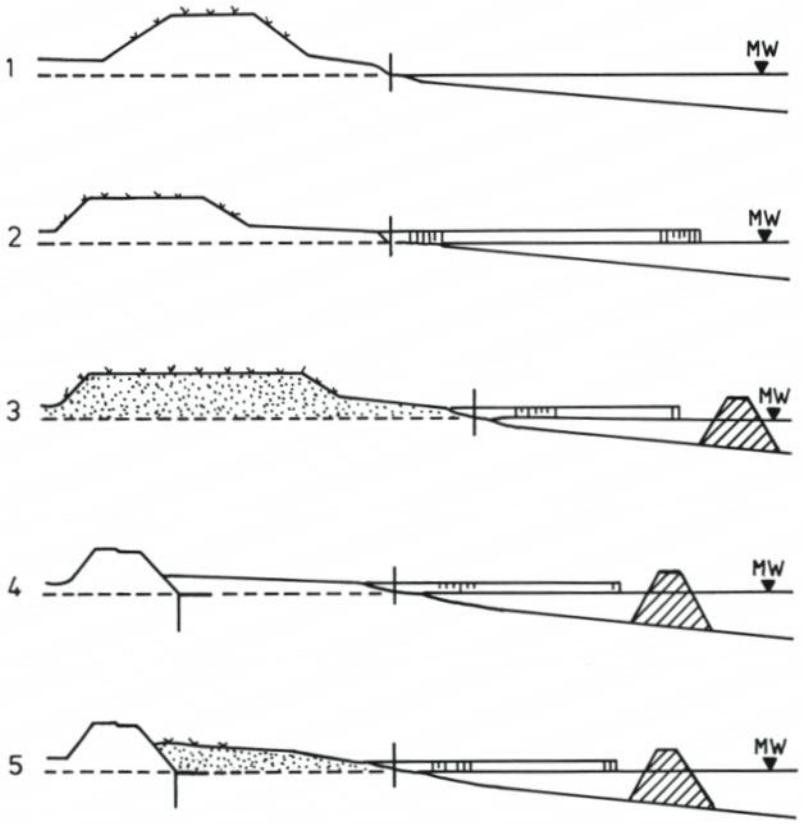


Abb. D 15. Schutzsysteme an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern – Küsten- und Hochwasserschutz an Flachküsten auf der Grundlage von Dünen verbunden mit Einbauten auf der Schorre

lich Verschleißteil), kann aber die Waldbreite nicht wieder erwirken (Abb. D 16/1 bis D 16/3). Erreicht der Wald eine wirkungslose Breite (etwa kleiner als 25 m), so werden Düne und Deich durch Auffüllung zu einem gemeinsamen Sandkörper verbunden oder, falls die Hinterlandsituation dies erlaubt, wird das kombinierte System landwärts neu aufgebaut (Abb. D 16/5).

3.2.3.3 Aufspülung vor Längswerken von Dünendeichen

Bei beiden unter Abschn. 3.2.3.2 dargestellten Schutzsystemen gibt es in Siedlungsgebieten Küstenabschnitte, wo Bebauung die Rückverlegung der Anlagen unterbindet. Sowohl die Düne als auch der Deich müssen dann Fuß-, Böschungs- und Kronenbefestigungen (Längswerke, Deckwerke, s. Empfehlungen E) erhalten (Abb. D 15/4 und Abb. D 16/4). Besonders bei den Dünendeckwerken in Abschnitten mit Küstenrückgang kommt es zu einer Steigerung der Belastungsgrößen und zu der Gefahr der Zerstörung. Aufspülungen müssen die Vertiefung am Bauwerksfuß ausgleichen und gegen Lee-Erosionen in den unverbauten Nachbarabschnitten einwirken (Abschn. 8, Beisp. 6).

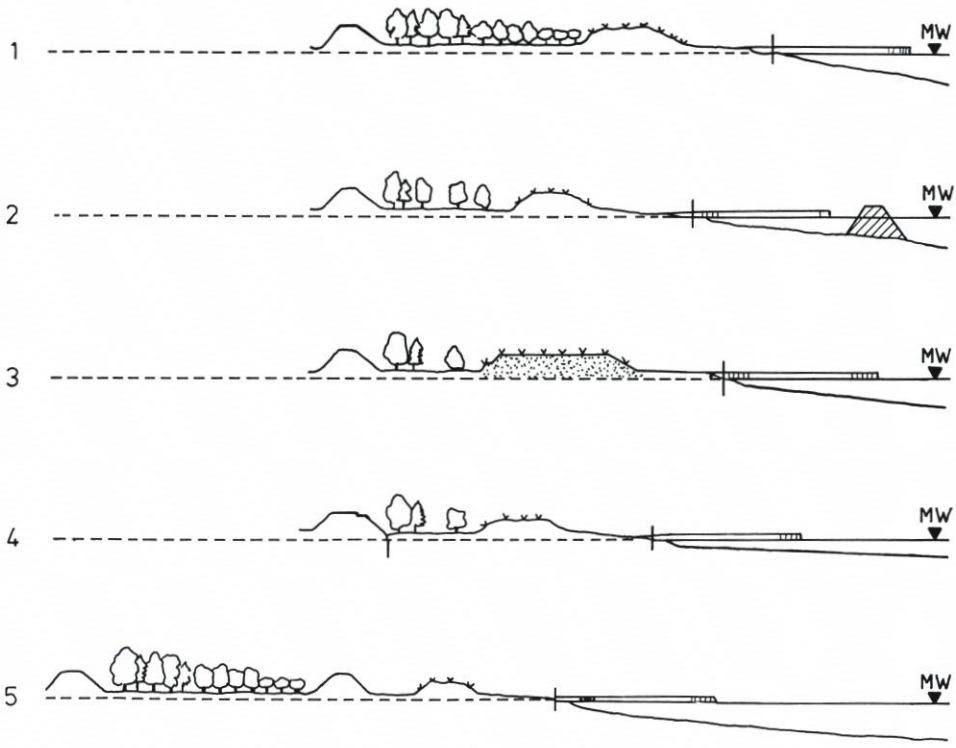


Abb. D 16. Schutzsysteme an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern – Küsten- und Hochwasserschutz an Flachküsten nach dem System Düne-Schutzwald-Deich verbunden mit Einbauten auf der Schorre

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

4. Voruntersuchungen

4.1 Hydromorphologische Gegebenheiten, Wiederholungsintervall

Wie bei jeder Planung von Küstenschutzmaßnahmen, so müssen auch für die Strandauffüllung die Daten über die hydrodynamische Beanspruchung bekannt sein bzw. ermittelt werden. Im Unterschied zu Bauwerkskonstruktionen erfährt aber der aufgefüllte Strand durch Brandungsbeanspruchung Veränderungen durch Umlagerungen quer und längs zur Küste. Andererseits wirkt der erhöhte und verbreiterte Strand im Sinne des „aktiven Küstenschutzes" und vermindert die Beanspruchung des dahinter liegenden Ufers.

Die natürliche langfristige Sandbilanz des zu schützenden Strandabschnittes ist von grundlegender Bedeutung (s. Empf. A, Abschn. 6). Zu unterscheiden ist nach Stränden
- mit zeitweilig, ggf. periodisch auftretenden Phasen mit Sandmangel oder
- mit ständiger negativer Sandbilanz.

Phasen mit Sandmangel werden auf Teilabschnitten einiger Ostfriesischer Inseln jeweils beendet mit Platenanlandungen. Häufig drängt die sich auf den Strand schiebende Plate einen Strandpriel oder eine Strandbalje vor sich her, die kurzfristig zu stärkerer Strandabnahme führen [21].

Die kurz- und langfristigen Strandveränderungen werden erfaßt durch regelmäßige, bei starken Veränderungen zweimal jährliche Profilmessungen des Strandes und Vorstrandes. Dabei sind die angrenzenden Randdünen in mehrjährigem Abstand und bei den Vorstrandpeilungen ein etwa vorhandenes Riff-System mitzuerfassen. Auch flächenhafte Geländeaufnahmen sind geeignet. Die Langzeitentwicklung verdeutlichen Zeit-Weg-Diagramme gemäß Abb. D 4.

Tideströmungen und vor allem Brandungsströmungen bedingen den Küstenlängstransport des Sandes. Zur Beurteilung der Vorgänge sind von Bedeutung:
- Tidewasserstände einschl. der Ermittlung von Sturmflutverweildauer- und Sturmfluthäufigkeits-Analysen
- Seegangsdaten einschl. Wellenrichtung
- Windwerte zur Ermittlung der vorherrschenden Richtung und der Häufigkeit von Starkwinden und Stürmen sowie ggf. für die Abschätzung eines äolischen Sandtransportes
- Untersuchung von Tideströmungen
- Ermittlung des Energieflusses am Strand und des Sandtransportes nach Menge und Richtung (s. Empf. A Abschn. 6)

Die hydromorphologischen Gegebenheiten sind auch bedeutsam für die Abschätzung der Wiederholungsintervalle von Strandauffüllungen. Diese zu bestimmen, dienen die theoretischen Überlegungen über den Massenbedarf und das nicht zu unterschreitende Mindeststrandprofil für Strände mit ständiger Erosion sowie bei zeitweiligem Sandmangel die Erosionsraten aus früheren Erosionsphasen nach dem Zeit-Weg-Diagramm (s. Abb. D 4 und Abschn. 5.2.2.2).

4.2 Kriterien für die Auswahl des Auffüllmaterials

Für die Auswahl des zu verwendenden Materials sind folgende Kriterien maßgebend:
- Kornverteilung und Kornform des vorhandenen Strandmaterials,
- die Verfügbarkeit von Material in ausreichender Menge und in günstig gelegenen Lagerstätten,

– die Wirtschaftlichkeit der Gewinnung und des Transportes.

Je nach der Zielsetzung der geplanten Auffüllung und den besonderen örtlichen Verhältnissen sind unter Beachtung dieser Kriterien Entscheidungen nach Optimierungsprinzipien zu treffen. Hierbei gilt folgendes allgemein:

- Stark schluffhaltige Sande sind für Strandauffüllungen an Brandungsküsten ungeeignet, da sie hohe Spülverluste aufweisen, sehr flache Strandprofile und hohe Verlustraten ergeben.
- Mittelsandhaltige Feinsande eignen sich zwar hervorragend für hydraulische Förderung und Transport, ergeben jedoch ebenfalls noch ein flaches und damit im allgemeinen ungünstiges Strandprofil. Sie bilden jedoch vielfach das einzige mit vertretbarem Aufwand gewinnbare Material.
- Körnungen im Bereich der Mittelsandfraktion sind für Auffüllungen gut geeignet. Es handelt sich hierbei außerdem um ein Material, das in den pleistozänen Ablagerungen des deutschen Küstengebietes verbreitet in großen Mengen zur Verfügung steht.
- Grobsande und Kiese können nur in besonderen Fällen für Strandauffüllungen verwendet werden. Sie bilden ein verhältnismäßig steiles Strandprofil aus, stehen an den deutschen Küsten nur begrenzt in natürlichen Lagerstätten zur Verfügung und eignen sich auch weniger gut für die Förderung in Rohrleitungen.
- Das für die Auffüllung verwendete Material sollte, soweit keine anderen Kriterien maßgebend sind, geringfügig grobkörniger sein als das vorhandene Strandmaterial; es sollte aber nicht allzu sehr vom natürlichen Kornaufbau des betreffenden Küstenabschnittes abweichen.

4.3 Erkundung von Lagerstätten

Die Wirtschaftlichkeit einer Strandauffüllung hängt entscheidend von der Verfügbarkeit geeigneten Materials ab. Lagerstätten sind daher bereits in einem frühen Stadium der Voruntersuchung zu erkunden.

Unabhängig von der erst später zu treffenden Entscheidung über das Einbauverfahren sollten Verbreitung, Mächtigkeit und Überdeckung des geeigneten Bodenmaterials (s. Abschn. 4.2) in der weiteren Umgebung des betreffenden Küstenabschnitts erfaßt werden. Die Untersuchung sollte mögliche Lagerstätten an Land als auch im angrenzenden Seegebiet einschließen (s. Abschn. 4.4).

Grundlagen dieser „Lagerstättenstudie" bilden geologische Karten, Bohrungen oder Kartierungen. In der Regel sind zusätzliche Erkundungsbohrungen erforderlich. Sie werden zunächst in einem weitmaschigen Raster angesetzt. Um den Untersuchungsaufwand zu begrenzen, müssen vor der Planung eines engmaschigen Bohrprogramms zur Festlegung und Begrenzung des Entnahmebereichs zunächst Entscheidungen über das zu wählende Gewinnungs-, Transport- und Eingabeverfahren getroffen werden (s. Abschn. 6.1).

Bei Entnahmen im Watt- und Seegebiet sind neben ökologischen Aspekten die möglichen Beeinflussungen auf die morphologische Entwicklung sowie auf die Schiffahrt abzuschätzen. Bei einer Sandentnahme in einem bei Normaltiden oder nur bei Sturmtiden überflutbaren Randbereich einer Insel oder Küstenstrecke bedarf die künftige Entwicklung insofern einer besonderen Untersuchung, als das Ein- und Ausströmen des Wassers zur Ausräumung von sich ständig vergrößernden Prielen führen kann (s. Abschn. 8, Beisp. 2).

Bei der Festlegung der Sandentnahme sind die ökologischen Gegebenheiten in möglichen Entnahmegebieten vergleichend zu bewerten (s. Abschn. 4.4). Auch sind die Festlegungen der Naturschutzgesetze und der für das Wattgebiet ggf. geltenden Nationalparkverordnung zu beachten. Ferner ist die künftige Entwicklung der Entnahmestelle abzuschätzen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Bei einer Entnahme im Binnenland sind ggf. ergänzende Maßnahmen nach einem landschaftspflegerischen Begleitplan durchzuführen. Dieser ist im Rahmen der erforderlichen Bodenabbaugenehmigung nach dem Naturschutzgesetz aufzustellen.

4.4 Ökologische Randbedingungen

Natur und Umwelt sollten bei Sandvorspülungen möglichst weitgehend geschont werden. Wie bei allen größeren Erdbewegungen lassen sich Eingriffe aber nicht völlig vermeiden. Ökologische Beeinträchtigungen können entstehen
- auf den Entnahme- und Aufspülflächen
- an Übergabestellen
- in Rohrleitungstrassen
- durch die Nebenarbeiten (Einrichten, Spülfeldarbeiten)
- durch Geräte-Emission.

Entsprechend dem Gebot der Vermeidung von Eingriffen sind für die o. g. Bereiche Variantenuntersuchungen auch im Hinblick auf die Umweltverträglichkeit durchzuführen.

Diese Untersuchungen müssen in geeigneter Weise die Bewertung von Eingriffen, soweit sie sich nicht vermeiden lassen, ermöglichen. Eingriffsminimierungen können nach Auswertung dieser Untersuchungen durchgeführt werden bei der Wahl des Entnahmegebietes, bei der Wahl der Fördertechnik und durch möglichst schonende Durchführung der Spülfeldarbeiten auf dem Strand. Auch die Baustellentransporte an Land und die Einrichtung und Vorhaltung von Lagerplätzen sind unter dem Gesichtspunkt der Eingriffsminimierung durchzuführen. Bei Sandentnahmen aus Wattgebieten ist deren besonderer Schutz (z. B. Nationalpark) zu berücksichtigen.

Wo es sich anbietet, sollte auch die Verwertung von anfallendem Baggergut aus anderen Maßnahmen, wie z. B. Hafen- oder Hafenzufahrtsbaggerungen, in Erwägung gezogen werden, selbst wenn sich dadurch längere Transportwege ergeben sollten.

5. Planung von Strandaufspülungen

5.1 Materialeigenschaften und Strandprofil

5.1.1 Beziehung zwischen Strandneigung und Korngröße

Das Profil eines Brandungsstrandes wird durch die hydrodynamischen Kräfte und die Eigenschaften des Strandmaterials geprägt (s. Empf. A, Abschn. 6). Die Strandneigung ändert sich mit dem mittleren Korndurchmesser des Sandes. Ein straffer Zusammenhang besteht jedoch nicht, so daß nur Größenordnungsangaben gemacht werden können (Tab. D1). Zu berücksichtigen sind besonders die Profilumformungen bei starkem Wellenangriff und höheren Wasserständen (Sturmfluten). Sie führen zur Abflachung des Strandprofils, wobei Material aus dem oberen Strandbereich – auch aus Dünen- und Klifferosion – abgetragen und im unteren Strandbereich oder auf dem Vorstrand abgelagert wird. Unter Schönwetterbedingungen, d. h. bei normalen Wasserständen und vorwiegend brandenden flachen Dünungswellen, bilden die bei Sturmfluten abgeflachten Strände in der Regel wieder steilere Profile aus (s. Empf. A, Abschn. 6).

Diese für den Entwurf einer Strandaufspülung wichtigen Zusammenhänge sind möglichst

an Hand der Ergebnisse der örtlichen Untersuchungen (s. Abschn. 4.2) abzuleiten oder zu überprüfen. Falls dafür keine ausreichenden Grundlagen zur Verfügung stehen, können die Daten der Tabelle D 1 verwendet werden.

Tabelle D 1. Mittlere Neigung von Brandungsstränden (Tidebereich)

Mittlerer Korndurchmesser (mm)	Geringer Wellenangriff (Sommerprofil)	Starker Wellenangriff erhöhte Wasserstände (Sturmflutprofil)
0,2	1:50 bis 1:100	1:50 bis 1:100
0,3	1:25 bis 1: 50	1:45 bis 1: 55
0,4	1:15 bis 1: 25	1:40 bis 1: 45
0,5	1:10 bis 1: 15	1:35 bis 1: 40

(Oberhalb MThw kann die Neigung für diesen Korngrößenbereich etwa mit 1:30 bis 1:40 angenommen werden.)

5.1.2 Beziehung zwischen Spülfeldneigung und Korngröße

Bei Sandaufspülungen mit hydraulischen Fördersystemen stellen sich im Spülfeld Neigungen ein, die im wesentlichen von der Kornverteilung und der Gemischkonzentration des Spülguts abhängen. Daneben sind Förderleistung und hydraulische Bedingungen am Rohrauslauf von Einfluß.

Sobald das Gemsich aus dem Spülrohr austritt, verringert sich die Geschwindigkeit wesentlich, und 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 Rohrauslauf hängt erfahrungsgemäß ab

- von der Geschwindigkeit, mit der das Gemisch austritt,
- von der Art des Rohrauslaufs (voller Rohrauslauf, vorgehängte Prallstücke, geschlitzte Rohre),
- von der Bodenart. (Kiese und Sande lagern sich mit fallender Spülfeldgeschwindigkeit ab),
- vom Spülen über oder unter Wasser,
- vom Gemischverhältnis (Wasserzusatz kann die Böschungsneigung verflachen).

Die steilste Böschung, die Kiese oder Sande in natürlicher Schüttung annehmen können, wird als natürlicher Böschungswinkel bezeichnet, der etwa dem Reibungswinkel ϱ der Bodenmechanik in lockerster Lagerung entspricht. Bei Wasserzusatz verringert sich der Böschungswinkel auf mind. $\varrho/2$, wenn der Boden wassergesättigt ist und der innere Wasserstrom parallel zur Böschung läuft [6].

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Für einen Spüldurchmesser von etwa 0,5 m kann als Anhalt von den Daten der Tabelle D 2 ausgegangen werden.

Tabelle D 2. Durchschnittliche Spülfeldneigung in Abhängigkeit von der Korngröße

Über Wasser:	Feinsand	1:100 und mehr
	Mittelsand	1: 50
	Grobsand	1: 25
	Kies	1: 6 bis 1:10
Unter Wasser:	Fein-/Mittels.	1: 5 bis 1: 8
(still)	Grobsand	1: 3 bis 1: 4
	Kies	1: 2
Unter Wasser:	Fein-/Mittels.	1: 10 bis 1:28
(bewegt bis starker Strom	Grobsand	1: 4 bis 1:10
bzw. Seegang)	Kies	1: 3 bis 1: 6

Spülgutausläufe über Wasser ergeben bei gleichem Material sehr viel flachere Neigungen als die in Tab. D 1 angegebenen natürlichen Strandneigungen. Beim Spülfeldauslauf unter Wasser sind sie steiler. Diese Zusammenhänge sind bei der Planung zu berücksichtigen. Die in der natürlichen Spülfeldneigung entstandenen Profile werden sich innerhalb verhältnismäßig kurzer Fristen entsprechend den Strandneigungen in Tabelle D 1 umformen.

5.2 Ausbildung von Aufspülkörpern

5.2.1 Zum Verhalten einer Strandaufspülung

Mit einer Strandaufspülung als einer flächenhaften Maßnahme soll einer erodierenden Strandstrecke ein Sandvorrat zugeführt werden, der für eine bestimmte Zeit diese Küstenstrecke stabil erhält. Wie lange die Wirkung der Strandaufspülung anhält, ist außer von dem Aufspülmaterial vor allem von dem Wellenklima abhängig. Das Wellenklima wiederum ist nicht allein durch die Wasserstände und die damit verbundenen Wellenhöhen und -perioden sowie deren Verweilzeiten bedingt, sondern vor allem durch die Wellenangriffsrichtungen; die größten Sandverluste an Aufspülstrecken werden durch diejenigen Wellenangriffsrichtungen verursacht, die mit ihren Brandungsströmungen den größten küstenparallelen Sandtransport erzeugen [12]. Hierzu wird auf die theoretischen Betrachtungen zur Sandbewegung in Empf. A, Abschn. 6, verwiesen.

Der normale Querschnitt einer flächenhaften Strandaufspülung unmittelbar nach dem Spülvorgang entspricht vielfach der schematischen Darstellung auf Abb. D 17. Darin wird angedeutet, daß die natürlich vorhandenen Strandneigungen sowohl oberhalb als auch unterhalb der Uferlinie (Schnittpunkt des Strandes mit der MW- oder MTnw-Linie) meist steiler als die des freien Spülstrandes sind. Der relativ steile Unterwasserhang unterhalb der Uferlinie wird durch Wellen und Strömungen allmählich umgeformt bzw. abgetragen.

Die Veränderung des vorhandenen Strandprofils durch eine Strandaufspülung entsprechend Abb. D 17 bedeutet immer eine Störung, die um so größer ist, je größer die Vorspülmasse je lfdm. Strandbreite wird; entsprechend der Größe der Störung wird auch der Abtrag durch Wellen und Strömungen verstärkt. Nach FÜHRBÖTER [29] führt dies in Analogie

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

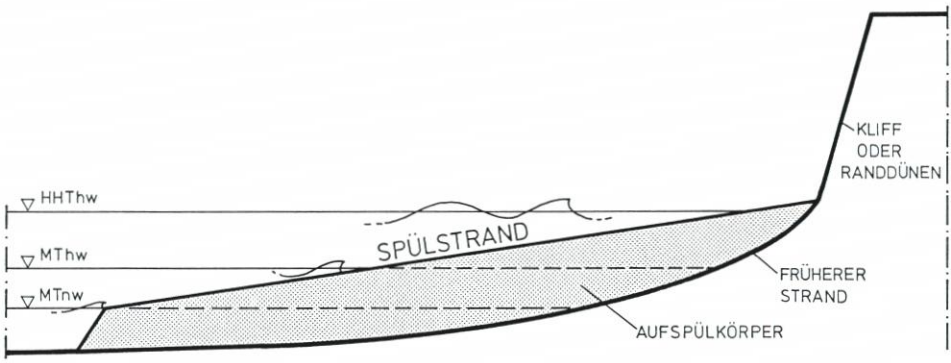


Abb. D 17. Schematische Darstellung des Querschnittes einer Flächenvorspülung (überhöht)

zu dem Gesetz des radioaktiven Zerfalles zu einer Abnahme der Spülmenge nach der Beziehung

$$V = V_o \cdot 2^{-t/t_H} \tag{2}$$

mit V = der Spülmenge als Funktion der Zeit, V_o = der ursprünglichen Spülmenge und t_H = der Halbwertszeit als der Zeit, nach der noch gerade die Hälfte der ursprünglichen Spülmenge V_o vorhanden ist (Abb. D 18).

Es wird hierbei vorausgesetzt, daß die Srömungen oder die Wellenenergien sich gleichmäßig auf die Zeit verteilen. Da dies aber erfahrungsgemäß nicht der Fall ist, muß die Zeit durch geeignete Summenfunktionen der Wellenenergien oder der Verweilzeiten von Sturmfluten in bestimmten Höhenbereichen [30] ersetzt werden; auch die Zahl der Sturmfluten oberhalb bestimmter Höhen (Indikatorhorizonte) kann als Maß für die Wellen- und Strömungsbelastung herangezogen werden.

Diese Zusammenhänge zwischen Aufspül- und Verlustvolumina können durch eine log-lineare Funktion beschrieben werden [29, 32]. An Beispielen der wiederholten Strandaufspülungen Norderney bzw. Sylt haben KUNZ [48] bzw. RAUDKIVI [66] aufgezeigt, daß nur der anfängliche Verlust durch eine log-lineare Funktion beschrieben werden kann. Bei der Betrachtung längerfristiger Zeiträume weicht der Abbau des Aufspülvolumens dV/dt jedoch erheblich von dieser Funktion ab.

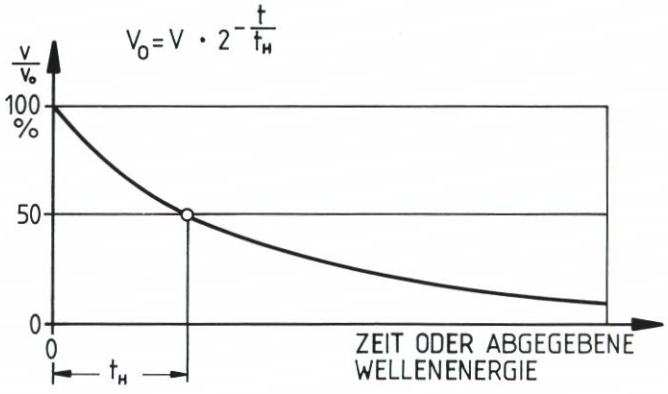


Abb. D 18. Normalverhalten einer Vorspülung (schematisch)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Im Vergleich zu einer flächenhaften Strandaufspülung (Abb. D 17) wird bei einer lokalen Aufspülung in Form eines Depots ein Sandkörper an einer bestimmten Stelle des Strandes in einer bestimmten Form so eingespült, daß die vorherrschenden Wellen- und Strömungseinflüsse den Sand an die zu schützenden Uferstrecken fördern. Dies hat den Vorteil, daß der Sand dort von vornherein in einem strandgerechten Profil abgelagert wird, die Störwirkung eines flächenhaft angelegten Aufspülkörpers also vermieden wird. Außerdem kann ein solcher Depotkörper derart angelegt werden, daß u. U. sogar noch Zusatzsand aus der natürlichen Sandbewegung eingefangen wird. Dies setzt allerdings eingehende wissenschaftliche Untersuchungen voraus (s. Abschn. 5.2.2.3 und Abb. D 27 oben und D 28).

Eine Untersuchung der Massenbilanz zu den Strandaufspülungen am Westkopf von Norderney (Abb. D 38) verdeutlicht die schnelle Abnahme des Spülkörpers unmittelbar nach den Aufspülungen. Bei vorgegebenem Spülmaterial ist eine Minimierung des langzeitigen Massenbedarfs möglich, wenn die Sandvorspülung jeweils erst erfolgt,

- wenn das gerade noch vertretbare Mindestprofil erreicht worden ist oder im kommenden Winter unterschritten zu werden droht und
- wenn die jeweiligen Vorspülmengen möglichst klein gehalten werden.

Eine jährliche Aufspülung einer geringen Aufspülmenge aber ist aus wirtschaftlichen Gründen nicht vertretbar, wie [26] für Norderney zeigt. Bei den wirtschaftlichen Vergleichen ist die baubetriebliche Regel zu beachten, daß der Einheitspreis um so höher wird, je geringer die Aufspülmenge ist. Dies hängt von den Kosten der Baustelleneinrichtung und -räumung und des Rohrleitungsbaus ab, die wiederum eng mit dem Einbauverfahren zusammenhängen. Bei geringen Vorspülmengen sind daher relativ kleine Geräte wirtschaftlich, soweit sie für die im Entnahmegebiet herrschenden Seegangsverhältnisse geeignet sind. Aber auch die Kosten des Auftraggebers für Entwurf, Bauleitung und Abrechnung sind hierbei zu veranschlagen. Zu guter Letzt sind auch die durch jede Aufspülmaßnahme verursachten Störungen am Strand für Erholung und Fremdenverkehr mitzuwerten, so daß i. d. R. eine Wiederholung frühestens nach drei Jahren angestrebt werden sollte.

Von Bedeutung für die Lagestabilität des aufgespülten Sandes ist auch die Profilform. Je mehr sie einem natürlichen Strandprofil entspricht, desto geringer sind die Umlagerungen in der Anfangsphase (s. Abschn. 5.2.2.1 u. 5.2.2.2) [26]. Bei Anordnung eines Sanddepots auf dem oberen Strand ist zu beachten, daß die Höhe der Depotvorderkante begrenzt wird, damit es hier in Sturmfluten möglichst nicht zur Kliffbildung kommt.

5.2.2 Gestaltung des Aufspülkörpers im Tidegebiet

5.2.2.1 Profilneigung nach dem natürlichen Strandprofil

Nach DEAN kann das Gleichgewichtsprofil eines Strandes beschrieben werden durch die Potenzfunktion

$$h(y) = a\, y^{2/3} + b \qquad (7)$$

Darin sind: h = Strandhöhe, auf NN bezogen; y = Strandbreite, vom Nullpunkt bei h = MThw gemessen; a und b = Konstanten, von örtlichen Gegebenheiten abhängig (Abb. D 19) [43]. Für das Strandprofil in Buhnenfeld E_1–F_1 Norderney haben sich z. B. a zu −0,097 und b zu 1,15 ergeben. Aus diesem Ansatz können natürliche Neigungen berechnet werden.

Ein Vergleich der sich nach der Strandaufspülung Norderney 1989 entwickelnden Profilneigungen bestätigte die Anwendbarkeit des DEAN-Ansatzes. Für die Ausführung von

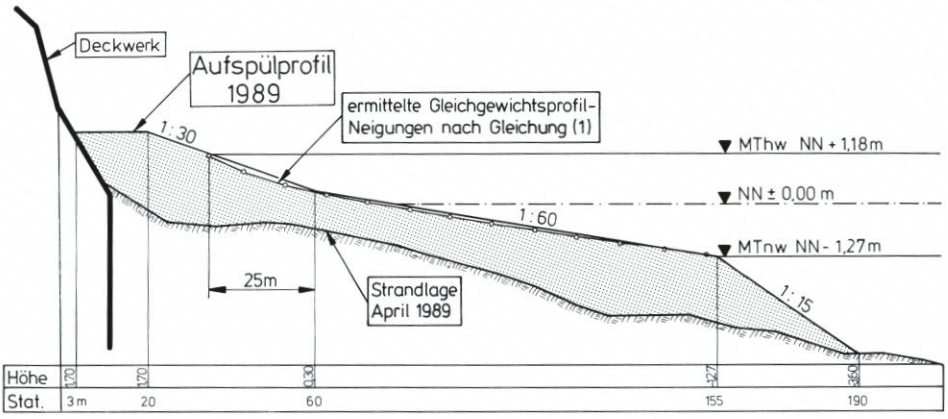


Abb. D 19. Natürliches Strandprofil nach der DEAN-Formel am Beispiel Norderney [43, 26]

Strandaufspülungen wird diese Profillinie durch angenäherte Geraden beschrieben. Diese natürliche Profilform führt in der Anfangsphase nach der Aufspülung zu den geringsten Umlagerungen. Bei Sturmfluten erfolgt die Umformung in niedrigere Profile.

5.2.2.2 Aufspülprofile ostfriesische Küste, Sylt, Ostseeküste

Auf der *ostfriesischen Insel Norderney* wird die Strandaufspülung wiederholt, wenn das Mindeststrandprofil unterschritten zu werden droht. Um bei der Strandauffüllung 1992 die natürlichen Strandneigungen möglichst weit in den Bereich des Vorstrandes hinaus erreichen zu können, wurde ein Profil entwickelt, das unterhalb NN −2,0 m eine Vorstrandaufhöhung nach dem Naturprofil mit der flachen Neigung von 1:45 vorsah. Da sich derart flache Neigungen unter Wasser wegen der sich einstellenden Spülfeldneigung (s. Tab. D2) nicht in üblicher Aufspülmethode herstellen lassen, wurde der Sand auf dem Vorstrand unter MTnw in Form von Sandhöften eingespült (s. Abb. D 20, D 21), die Seegang und Strömung flächenhaft verteilten. Die Wirkung dieser Vorstrandaufhöhung auf den späteren Strandabtrag wird zu untersuchen sein.

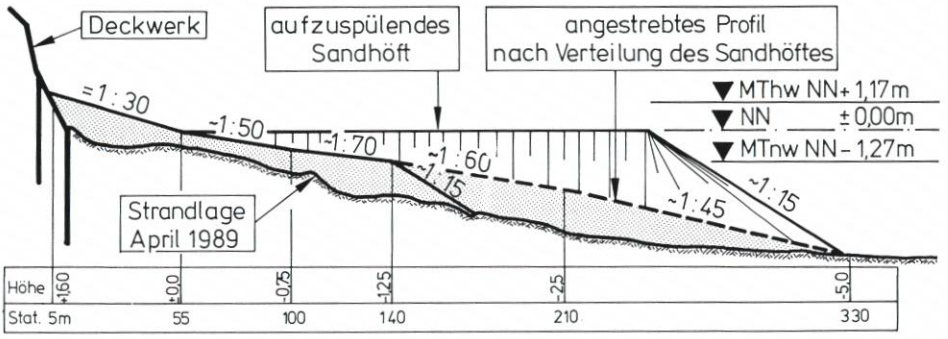


Abb. D 20. Regelprofil für die Strandaufspülung 1992 Norderney mit flach geneigtem Vorstrand nach natürlicher Umlagerung von auf den Vorstrand aufgespülten Sandhöften [26]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

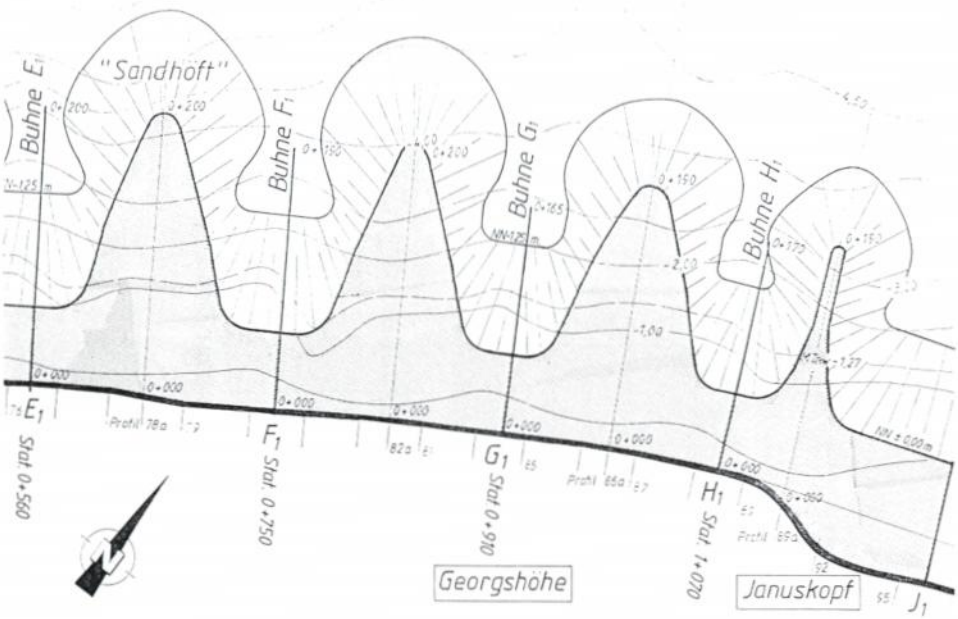


Abb. D 21. Aufgespülte Sandhöfte Norderney 1992 in der Draufsicht [26]

Die in Abschn. 3.2.1.3 für die *Ostfriesischen Inseln*, bei denen Erosionsphasen zwischen Platenanlandungen auftreten, entwickelte Methode geht von der regelmäßig vermessenen Strandbreite aus. Das entwickelte Mindeststrandprofil der kritischen Strandbreite b_{krit} ist erforderlich, um stärkere und bleibende Randdünenerosion zu verhindern. Als Ausgleich der bis zur nächsten Platenanlandung zu erwartenden Erosion ist dieses Profil um ein Vorsorgemaß zu erhöhen (Abb. D 22). Aus dem Zeit-Weg-Diagramm (Abb. D 4) kann dieses Vorsorgemaß an Hand der aufgetretenen Erosionsraten ermittelt werden. Diese betragen in dem dargestellten Beispiel zwischen 1934 und 1938 nahezu 0,5 m/Jahr [21].

Der Zeitpunkt etwaiger Platenanlandung kann mit Hilfe regelmäßiger Luftbildaufnah-

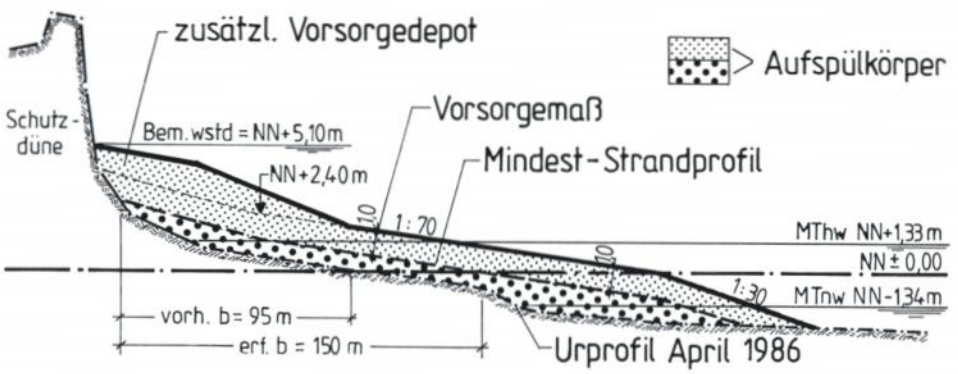


Abb. D 22. Bemessung des Aufspülprofils Langeoog 1987 aus Mindeststrandprofil, 1 m Vorsorgemaß und zusätzlichem Depot auf dem trockenen Strand [21]

men grob vorherbestimmt werden. Damit kann die Dauer der zu überbrückenden Unterversorgung abgeschätzt werden. Aus der ermittelten jährlichen Erosionsrate und der Zeitdauer der zu überbrückenden Unterversorgung läßt sich das Vorsorgemaß für die Überhöhung des Aufspülprofils ermitteln (s. a. Abschn. 8, Beisp. 2).

Das für die Insel Sylt entwickelte Profil besteht aus Strandauffüllung und Sanddepot. Es gliedert sich in Verschleißteil und Reserveteil von zunächst je 20 m Breite. Strand und Vorstrand unterliegen auch nach der Erhöhung und Verbreiterung dem Einfluß der normalen Tiden und Strömungen. Bei Sturmfluten wird der Verschleißteil des Sanddepots angegriffen und allmählich abgetragen. Dieser Abbruch kommt dabei dem Strand- und Vorstrandbereich zugute. Das Volumen des Verschleißteils ergibt sich aus der mittleren Erosionsrate des

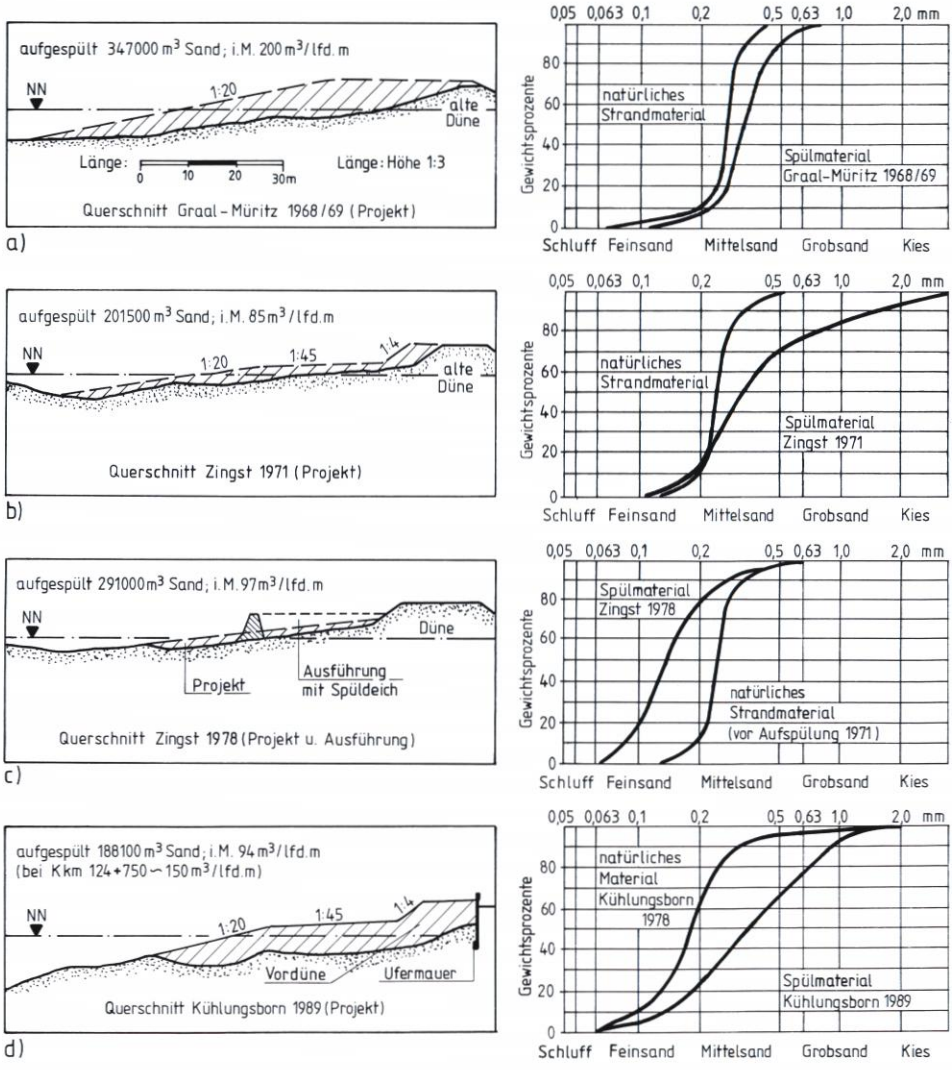


Abb. D 23. Geplante Querschnitte von Strandauffüllungen in Mecklenburg-Vorpommern nach dem Spülvorgang und der Profilierung durch Raupentechnik

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

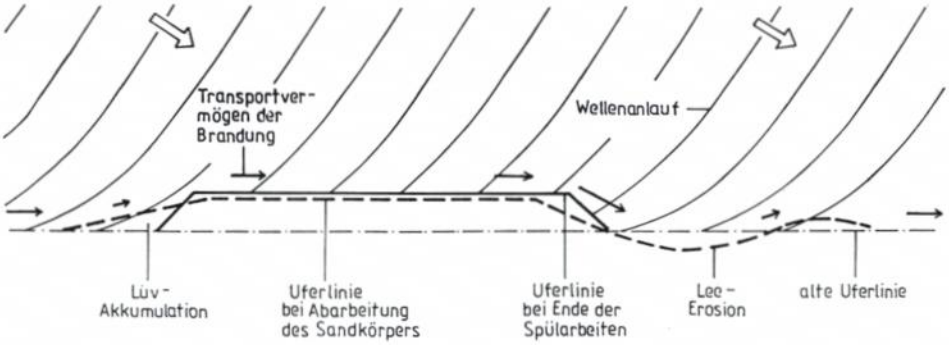


Abb. D 24. Uferlinienveränderungen bei Aufspülungen an der Ostseeküste (schematisch)

Küstenabschnittes und dem Intervall der Wiederholungsaufspülungen (Empf. A, Abschn. 6). Es sollte mindestens das Dreifache der Jahres-Erosionsmenge beinhalten.

Bei außergewöhnlich hoher Sturmflutintensität nach Höhe und Häufigkeit oder Verweildauer hoher Wasserstände kann wesentlich mehr als der Verschleißteil abgetragen werden. Um auch dann einen Abtrag von Randdüne oder Kliff zu vermeiden, ist ein Reserveteil vorgesehen. Eine größere Breite und geringere Bermenhöhe des Sanddepots bei gleichbleibendem Volumen führte zu geringeren Abbruchmengen. Der bei Sturmfluten unvermeidliche Kliffabbruch am Sanddepot nimmt nämlich mit der Kliffhöhe zu. Ihn zu minimieren und dabei die Brandung noch von der Randdüne oder dem natürlichen Kliff fernzuhalten, ergab als Weiterentwicklung des ursprünglichen Depotprofils von 1985 mit 40 m breitem Depot, dessen Oberfläche von NN +7,0 auf +8,0 m ansteigt, das breitere, aber weniger hohe Depotprofil nach Abb. D 11. Bei einer Bermenbreite von 60 m wurde die Bermenhöhe des Sanddepots mit 0,5 m über dem Bemessungswasserstand auf NN +5,0 m festgelegt.

An der tidefreien Ostseeküste erhalten die Strandauffüllungen in der Regel steilere Neigungen, wie die Beispiele der Abb. D 23 verdeutlichen. Die örtlichen Bedingungen und der fehlende Tidehub können sich auf die Profilentwicklung des Aufspülkörpers und seiner Nachbarbereiche besonders auswirken. Von Bedeutung ist in bestimmten Fällen (Hochwasserschutz durch Dünen) das Verhalten der unverbauten Nachbarstrecken von aufgespülten Küstenabschnitten. Der auf der ursprünglichen Strand- und Schorremorphologie aufgebaute Sandkörper wirkt trotz seiner „Natürlichkeit" wie ein Bauwerk. Besonders in der Anfangsphase seiner Wirkungszeit führt die in See vorragende Aufspülung zu Lee-Erosionen, die Hunderte von Metern ausgedehnt sein können (Abb. D 24). Mit der belastungsbedingten Ausbreitung des Sandmaterials verschwindet die Leewirkung.

5.2.2.3 Grundrißform

Eine lineare Vorspülung entsteht bei Herstellung des Regelprofils über die gesamte Vorspüllänge. Der im Grundriß als etwa rechteckig zu bezeichnende aufgespülte Sandkörper weist strandparallele Höhenlinien auf. Der durch die Aufspülung erhöhte und verbreiterte Strand wird wie zuvor von den Seegangskräften belastet und dabei erneut erodiert.

Um als zusätzliche Wirkung mit dem Vorspülkörper auch den Küstenlängstransport zu beeinflussen, kann die Grundrißform verändert werden (Abb. D 25) in die Form einer Buhne bzw. eines Höftes, also eines senkrecht zum Strand verlaufenden Spülkörpers. Dieser

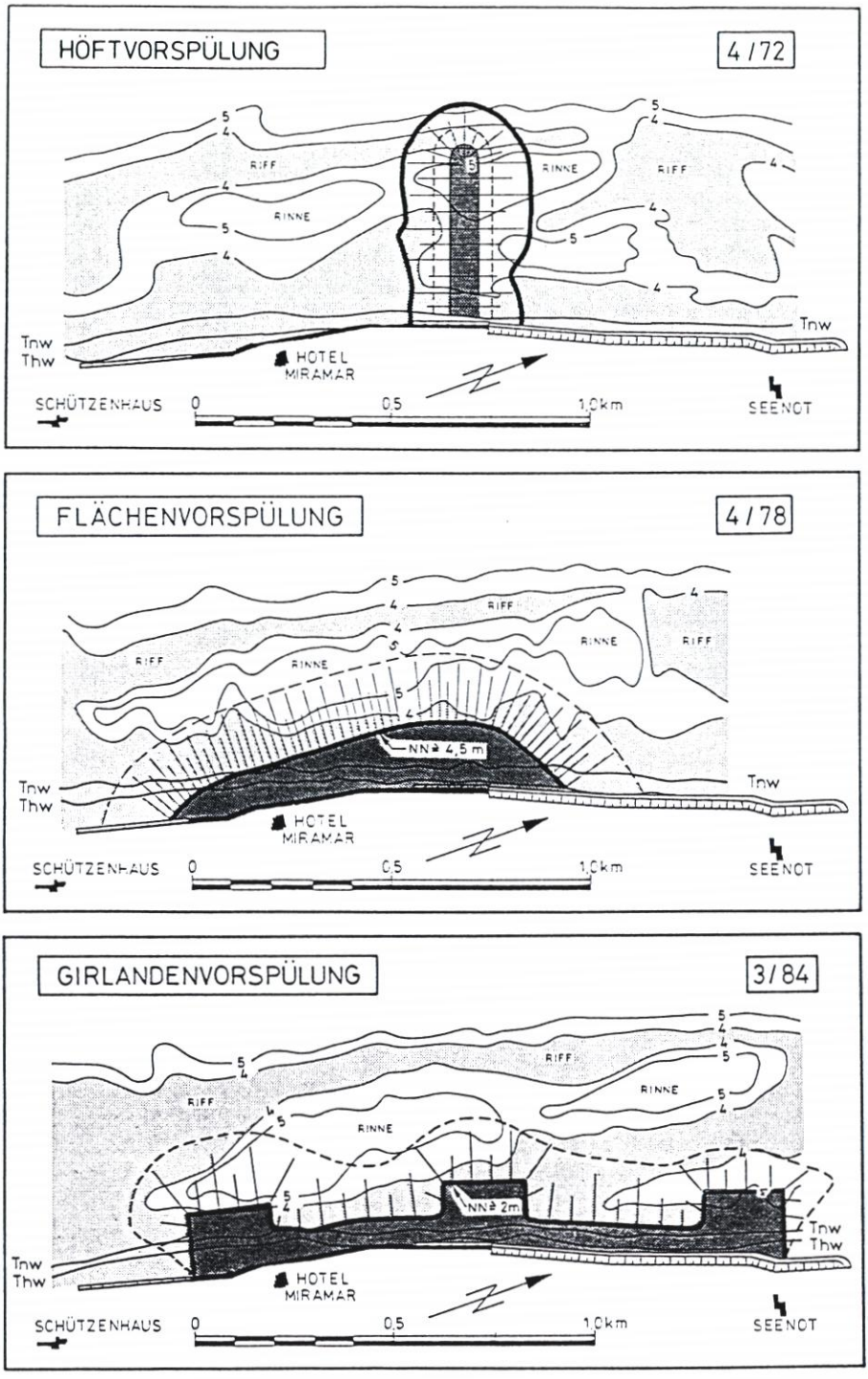


Abb. D 25. Grundrißformen für die Vorspülung vor Westerland/Sylt in den Jahren 1972, 1978 und 1984 [2]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

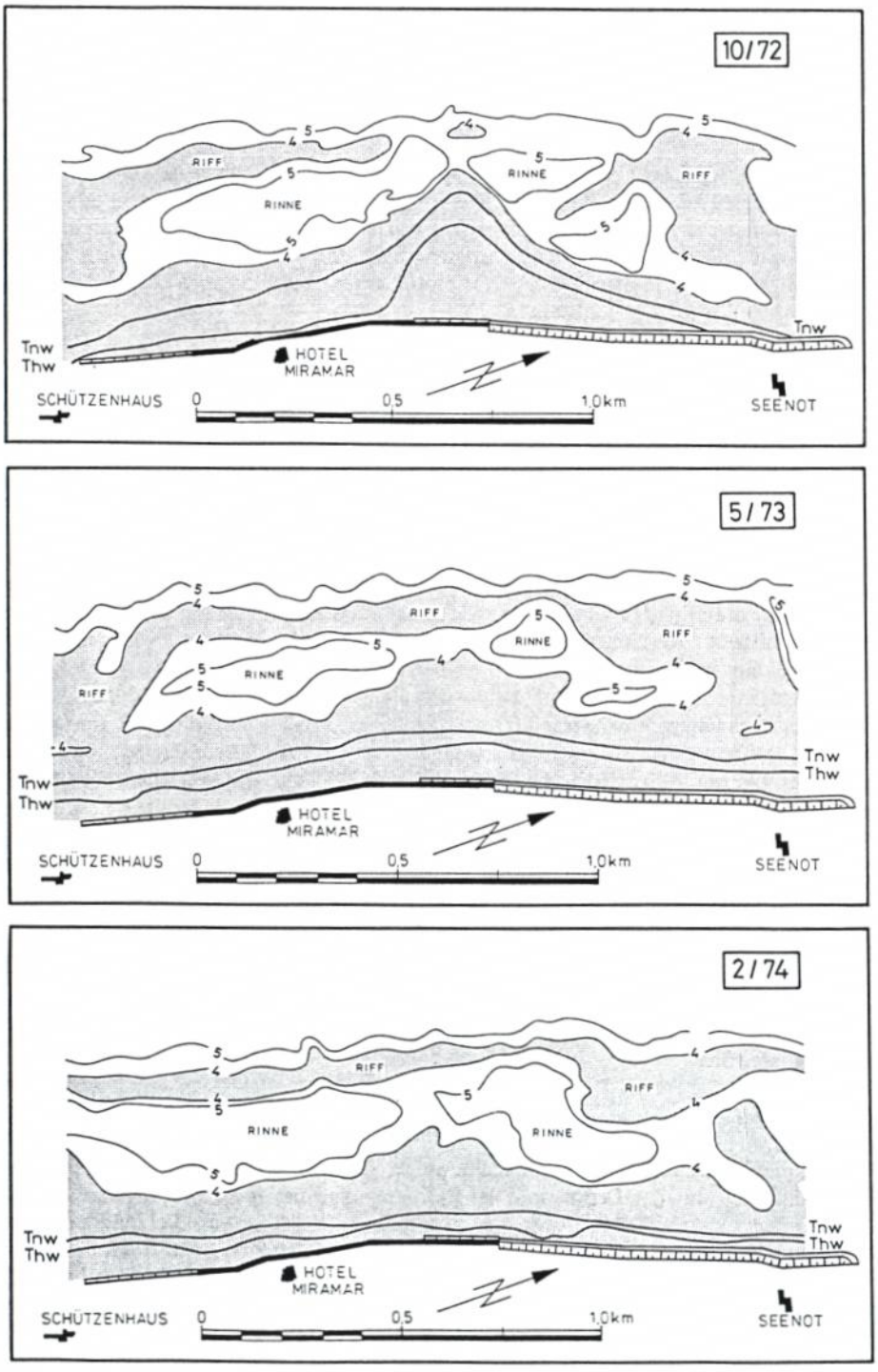


Abb. D 26. Umformung der Depotvorspülung Westerland/Sylt 1972 in den Folgejahren bis 1974 [2]

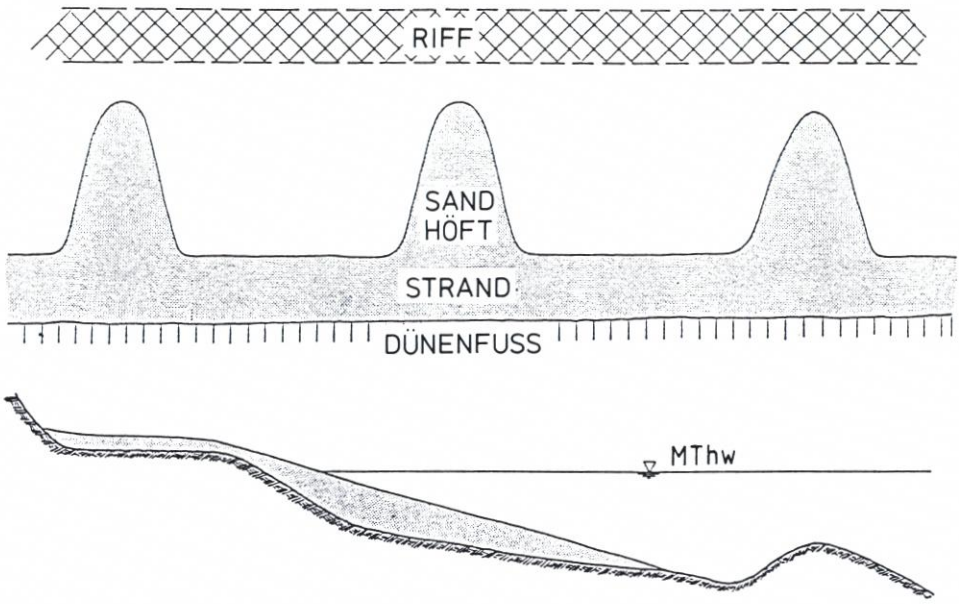


Abb. D 27. Anordnung von vorgespülten Höften zur Erhöhung der effektiven Sohlrauheit im Unterwasserstrandbereich (schematisch) [64]

beeinflußt den Seegang und unterbricht die küstenparallele Strömung auf dem Vorstrand. Diese Form war für die erste Sandvorspülung vor Westerland/Sylt 1972 geplant. Da der Spülkörper bereits während der Aufspülung durch den Küstenlängstransport umgelagert wurde, entstand die Form eines Sandhöftes (Abb. D 26). Ein Höft beeinflußt hauptsächlich den Seegang. Untersuchungen mit Hilfe eines Rechenprogrammes [28, 29] haben ergeben, daß durch Refraktion vor dem Höft der seegangserzeugte Längstransport unterbrochen wird. Lediglich an der Höftspitze entsteht durch die Konzentration der Wellenenergie eine erhöhte Transportrate. Das Höft bewirkt folglich, daß aus dem Ferntransport eine örtliche Umlagerung des Sandes wird und so die Verweilzeit des Materials im Bereich des Höftes sich verlängert. Da hierbei die Höftform mit ihren sinusförmigen Höhenlinien abgeflacht und in die linienhafte Form mit uferparallelen Höhenlinien umgewandelt wird, ist die Transportbeeinflussung durch das Höft zeitlich begrenzt (Abb. D 26). Die Anordnung von mehreren Höften mit dazwischen angeordneten linearen Aufspülungen (Abb. D 27) hat zum Ziel, durch eine Überlagerung von Diffraktions- und Refraktionserscheinungen eine Verminderung des Wellenangriffs zu erreichen und den Küstenlängstransport eine Zeitlang zu reduzieren. Eine vergleichende Beurteilung dieser Effekte bei den durchgeführten Maßnahmen ist noch nicht abgeschlossen, weil diese von den unterschiedlichen Seegangsverhältnissen und örtlichen Lagen der Sandvorspülungen überlagert werden.

Auf Norderney wird 1992 außerhalb des tiefen Seegatbereiches eine Höftaufspülung durchgeführt, um eine Erhöhung des Vorstrandes bis zur Vorstrandhöhe von etwa NN −5,0 m zu erreichen (s. 5.2.2.2 u. Abb. D 20). Auf diese Weise ist es möglich, auch den Vorstrand mit zu erhöhen und den steilen vorderen Hang der Aufspülung unmittelbar unterhalb von MTnw zu vermeiden. Die Wiederherstellung der natürlichen Vorstrandneigung führt sonst nach Abschluß der Aufspülung zum Quertransport des Sandes durch den Seegang und damit zum kurzfristigen Abtrag der oberen Strandpartien.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Ein weiterer positiver Effekt dieser als punktuelle Vorspülung bezeichneten Höftaufspülung ist die Versorgung benachbarter Küstenabschnitte mit Sand durch den Küstenlängstransport. Wenn dadurch kürzere Transportwege und Rohrleitungsstrecken entstehen, kann es sich positiv auf die Baukosten auswirken.

5.3 Verfahren zur Materialeingabe

5.3.1 Allgemeines

Eine wichtige Entscheidung bei der Planung einer Sandauffüllung ist die Wahl des Verfahrens. Sie ist im wesentlichen nach den örtlichen Verhältnissen, den Ergebnissen der in Abschnitt 4 genannten Voruntersuchungen, dem verfügbaren Material und der Lage des Gewinnungsgebietes zu treffen. Ferner ist das nach der Örtlichkeit und anderen Kriterien zu wählende Gerätesystem von Bedeutung, das im Abschnitt 6.1 behandelt wird.

5.3.2 Eingabe im Vorstrandbereich

Eine Materialeingabe im Vorstrandbereich kommt beim Einsatz von Laderaumsaugbaggern (Hopper) in Betracht. Diese können ihre Ladungen – je nach Schiffstyp – in Wassertiefen ab 6 bis 8 m verklappen. Bei kleinen Hoppern und Klappschuten reichen bereits Wassertiefen ab 4 bis 5 m.

Bei Verklappungen im Vorstrandbereich (vor dem Strandriff) wird ein unmittelbarer Effekt der Verbesserung oder Wiederherstellung der Strandfunktion gemäß Abschnitt 2.1 im allgemeinen nicht erzielt. Diese kann nur mittelbar durch eine Verfrachtung des Materials (zumindest eines Teils) in Richtung auf den Strand durch die seegangsbedingten Orbitalströmungen erreicht werden. Versuche im Ausland haben gezeigt, daß Maßnahmen dieser Art zumeist wirkungslos waren oder doch nur einen geringen Erfolg hatten [33].

Materialeingaben im Vorstrandbereich durch Verklappung sind nur zu empfehlen, wenn
- nach den Ergebnissen der Voruntersuchungen auf Grund der vorhandenen Litoraldynamik eine Materialverfrachtung in Richtung auf die Küste bzw. das Strandriff erwartet werden kann und
- das Verklappen der Ladung von Hopperbaggern besonders wirtschaftlich ist, z. B. weil in nahegelegenen Küstengebieten bei Ausbau- oder Unterhaltungsbaggerungen geeignetes Material praktisch kostenlos zur Verfügung steht oder wenn sich günstige Möglichkeiten für ein kombiniertes System ergeben (s. Abschn. 6.1.3).

5.3.3 Flächenhafte Eingabe am Strand

Wird mit hydraulischer Förderung gearbeitet, so ergibt sich die flächenhafte Materialverteilung unmittelbar durch den Ablauf des Spülwasserstromes. Durch geeignete Materialauswahl läßt sich unter Umständen erreichen, daß auf Spülfelddämme verzichtet werden kann *(offenes Spülfeld)*, daß sich also die Spülfeldoberfläche in gewünschter Höhe mit einer küstennormalen, strandähnlichen Neigung einstellt (Abb. D 28). Dieses Verfahren ist besonders wirtschaftlich und auch dann häufig noch zu empfehlen, wenn begrenzte Materialverluste

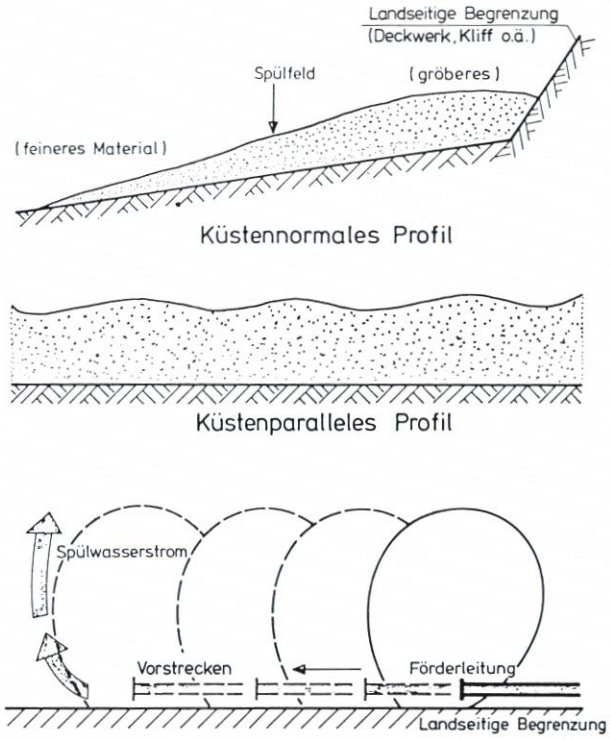


Abb. D 28. Flächenhafte Strandaufspülung mit freiem Spülstromablauf (schematisch)

in Kauf genommen werden müssen. Im Tidegebiet läßt sich die strandnormale Neigung durch Anpassung der Spülzeiten an die Tide beeinflussen. Je nachdem, ob das Material über Wasser – bei Tnw – oder überwiegend unter Wasser – bei Thw – eingebracht wird, ergeben sich nach Tabelle D 2 unterschiedliche Neigungen. Das optimale Verfahren kann jedoch kaum vorausberechnet werden, sondern ist aus den ersten Probespülungen zu ermitteln. Voraussetzung ist auf alle Fälle, daß in der Umgebung des Spülfeldes nur geringe Strömungen auftreten.

Wird feineres Material verwendet oder sind besondere örtliche Gegebenheiten zu berücksichtigen, so können auch Spülfelddämme erforderlich werden *(geschlossenes Spülfeld)*. Im allgemeinen wird man mit einem seeseitigen, strandparallelen Damm auskommen, der entsprechend dem Spülfeld-Vorbau vorgestreckt und bei Bedarf aufgehöht wird (Abb. D 29). Er kann mit Planierraupen aus dem vorhandenen Sandmaterial aufgeschoben werden. Abdichtungsfolien sind möglichst nicht zu verwenden, da sie bei späteren Erosionen freigelegt, beschädigt und abgetrieben werden können und in zerfetzter Form das Landschaftsbild stören.

Aufspülungen über Wasser führen in gewissem Umfang zu einer Kornsortierung, die jedoch im allgemeinen nicht nachteilig ist.

- Die freie Aufspülung (ohne Spüldämme) führt durch den vorwiegend küstennormalen Spülwasserablauf zu einer Konzentration der gröberen Sedimente auf der oberen Böschung, während sich feineres Material im unteren Böschungsbereich ablagert. Dies entspricht einer häufig vorhandenen natürlichen, brandungsbedingten Kornsortierung im Strandprofil.
- Die Aufspülung mit küstenparallelem, seeseitigem Spüldamm unter ständigem Vorstrecken

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

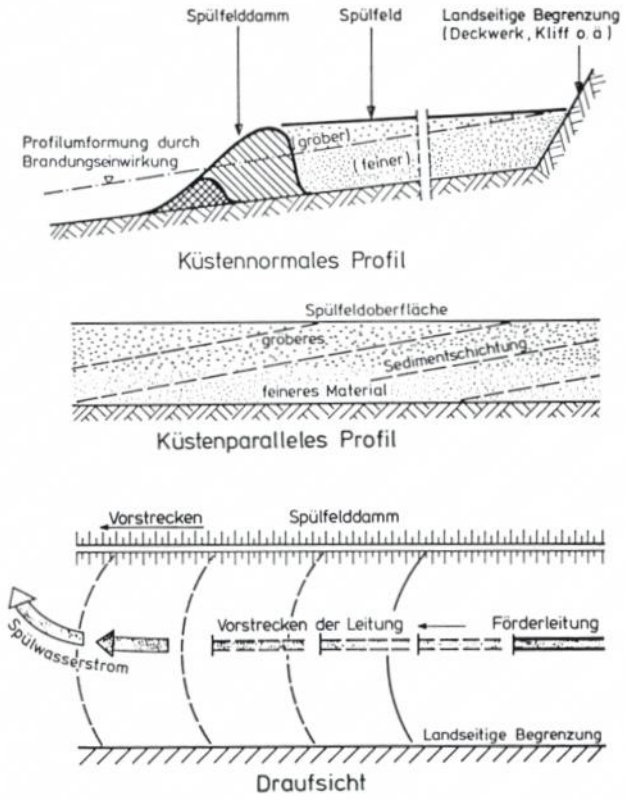


Abb. D 29. Flächenhafte Strandaufspülung mit uferparallelem Spülfelddamm (schematisch)

der Spülrohrleitung ergibt eine vertikale Sortierung der Art, daß feineres Material von gröberem überdeckt wird.

Wird der Strand im *trockenen Materialeinbau* aufgefüllt, so wird das Material mit Transportfahrzeugen (LKW, Schürfkübelwagen o. a.) auf den Strand gefahren und entsprechend der gewünschten Schichtdicke partienweise abgeladen. Auf die Herstellung eines Planums (mit Raupen) kann unter Umständen verzichtet werden; das Material wird durch Brandungsströmungen und äolischen Sandtransport auch auf natürliche Weise verteilt und erhält bei Überflutung eine hohe Lagerungsdichte.

Nur wenn der künstliche Strand relativ hoch aufgeschüttet und als Erholungsgebiet genutzt wird, empfiehlt sich die Herstellung eines Planums mit zusätzlicher Verdichtung. Auch dabei ist die spätere Profilentwicklung gemäß Tabelle D 1 zu beachten.

5.3.4 Punktuelle Eingabe des Sandes

Sie geht von dem Grundsatz aus, den Sand konzentriert einzubringen und seine Verteilung den natürlichen Litoralprozessen zu überlassen, und hat insbesondere wirtschaftliche Vorteile, da die zusätzlichen Arbeiten der Materialverteilung oder der Herstellung eines Planums entfallen.

Das Verfahren der konzentrierten Materialeingabe setzt eine besonders sorgfältige Untersuchung der maßgebenden hydrodynamischen und morphologischen Vorgänge voraus. Als Eingabestellen empfehlen sich die Strandabschnitte der maximalen Erosion, welche in der Regel Divergenzpunkte oder Unstetigkeitsstellen des küstenparallelen Brandungstransportes darstellen. Außerdem kommen Abschnitte in Frage in Bereichen mit geringerer Abbruchrate oder solche, bei denen wegen eines geringwertigen Schutzzieles eine höhere Abbruchwahrscheinlichkeit in Kauf genommen werden kann.

Die vorherrschende Richtung des küstenparallelen Transportes muß bekannt sein, weil sich das eingebrachte Material hauptsächlich in diese Richtung verteilen wird. Die für die Versorgung eines längeren Strandabschnittes bemessenen Auffüllmengen bedingen ein Überangebot an Material an der Eingabestelle, welches zu einem höftartigen Strandvorbau führt. Durch den Effekt der Seegangsrefraktion treten im Bereich der konvex vorspringenden Strandlinie verstärkte Brandungsströmungen auf, die hier zur Erosion führen und das erodierte Material auf den angrenzenden Strand verteilen.

Die Materialversorgung der angrenzenden Strandabschnitte kann mit der Entfernung von der Eingabestelle abnehmen. Sie hängt vom Litoraltransport ab und von der Geschwindigkeit der Umlagerung. Auf Norderney konnte für die Aufspülung 1976 eine Umlagerungsgeschwindigkeit des ostwärts gerichteten Längstransportes von 1 km/Jahr ermittelt werden [21]. Dabei bietet der Sand auf seinem Weg über den Erosionsstrand vom Typ 3 der Abb. D 3 auf 5 km Länge einen Schutz durch Stranderhöhung und -verbreiterung. In dieser Hinsicht wirkt die flächenhafte Aufspülung am Westende auch als Schutzmaßnahme für den leeseitig angrenzenden Strandabschnitt. Zur Erzielung einer sofortigen Schutzwirkung empfiehlt es sich daher, bei der Auffüllung eines längeren Küstenabschnittes mehrere Eingabestellen vorzusehen, deren optimaler Abstand nur aufgrund der Ergebnisse von Voruntersuchungen ermittelt werden kann.

Die Strandvorspülung Sylt für 1992 sieht eine Kombination einer linearen Sandvorspülung mit zwei punktuellen Vorspülungen in Form von Sandhöften vor (Abb. D 30). Die

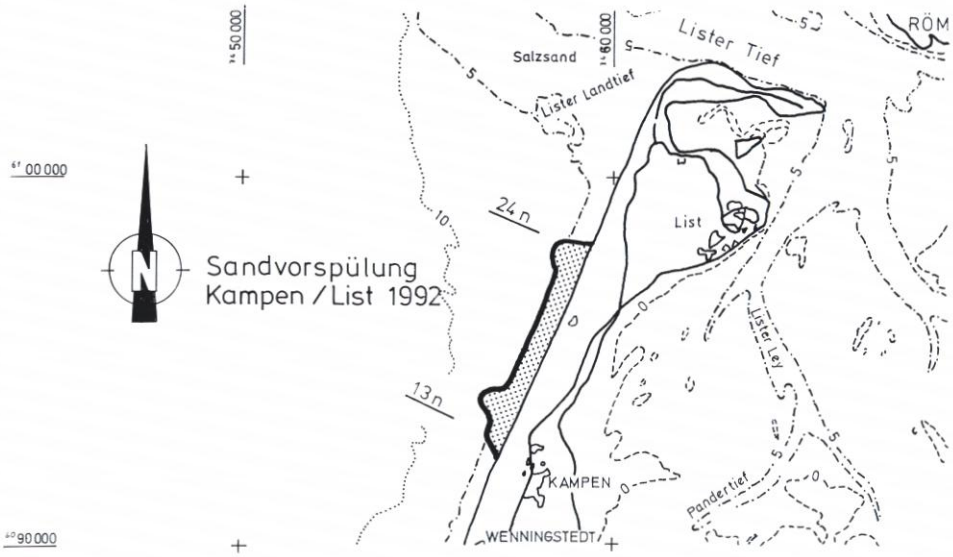


Abb. D 30. Sandvorspülung zwischen Kampen und List auf Sylt 1992

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Strände nördlich vom Kliffende sind über längere Abschnitte breit, aber niedrig. Zum Schutz vor Dünenabbruch wird eine lineare Strandaufspülung durchgeführt. Die beiden Höfte sollen der Verbesserung der Vorstrandverhältnisse dienen.

Das südliche Höft soll die Rinne durchdämmen und bis zum Riff reichen. Der nordwärts gerichtete Längstransport kann dadurch verzögert werden, so daß an seiner Südseite Sand zur Ablagerung kommen kann. Andererseits werden die zu erwartenden Umlagerungsvorgänge leewärts den Vorstrand aufhöhen und dadurch eine Verbreiterung der Brandungszonen bewirken. Durch die punktuelle Sandeingabe in das nördliche Höft sollen der Vorstrand und der nördlich angrenzende Strandabschnitt versorgt und aufgehöht werden.

5.4 Ergänzende bauliche Maßnahmen

5.4.1 Bauwerke zur Verringerung der Längstransportraten

Sandige Brandungsküsten mit beträchtlicher Erosion erfordern vielfach nach kurzen Wiederholungsintervallen erneute Sandvorspülungen. Durch ergänzende Bauwerke können jedoch bei bestimmten Voraussetzungen Seegang und/oder Strömungen so beeinflußt werden, daß der mobile Sand länger im System gehalten werden kann. Auf diese Weise können die mittlere Transportrate und damit die Wiederholungsintervalle von Sandvorspülungen verändert werden.

Buhnen bewirken i. d. R. eine Verringerung der Küstenlängstransportraten. In Mecklenburg-Vorpommern werden sie häufig im Zusammenhang mit Strandaufspülungen gebaut, um die Aufspülintervalle dadurch zu verlängern (s. Empf. F, Abschn. 3.1.7). Auch ufernahe Wellenbrecher werden dort als Ergänzung von Strandaufspülungen errichtet, da deren Beeinflussung der Brandung zur Veränderung des Sandtransportes führt (s. Empf. E, Abschn. 4.5).

Im Zusammenhang mit Überlegungen zur Verlängerung von Wiederholungsintervallen bei Strandaufspülungen auf Sylt ist u. a. vorgeschlagen worden, den Sand transportierenden Küstenlängsstrom durch die Erhöhung der Rauheit in Fließrichtung durch senkrecht zur Küste gebaute künstliche Sohlschwellen zu reduzieren. Zur Verringerung von Sandverlusten während schwerer Sturmfluten aus dem aufgespülten Sanddepot könnte eine geotextile Armierung dienen. Auf die Veröffentlichung dieser Vorschläge in [64] wird verwiesen.

5.4.2 Maßnahmen gegen Sandverwehungen

Sandverwehungen können durch Aufstellung von Sandfangzäunen verhindert oder vermindert werden. Als provisorische Maßnahmen haben sich Zäune aus eingegrabenen Buschfaschinen, Pfahlreihen mit zwischengespannten, teildurchlässigen Kunststoffplanen oder geotextilen Schneezäunen sowie Holz-Flechtmatten bewährt. Auch eignet sich die Beregnung eines Strandstreifens im Bedarfsfalle.

Der vor die Randdüne wehende Sand verstärkt diese. Sandfangzäune fördern die Sandablagerung. Durch Strandhaferpflanzungen wird der aufgewehte Sand gesichert, die weitere Erhöhung gefördert und eine biotechnische Dünenbildung unterstützt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

6. Durchführung von Strandaufspülungen

6.1 Geräte

6.1.1 Allgemeines

Die Auswahl geeigneter Geräte für die Durchführung von Strandauffüllungen hängt im wesentlichen von den örtlichen Bedingungen ab, wie
- von der gewünschten Transportleistung,
- von der Lage und Entfernung des Gewinnungsgebietes,
- bei Naßbaggereinsatz von den maßgebenden Seegangs- und Strömungsverhältnissen im Gewinnungsgebiet, auf der Transportstrecke und am Strand,
- bei trockenem Materialeinbau von der verkehrsmäßigen Erschließung zwischen Gewinnungs- und Einbaustelle.

In den nachfolgenden Abschnitten können daher nur einige grundsätzliche Hinweise gegeben werden.

6.1.2 Stationäre Naßbagger

Der Einsatz stationär arbeitender Schwimmbagger mit Grundsauge- oder Schneidkopf- bzw. Schaufelradeinrichtung empfiehlt sich, wenn geeignetes Material im Bereich wirtschaftlicher Entfernung gewonnen werden kann und die örtlichen Seegangsverhältnisse den Einsatz der Schwimmbagger und schwimmenden Rohrleitungen oder Dükerleitungen zulassen (Abb. D 31).

Sande sind im allgemeinen bei entsprechender Abtragshöhe grundsaugefähig und gut förderfähig. Die Spülentfernung wird jedoch begrenzt durch die Pumpenleistung. Erforderliche größere Entfernungen überbrücken Zwischenstationen.

Schneidkopf-, Schaufelrad- oder Grundsaugegeräte gibt es in sehr unterschiedlichen Größen und Leistungen zwischen 150 und 20 000 kW gesamte installierte Leistung. Grundsaugebagger erreichen durch Unterwasserpumpen in der Baggerleiter Entnahmetiefen von 60 m (im Extremfall 85 m). Die max. Baggertiefe liegt für Schneidkopf- bzw. Schaufelradbagger bei ca. 31,5 m (Extremfall 33,0 m). Die Förderleistung eines Grundsaugebetriebes wird erhöht durch die Zugabe von Druckwasser am Saugkopf, wobei die Zusatzmenge 20 % des Förderstroms bei einem Druck von 5 bis 20 bar ausmachen soll.

Die Durchmesser der Spülrohrleitungen liegen je nach Förderleistung zwischen 150 und 900 mm. Als Bemessungskriterien für einen Naßbaggerbetrieb gelten allgemein – die Bodenart, – die Spülentfernung, – die physikalischen Bedingungen im Baggergebiet, – die gewünschte Leistung.

6.1.3 Laderaumsaugbagger

Laderaumsaugbagger (Hopperbagger) sind für Strandauffüllungen von See aus geeignet, sofern die erforderliche Fahrwassertiefe zwischen Entnahmeort und Löschplatz durchgängig vorhanden ist. Größe und Maschinenleistung dieser Geräte sind je nach Erfordernis in einem breiten Bereich wählbar. Die größeren Geräte haben Laderauminhalte bis zu 11 000 m^3 und bis zu 15 000 kW gesamtinstallierte Leistung. Die Entnahme ist entweder im Schleppkopfverfahren möglich, bei dem der Sand an der Baggersohle aufgenommen wird, oder im Stechkopfverfahren. Dieses Verfahren kann sich empfehlen, wenn die geeigneten Bodenarten in

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

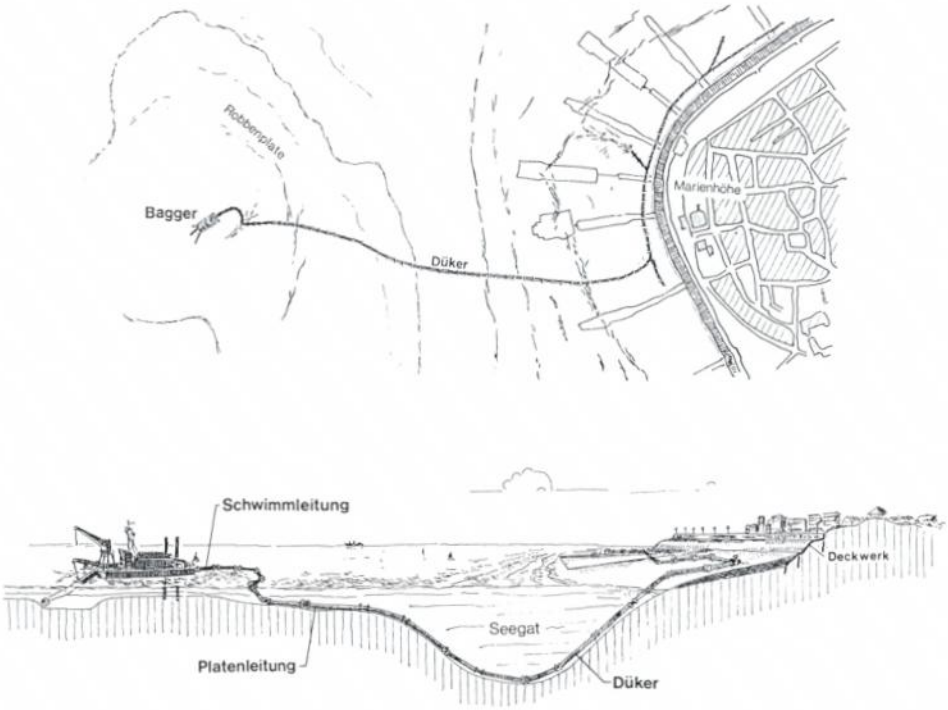


Abb. D 31. Strandaufspülung mit stationär arbeitendem Schwimmbagger am Beispiel Norderney 1992

größerer Tiefe unter Schichten von ungeeigneten Böden anstehen (Abb. D 32). Bei beiden Entnahmeverfahren wird der Lösevorgang durch Druckwasserzugabe unterstützt.

Abhängig vom Schiffstiefgang können Hopperbagger in Strandnähe fahren. Für den Weitertransport des Sandes kommen mehrere Verfahren in Frage (Abb. D 33):

a. direktes Verklappen in Strandnähe
b. Verklappen in eine Grube und Wiederaufnehmen durch einen stationär arbeitenden Bagger (kombiniertes System)
c. Direkteingabe auf den Strand (Regenbogen-System)

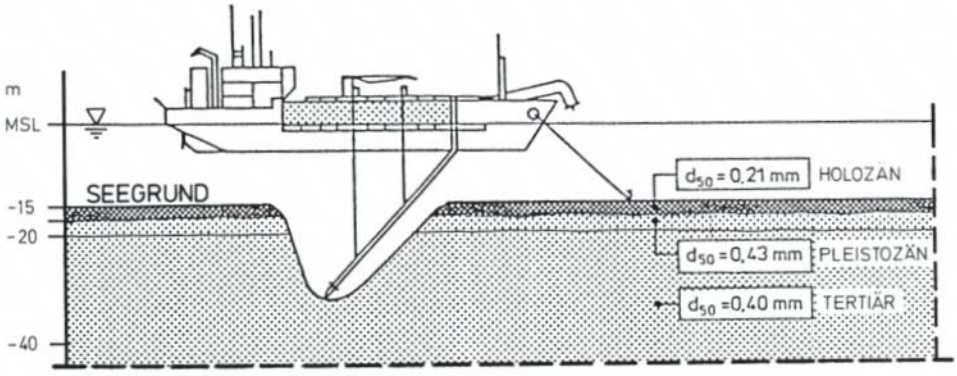


Abb. D 32. Hopperbagger mit Stechkopf zur Entnahme des von Feinsand überdeckten groben Sandes

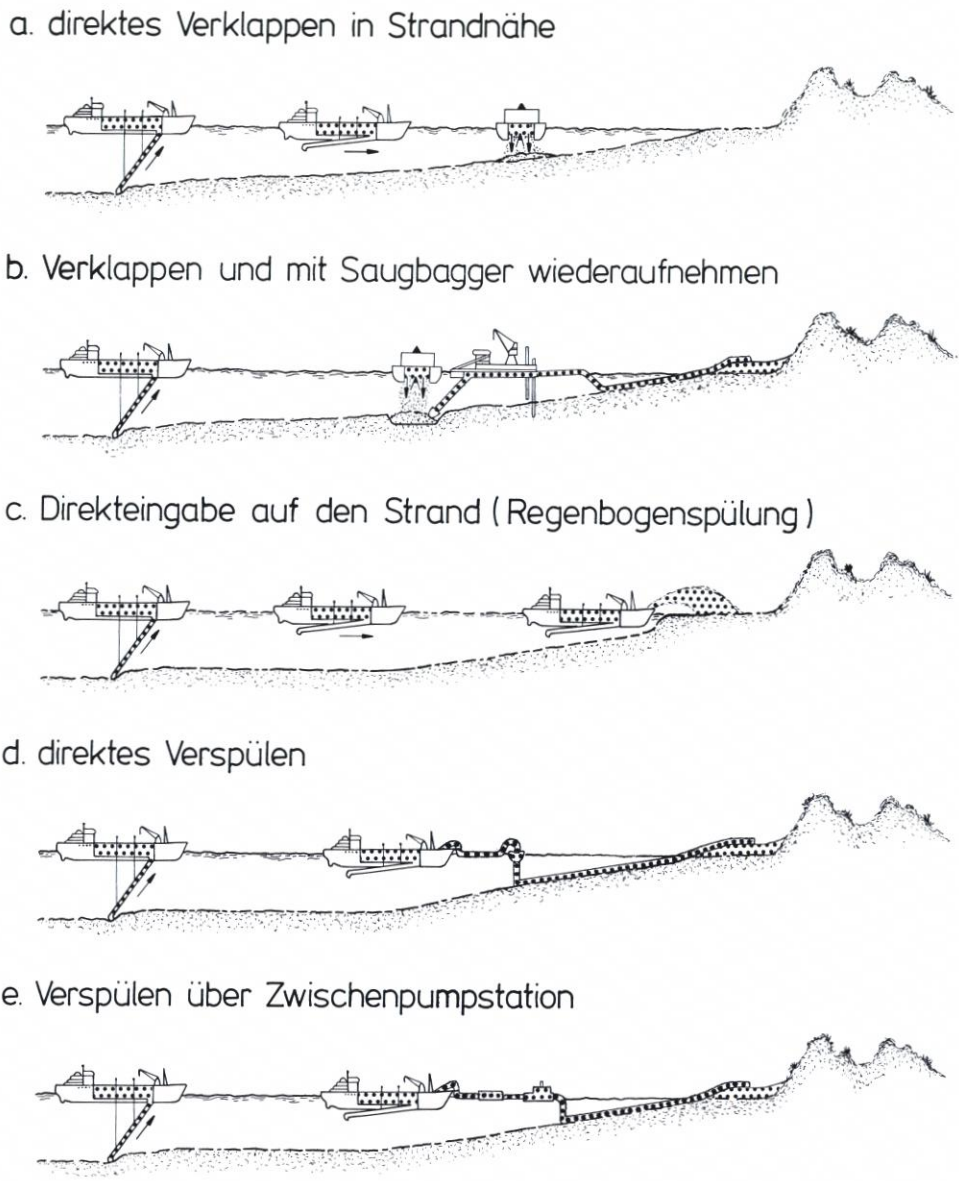


Abb. D 33. Strandaufspülung mit Laderaumsaugbagger (Hopperbagger) und Weitertransport zum Strand nach verschiedenen Verfahren (schematisch)

d. direktes Verspülen
e. Verspülen über eine Zwischenpumpstation.

Zu den einzelnen Verfahren ist anzumerken:

zu a. Dieses Verfahren ist nur sinnvoll, wenn die beabsichtigte Wirkung der Strandauffüllung von dieser Stelle aus eintritt und erwartet werden kann, daß der verklappte Sand durch die Naturkräfte in Richtung Strand transportiert wird.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

zu b. Bei diesem Verfahren arbeiten Gewinnungs- und Aufspülbetrieb unabhängig voneinander. Der stationär arbeitende Bagger entnimmt den verklappten Boden aus der Klappgrube. Bei der Anlage der Klappgrube ist darauf zu achten, daß keine Gefährdung des Strandes eintritt.

zu c. Die Direkteingabe auf den Strand oder in den Vorstrand ist nur möglich, wenn der Hopper einen geeigneten Tiefgang besitzt, so daß er nahe an den Strand gelangen kann. Dabei pumpt er das Gemisch durch eine Düse in der Druckrohrleitung am Bug des Schiffes im hohen Bogen auf den Strand. Diese wirtschaftliche Methode erspart eine aufwendige Übergabe und das Rohrsystem.

zu d. Beim Direkteinspülen fördert eine ausreichend stark bemessene Baggerpumpe das Bodengemisch bis an den Strand und weiter in den Aufspülbereich. Naturgemäß fordern dabei größere Hopper wegen ihres Tiefgangs eine Wassertiefe, die erst in größerer Entfernung vom Strand zur Verfügung steht. Die Spülleitung kann als schwimmende Leitung oder als Kombination von schwimmender Leitung und Dükerleitung ausgebildet werden. Eine Dükerleitung empfiehlt sich insbesondere zur Querung der Brandungszone.

Zum Festmachen des Hoppers an der Übergabestation können ein Ponton, eine Boje oder ein Pfahl dienen (Abb. D 34). Ein Anlegeponton ermöglicht ein schnelles Ankoppeln an die Leitung, ist jedoch im angekoppelten Zustand empfindlich gegen Seegang.

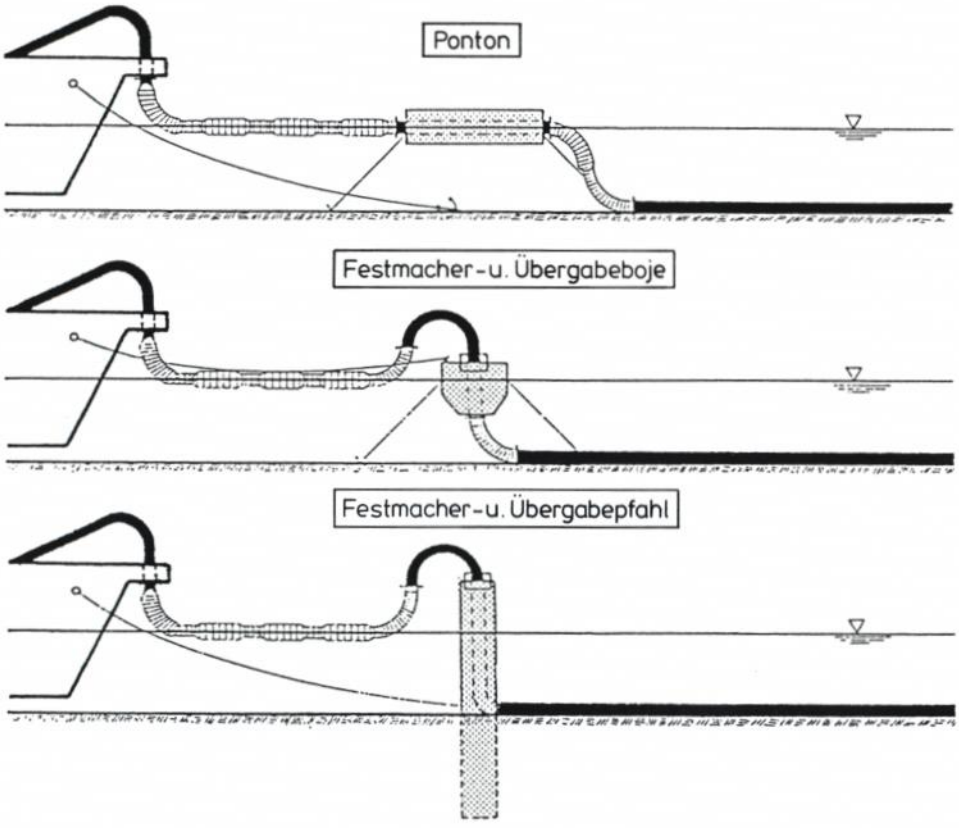


Abb. D 34. Möglichkeiten einer Übergabestation vom Hopperbagger an die Dükerleitung

Eine Übergabe an einer Boje ermöglicht eine zur Wellen- bzw. Windangriffsrichtung optimale Lage des Hoppers (Abb. D 35). Ein Pfahl ist ein guter Übergabepunkt, aber für einen Einsatz von wenigen Wochen zu aufwendig.

zu e. Bei der Spülgutübergabe an eine Zwischenpumpstation ist die Pumpenleistung des Hoppers unkritisch. Deshalb können bei dieser Kombination auch Hopper mit geringer Pumpenleistung eingesetzt werden. Schwimmende Zwischenpumpstationen sind jedoch den Seegangsverhältnissen ausgesetzt und daher gefährdet. Hier bietet sich ein Hubinseleinsatz an, der zwar aufwendig, aber unabhängig ist.

6.2 Sonstige Hinweise

6.2.1 Ausführungszeiten und -fristen

Strandauffüllungen sind möglichst während der ruhigen (windarmen) Jahreszeit durchzuführen und abzuschließen. An der deutschen Küste gelten allgemein die Monate April bis September unter diesen Gesichtspunkten als geeignet. Beim Einsatz von Naßbaggern im Seegebiet besteht diese Forderung ohnehin; es ist aber auch grundsätzlich anzustreben, den neuen Strand in möglichst geschlossener Formation herzustellen, ehe stärkere Umlagerungen und Erosionen einsetzen. Starker Seegang und höhere Wasserstände während der laufenden Baumaßnahmen behindern nicht nur die Arbeiten, sondern können auch zu höheren Materialverlusten in den Bauabschnitten führen.

Für die Auffüllung von Badestränden sind Arbeiten während der Urlaubsmonate Juli und August möglichst zu vermeiden. Außerdem ist zu beachten, daß nach Abschluß der Auffül-

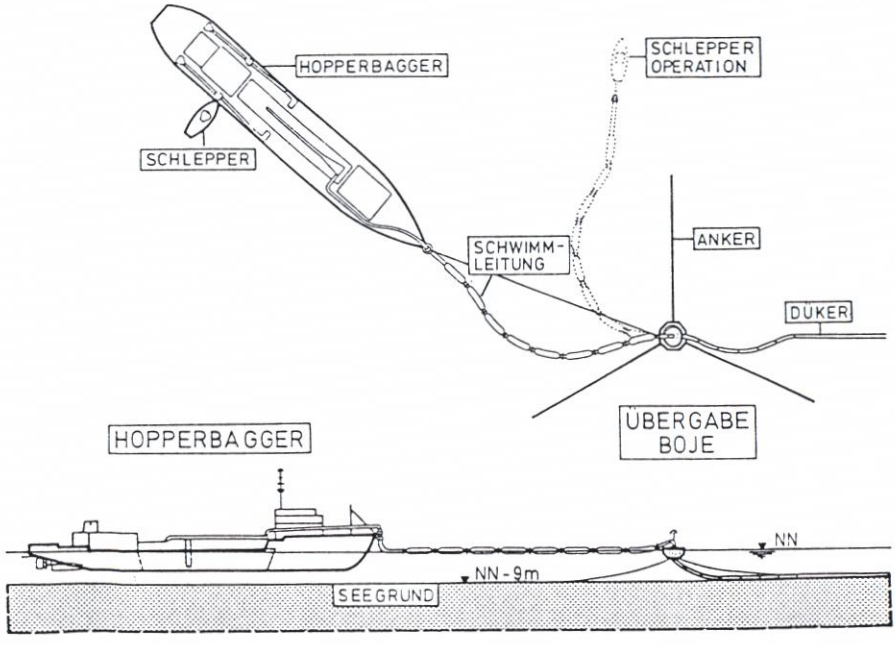


Abb. D 35. Verbesserte Übergabe im Seegebiet durch Ankoppelung des Hopperbaggers mit eigener Spülpumpe an eine Festmacher- und Übergabeboje [2]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

lung über längere Zeit noch stärkere Sandverwehungen auftreten können, wenn das Spülgut Feinsand und Schluff enthält. Sie können den Badebetrieb erheblich beeinträchtigen.

6.2.2 Materialverluste

In den Materialbedarf aus einer Volumenberechnung nach Ist- und Sollprofil sind Auflockerung und Materialverluste einzubeziehen.

Einbau mit Erdbaugeräten im Trockenen ohne gleichzeitiges Befahren der Aufschüttung gibt eine Lagerungsdichte D von 0,2 bis 0,3. Die Herstellung eines Planums mit Planierraupen führt zu einer mäßigen Verdichtung (Lagerungsdichte D 0,3 bis 0,4). Erst durch Seegangs- und Brandungseinwirkungen wird eine höhere Verdichtung (Lagerungsdichte D von 0,5 und darüber) erreicht. Dabei ist die Lagerungsdichte D nach DIN 4015

$$D = \frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}} \text{ mit } n = \text{Poren-Anteil} \qquad (8)$$

Bei Aufspülungen müssen Materialverluste infolge Auswaschens feineren Materials mit dem Spülwasserstrom berücksichtigt werden. Ihr Umfang richtet sich nach der Kornzusammensetzung des Spülgutes sowie nach dem Spülverfahren und muß nach Erfahrungswerten abgeschätzt werden. Verluste von 10 bis 30 %, in ungünstigen Fällen über 50 %, liegen durchaus im Bereich des Möglichen. Die Tiefenbegrenzung des Aufmaßes beeinflußt die Verlustrate erheblich.

6.2.3 Aufmaß und Abrechnung

Bei den üblichen Erdarbeiten entstehen klar abgegrenzte geometrische Körper. Die Massen können in der Entnahme- oder an der Einbaustelle eindeutig aufgemessen werden. Bei Strandauffüllungen ist ein solches Aufmaß häufig nicht möglich. Vielfach können diese Aufmaß-Verfahren nicht angewandt werden, denn Entnahme- und Aufspülbereich unterliegen während der Maßnahme ständig Formänderungen, die nicht nur durch den Materialtransport, sondern auch durch Seegang und Strömungen bedingt sind. Die DIN 18311 – Naßbaggerarbeiten 1988 – ist zu beachten.

Für den Leistungsnachweis bei Strandaufspülungen sind nur einige Verfahren brauchbar:

1. Aufmaß im Transportgefäß:
   Es bleibt von den Möglichkeiten eines Aufmaßes von rolligen Böden nach Volumen oder nach Gewicht nur das Volumenaufmaß, da das Aufmaß nach Gewicht ruhige See voraussetzt.
   Für das Volumenaufmaß benötigt man eine geeichte Raumvermessung, abhängig von der Höhe in Tabellen- oder Kurvenform.
   Das Aufmaß geht so vor sich, daß an 10 Stellen, je zur Hälfte an Steuerbord oder Backbord, mit Hilfe einer Meßstange oder eines Lotes die Oberfläche der Ladung festgestellt wird, wobei alle Stichmaße gemittelt werden. Mit Hilfe dieses Mittelwertes kann dann aus der Eichtabelle die Ladung bestimmt werden. Der Peilstab sollte am Fuß eine Platte mit 10 cm Durchmesser erhalten, das Lot bei 2 kg Gewicht mit einer Scheibe mit 13 cm Durchmesser ausgerüstet werden. Die Meßgenauigkeit liegt bei 5 cm [8].
2. Aufmaß im Auftrag- bzw. im Spülfeld unter günstigen Bedingungen anwendbar. Das Verfahren wird auf den Ostfriesischen Inseln praktiziert. Die Tiefenbegrenzung des zu

erfassenden Aufmaßes wird in der Ausschreibung festgelegt, da sie für den sogenannten Spülverlust entscheidend ist (s. Abschn. 6.2.2).

3. Aufmaß in der Rohrleitung:
   Für die Leistungskontrolle während des Baggervorganges haben sich elektromagnetische Geschwindigkeitsmessungen und die radioaktive Dichtemessung bewährt. Über die Probleme, die durch diese Methode für die Leistungsabrechnung entstehen, siehe Seite 29, Abschnitt 3.4 des Ceda Report 91/01/991 [8]. Unter 3.3.2.b des Reports wird auf die Gewichtsmessung eines Rohrabschnittes hingewiesen, wobei die Messung durch Gewichtssensoren an den Auflagerpunkten oder durch eine Spannungsmessung der Rohrleitung zwischen den Auflagen erfolgt. Dieses Verfahren war bisher im Modellversuch brauchbar und ist als Ersatz für eine radioaktive Dichtemessung geplant.

6.2.4 Vorschriften und Sicherheitsvorkehrungen

Es sind allgemein die Vorschriften der VOB und der DIN 18 300, 18310, 18311, evtl. besondere örtliche Vorschriften des Landschaftsschutzes, Naturschutzes, Fischereischutzes usw. sowie bei Baggerarbeiten und Seetransport die Seeschiffahrtsstraßen-Ordnung zu beachten.

Bei Aufspülarbeiten in Erholungsgebieten oder an Badestränden ist die Baustelle besonders sorgfältig abzusichern. Das Betreten von Spülfeldern ist zu verbieten. Bei möglichen Gefährdungen für Watt- und Strandwanderer ist eine deutlich sichtbare Markierung vorzunehmen und bis zur völligen Wiederverfüllung der Entnahmestelle zu überwachen. Aufgespülte Flächen sind erst dann freizugeben, wenn sich die Verantwortlichen von einer ausreichenden Konsolidierung des Bodens überzeugt haben. Baggerstellen in der Nähe von Badegebieten sind durch Bojen und Hinweisschilder abzusichern, erforderlichenfalls abzusperren. Die Resedimentation in den Baggerstellen ist zu beobachten, bis eine Wiederauffüllung bzw. ein gefahrloser Zustand erreicht ist.

7. Profilkontrolle und Materialbilanz

Strandauffüllungen erfordern eine längerfristige und sorgfältige Beobachtung der weiteren Entwicklung, um die Richtigkeit und Zweckmäßigkeit des angewandten Verfahrens zu überprüfen und Wiederholungen zum richtigen Zeitpunkt einleiten zu können.

Während der Bauarbeiten sind bereits laufende Kontrollen der Profilausbildung und der Materialbilanz erforderlich, um entsprechend Abschnitt 5.1 und 6.2.2 optimale Ergebnisse zu erzielen. Darüber hinaus sind die in Abschn. 4.1 aufgeführten hydrologischen Untersuchungen nach Abschluß der Arbeiten weiterhin vorzusehen. Ferner ist das Auffüllmaterial zu untersuchen durch

- Entnahme von Oberflächenproben im Bereich der Strandauffüllung unmittelbar nach Abschluß der Bauarbeiten mit Wiederholungen in halbjährlichem Abstand sowie kornanalytische Auswertung und Feststellung der Veränderungen des Kornspektrums,
- Untersuchungen über die Ausbreitung des Eingabematerials, falls dieses nach charakteristischen Korneigenschaften vom vorhandenen Strandmaterial abweicht und daher als natürlicher Leitstoff (Tracer) verwendet werden kann.

In den festgelegten Strandprofilen (Abschn. 4.1) sind auch nach Abschluß der Aufspülung in regelmäßigen Abständen die Höhen aufzunehmen. Zusätzliche Aufmaße nach schwe-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

ren Stürmen sind zu empfehlen. Aus den Differenzen der aufeinanderfolgenden Profilaufnahmen sind die Volumenänderungen zu errechnen und über die Zeitachse aufzutragen. Dabei sind getrennt darzustellen der unmittelbare Auffüllungsbereich und die benachbarten Strandabschnitte, in denen noch ein Einfluß erwartet werden kann.

Nach den vorliegenden Erfahrungen muß zunächst mit relativ hohen Erosionsraten gerechnet werden, die Folge einer Anpassung an ein neues dynamisches Gleichgewicht sind und die daher allmählich abklingen.

8. Erfahrungen aus ausgeführten Beispielen

Beispiel 1: Strandaufspülungen vor Schutzwerken auf Norderney

1. Sieben Aufspülungen von 1951/52 bis 1992

In der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts hatte sich das Norderneyer Seegat so weit an den Westen Norderneys herangeschoben und Strand und Dünen abgetragen, daß 1857/58 mit dem Bau von massiven Schutzwerken zum Schutz von Ort und Kuranlagen begonnen werden mußte. Innerhalb von rd. 100 Jahren wurde dieses Schutzsystem auf rd. 6 km Länge als Strandmauer oder Deckwerk mit 32 Buhnen ausgebaut (Abb. D 36). Dem weiteren Abbruch des Westendes konnte damit Einhalt geboten werden, der Erosion des Strandes jedoch nicht.

Nach dem 2. Weltkrieg war der Zustand der Schutzwerke äußerst besorgniserregend. Die ständig weitergehende Strandabnahme führte dazu, daß Deckwerksfußsicherungen und Buhneneinfassungen freigespült und unterspült wurden. Die Arbeitsgruppe Norderney des Küstenausschusses Nord- und Ostsee stellte in ihrer gutachterlichen Stellungnahme vom

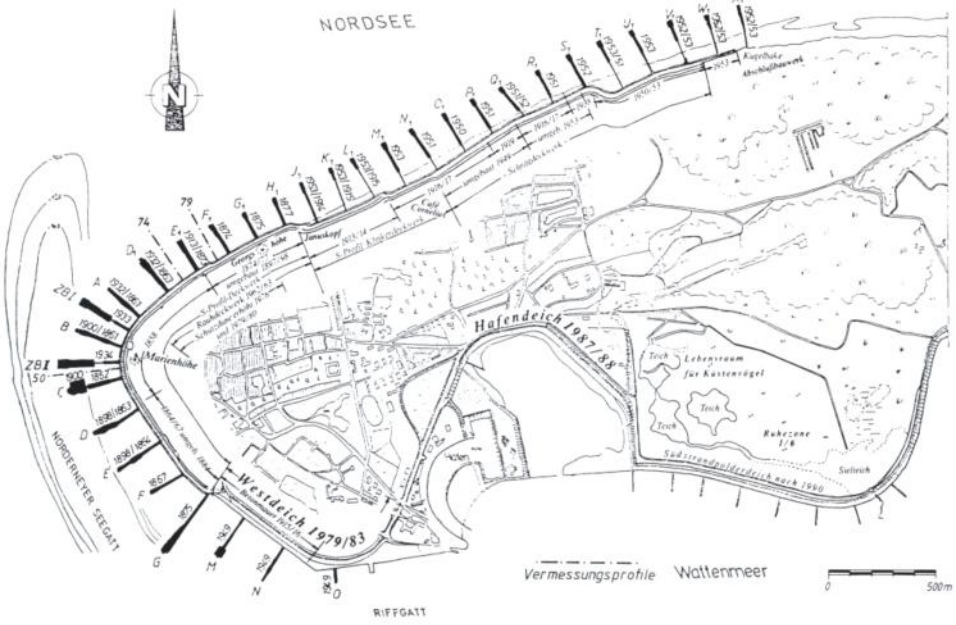


Abb. D 36. Westteil der Insel Norderney mit Deckwerk und Buhnen und deren Bauzeit sowie mit Vermessungsprofilen (Lageplan)

24. 8. 1950 das richtungweisende Ergebnis fest: *„Ein über Tidehochwasser hinaufreichender Sandstrand bildet die beste Sicherung der Uferschutzwerke. Es ist daher in erster Linie anzustreben, einen solchen Strand wiederherzustellen und zu erhalten."* Die Arbeitsgruppe hat empfohlen, 1,25 Mio. m^3 Sand auf rd. 6 km Strandstrecke aufzuspülen. Sie hat weiter ermittelt, daß jährlich etwa 90 000 m^3 Sand ergänzt werden müßten, die zweckmäßig in 5- bis 10jährigem Abstand als größere Ergänzungsspülung aufgebracht werden sollten.

Damit wurde 1951/52 erstmals in Deutschland eine Abkehr vom konstruktiven Wasserbau für den passiven Schutz der Inseln praktiziert und die Wende zum aktiven Schutz durch Schaffung und Erhaltung eines ausreichend hohen und breiten Strandes durch Aufspülung vollzogen. 41 Jahre später mußte die siebente Aufspülung im Westen Norderneys durchgeführt werden (Abb. D 7, Tab. D 3). Die beiden letzten Aufspülungen 1989 und 1992 konnten von einem KFKI-Forschungsvorhaben mit BMFT-Finanzierung im Interesse weiterer Optimierung begleitet werden.

Tabelle D3. Hauptmerkmale der Strandauffüllungen von 1951–1992 [26]

Jahr	Aufgespülte Länge km	Strandstrecke Buhnen	Einbaumenge (m^3)	Entnahmeort
1951/52	6,0	O–V1	1 250 000	südl. Inselwatt
1967	2,0	E–K1	240 000	vor Buhnenkopf G1
1976	1,1	E–E1	500 000	Robbenplate
1982	1,5	D–H1	470 000	Robbenplate
1984	1,7	C–J1	410 000	Robbenplate
1989	1,8	D–J1	447 000	Robbenplate
1992	2,1	D–L1	500 000	Robbenplate West
Trockeneinbau				
1983	0,6	J1–N1	64 000	Strand östl. Weiße Düne
1990	0,5	J1–N1	45 000	Strand östl. Weiße Düne
Wiederherstellung und Sicherung der Schutzdüne östl. der Kugelbake:				
1981	0,65		82 000	Strand östl. Weiße Düne
1983	0,43		99 000	Strand östl. Weiße Düne
Gesamtmenge des eingebauten Sandes:			4 107 000	

Natürlich gab es in den ersten Jahren nach der Aufspülung 1951/52 erhebliche Umlagerungen. Vor allem nordöstlich des Westkopfes in den Buhnenfeldern A bis F1, dem Divergenzbereich des Brandungsstromes, wurde der Strand in wenigen Jahren wieder stark abgetragen. Von dort wird der Sand überwiegend durch Brandungsstrom den Strand entlang nach Süden bzw. nach Nordosten, später nach Osten transportiert. Er ergänzt auf dem Transportweg jeweils die unterversorgten Strandabschnitte und bleibt insgesamt für lange Zeit zum Schutze der Insel wirksam. Dieser Küstenlängstransport zugunsten der angrenzenden Strandstrecken hat es ermöglicht, die weiteren Aufspülungen auf den engeren Westkopfbereich zu beschränken (s. Abb. D 7).

2. Auffüllungen durch Trockeneinbau

Eine ausgeprägte Sturmfluthäufung hat 1983 östlich der Aufspülstrecke zu starker Stranderosion geführt, so daß die Buhnenfelder J_1 bis N_1 im Trockeneinbau aufgefüllt werden

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

mußten (s. Tab. D 3). Der Sand wurde am Strand über 6 km mit LKW und Dumper befördert und Ladung neben Ladung abgekippt.

Ferner hat der Strand am Ostende der Schutzwerke im Bereich der Kugelbake nach 1975 ständig an Höhe verloren. Bis 1981 ist er um 2,5 m abgetragen worden. Der dadurch bedingte starke Randdünenabbruch führte am Neujahrstage 1981 zum Randdünendurchbruch. Zur Wiederherstellung der Randdüne und ihrer Sicherung wurden 1981 und 1983 östlich der Buhne X_1 zusammen 181 000 m^3 Sand trocken eingebaut.

Ab 1983 begann dann wieder die Auflandung dieses Strandabschnittes, zu dem auch das inzwischen durch Längstransport bis hier verfrachtete Material der Strandaufspülung von 1976 beigetragen haben dürfte [21]. Der strandparallele Sandnachschub blieb aus, weil der zeitliche Abstand der Aufspülungen am Westkopf zwischen 1952 und 1976 zu groß war und zu Lücken in der Sandversorgung des in Lee der Aufspülstrecke gelegenen Nordstrandes führte. Die Auswirkungen mangelnder Sandversorgung waren in diesem Strandabschnitt an der Kugelbake besonders schwerwiegend, da neben dem fehlenden strandparallelen Sandnachschub auch die in diesem Bereich häufige Anlandung von Platen ausblieb und andererseits der Seegang durch eine breite Rinne im Riffbogen stärker auf den Strand treffen konnte.

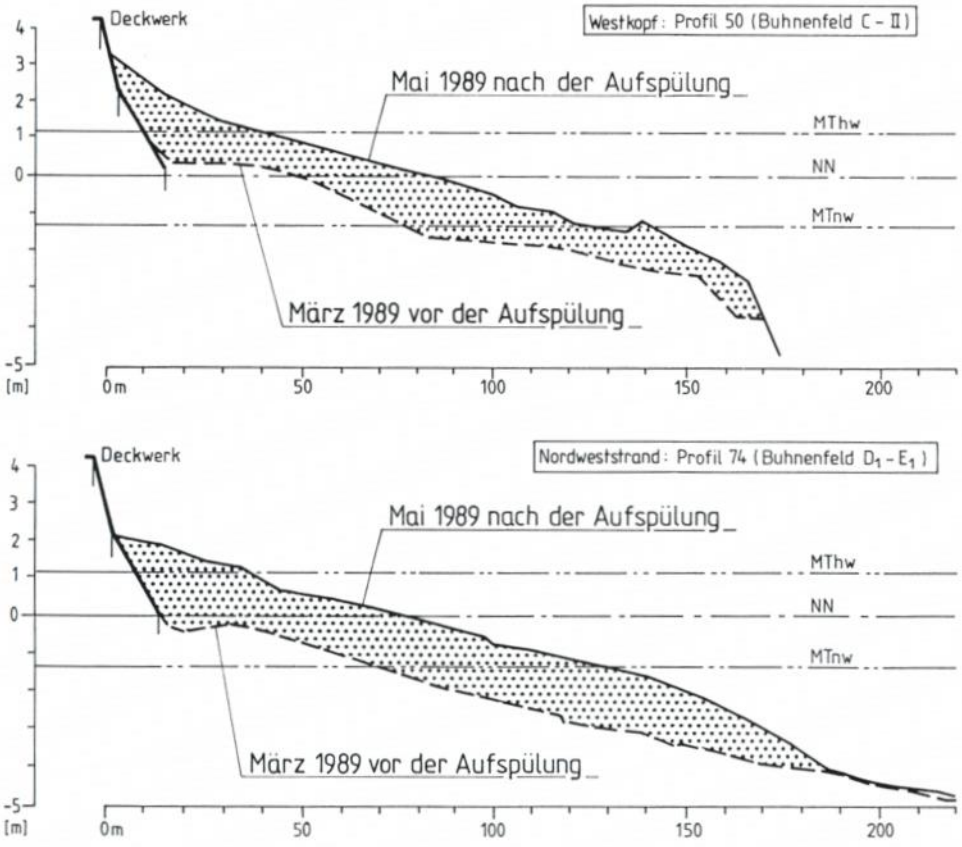


Abb. D 37. Norderneyer Strandprofile am Westkopf mit tiefem Seegat und am Nordweststrand vor und nach der Aufspülung 1989 [26]

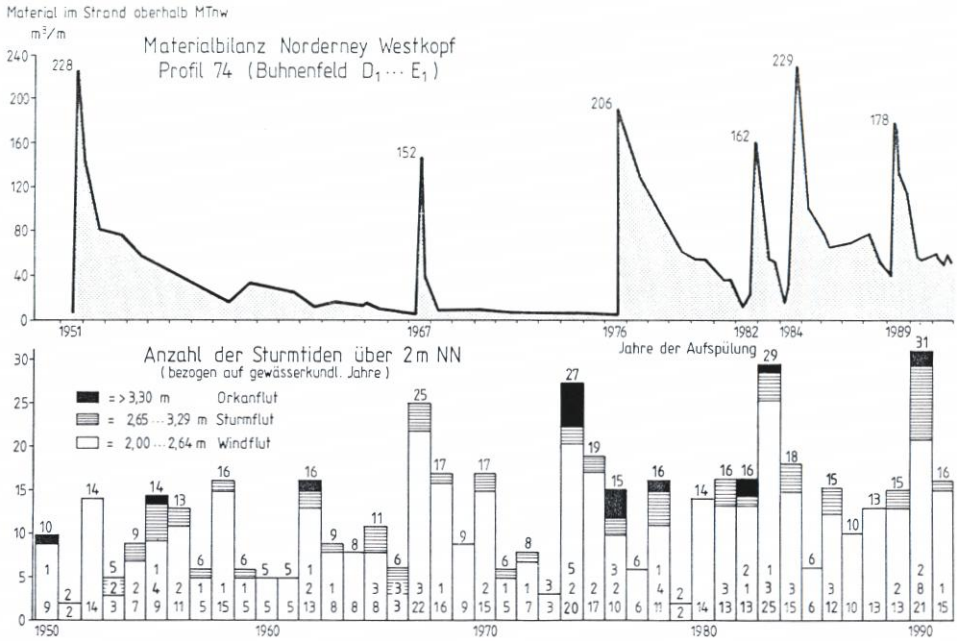


Abb. D 38. Massenbilanz im Buhnenfeld D_1–E_1 und Sturmfluthäufigkeit von 1951 bis 1991 [26]

3. Aufspülprofile

Von zwei sehr unterschiedlichen Strandbereichen werden Strandprofile dargestellt. Zunächst das Profil 50 im Buhnenfeld C-II unmittelbar am Westkopf. Dort fällt der nur etwa 170 m breite Strand mit steiler Böschung zum 25 m tiefen Seegat ab. Der Inselsockel ist durch die bis in die Sohle reichenden Unterwasserbuhnen wie Buhne II gesichert (Empf. F, Beisp. 13). Außerdem wird das Profil 74 im Buhnenfeld D_1–E_1 am Nordweststrand im Divergenzbereich des Brandungsstromes betrachtet. Hier fällt der Vorstrand wesentlich flacher ab als unmittelbar am Seegat, erreicht aber doch bereits 250 m vor dem Deckwerksfuß die Tiefe NN −5,0 m (Abb. D 37). Nach Nordosten nimmt die Neigung des Vorstrandes weiter ab. Die Sollprofile der Strandaufspülungen 1951/52 bis 1984 sind bei [21] auf Abb. 4 dargestellt. Die Massenbilanz im Buhnenfeld D_1–E_1 seit 1951 gibt Abb. D 38 im Zusammenhang mit der Sturmfluthäufigkeit wieder.

1989 wurde der aufgespülte Strand zwischen MThw und MTnw nach dem natürlichen Strandprofil der DEAN-Formel profiliert (Abb. D 18). Unterhalb von MTnw fiel der Vorstrand dann zunächst mit natürlicher Spülfeldneigung von etwa 1:15 (s. Abschn. 5.1, Tab. D 2) ab. Dabei sind im Profil 74 rd. 250 m^3/lfdm Strand aufgespült worden. Mit Hilfe der Vorstrandpeilungen konnte ermittelt werden, daß sich die Vorstrandneigung zwischen NN −2,0 m und −4,0 m bereits kurz nach der Aufspülung auf 1:25 und innerhalb eines Jahres wieder auf die Ausgangsneigung von 1:45 abgeflacht hatte. Die Auffüllung des Vorstrandes war einhergegangen mit dem Abtrag des nassen Strandes (Abb. D 39).

Für die Aufspülung 1992 wurde daher angestrebt, auch den Vorstrand bis etwa NN −5 m mit aufzuhöhen. Dieses natürliche Strandprofil vermied den steilen Unterwasserhang und dürfte dann auch den Abtrag des nassen Strandes verzögern. Durch eine Aufspülung von Sandhöften auf den Vorstrand sollte dessen Aufhöhung erreicht werden (Abb. D 20 und

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

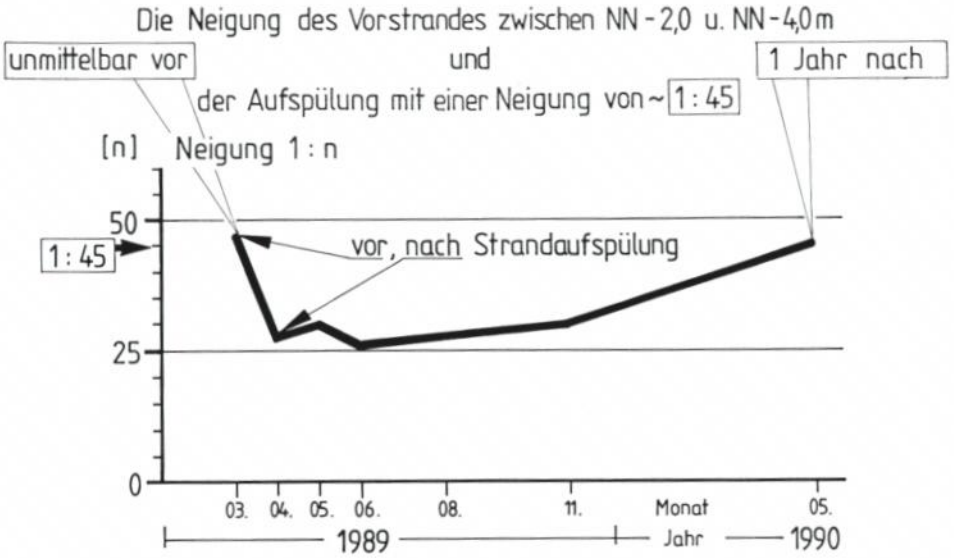


Abb. D 39. Entwicklung der Neigung des Vorstrandes im Norderneyer Profil 79 im Buhnenfeld E_1–F_1 zwischen NN −2,0 m und −4,0 m nach der Aufspülung 1989

D 21). Der obere Strand erhielt eine geringe Höhe. Das Ergebnis der Höftumformung und der weiteren Profilentwicklung wird nach Abschluß des Forschungsvorhabens in „Die Küste" veröffentlicht werden.

4. Sandgewinnung

1951/52 wurde der aufzuspülende Sand mit zwei Eimerkettenbaggern aus dem südlichen Inselwatt gewonnen und mit einem, später mit zwei Spülern aus den Schuten zum Strand gespült. Der Wattsand erwies sich als zu fein. Die Entnahme 1967 vor dem Kopf der Buhne G1 im Sandmangelgebiet kam auf Grund eines besonders günstigen Angebotes zustande und bedarf als nicht wiederholbare Sonderlösung keiner näheren Betrachtung. 1976 gelang es erstmals, das über 20 m tiefe Seegat mit einer Dükerleitung zu kreuzen. So konnte der Sand auf der westlich des Seegats gelegenen Robbenplate gewonnen und mit stationärem Schneidkopfsaugbagger durch die Rohrleitung zum aufzuspülenden Strandabschnitt gespült werden. Dieser Entnahmebereich am Ostrand der Robbenplate ist bis einschl. 1989 beibehalten worden. Der 1989 aufgespülte Sand wies einen Korndurchmesser zwischen 0,15 und 0,18, i. M. 0,17 mm auf. Im Interesse einer etwas längeren Verweildauer des Sandes wäre ein Korndurchmesser von ewa 0,20 mm wünschenswert gewesen. Die Lagerstättenstudie hatte 1987 ergeben, daß unter dem feinsandigen Seesand bei 14 bis 19 m Tiefe eine etwa 5 m dicke Mergelschicht liegt und darunter zunächst pleistozäner Feinsand, ab 30 bis 35 m Tiefe dann feinsandiger Mittelsand ansteht. Die Entnahme dieses feinsandigen Mittelsandes aus 30 bis 40 m Tiefe im Tiefsaugeverfahren hätte etwa das 10fache [26] der gewählten Entnahme bis 15 m Tiefe gekostet und erschien damit nicht wirtschaftlich. Der Entnahmetrichter in der östlichen Robbenplate ist innerhalb eines Jahres wieder aufgefüllt worden. Der Sand hat sich von der Seeseite her schichtweise abgelagert [26]. Im Sommerhalbjahr 1989 sind 170 000 m^3 in den 350 m langen Entnahmetrichter transportiert worden; das zeigt die starke Sedimentbewegung auf der Plate [26].

Im Rahmen der von einem Forschungsvorhaben begleiteten Aufspülung 1989 wurde ferner 17 000 m^3 gröberes Aufspülmaterial aus etwa 10 m Tiefe vom Meeresgrund nördlich von Juist-Ost mit einem kleinen Hopper herangebracht und das Buhnenfeld C-II nach dem Regenbogensystem (Abb. D 33) damit aufgefüllt. Ein günstigeres Verhalten konnte nicht festgestellt werden. Der Hopperbetrieb aber erwies sich wegen der geringen Fahrwassertiefen im Bereich des Riffbogens als tideabhängig und ungünstig.

1992 wurde die Entnahme nach umfangreichen Erkundungsbohrungen in den 500 m weiter westlich gelegenen Westrand der Robbenplate verlegt (Abb. D 31), da hier ein gröberer Feinsand festgestellt worden war. Die Kornanalyse des aufgespülten Materials ergab ein d_{50} = 0,18 mm bei d_{10}/d_{90} = 0,16/0,6 mm (Abb. D 40) [26]. Der d_{90}-Wert weist auf einen beträchtlichen Muschelanteil hin.

5. Naßbaggergeräte

Für die Aufspülungen sind seit 1976 stationäre Naßbaggergeräte verwendet worden, bis 1984 jeweils mit Schneidkopf und 1989 sowie 1992 mit Saugkopf mit Druckwasserlöseeinrichtung. Gemäß Tab. D 4 ist in drei der fünf Spülmaßnahmen von 1976 bis 1992 ein mittelgroßes Gerät „Pirat VI" bzw. „Pirat IX" mit 500 mm Spülrohrdurchmesser und 850 kW Pumpenleistung eingesetzt worden. Für die relativ geringe Aufspülmenge zwischen 0,4 und 0,5 Mio. m^3 und unter den gegebenen Seegangsbedingungen, Tiefenverhältnissen und Spülentfernungen bietet dieses Gerät eine wirtschaftliche Lösung für die Aufspülung.

6. Erosionsraten und Mindeststrandhöhe

Gem. Tabelle D 3 sind von 1951 bis 1992 (einschl.) rd. 4,1 Mio. m^3 Sand eingebaut worden. Der zeitliche Ablauf (Abb. D 7 und Tab. D 3) zeigt, daß die Vorgaben der Arbeitsgruppe Norderney, in 5- bis 10jährigem Abstand jeweils die jährliche Ergänzung von etwa 90 000 m^3 vorzunehmen, zunächst nicht befolgt worden ist. In den ersten 24 Jahren wurde nur 1967 die sehr geringe Aufspülmenge von 240 000 m^3 ergänzt. Nach 1976 setzte dann eine Rückbesinnung auf die Empfehlungen der Arbeitsgruppe und deren Philosophie

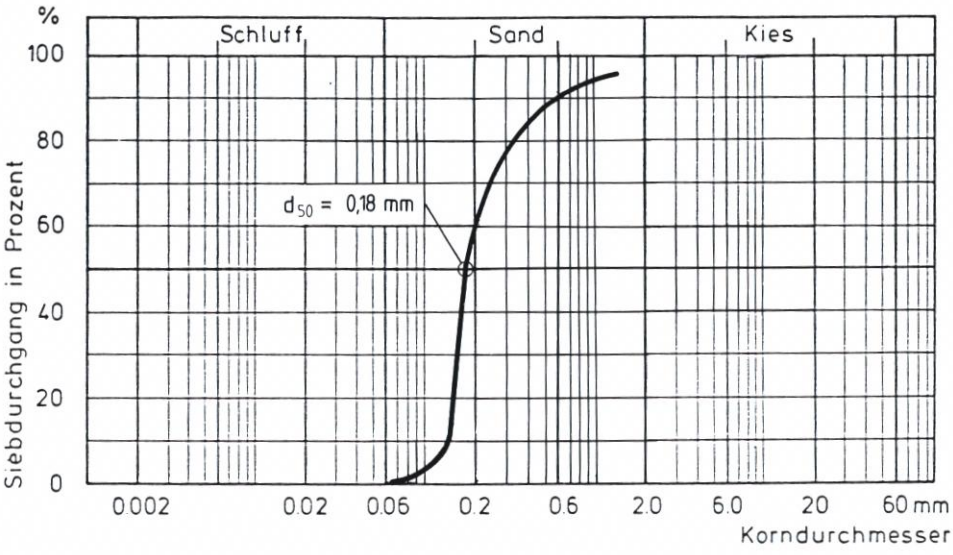


Abb. D 40. Korngrößenverteilung des in Norderney 1992 aufgespülten Sandes

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle D4. Seit 1976 eingesetzte Naßbagger, deren Merkmale und Bauzeiten [26]

Jahr der Ausführung	1976	1982	1984	1989	1992
Naßbagger	„Jokra" Cutter	„Pirat VI" Cutter	„Triton" Cutter	„Pirat VI" Grundsauger*)	„Pirat IX" Grundsauger*)
Verdrängung	~ 2200 m^3	~ 440 m^3	~ 1350 m^3	~ 440 m^3	~ 440 m^3
Tiefgang	2,80 m	1,40 m	2,40 m	1,40 m	2,00 m
Baggertiefe	bis 26 m	16 m	20 m	16 m	16 m
Saugleitung	∅ 800 mm	∅ 550 mm	∅ 850 mm	∅ 550 mm	∅ 550 mm
Druckleitung	∅ 750 mm	∅ 500 mm	∅ 800 mm	∅ 500 mm	∅ 500 mm
Pumpenleistung	~ 3200 kW	~ 850 kW	~ 2500 kW	~ 850 kW	~ 850 kW
Schneidkopf-antrieb	~ 590 kW	~ 132 kW	~ 365 kW	entfällt	entfällt
Spülmenge	500 000 m^3	470 000 m^3	410 000 m^3	447 000 m^3**)	500 000 m^3
Bauzeit gesamt	60 Tage	65 Tage	37 Tage	52 Tage	48 Tage
Spüldauer	20 Tage	31 Tage	13 Tage	21 Tage	35 Tage
Spülentfernung	bis 1800 m	2200 m	2300 m	2250 m	2750 m
Spülleistung pro Tag	~ 25 000 m^3	~ 15 000 m^3	~ 31 000 m^3	~ 20 500 n^3	~ 14 300 m^3

*) mit Druckwassereinrichtung; **) einschl. 17 000 m^3 gröberen Sand

ein, nachdem die Orkanfluten 1962, 1973 und 1976 zu erheblichen Schäden an den alten Schutzwerken geführt hatten.

Nicht nur eine Verhinderung der Bauwerksunterspülung, sondern auch eine Begrenzung der Seegangsbelastung durch den höheren Strand wurde wieder angestrebt. Als Mindeststrandhöhe am Nordweststrand (Buhnenfeld D_1–E_1) wurde ein Strandkeil von 50 m^3/m über MTnw angehalten, was einer Strandhöhe in Deckwerksnähe von etwa NN −0,5 m entspricht. Das Unterschreiten dieser Strandhöhe macht dann eine erneute Aufspülung notwendig. Die jährliche Erosionsrate von rd. 132 000 m^3 seit 1976 (Tab. D 5) liegt deutlich über dem von der Arbeitsgruppe geschätzten Wert und dürfte vor allem auf die seit 1970 erheblich gestiegene Sturmfluthäufigkeit zurückzuführen sein.

Tabelle D5. Mittlere Erosionsraten des aufgespülten Norderneyer Strandes

Aufspülungen*)	Sandmenge (Mio m^3)	Jahre der Erosion	mittl. Erosionsrate (m^3/Jahr)
1951/52–1989	3,607	41 J.**)	88 000
1976–1989	2,117	16 J.**)	132 000

*) einschl.Trockeneinbau 1981, 1983, 1990; **) bis zur Aufspülung im Mai 1992

Beispiel 2: Strandaufspülungen in Phasen unzureichender Sandversorgung und Platensteuerung auf Langeoog

1. Strandaufspülung 1971/72 mit stabilisierendem geotextilen Schlauchwerk

Im Unterschied zu Norderney sorgt auf Langeoog der natürliche Sandnachschub durch die regelmäßige Anlandung von Platen für eine ausgeglichene Sandbilanz am Nord- wie am

Nordwest- und Weststrand. Die Lage der tiefen Rinne im Westen der Accumer Ee am steilen Ostufer des Baltrumer Osterhoek und ihre nördlich gerichtete Stoßrichtung bewirken diese gleichbleibend günstige Platenanlandung (Abb. D 2). Ursache für diese Rinnenführung im Seegat ist die Form des Watteinzugsgebietes, von dem rd. 85 % östlich des Seegats zwischen der Insel Langeoog und der Festlandsküste liegen und nur 15 % zum Baltrumer Watt gehören [55].

Aber diese Sandversorgung aus anlandenden Platen kann naturgemäß nicht mit einer solchen Perfektion den brandungsabhängigen Sandabtrag am Strand ergänzen, daß es nicht auch zu gewissen Schwankungen und Störungen in der Sandversorgung einzelner Strandabschnitte kommen könnte und Phasen mit Sandmangel zu überbrücken wären. Am Nordstrand fehlte z. B. zwischen 1960 und 1970 die Sandanlandung, so daß nördlich des Pirolatales ein starker Randdünenabbruch mit bis zu 21,5 m/Jahr im Profil 25 eintrat [55].

Daher wurde 1971/72 eine Strandaufspülung des Nord- und Nordweststrandes notwendig (Abb. D 41). Auf der 2,5 km langen Strandstrecke wurden 550 000 m^3 Sand aufgespült und mit einem zuvor verlegten Schlauchwerk stabilisiert. 50 bis 70 m vor dem Dünenfuß wurde ein Längswerk aus geotextilen Zwillingsschläuchen mit je 1 m Durchmesser verlegt und in Abständen von 60 m durch Riegel an den Dünenfuß angeschlossen [27]. Die natürliche Platenanlandung hat seit 1972 das Schlauchwerk allmählich eingesandet und anschließend den Strand erhöht und die Rückgewinnung der Randdüne begünstigt. Bei der starken Strandabnahme Anfang der 80er Jahre trat das Schlauchwerk teilweise wieder zutage. Es zeigte sich, daß das vordere Längswerk offenbar nach Verflüssigung des Strandes unter schwerem Brandungsschlag auf Teilstrecken erheblich abgesackt war und streckenweise bis zu einem Meter tiefer als nach dem Einbau lag. Aus diesem Grunde konnte es für eine erneute Aufspülung nicht aktiviert werden.

Für die Strandaufspülung 1971/72 wurde der Sand aus dem südlich der Randdünenkette gelegenen Sommerpolder entnommen und dadurch der Schloppsee geschaffen. Seit 1983 wurden immer wieder Sicherungsmaßnahmen am Seeufer notwendig. Die sich bei Überflu-

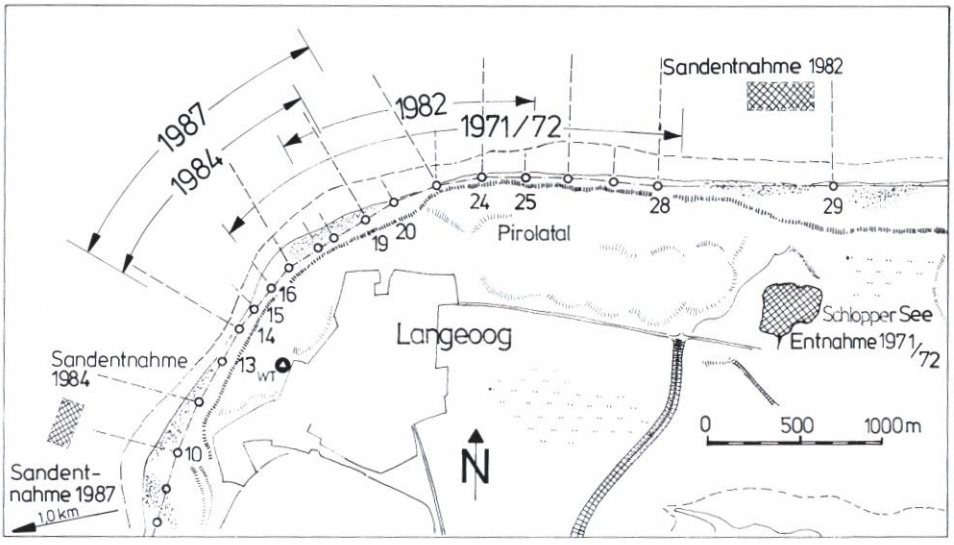


Abb. D 41. Westteil der Insel Langeoog mit Vermessungsprofilen und Kennzeichnung der Aufspülstrecken und Sandentnahmen der Strandaufspülungen 1971/72 bis 1987 [21]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

tungen des Sommerpolders durch rückschreitende Erosion vergrößernden Zulaufrinnen waren mehrfach zu sichern oder abzugrenzen. Ein tiefausgekolkter Durchbruch des öffentlichen Weges und die Unterspülung mehrerer Ver- und Entsorgungs-Hauptleitungen im Winter 1991/92 machten schließlich eine Umwallung des Schloppsees mit Bewirtschaftung über ein Rohrsiel notwendig.

2. Stranderhöhung durch Steuerung der Platenanlandung 1982

Auf Langeoog verursachten die Orkanfluten des Winters 1981/82 eine starke Abnahme des Nordstrandes und schwere Dünenabbrüche mit der Gefahr des Dünendurchbruchs zum Pirolatal. Vor der geschwächten Randdüne am Profil 24 lag eine Sandplate etwa 350 m vor dem Strand und näherte sich diesem im spitzen Winkel weiter in östlicher Richtung. Die Gefahr könnte gebannt werden, wenn es gelingen würde, die Richtung dieser Plate zu ändern und sie direkt an den Strand zu steuern (Abb. D 42). Dieser Versuch wurde 1982 unternommen, nachdem folgende Überlegungen dazu ermutigt hatten:

Der Sand einer Plate am Nordstrand Langeoogs bewegt sich bei dem aus Nordwesten anlaufenden Seegang zunächst auf der Außenböschung der Plate in östliche Richtung und lagert sich am Ende der Plate ab. Bei steigendem Wasserspiegel wird ein Teil des Sandes außerdem über die Plate gespült und kommt auf der steilen inselseitigen Böschung zur Ablagerung. Durch den Brandungsstrom wird davon ein Teil in der Strandbalje weiter nach Osten transportiert und ebenfalls am Ende der Plate abgelagert [21]. Ein durch die Strandbalje aufgespülter Sanddamm könnte die Längsströmung und damit den Längstransport in der Strandbalje unterbinden und die unmittelbare Platenanlandung ermöglichen.

Dafür wurde ein 350 m langer Sanddamm mit 130 000 m^3 Sand geschaffen [20, 21]. Für die äußere Verstärkung der Randdüne wurden auf den oberen Strand auf 1300 m Länge noch einmal 130 000 m^3 Sand aufgespült. Der Sand dieser Aufspülmaßnahme wurde 2 km östlich aus dem gutversorgten Vorstrandbereich entnommen; er entsprach damit der üblichen Strandkörnung von $d_{50} \cong 0{,}2$ mm.

Die beabsichtigte Wirkung des Sanddammes trat in vollem Umfange ein. Auf Abb. D 43

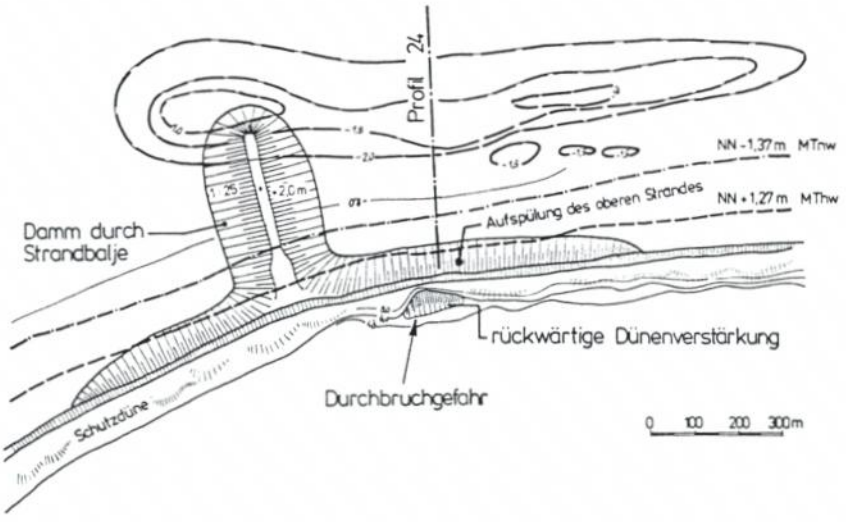


Abb. D 42. Aufzuspülender Damm durch die Strandbalje auf Langeoog zur Plate und geplante Aufspülung des oberen Strandes 1982 (Lageplan) [20, 21]

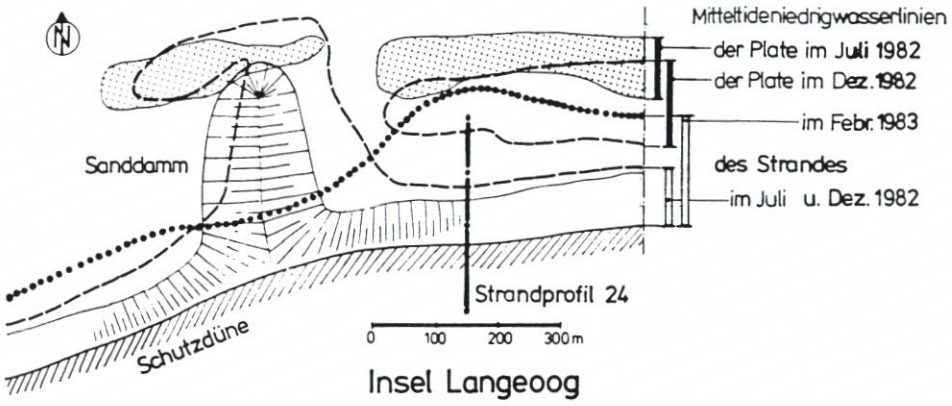


Abb. D 43. Anlandung der Plate und Auflandung des Strandes nach Vermessungen im Juli 82, Dez. 82 und Febr. 83 [21]

sind die Umrisse der Plate und des aufgespülten Dammes im Juli 1982 sowie ihre Bewegung bis Dezember und ihre völlige Anlagerung an den Strand bis Februar 1983 dargestellt. Die Massenbilanz am Strand zeigt Abb. D 44.

Unter Ausnutzung der natürlichen Transportkräfte konnte mit dem relativ geringen Einsatz von 1,0 Mio. DM die Erosionsphase überbrückt und die Sicherheit für Langeoog wiederhergestellt werden. Die Anlandung weiterer Platen hat danach den Strand weiter aufgehöht und den Wiederaufbau der Randdüne ermöglicht.

3. Überbrückung ausbleibender Platenanlandung durch Strandaufspülungen und deren Bemessung

In den beiden Winterhalbjahren 1982–1984 ereigneten sich zahlreiche Sturmfluten mit Verweilzeiten von Sturmflut-Wasserständen über NN +2,0 m am Pegel Norderney von insgesamt 138 Stunden. Am Nordweststrand Langeoogs führte dieses bei ausbleibender Platenanlandung nach 1982 zu einer Erosionsphase (s. Zeit-Weg-Diagramm Abb. D 4) mit erheblichen Dünenabbrüchen und machten 1984 eine Sicherung der unmittelbar vor dem Ort mit Hauptbad und Kurzentrum gelegenen Randdüne notwendig. Auf 1 km Strandstrecke

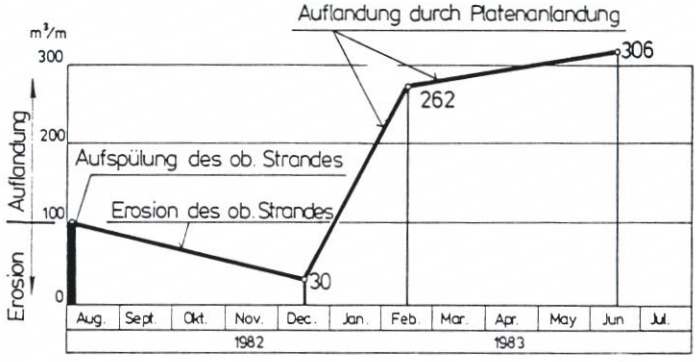


Abb. D 44. Bilanz in Profil 24 – Erosion der Aufspülung des oberen Strandes bis Dez. 82 und anschließende Auflandung durch Anlandung der Plate [21]

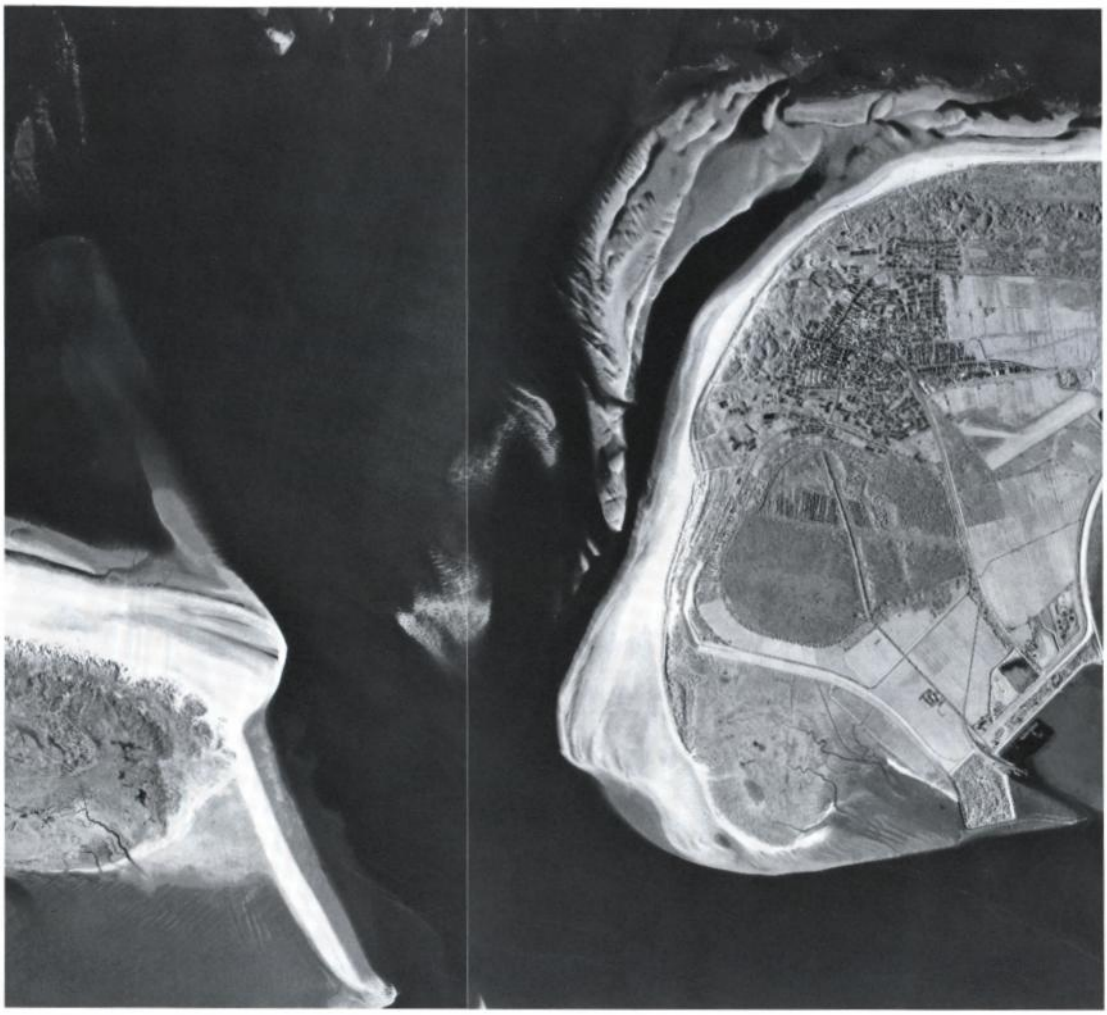


Abb. D 45. Luftbild vom Westteil der Insel Langeoog mit anlandenden Platen des Riffbogens, links im Bild Ostende von Baltrum (Luftbild vom 19.5. 1992) bei einem Wasserstand von NN −1,75 m (MTnw −0,48 m)

wurden 290 000 m^3 Sand aufgespült. Aber die Stranderosion wirkte fort und da die Riffbogenbefliegung 1985 auch in naher Zukunft keine anlandenden Platen vor dem Nordweststrand erkennen ließ, erwies sich zur Abwendung weiterer Dünenabbrüche unmittelbar vor dem Ortskern die Planung einer weiteren Aufspülung als notwendig. Diese Strandaufspülung wurde 1987 durchgeführt, indem 570 000 m^3 Sand aus dem südlichen Randbereich des Seegats Accumer Ee mit stationärem Saugbagger über eine Spülrohrleitung eingespült wurden.

Die Aufspülstrecke wurde hierbei erstmals nach dem „Mindeststrandprofil" mit der kritischen Strandbreite b_{krit} = 150 m zwischen NN ± 0 und dem Dünenfuß NN +3,0 m ermittelt (s. Abschn. 3.2.1.3). Das Aufspülprofil ergab sich, indem das Mindeststrandprofil um das Vorsorgemaß von 1 m (s. Abschn. 5.2.2.2 u. Abb. D 21) erhöht wurde und eine zusätzliche Depotaufspülung im Bereich des trockenen Strandes erhielt [21]. Damit ließ sich

eine Lücke bis zur Platenanlandung von mindestens drei Jahren überbrücken. Tatsächlich lag die Plate 1992 noch 300 m von der Strandlinie bei MThw entfernt (s. Abb. D 45), so daß eine erneute Aufspülung notwendig wurde.

Zusammengefaßt kann festgestellt werden, daß die Insel Langeoog als Beispiel für Inseln gilt, auf denen Phasen mit Sandmangel auf bestimmten Strandabschnitten infolge ausbleibender Platenanlandung auftreten. Die Planung von Strandaufspülungen erfordert eine ständige Beobachtung der Platen- und Strandentwicklung durch Luftbilder und Strandprofilmessungen. Die Beurteilung der Dringlichkeit von Strandaufspülungen nach dem „Mindeststrandprofil" hat sich für die ostfriesischen schutzwerkfreien Strände bewährt. Auch die Bemessung unter Berücksichtigung des Vorsorgemaßes gibt einen guten Anhalt. Dabei bilden das Zeit-Weg-Diagramm und die Abschätzung der Platenbewegung aus den Luftbildern eine wesentliche Grundlage.

Beispiel 3: Aufspülungen Westerland/Sylt seit 1972

1. Maßnahmen vor Westerland/Sylt in den Jahren 1972, 1978, 1984 und 1990

Bis etwa 1970 standen bei Überlegungen zum Uferschutz vor Westerland feste Bauwerke im Vordergrund, was in erster Linie einen passiven Schutz gegen die angreifenden Kräfte bedeutet. Die Entwicklung der Uferschutzmauer ist aus Empf. E, Beisp. 15 zu ersehen. Im Jahre 1972 wurde dann erstmals der Versuch einer Sandvorspülung verbunden mit einem eingehenden Untersuchungsprogramm unternommen. Bei dieser Maßnahme wurde das Konzept einer in den Unterwasserstrandbereich sich ausdehnenden Vorspülung gewählt. In Form einer Sandbuhne wurde ein Sandkörper so vorgespült, daß es den vorherrschenden Wellen- und Strömungseinflüssen überlassen werden konnte, den Sand von selbst an die zu schützenden Uferstrecken zu fördern. Dieses Vorgehen bietet den großen Vorteil [28, 33], daß der Sand dort von vornherein in einem strandgerechten Profil abgelagert wird. Durch den gewählten Grundriß der Vorspülung im Jahre 1972 (s. Abb. D 25 oben) wurde im ersten Jahr nach der Vorspülung sogar noch Zusatzsand aus dem natürlichen Küstenlängstransport im Bereich der Uferschutzmauer „eingefangen" [29, 31] und dadurch die Verweilzeit des Sandvorrates im zu schützenden Gebiet verlängert.

Im Jahre 1978 wurde die Wiederholung einer Vorspülung erforderlich. Diese Versuchsvorspülung wurde vergleichsweise als flächenhafte Vorspülung (Abb. D 25, Mitte) ausgeführt. Allgemein liegt dieser Methode der Gedanke zugrunde, einem erosionsgefährdeten Uferabschnitt auf ganzer Länge einen Sandvorrat zuzuführen, um diesen Abschnitt für eine bestimmte Zeit stabil zu halten.

Der zu erwartende Querschnitt einer Flächenvorspülung stellt sich bei einem freien Auslauf des Spülsandes auf der Spülfläche etwa nach Abb. D 17 dar. Der steile Unterwasserstrand unterhalb MTnw unterliegt auch bei normalen Seegangsverhältnissen einer ständigen rückschreitenden Erosion, wie es auch nach der 2. Vorspülung beobachtet werden konnte. Darüber hinaus bildete sich bereits in den Sommermonaten 1978 entlang der seeseitigen relativ hohen Aufspülfläche ein bis zu 3 m hohes Kliff aus, an dem durch Kliffbrandung erhebliche Sandmassen zunächst in den Unterwasserstrandbereich und dann aus dem unmittelbar zu schützenden Bereich heraus in Nachbarabschnitte verfrachtet wurden.

Für die 3. Vorspülung vor Westerland im Jahre 1984 hatte FÜHRBÖTER vorgeschlagen, die Vor- und Nachteile der vorausgegangenen punktuellen und Flächenvorspülungen miteinander zu verbinden und bei der anstehenden Wiederholungsaufspülung eine Strandlinie anzustreben, wie sie auf Abb. D 25 (unten) dargestellt ist. Durch die Wahl von drei sog. Sandhöfts,

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

zwischen denen zwei Strandbögen von etwa 500 m bis 600 m Länge eingeschlossen werden, wurde beabsichtigt, an der Nord- und Südflanke „Zusatzsand" einzufangen. Die beiden eingeschlossenen Strandbögen sollten durch eine Überlagerung von Diffraktions- und Refraktionseinflüssen eine Verminderung des Wellenangriffs bewirken. Außerdem sollte mit der Form erreicht werden, daß für die erste Zeit durch den Küstenlängstransport statt einer Fernverfrachtung nur innere Umlagerungen innerhalb dieser Bögen auftreten können. Es wurde hierdurch erwartet, daß sich gerade in den ersten Zeitabschnitten nach der Vorspülung eine größere Stabilisierung als bei einer linearen Vorspülung mit einem geradlinigen Verlauf der Strandlinie einstellen würde. Die 4. Vorspülung vor Westerland wurde im Jahre 1990 ebenfalls nach dem Prinzip der Girlandenvorspülung durchgeführt.

2. Durchführung und Bewertung der Höftvorspülung 1972

Bei der Höftvorspülung 1972 war ursprünglich beabsichtigt, die ausgeprägte Rinne zwischen Strand und Riff zu durchdämmen (s. Abb. D 10). Bei der Ausführung zeigte es sich, daß die vorgesehene Vorspülmenge von rd. 1,0 Mio. m^3 Sand, von der ein Spülverlust von etwa 30 % abzuziehen ist, nicht ausreichte, um vom Strande her die Sandbuhne in das vorhandene Riff einzubinden. Die Gründe sind darin zu sehen, daß vor Kopf der Sandbuhne vor allem durch erhöhte Tideströmungen ein stärkerer Abtrag auftrat und die mittlere Spülleistung von 6700 m^3/Tag bei der damaligen Gerätekonstellation nicht ausreichte, um die letzte Phase der Durchdämmung innerhalb kürzester Zeit zu bewerkstelligen. In Anbetracht der inzwischen möglichen Vorspülmengen von mehr als 20 000 m^3/Tag ließe sich diese Aufgabe wahrscheinlich lösen. Den Einfluß des Riffs auf die Strandbrandung verdeutlichen Abb. D 46a u. b.

Bedingt durch die erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten und die nicht vollendete Durchdämmung hat sich unmittelbar nach Beendigung der Vorspülung eine unerwünschte Erscheinung eingestellt, indem der bis dahin durchgehende Riffgürtel durchbrochen wurde und vorübergehend ein seewärtiger Materialtransport auftrat (vgl. Abb. D 25 oben mit dem durchgehenden Riffgürtel und Abb. D 26 oben mit den Vorstrandverhältnissen etwa 2 Monate nach Abschluß der Vorspülung). Daß der Seegang die Sandbuhne innerhalb relativ kurzer Zeit umgeformt und den vorgespülten Sand relativ gleichmäßig entlang der zu schützenden Uferstrecke verteilt hat, geht aus den Vermessungen im Oktober 1972 (Abb. D 24 oben) und Mai 1973 (Abb. D 24 Mitte) hervor. Auffällig ist auch, daß sich in dieser Zeit der Riffgürtel wieder geschlossen hat. Im 2. Winterhalbjahr wurde u. a. auch der Vorspülbereich durch eine Folge von Sturmfluten im November und Dezember 1973 außergewöhnlich stark der Brandung ausgesetzt. Wie das Aufmaß am Ende des Winterhalbjahres (Abb. D 26 unten) veranschaulicht, wurde bestätigt, daß Sandvorspülungen auch bei Extrembeanspruchungen ihre Schutzfunktion – hier gegen Unterspülung der Uferschutzmauer – nicht verlieren. Einem „Zugewinn" von rd. 10 % der Vorspülmengen aus dem natürlichen Küstenlängstransport (10/72 bis 5/73) im 1. Winterhalbjahr folgte ein Abtrag von 260 000 m^3 während des extrem sturmflutreichen Winters 1973/74 [29]. Danach waren die Verluste erheblich geringer, auch im Winter 1975/76 mit den sehr schweren Sturmfluten vom 3. 1. und 21. 1. 1976, wo ebenfalls infolge der Sandvorspülungen keine Schäden an den Uferschutzbauten auftraten.

Zu der Methode der punktuellen Vorspülung kann abschließend gesagt werden, daß sich diese in dem exponierten Küstenvorfeld von Sylt bewährt hat und der dort mit wechselnden Anlaufrichtungen auftretende Seegang in der Lage ist, ein Höft in einen durchgehenden breiten Strandbereich mit dem großen Vorteil von natürlichen Strandneigungen vor den Uferschutzbauten zu verteilen. Die Auswertung der Höftumformung und der Sandverluste



Abb. D 46a. Brandung vor Sylt (Luftbilder vom 25. 11. 1981),
Konzentrierte Brandung am Strand ohne vorgelagertes Riff gem. Abb. D 10

durch den zeitweise nach Norden und ebenfalls nach Süden gerichteten Küstenlängstransport erlaubt in Verbindung mit der Analyse der im langjährigen Mittel zu erwartenden Windhäufigkeiten und Wellenanlaufrichtungen die Optimierung der Lage der Buhnenachse hinsichtlich einer möglichst langen Verweilzeit des Sandes im eigentlich zu schützenden Bereich für den Fall einer Wiederholung der Höftvorspülung [33].

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

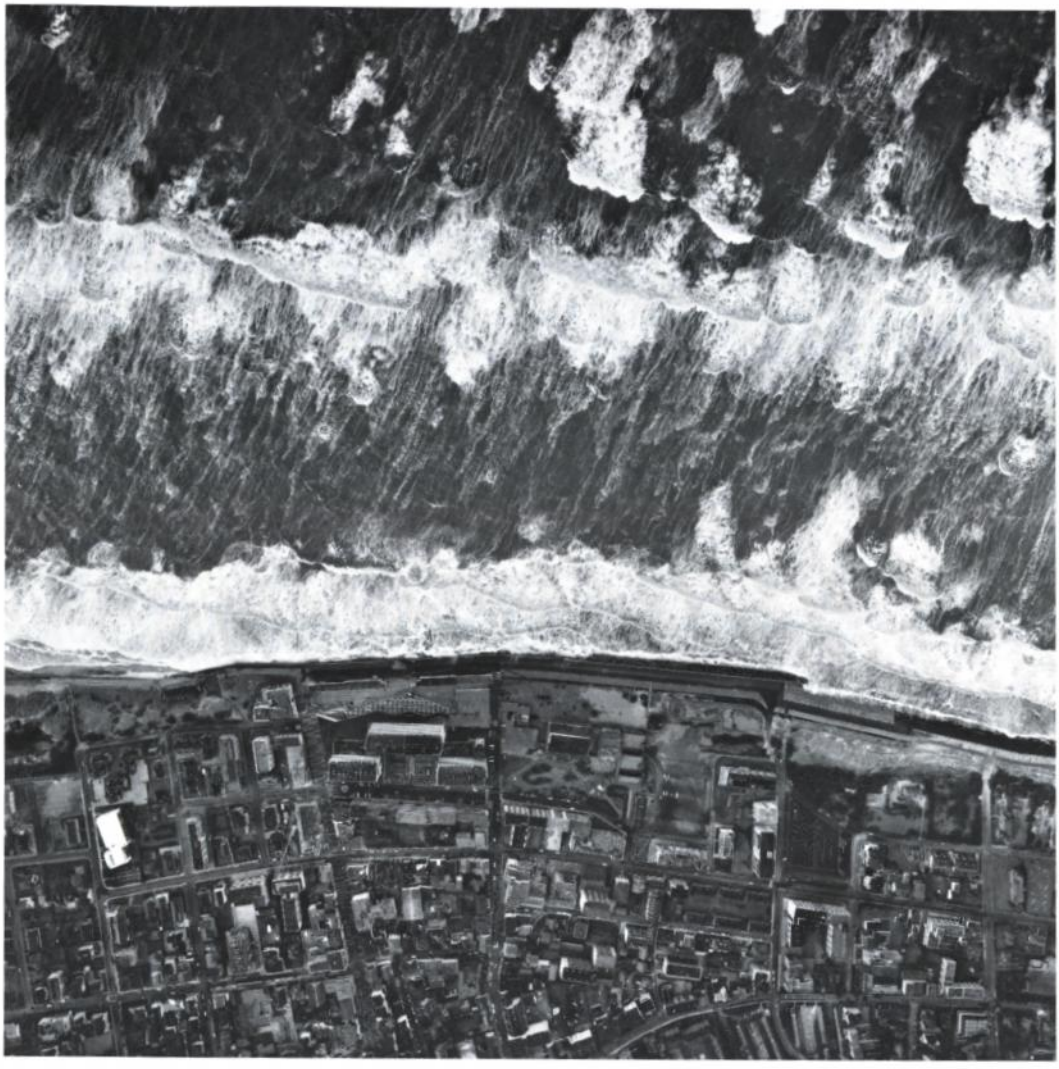


Abb. D 46b. Brandung vor Sylt (Luftbilder vom 25. 11. 1981),
Brandung über dem Riff und am Strand

Beispiel 4: Sandentnahmen und -transporte am Beispiel Sylt

1. Sandentnahmen im Küstenvorfeld und Watt

Für die Versuchssandvorspülungen vor Westerland in den Jahren 1972 und 1978 konnten noch rd. 2 Mio. m^3 Kaolinsand aus dem Rantum-Watt entnommen und hydraulisch über eine Transportlänge von 7 km zur Einbaustelle am Strand vor Westerland gefördert werden (Abb. D 8). Danach wurden geeignete Lagerstätten im Küstenvorfeld erkundet [2, 44].

Außer den Empfehlungen der Abschnitte 4.2 und 4.3 waren folgende Aspekte für die Auswahl des Sandentnahmegebietes zu beachten:

- die Transportwege zwischen Entnahme und Einspülbereich müssen wirtschaftlich vertretbar sein,
- die Entnahme darf zu keiner Gefährdung des Inselsockels führen, der in einer Wassertiefe von etwa 10 m definiert ist und
- mögliche Umweltbeeinträchtigungen im Entnahmegebiet sind im Vorfeld des Genehmigungsverfahrens abzuschätzen.

Nach diesen Gesichtspunkten wurde ein Entnahmegebiet von rd. 40 km^2 Größe in Wassertiefen von 12 m bis 14 m und einer Entfernung zwischen 7 km und 10 km von der Westküste erkundet (Abb. D 5), um einen Sandbedarf von 20 Mio. m^3 für die ersten 10 Jahre der Verwirklichung des Fachplanes Sylt [1] sicherzustellen.

Abb. D 47 zeigt beispielhaft die Schichtstärken von Holozän, Pleistozän und Tertiär bis zu einer Bohrtiefe von 40 m und die zugehörigen Korngrößenanteile. Die Feinsandlage an der Oberfläche mit einem Korndurchmesser d_{50} = 0,21 mm ist im Vergleich zu der im Vorspülbereich an der Westküste erforderlichen Korngrößenverteilung mit einem d_{50} = 0,35 mm ungeeignet. Erst in den tiefer liegenden Schichten des Pleistozäns (Mitte) und des Tertiärs (unten) sind die im Entnahmegebiet erkundeten Korngrößenverteilungsbänder mit Medianwerten d_{50} = 0,43 mm und d_{50} = 0,40 mm für Sandvorspülungen auf Sylt ausreichend [1]. Wegen der vorliegenden Verhältnisse im Entnahmegebiet und auch angesichts des Wellenklimas vor Sylt [12, 15] bestand Einvernehmen darüber, daß für die Sandentnahme nur seegängige Hopperbagger in Frage kommen. Neben der Sandentnahme mit wenig befriedigendem Schleppkopf wurde 1986 ein Hopperbagger mit Stechkopf für eine Erprobung dieser Methode angemietet, und es konnte nachgewiesen werden, daß ein Hopperbagger mit Stechkopf, der bei der Gewinnung im Sandentnahmegebiet vor dem Buganker liegt, auch bei den vor Sylt herrschenden Seegangsverhältnissen wirtschaftlich eingesetzt werden kann (Abb. D 32). Für die Durchführung einer „höftartigen" Vorspülung vor Kampen/Kliffende im Übergangsbereich zwischen Kliff und Düne wurde erstmals erfolgreich ein Laderaumsaugbagger mit Stechkopf („Saga" mit einem Laderrauminhalt von 1500 m^3, Tiefgang: 6 m, Leistung: 5500 kW sowie max. Spülentfernung: 1250 m) eingesetzt. In einem Zeitraum von 2 Monaten wurden von April bis Juni insgesamt 300 000 m^3 Sand vorgespült. Beim Stechkopf-

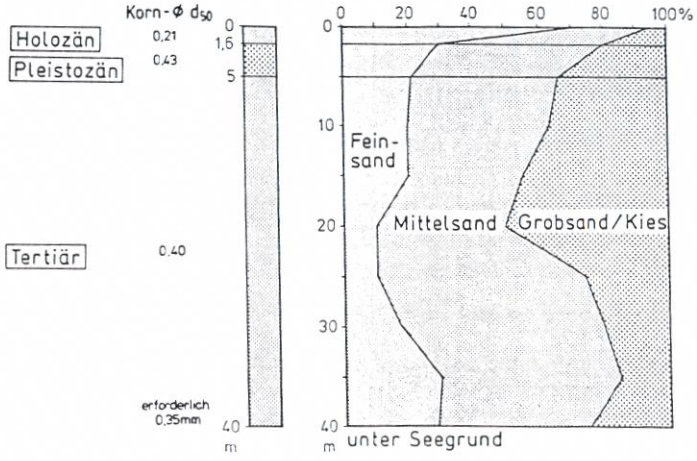
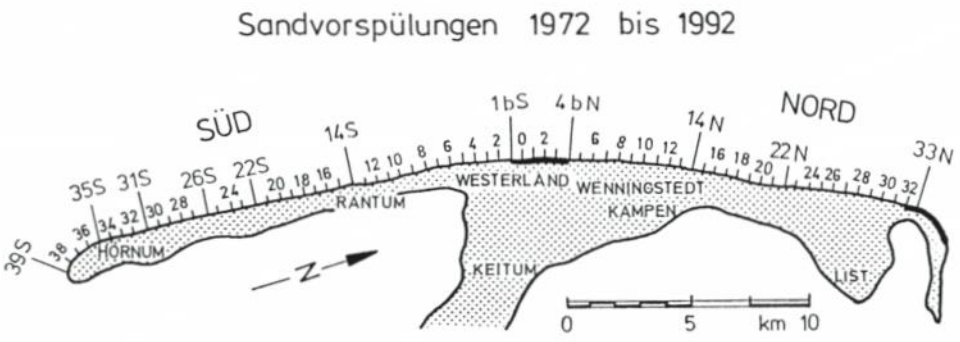


Abb. D 47. Korngrößenverteilung im Sandentnahmegebiet vor Westerland (Abb. D 8) und Schichtstärken von Holozän, Pleistozän und Tertiär [1]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Station Länge (km)	39S 2,0	35S 2,0	31S 2,5	26S 2,0	22S 4,0	14S 6,3	1bS 3,0	4bN 4,7	14N 4,0	22N 5,5	33N	Vorspülmenge in Mio. m³
1972												1.00
1978		32S										1.00
1983						11S						0.63
1984												1.10 / 0.33
1985			28S									1.97
1986						15S 8S						1.60
1987						7S 3S				27N	31N	1.44 / 0.30
1988				23S		5S						1.00 / 1.20
1989	36S	34S					1S 2N	6N 7N 10N				2.00
1990		32S	29S									3.45
1991								13N		24N		2.00
1992												2.00

Jahr	Einbauart	Einbaumenge (m³)	Strandstrecke (km)	Art der Vorspülung	Kosten (DM)
1972	Westerland - Versuchssandvorspülung	1,00 Mio.	0,3	Sandbuhne	5,6 Mio.
1978	Westerland - Versuchssandvorspülung	1,00 Mio.	0,9	Längsvorspülung	5,2 Mio.
1983	Hörnum - Versuchssandvorspülung	0,63 Mio.	1,0	Längsvorspülung	3,3 Mio.
1984	Westerland und Kampen	1,10 Mio.	1,5	Längsvorspülung mit 3 Höften	5,2 Mio.
1984	Rantum	0,33 Mio.	1,4	Dünenverstärkung	2,1 Mio.
1985	Wenningstedt/Kampen	1,92 Mio.	4,6	Längsvorspülung mit Depot	14,4 Mio.
1986	Hörnum	1,6 Mio.	3,2	Längsvorspülung mit Depot	7,7 Mio.
1987	Rantum	1,44 Mio.	3,0	Längsvorspülung mit Depot	10,1 Mio.
1987	Kampen Kliffende	0,30 Mio.	0,6	Höft	2,98 Mio.
1988	Westerland - Süd	1,00 Mio.	2,0	Längsvorspülung mit Depot	5,7 Mio.
1988	List	1,20 Mio.	3,0	Längsvorspülung mit Depot	6,5 Mio.
1989	Rantum Süd/Puan Klent	2,00 Mio.	4,0	Längsvorspülung mit Depot	10,6 Mio.
1990	Hörnum, Westerland, Wenningstedt,Kampen	3,25 Mio.	5,5	Längsvorspülung mit Depot	23,2 Mio.
1991	Wenningstedt, Hörnum	2,00 Mio.	3,0	Längsvorspülung mit Depot	15,4 Mio.
1992	Kampen-List	2,00 Mio.	5,5	Längsvorspülung mit 2 Höften	19,3 Mio.

Abb. D 48. Lageplan von Sylt mit Auflistung aller Sandvorspülungen von 1972 bis 1992 [41]

verfahren im Entnahmegebiet wurde zum Teil mit zwei Saugrohren gearbeitet. Bei Wellen bis zu H_s = 2 m entsprechend Windstärken 6 bis 7 Bft konnten die Sandentnahme und die Beladung des vor dem Buganker liegenden Baggers ohne Unterbrechungen durchgeführt werden.

Die auf Sylt bis 1992 durchgeführten Sandvorspülungen sind in Abb. D 48 zusammengestellt [41].

2. Sandvorspülung Hörnum 1983 mit Sandentnahme aus einer Tiderinne

Als Entnahme für die Vorspülung wurde nach eingehenden Untersuchungen ein Gebiet von 2100 m Länge und 160 m Breite am Osthang des Theeknobsandes zum Vortrapptief hin (Abb. D 49) ausgewählt. Ein Vergleich der Kornverteilung im Vorspülgebiet und im Entnahmegebiet (Abb. D 50) läßt die Entnahme als günstig einstufen.

Für die Ausführung der Sandvorspülung bot es sich wegen der relativ schmalen Inselbreite am südlichen Ortsrand von Hörnum an, die Übergabestation des Hopperbaggers in den Lee-Bereich der Insel vor das Ostufer zu legen (Abb. D 49). Die Spülentfernung von rd. 3,5 km zwischen Übergabeponton und Spülfeld erforderte die Zwischenschaltung einer Pumpstation. Der Durchmesser der Schwimmleitung vom Übergabeponton bis zum Oststrand der Insel und der anschließenden Landleitung betrug 800 mm.

Für die Maßnahme wurde ein Hopperbagger mit einem Ladevolumen von 3000 m^3 bei einem Tiefgang von 6,5 m eingesetzt (Pumpenleistung des Hoppers: Gewinnen = 2 × 1100 kW sowie Verspülen = 2700 kW; Pumpstation: 1620 kW). Bei einer mittleren Entfernung zwischen der Sandentnahme in der Theeknobsrinne und der Übergabestelle am Ostufer von rd. 7 km ergab sich ein mittlerer Baggerumlauf von 4 Stunden (Abb. D 49). Mit einer mittleren Leistung von 20 000 m^3/Tag (6–7 Hopperfahrten) wurde die Versuchssandvorspülung innerhalb von fünf Wochen im Mai und Juni 1983 durchgeführt. Das Aufspülprofil dieser Vorspülung gem. Abb. D 51 weist seeseitig eine Neigung von 1:15 auf. Diese entspricht in etwa der Strandneigung, die sich unter dem Einfluß von Wellen und Strömungen in der sturmflutarmen Jahreszeit als natürliche Strandneigung (Sommerprofil) am Weststrand vor Sylt einstellt. Die Höhe der Brandungsberme von NN +4,0 m entspricht etwa dem HHThw vom 24. 11. 1981 mit NN +4,05 m. Der Bemessungswasserstand liegt auf NN +4,5 m [16].

Als noch weitgehend ungeklärt mußte bei der Wahl der Böschungsneigung von 1:15 die Frage nach der möglichen Ausbildung von Kliffs – auch bei niedrigeren Sturmflutwasserständen (sogenannten Kantenfluten) – an dem künstlich aufgehöhten Strand unbeantwortet bleiben. Es konnte daher bei der Planung nur darauf hingewiesen werden, im Hinblick auf spätere Maßnahmen diese Erscheinung sorgfältig zu beobachten. Die Breite der Berme von rd. 60 m, die sich durch Wahl ihrer Höhe aus dem vorgesehenen Vorspülvolumen je lfdm Strandlänge ergab, bietet im Vergleich zu einer flacher geneigten bis zur Düne durchgehenden Böschung den Vorteil einer relativ großen Strandbreite auf Höhe der Sturmflutwasserstände und damit ausreichende Reserven im Hinblick auf die Abbruchvorgänge. Die Entwicklung dieses Aufspülkörpers in den Jahren nach der Aufspülung war überlagert von einer plötzlich eintretenden, von der Aufspülung unabhängigen Rinnenbildung im Vorstrand. Die Vorspülmenge betrug insgesamt 640 000 m^3 Sand. Diese Störung beeinträchtigte auch die Profilentwicklung des Strandes, so daß dessen Beobachtung und Vermessung keine allgemein gültigen Schlußfolgerungen zuließen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

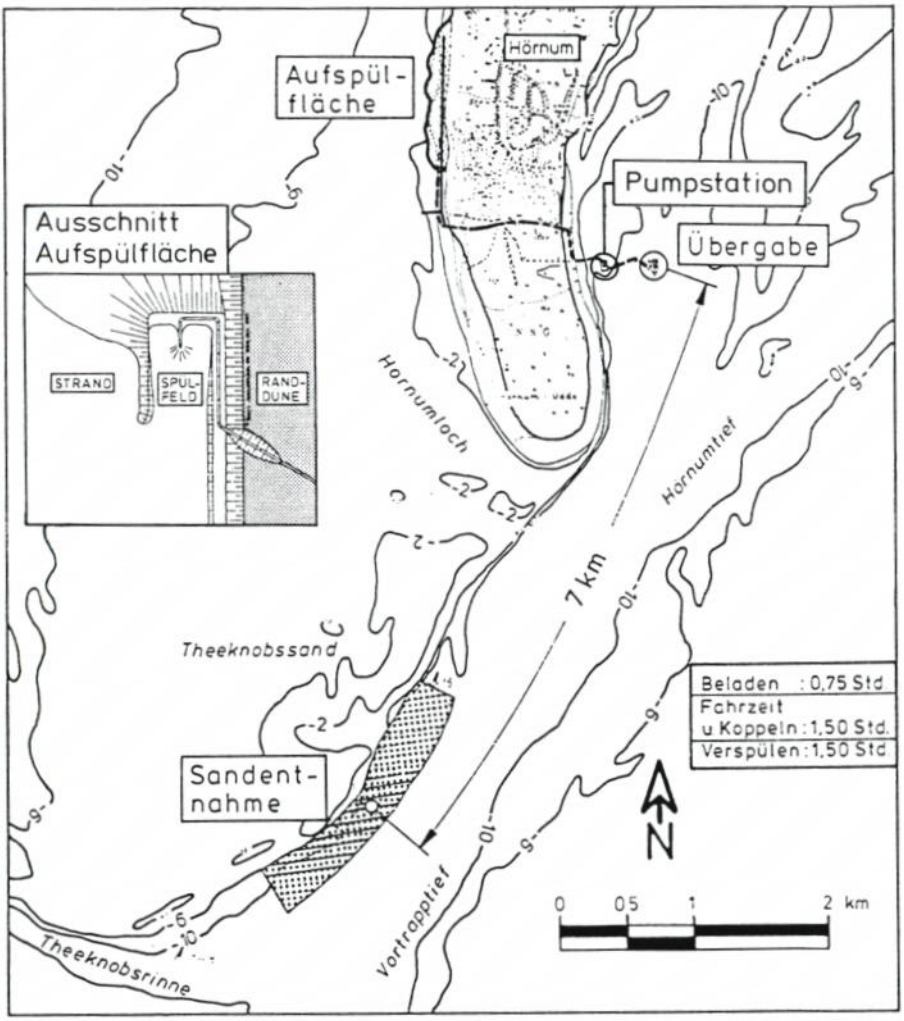


Abb. D 49. Sandvorspülung Hörnum 1983 und Sandentnahme am Theeknobssand (Lageplan) [16]

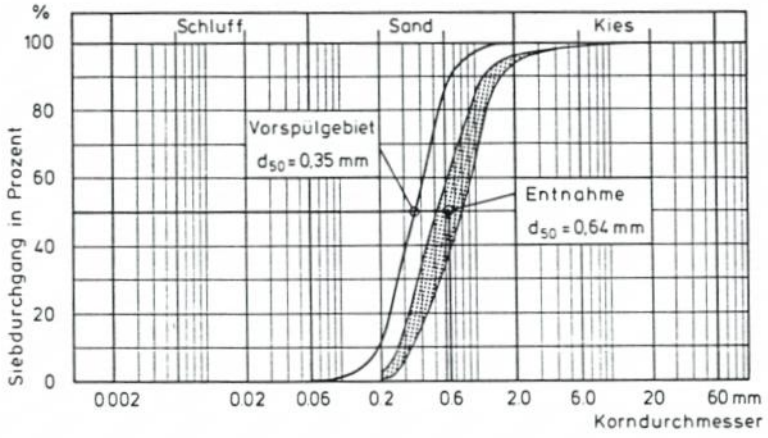


Abb. D 50. Korngrößenverteilung im Entnahmegebiet und Vorspülgebiet bei Hörnum [16]

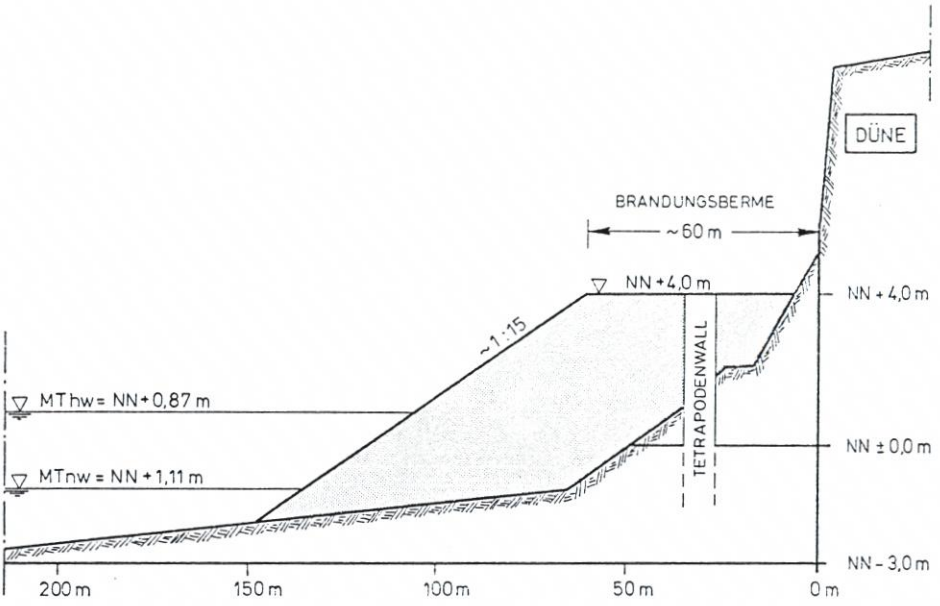


Abb. D 51. Aufspülprofil der Vorspülung Hörnum 1983 [16]

Beispiel 5: Sanddamm im Watt bei Vollerwiek/Eiderstedt

Im Zuge der Eiderabdämmung wurde die zuvor auf großer Breite pendelnde Rinne der Eider 1972 um rd. 24 % eingeschnürt und örtlich festgelegt. Sie reagierte durch verstärktes Mäandrieren sowohl land- als auch seewärts. Die 7 m tiefe Außeneider-Nordrinne verlagerte sich dabei bis 1979 mit zunehmender Geschwindigkeit insgesamt 600 m nordwärts (Abb. D 52), zuletzt um rd. 0,8 m pro Tag. Sie war nur noch rd. 60 m vom Vollerwieker Seedeich entfernt, so daß dieser akut gefährdet war.

Um diese Gefährdung abzuwenden, wurde im Sommer 1979 mit zwei Naßbaggern
- „Bagger Kiel", 7500 PS, Tandempumpe, Saug- und Druckleitung 800/800 mm ∅, Tiefsaugleistung bis 35 m
- „Spüler VI", 6500 PS, UW-Pumpe und Baggerpumpe 2000 PS, Saug- und Druckleitung 700/600 mm ∅, Tiefsaugleistung bis 50 m

die Nordrinne durch die „Vollerwieker Plate" nach Südosten in die Südrinne umgelenkt. Die rd. 2,9 Mio. m^3 Feinsand aus der bis NN −18 m gebaggerten Durchstichrinne wurden auf dem östlichen Teil der „Vollerwieker Plate" eingespült. Ein Schließen des Sperrwerks während der Baggerung senkte die max. Tideströmung im Nordrinnenbogen vor Vollerwiek um 50 %. Dies machte es möglich, die Nordrinne durch Einspülen von rd. 1,3 Mio. m^3 grobkörnigen, pleistozänen Materials zu durchdämmen. Der rd. 1,7 km lange Damm erhielt eine von NN +3,0 m an der Wurzel auf NN +1,75 m am Dammkopf abfallende Kronenhöhe. Die seitliche Böschungsneigung betrug etwa 1:50. Der Kopf erhielt einen Vorrat bis NN +3,0 zum Ausgleich von Materialverlust.

Die Nordrinnen-Altarme sandeten nach dem Dammbau rasch auf. Bis 1990 sind in den östlichen Altarm unterhalb NN −1,0 m etwa 4,2 Mio. m^3 Sand eingewandert. Tideströmungen und Seegang haben die Dammkrone allmählich abgeflacht. Sturmfluten haben 1981, 1986

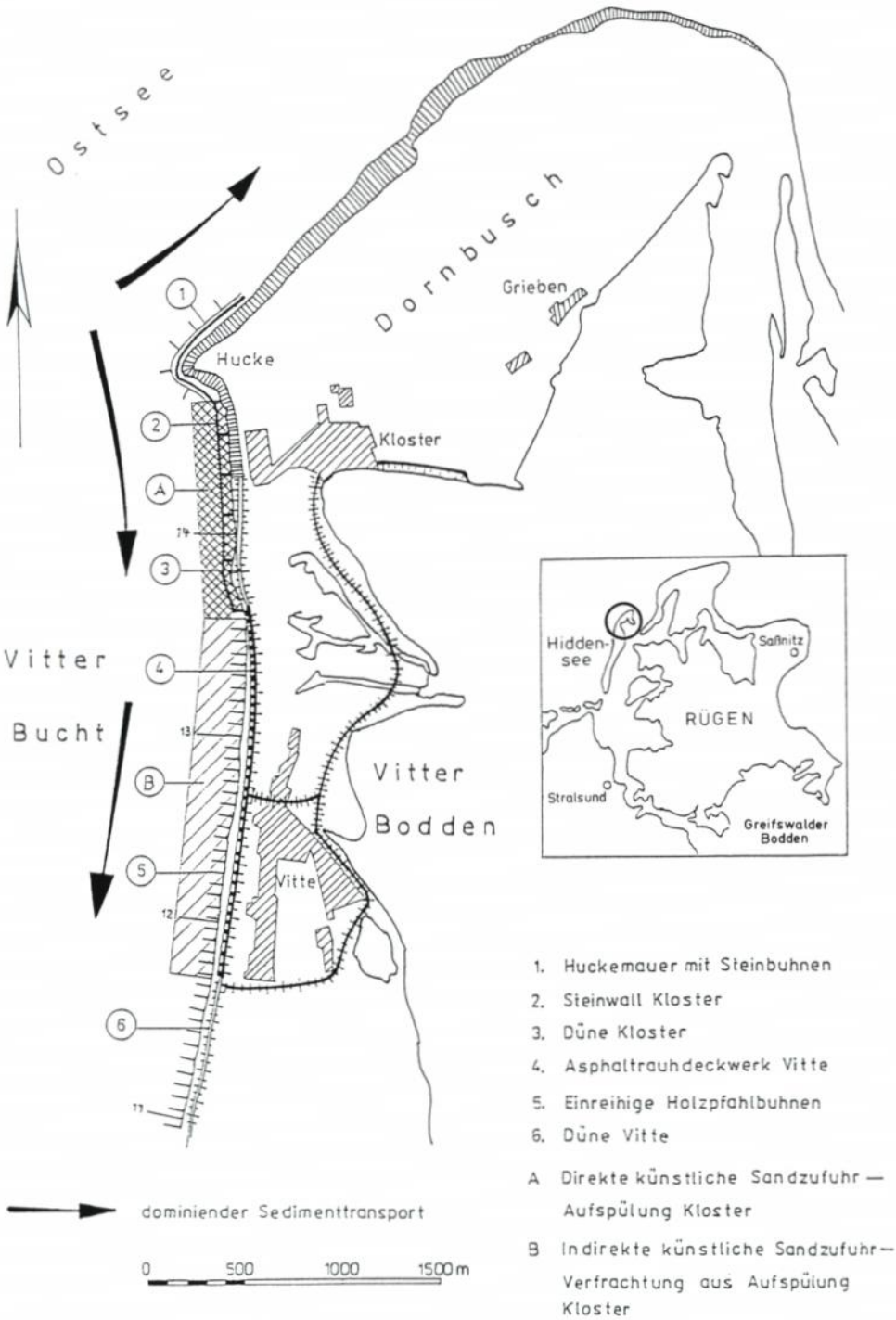


Abb. D 53. Strandaufspülung Kloster/Hiddensee (Lageplan)

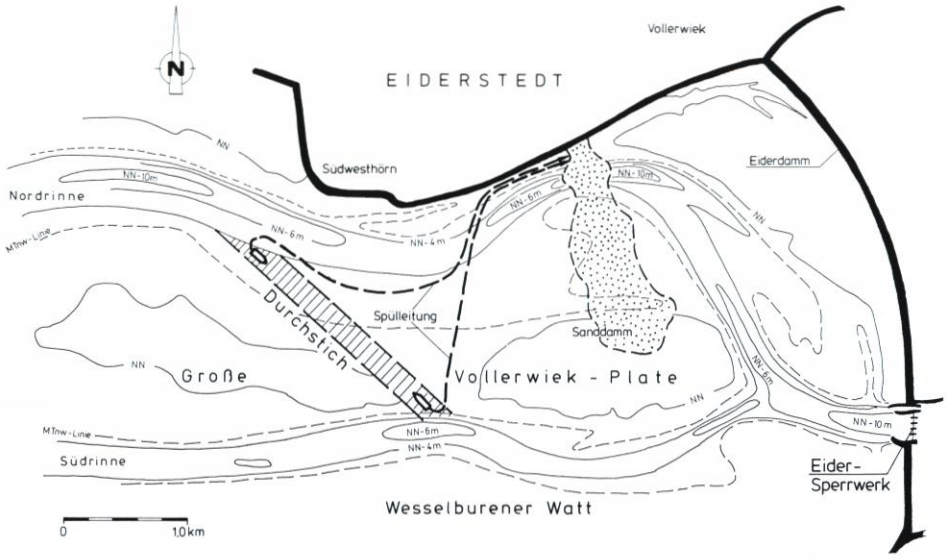


Abb. D 52. Durchdämmung und Umlenkung der Außeneidernordrinne bei Vollerwiek 1979 (Lageplan)

und 1988 rinnenartige Eintiefungen verursacht. Planierraupen konnten diese mit dem Vorratsmaterial jeweils wieder auffüllen. Im Mai 1992 lag die Krone des Sanddammes an der Wurzel auf etwa NN +2,5 m, am Kopf auf etwa NN +1,2 m. Dazwischen liegende geringe Eintiefungen sind unbedenklich. Die Durchstichrinne ist bis auf rd. NN +2,5 m aufgesandet. Die Tideströmung hat in der Südrinne den erforderlichen Durchflußquerschnitt freigeräumt. Der geschaffene naturhafte, verformbare Sanddamm erfüllt seine Aufgabe, den Vollerwieker Seedeich zu schützen, bisher mit gutem Erfolg.

Beispiel 6: Aufspülung Kloster/Hiddensee

Das 14 km lange südliche Flachland der Insel Hiddensee ist aus dem Abbruchmaterial des Inselkernes, des Dornbusch, entstanden. Die dominierende Sedimenttransportrichtung führt auf großer Länge nach Süden und bestimmt Sedimenthaushalt und Küstenzustand. Der Bau der Huckemauer (Nr. 1 in Abb. D 53) führte zu Leewirkungen im südlich anschließenden Steilufer und zu Durchbruchgefahren an der Nahtstelle zur Flachküste, weshalb später der Steinwall Kloster (Nr. 2 in Abb. D 53) zur Reduzierung der seewärtigen Belastung errichtet wurde. Am südlichen Abschluß des Steinwalls konnte die Düne vor Vitte auf Grund der verminderten Mächtigkeit die Sturmflutsicherheit für die unmittelbar dahinter liegende Ortschaft nicht mehr garantieren. Die Düne erhielt ein Asphaltrauhdeckwerk (Nr. 4 in Abb. D 53), und somit entstand ein Dünendeich in Scharlage. Alle Längswerke wirkten negativ auf den Sedimenthaushalt auf Strand und Schorre. Sandmangel herrschte land- und seewärts des Steinwalls wie vor dem Deckwerk und gefährdete deren Funktionstüchtigkeit.

Künstliche Sandzufuhr muß den Mangel ausgleichen. Erstmalig wurde 1970 auf 1200 m Länge im Bereich des Steinwalls Kloster eine Menge von 270 000 m^3 Sand aufgespült. Unter Ausnutzung des dominierenden Transports in Richtung Süden wurde vor Vitte mit Hilfe eines neu errichteten Buhnensystems (Nr. 5 in Abb. D 53) eine Sandakkumulation ausgelöst. Somit

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

besteht die Aufspülung Kloster/Hiddensee aus 2 Teilen: 1. der direkten Sandzufuhr vor Kloster und 2. der indirekten Sandzufuhr mit Hilfe der natürlichen Verfrachtung vor Vitte. Nach dem Sandbedarf hat sich ein Wiederholungsintervall von etwa 10 Jahren für die nachfolgenden Aufspülungen eingestellt.

9. Schriftenverzeichnis

[1] Amt für Land- und Wasserwirtschaft Husum: Fachplan Küstenschutz Sylt. Dienstbericht, Husum 1985.

[2] Andresen, Fr. H.; Dette, H. H.; Gärtner, J.: Schutz sandiger Küsten durch Sandvorspülungen am Beispiel der Insel Sylt. Jahrbuch der Hafenbautechn. Ges., 42. Bd., Springer Verlag Berlin, 1988.

[3] Ausschuss Küstenschutzwerke der DGEG und HTG: Empfehlungen D der EAK 1981: Strandauffüllungen als Küstenschutz. Die Küste, H. 36, 1981.

[4] Angremond, K. D.: Beach Replenishment, Design Elements and Implementation. Terra et Aqua, No. 37, Aug. 1988.

[5] Bakker, W. T.: Calculation of Dune Erosion during Storm Conditions. Rijkswaterstaat – Advisory Department at Flushing. 'Gravenhage, 1978.

[6] Brösskamp, K.-H. et al.: Seedeichbau – Theorie und Praxis, Vereinigung der Naßbaggerunternehmen e. V., Hamburg, 1976.

[7] Bruun, P.: Optimum dredging procedures for the artificial nourishment of beaches. Journ. Dredging + Port Construction, Vol. XVIII, No. 1, Trade Publications Ltd., Redhill, Surrey, U.K., 1991.

[8] Central Dredging Association: The Measurement of Dredged Quantities for the Calculation of Payment. CEDA-Report 91/01 Delft, NL, 1991.

[9] Centre of Civil Engineering Research Codes and Specifications (CUR): Manuel on artificial beach nourishment. Delft Hydraulics, Report 130, 1987.

[10] Christiansen, H.: Umformung von Sandstränden durch Sturmfluten. Hamburger Küstenforschung, H. 35, S. 37–72, 1976.

[11] Dean, R. G.: Design Part II, Short Course on Principles and Applications of Beach Nourishment. Conference of Department of Coastal and Oceanographic Engineering, Florida 1988.

[12] Dette, H. H.: Über Brandungsströmungen im Bereich hoher Reynolds-Zahlen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der TU Braunschweig, H. 41, 1974.

[13] Dette, H. H.: Effectiveness of beach deposit nourishment. Costal Sediments '77. Charleston. USA S. 211–227 (1977).

[14] Dette, H. H.: Untersuchungen über Dünenabbrüche und Stranderosion im Großen Wellenkanal. Die Küste, H. 43, 1986.

[15] Dette, H. H.: Energetische Betrachtungen zu seegangserzeugten Änderungen der Küstenmorphologie in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg.: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar, Kiel 1991.

[16] Dette, H. H.; Gärtner, J.: Erfahrungen mit der Versuchsstrandvorspülung vor Hörnum im Jahre 1983. Die Küste, H. 45, 1987.

[17] DIN 18311 Naßbaggerarbeiten.

[18] Edelmann, T.: Dune Erosion during Storm Conditions. Proc. 11th ICCE, ASCE, 1968.

[19] Erchinger, H. F.: Protection of Sandy Coasts in Dependence of the Dune-Beach-Type. Proc. 14th ICCE, ASCE, 1974.

[19] Erchinger, H. F.: Schutz sandiger Küsten in Abhängigkeit vom Schutzdünen-Strand-Profil. Die Küste, H. 27, 1975.

[20] Erchinger, H. F.: Beach Fill by Turning the Course of Sandbars. Proc. 19th ICCE, Vol. II, Ch. 143, SCE, 1984.

[21] Erchinger, H. F.: Strandaufspülungen als aktiver Küstenschutz vor Schutzwerken und Dünen auf Norderney und Langeoog. Die Küste, H. 43, 1986.

[22] Erchinger, H. F.: Providence Beach Nourishment against Dune Erosion. Proc. COPEDEC; VOL. I. P. 158–165, 1987.

[23] ERCHINGER, H. F.: Prevention of Seawall Damage and Erosion of German Barrier Islands by Means of Beach Nourishment. Proc. of Beach Preservation Technology 88, p. 231–239, Gainesville/Fa.
[24] ERCHINGER, H. F.: Beach Replenishment, Consideration of Natural Processes and Profiles. MAFF-Conference of Rivers and Caostal Engineers, Ss. 2.5, Loughborough 1991.
[25] ERCHINGER, H. F. u. SNUIS, G.: Kunststoffgewebeschläuche im Küstenwasserbau. Wasser und Boden, H. 1, 1972.
[26] ERCHINGER, H. F.; TILLMANN, B.: Versuchsorientierte Strandaufspülung Norderney 1989. Die Küste, H. 54, 1992.
[27] FRANZIUS, O.: Küstenschutz auf Langeoog in neuer Bauweise. Ostfriesland, Zeitschrift für Kultur, Wirtschaft und Verkehr, H. 1, 1972.
[28] FÜHRBÖTER, A.: Eine Refraktionsbuhne aus Sand. Wasser und Boden, H. 12, 1973.
[29] FÜHRBÖTER, A.: A Refraction Groyne Built by Sand. Proc. 14th ICCE, ASCE, Vol. II, Ch. 85, 1974.
[30] FÜHRBÖTER, A.: Über Verweilzeiten und Wellenenergie. a) Mitt. des Leichtweiß-Instituts der TU Braunschweig, H. 65, 1979. b) Jb. der Hafenbautechn. Ges., Bd. 38, 1981.
[31] FÜHRBÖTER, A.: Stabilität von Sandvorspülungen. Berichte der 5. Nationalen Tagung für Ingenieurbiologie, Herausgeber: Dt. Ges. für Erd- und Grundbau e.V. und Dt. Geologische Ges. e.V., Kiel, 1985.
[32] FÜHRBÖTER, A.: Eine theoretische Betrachtung über Sandvorspülungen mit Wiederholungsintervallen. Die Küste, H. 52, 1991.
[33] FÜHRBÖTER, A., KÖSTER, R., KRAMER, J., SCHWITTERS, J., SINDERN, J.: Beurteilung der Sandvorspülung und Empfehlungen für die künftige Stranderhaltung am Weststrand der Insel Sylt. Die Küste, H. 29, 1976.
[34] FÜHRBÖTER, A. u. DETTE, H. H.: Strandvorspülungen vor der Westküste von Sylt. Die Küste, H. 53, 1992.
[35] GRAAF, J. VAN DE: Dune Erosion during a Storm Tide, Coast. Eng. Vol. 1, No. 2, 1977.
[36] GRAAF, J. VAN DE, NIEMEYER, H. D., OVEREEM, J. VAN DE (Editors): Artificial Beach Nourishment. Special Issue of Coastal Engineering, Vol. 16, No. 1, Dec. 1991.
[37] HAAN DE, TJ.: Eine neue Strategie für den niederländischen Küstenschutz. Hansa 120. Jg., Nr. 12, 1992.
[38] HAGEN, G.: Handbuch der Wasserbaukunst, III. Teil: Das Meer-Seeufer und Hafenbau; 20, S. 6–7, Verl. Ernst und Sohn, Berlin, 1963.
[39] HOMEIER, H., LUCK, G.: Untersuchung morphologischer Gestaltungsvorgänge im Bereich der Accumer Ee als Grundlage für die Beurteilung der Strand- und Dünenentwicklung im Westen und Nordwesten Langeoogs. Jb. 1970, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1971.
[40] JÄGER, B., WEISS, D., WIEMER, R.: Strandaufspülungen an der Ostseeküste der DDR. Wasserwirtschaft – Wassertechnik, Jg. 32, H. 6, S. 211–215, Berlin 1989.
[41] KAMP, W.-D., AMT FÜR LAND- UND WASSERWIRTSCHAFT HUSUM: Küstenschutzmaßnahmen des Landes Schleswig-Holstein an der Westküste von Sylt in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg.: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar 1991.
[42] KOHLHASE, S.: The Concept of the Sediment Budget in the Nearshore Area. COPEDEC, 1983.
[43] KOTZBAUER, U.: Vorschlag zur Ermittlung von Strandaufspülprofilen nach natürlichen Gleichgewichtsprofilen. Mitt. des Leichtweiß-Inst. der T.U. Braunschweig, H. 105, 1989.
[44] KÖSTER, R.: Dreidimensionale Kartierung des Seegrundes vor den Nordfriesischen Inseln in: Sandbewegung im Küstenraum Boppart: Boldt, S. 146–168, 1979.
[45] KRAMER, J.: Künstliche Wiederherstellung von Stränden unter besonderer Berücksichtigung der Strandaufspülung Norderney 1951/52. Jber. der Forsch.-Stelle Norderney, Bd. IX, 1958.
[46] KRAMER, J.: Die Strandaufspülung Norderney 1951–1952 und ein Plan zu ihrer Fortführung. Die Küste, Jg. 7, 1958/59.
[47] KUNZ, H.: History of Seawalls and Revetments on the Island of Norderney. Coastal Sediments '87, Proc. Bd. 1, S. 974–989, 1987.
[48] KUNZ, H.: Artificial beach nourishment on Norderney, a case study. Proc. 22nd ICCE, ASCE, Bd. 3, S. 3254–3267, 1991.
[49] KUNZ, H.: Protection of the Island of Norderney by Beach Nourishment, Alongshore

Structures and Groynes. Proc. COPEDEC, Bd. 1, S. 29–42, 1991.
[50] KUNZ, H.: Das interdisziplinäre KFKI Verbund-Forschungsvorhaben „Wechselwirkungen zwischen Küstenbauwerken und mariner Umwelt. Die Küste, H. 54, 1993.
[51] KÜSTENAUSSCHUß NORD- UND OSTSEE, ARBEITSGRUPPE NORDERNEY: Gutachtliche Stellungnahme zu den Untersuchungen über die Ursachen der Abbrucherscheinungen am West- und Nordstrand der Insel Norderney sowie zu den zum Schutz der Insel vorgeschlagenen seebautechnischen Maßnahmen. Die Küste, Jg. 1, H. 1, 1952.
[52] KÜSTENAUSSCHUß NORD- UND OSTSEE; ARBEITSGRUPPE SCHUTZWERKE AN SANDIGEN KÜSTEN: Schutz sandiger Küsten an Nord- und Ostsee – Bestandsaufnahme und kritische Wertung. Die Küste, H. 36, 1981.
[53] LAMPRECHT, H. O.: Brandung und Uferveränderungen an der Westküste vor Sylt. Mitt. des Franzius-Instituts der TU Hannover. H. 8, 1955.
[54] LUCK, G.: Die zweite Strandaufspülung am Weststrand Norderney. Jb. 1968, Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1970.
[55] LÜDERS, K., FÜHRBÖTER, A., RODLOFF, W.: Neuartige Küsten- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, H. 23, 1972.
[56] LÜDERS, K., LUCK, G.: Kleines Küstenlexikon. Verlag August Lax, Hildesheim, 1976.
[57] NIEMEYER, H. D.: Zur rechnerischen Ermittlung von Sturmprofilen an Randdünen und Stränden. Jb. d. NLW, Forschungsstelle Küste, Norderney, 1985
[58] NIEMEYER, H. D.: Field Measurements and Analysis of Wave Induced Nearshore Currents; Proc. 22nd ICCE, ASCE, Bd. 1, S. 783–797, 1991.
[59] OELERICH, J.: Numerische Modellierung des küstenparallelen Sedimenttransportes in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg.: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar Kiel 1991.
[60] PETERSEN, M.: Probleme des Küstenschutzes am Beispiel Sylt. Jahrb. der Hafenbautechn. Ges. Bd. 33, S. 90–92, Springer, Berlin, 1974.
[61] PIANC: Classification of soils & rocks to be dredged, PT II 14, 1984.
[62] PIANC: Economie Methods of Channel Maintenance. PT II 14, 1989.
[63] RAUDKIVI, A. J.: Grundlagen des Sedimenttransportes. Springer Verlag, 1982.
[64] RAUDKIVI, A. J.: Optimierung des Küstenschutzs auf Sylt im Rück- und Ausblick in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg.: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar, Kiel 1991.
[65] RAUDKIVI, A. J.: Loose Boundary Hydraulics. Third Edition, Perganon Press, 1990.
[66] RAUDKIVI, A. J.: Vortrag auf der Beratungsgruppensitzung des KFKI in Husum, 1992.
[67] RAUDKIVI, A. J.; DETTE, H. H.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht außerhalb der Brandung. a) Mitt. des Leichtweiß-Inst. der T.U. Braunschweig, H. 111, 1991. b) HANSA, 128 Jg., Nr. 23/24, 1991.
[68] SCHADE, D., KOHLHASE, S.: Seegangsklimauntersuchungen für die Insel Sylt unter Einschluß von Richtungsspektren in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg.: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar Kiel 1991.
[69] STAATLICHES AMT FÜR INSEL-KÜSTENSCHUTZ: Versuchsorientierte Strandaufspülung Norderney. Teilberichte 1–6 und Schlußbericht; Dienstberichte Norden 1989 bis 1992.
[70] STROTMANN, T., KOHLHASE, S.: Untersuchungen zur wellendämpfenden Wirkung des Riffs vor der Westküste der Insel Sylt in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg.: Der Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar 1991.
[71] TECHNISCHE ADVIESCOMMISSIE VOOR DE WATERKERINGEN (TAW): Richtlijn voor de Berekening van Duinafslag tengevolge van een Stormvloed. Verslag Onderzoek M 1263 – Deel IV, De Voorst, 1982.
[72] WALTMAN (Herausg.): Handboek zandsuppleties. Ministerie van verker en waterstraatrijkswaterstaat, Den Haag, 1998.
[73] WEISS, D.: Mögliche Beeinflussung der Küstendynamik durch den Küstenwasserbau. Wasserwirtschaft – Wassertechnik, Jg. 39, H. 6, S. 136–138, Berlin 1989.
[74] WEISS, D.: Küstenschutzbauwerke an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern. Wasser und Boden, H. 1, S. 17–26, 1991.
[75] WIEMER, R., GURWELL, B. R.: Die Ostseeküste in Mecklenburg-Vorpommern. Wasser und Boden, H. 1, S. 13–16, 1991.
[76] WITTE, H.-H.: Die Schutzarbeiten auf den Ostfriesischen Inseln. Die Küste, H. 19, 1970.
[77] BÜLOW, K. v.: Allgemeine Küstendynamik und Küstenschutz an der südlichen Ostsee zwischen Trave und Swine. Beiheft zur Zeitschr. Geologie, Akademie-Verlag Berlin, Nr. 10, 1954.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Empfehlungen E

Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz

Inhalt:

1. Einführung und Begriffe 354
   1.1 Vorbemerkung 354
   1.2 Formen und Konstruktionen 355
   1.3 Begriffsbestimmungen 356
2. Entwurf und Standsicherheit von Deckwerken 356
   2.1 Allgemeines zur funktionellen und konstruktiven Gestaltung von Deckwerken 356
   2.2 Standsicherheit von Deckwerken gegen Abrutschen und Abheben 357
      2.2.1 Standsicherheit eines offenen Deckwerks 357
      2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks 358
         2.2.2.1 Allgemeines 358
         2.2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen . . . 359
         2.2.2.3 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abheben und Abrutschen als Ganzes 361
         2.2.2.4 Dicke eines geschlossenen Deckwerks 362
   2.3 Bemessung von Filtern 363
      2.3.1 Grundsätze zur Filteranwendung 363
      2.3.2 Regeln für ungebundene Kornfilter 363
      2.3.3 Regeln für gebundene Kornfilter 364
      2.3.4 Regeln für geotextile Filter 365
   2.4 Folgerungen für die konstruktive Gestaltung von geschlossenen und offenen Deckwerken 367
      2.4.1 Gestaltungsgrundsatz: offene oder geschlossene Decken 367
      2.4.2 Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken 369
      2.4.3 Probleme mit Filtern unter offenen Pflasterdeckwerken 370
      2.4.4 Ermittlung der Deckwerkshöhe 370
      2.4.5 Oberer Deckwerksabschluß und Entlüftung 370
      2.4.6 Unterbau und Deckwerk 372
      2.4.7 Rauhdeckwerke 372
   2.5 Fußausbildung von Deckwerken 373
3. Konstruktion von Deckwerken 382
   3.1 Deckwerke in Asphaltbauweise 382
      3.1.1 Bauweisen 382
         3.1.1.1 Allgemeines 382
         3.1.1.2 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltbeton 382
         3.1.1.3 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltverguß 383
         3.1.1.4 Offene Deckwerke mit Asphaltverguß 385
         3.1.1.5 Offene Deckwerke mit Mastixgestein 385
         3.1.1.6 Schichten und Baukörper aus Bitumengesteinen 387
      3.1.2 Konstruktive Einzelheiten 387
         3.1.2.1 Fußausbildung 387
         3.1.2.2 Bermen- und Kronenausbildung 389
         3.1.2.3 Anschluß an Kleidecken 391
         3.1.2.4 Anschluß an starre Baukörper 391
         3.1.2.5 Durchwuchs von Pflanzen 392
      3.1.3 Bauausführung von Deckwerken in Asphaltbauweise 392
         3.1.3.1 Asphaltbeton 392

3.1.3.2 Arbeits- und Tagesnähte 395
3.1.3.3 Asphaltverguß 399
3.1.3.4 Asphalteingußdecken 400
3.1.3.5 Mastixgestein 401
3.1.3.6 Bitumengestein 402
3.1.3.7 Unterwassereinbau von Asphaltgemischen 402
3.1.4 Unterhaltung und Instandsetzung 403
3.1.4.1 Asphaltbeton-Deckwerke 403
3.1.4.2 Vergußbauweisen 406
3.1.4.3 Mastixgestein 407
3.2 Deckwerke in Betonbauweise 407
3.2.1 Bauweisen 407
3.2.1.1 Allgemeines 407
3.2.1.2 Betonsteinpflaster 408
3.2.1.3 Verklammerung und Vollverguß 412
3.2.2 Konstruktive Einzelheiten 412
3.2.2.1 Bermen-, Kronen- und Fußausbildung von Deckwerken in Betonsteinpflaster 412
3.2.2.2 Verklammerung und Vollverguß von Deckwerken 413
3.2.3 Bauausführung von Deckwerken in Betonbauweise 414
3.2.3.1 Betonsteinpflaster und Betonformkörper 414
3.2.3.2 Zementmörtelverguß, Mörtelbedarf und Einbauverfahren 415
3.2.4 Instandhaltung von älteren Deckwerken aus Ortbeton oder Betonplatten 419
3.3 Deckwerke aus Natur- und Schlackensteinen 420
3.3.1 Allgemeines 420
3.3.2 Filter, Unterbau 420
3.3.3 Deckschicht 421
3.3.4 Schüttstein-Deckwerk 421
3.3.5 Deckwerk aus Steinsatz oder Pflaster 423
3.3.6 Schotterbehälterbauweise 424
3.4 Hinweise zur Bauausführung von Deckwerken 424
3.5 Wiederverwendung von altem Deckwerksmaterial 425
4. Andere Längswerke 425
4.1 Strandmauern 425
4.2 Betonformkörper zur Dünen- und Strandsicherung 428
4.3 Sandgefüllte geotextile Bauelemente 429
4.3.1 Geotextile Schläuche 429
4.3.2 Andere geotextile Baukörper 431
4.4 Pfahlschutzwerk 432
4.5 Ufernahe Wellenbrecher 432
4.5.1 Wirkungsweise 432
4.5.2 Hinweise zur Gestaltung 435
5. Kontrolle des Erhaltungszustandes und der Standsicherheit von Längswerken 435
6. Beispiele ausgeführter Längswerke 437
7. Schriftenverzeichnis und Normen 466

1. Einführung und Begriffe

1.1 Vorbemerkung

Die in diesen Empfehlungen E behandelten Deckwerke und anderen Längswerke dienen der Küsten- und Ufersicherung im Interesse der Bestandserhaltung und des Sturmflutschutzes. Seit Mitte des 19. Jahrhunderts sind an sandigen deutschen Küsten massive Schutz- und Sicherungswerke in vielerlei Formen und Konstruktionen errichtet worden, z. B. auf der Insel Norderney seit 1858.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Bei einer Grundinstandsetzung alter Längswerke sollte stets untersucht werden, ob die alte Baukonstruktion zweckmäßig ist und beibehalten werden kann. Bei einer Umgestaltung und Erneuerung sollten alte intakte Baustoffe nach Möglichkeit wiederverwendet werden, ggf. nachdem sie dafür aufbereitet worden sind (s. Abschn. 3.5).

Planung und Bau neuer Längswerke setzen Untersuchungen über Ursachen und langfristige Auswirkungen der hydrologisch-morphologischen Gestaltungsvorgänge voraus. An Küsten mit alternierenden Abbruchs- und Anlandungsphasen ist durch Langzeituntersuchungen zu klären, wieweit es möglich ist, sich dem dynamischen Geschehen anzupassen und Abbruchsphasen ohne Eingriffe in die natürlichen Abläufe zu überstehen. Selbst bei kritischen Abbruchserscheinungen sollten massive Bauwerke nur geplant werden, wenn andere Schutzmaßnahmen wie Strandauffüllungen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht nicht oder allein nicht ausreichen.

Im Unterschied zu naturähnlichen Auffüllungen des Strandes können bei der Schaffung von massiven Bauwerken unerwünschte Nebenwirkungen wie Lee-Erosion und Wellenreflexion ausgelöst werden. Die naturähnliche Schutzmaßnahme einer Strandaufspülung ist auch aus Gründen des Umweltschutzes massiven Bauwerken in der Regel vorzuziehen. Trotzdem kann vielfach auf massive Schutz- und Sicherungswerke nicht verzichtet werden. Für deren Planung und Durchführung seien dem Ingenieur diese Empfehlungen an die Hand gegeben.

1.2 Formen und Konstruktionen

Deckwerke und andere Längswerke, wie Ufermauern und Sonderformen, haben als Strand- und Dünenschutz die Aufgabe, durch Brandung, Strömung und Eis gefährdete Ufer zu sichern oder Dünen gegen Abbruch und Erosion zu schützen. Sie werden im deutschen Küstengebiet in vielerlei Formen und Konstruktionen, meistens nach empirischen Bemessungsregeln entworfen. Die Übergänge zwischen „Deckwerk" und „Mauer" sind fließend. Steile Bauwerke werden vielfach als Mauern bezeichnet, obwohl sie von ihrer Konstruktion her Deckwerke sind. Häufig wurden Bauwerke nach Sturmflutschäden verändert wiederhergestellt, so daß Mischkonstruktionen entstanden.

In der Gegenwart werden flachgeneigte Deckwerke gegenüber steilen Bauformen bevorzugt, da sie relativ geringe Anforderungen an die Standfestigkeit des Bodens stellen und die Beanspruchung des Bauwerkes durch die Brandung aufgrund der flächenhaften Energieaufnahme erheblich geringer ist. Das flachgeneigte, in offener oder geschlossener Bauweise hergestellte Deckwerk stellt daher die Hauptgruppe der in diesem Abschnitt behandelten Längswerke dar. Strand- und Ufermauern, die bis Mitte dieses Jahrhunderts eine große Bedeutung im Küstenschutz hatten, werden heute nur noch selten gebaut. Anforderungen des Fremdenverkehrs können aber auch heute noch für den Bau einer Strand- oder Ufermauer sprechen, insbesondere dann, wenn die Örtlichkeit wegen des großen Platzbedarfs kein flaches Deckwerk zuläßt und die hydrodynamischen Belastungen gering sind.

Neben den genannten Deckwerken, Strand- und Ufermauern sollen in diesen Empfehlungen einige Sonderbauweisen kurz behandelt werden. Es sind dies insbesondere wellenbrecherartige, uferparallel angeordnete Sicherungsbauwerke auf dem Strand aus Betonformkörpern und sandgefüllte geotextile Bauelemente. Ferner werden ufernahe Wellenbrecher, die *vor* der Küste in mäßig tiefem Wasser liegen und von der Lage her ebenfalls Längswerke sind, in diesem Abschnitt erfaßt.

Allen hier behandelten Längswerken mit Ausnahme der Wellenbrecher ist gemeinsam, daß sie von ihrer Form und Anordnung her den küstenparallelen Sedimenttransport nicht

verzögern oder verhindern. Um den Küstenlängstransport zu beeinflussen, werden davor Buhnen gebaut (s. Empfehlungen F) oder Strandauffüllungen vorgenommen (s. Empfehlungen D).

1.3 Begriffsbestimmungen

Längswerke sind küstenparallel angeordnete Bauwerke zum Schutz von Stränden, Dünen, Vorländern, Deichen oder sonstigen Anlagen vor Brandung, Strömung und Eisangriff. Zu unterscheiden sind Deckwerke, Strandmauern und sonstige Längswerke.

Deckwerke sind Bedeckungen von Böschungen mit Baukörpern, die durch Verbund und/oder Gewicht den angreifenden Kräften Widerstand leisten (Abb. E 1).

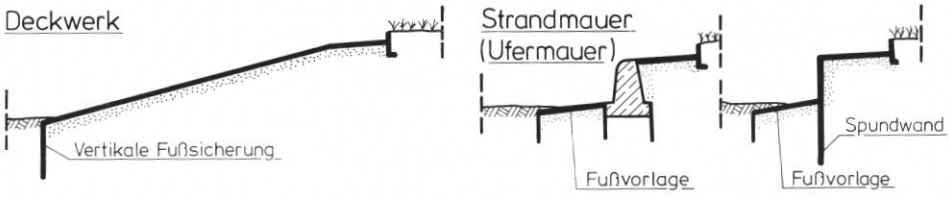


Abb. E 1. Deckwerk und Strandmauer (Systemskizze)

Strandmauern – auch Ufermauern – sind Stützmauern und andere wandartige Bauwerke zur Sicherung von Steilkanten. Sie sind ohne Hinterfüllung standsicher (Abb. E 1).

Als „sonstige Längswerke" werden ufernahe Schutzwerke in besonderen Bauweisen, z. B. aus Natursteinen, Betonformkörpern, Pfahlwänden, sandgefüllten geotextilen Bauelementen und dergleichen, bezeichnet. Ferner sind die der Küste vorgelagerten Wellenbrecher behandelt, die durch Verminderung der einlaufenden Seegangsenergie wirken.

Hinsichtlich der Ausbildung der Deckwerke wird unterschieden zwischen offenen (wasserdurchlässigen) und geschlossenen (wasserundurchlässigen) Bedeckungen (s. 2.4.1). Eine offene Bedeckung kann auch aus dichten Teilen mit wasserdurchlässigen Fugen bestehen.

2. Entwurf und Standsicherheit von Deckwerken

2.1 Allgemeines zur funktionellen und konstruktiven Gestaltung von Deckwerken

Ein Deckwerk muß gegen die äußeren Einwirkungen (s. Empfehlungen A) ausreichend bemessen werden. Hydrologische, topografische und morphologische Bedingungen, Bauweise und Zustand bereits vorhandener Anlagen und nicht zuletzt bautechnische und wirtschaftliche Überlegungen beeinflussen in vielfältigen Abhängigkeiten den Entwurf, so daß eine Normung allenfalls für einzelne Bauteile möglich ist. Deckwerke werden daher auch in Zukunft weitgehend nach Erfahrungswerten unter Beachtung bautechnischer Grundsätze entworfen werden müssen. Dabei sollen sie nicht nur den angreifenden Kräften standhalten, sondern auch so gestaltet sein, daß die Beanspruchungen großflächig verteilt werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Beanspruchungen durch brechende Wellen lassen sich durch eine flache Neigung mindern; bei Böschungen von 1:6 und flacher ist nicht mehr mit Sturzbrechern und den daraus resultierenden Druckschlägen zu rechnen [47]. Wellenauflauf, Wellenreflexion und Eisstoß werden ebenfalls durch eine flache Neigung des Deckwerks, die auch bodenmechanisch vorteilhaft gegenüber steilen Bauformen ist, verringert. Auch eine konvexe Formgebung des Deckwerks führt zu geringerer Wellenauflaufhöhe.

Eine Analyse der an Deckwerken aufgetretenen Schäden zeigt im wesentlichen die folgenden Ursachen:

- Hinterspülung durch Wellenüberlauf und Spritzwasser,
- Unterspülung des Deckwerksfußes,
- Zerstörung des Deckwerks durch Druckschläge,
- Zerstörung des Deckwerks durch Wasserinnendruck infolge wechselnder Wasserstände.

In konstruktiver Hinsicht sollte daher ein Deckwerk folgenden Anforderungen genügen:

- Die dynamische Belastung durch die Brandung, insbesondere durch Druckschläge, muß schadlos aufgenommen werden können.
- Eine hinreichende Sicherheit gegen Abrutschen und Abheben muß gegeben sowie eine die Standfestigkeit gefährdende Bodenerosion ausgeschlossen sein.
- Alle der Lastabtragung und Standsicherheit dienenden Bauteile haben eine ausreichende Langzeitbeständigkeit aufzuweisen.

Infolge Veränderung des Verhältnisses zwischen Lohn- und Materialkosten und des Fortschritts auf dem Baustoff- und Baugerätesektor sind die früher vielfach von Hand gesetzten, auf Mineralfilterschichten eingebauten, offenen Natursteindeckwerke, beispielsweise aus Basaltsäulen, weitgehend verdrängt und durch maschinell mit großer Tagesleistung kostengünstiger herstellbare, geschlossene Decken aus Asphalt oder Beton oder durch vergossene und vermörtelte Natursteindecken ersetzt worden.

Wirtschaftliche Gesichtspunkte beeinflussen erheblich die Entscheidung für ein offenes oder ein geschlossenes Deckwerk. Bei maschinellem Einbau bilden die Kosten für das Material und dessen Transport einen wichtigen Faktor. Hinzu kommen auch die örtlichen Gegebenheiten. Starker Grundwasserandrang wird eher zugunsten offener Deckwerke entscheiden lassen. Wichtig ist auch die mögliche Entwicklungsbreite; denn je größer diese ist, um so flacher kann ein Deckwerk gebaut werden und desto eher ist eine offene Bauweise angebracht, weil dann die Beanspruchungen geringer werden.

2.2 Standsicherheit von Deckwerken gegen Abrutschen und Abheben

2.2.1 Standsicherheit eines offenen Deckwerks

Die Standsicherheit eines Deckwerks gegen Abrutschen auf der Böschung kann als Verhältnis der zurückhaltenden zu den rutschungsfördernden Kräften (Abb. E 2) wie folgt angegeben werden:

$$\eta = \frac{T}{g \cdot \sin \beta + S} = \frac{N \cdot \tan \psi + c \cdot e}{g \cdot \sin \beta + S} \qquad (1)$$

Dabei ist $g = b \cdot e \cdot \gamma'$ (je m in Längsrichtung) mit γ' als Wichte unter Auftrieb, weil davon auszugehen ist, daß der Außenwasserspiegel zwischen den Lagen 1 und 2 (Abb. E 2) mit der Wellenbewegung oszilliert, das unterhalb des Ruhewasserspiegels in den Poren der

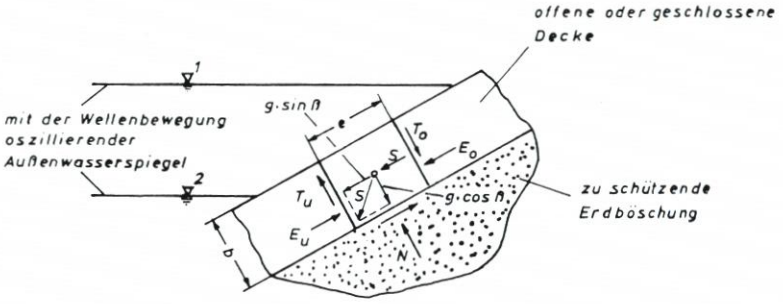


Abb. E 2. Erläuterung zur Standsicherheit eines Deckwerks auf einer Erdböschung

Decke enthaltene Wasser jedoch dem schneller fallenden Außenwasser nicht folgen kann. Es verbleibt daher in den Poren, womit sich der kleinste Wert von N ergibt.

Aus dem gleichen Grunde muß dann auch die Strömungskraft S als abtreibende Kraft zusammen mit $g \cdot \sin \beta$ im Nenner von (1) angesetzt werden, weil das Wasser in den Poren der Decke böschungsparallel abzufließen bestrebt ist und dabei Reibung in der Größe von $S = B \cdot e \cdot \gamma_w \cdot \sin \beta$ auf diese ausübt. Gegebenenfalls ist hier noch eine Schleppkraft des auf der Böschungsoberfläche abfließenden Wassers zu addieren. φ und c sind die Scherparameter des Deckwerks oder der Böschung selbst, je nachdem welche ungünstiger sind und auf der sicheren Seite liegen. Auch ist hier der Reibungsbeiwert zwischen einem geotextilen Filter und dem angrenzenden Material zu berücksichtigen, sofern das zum ungünstigsten Wert T führt. Die Wirkung der Seitenkräfte T_o, T_u, E_o, E_u auf den Teil der Decke $b \cdot e$ (je m in Längsrichtung) wird vernachlässigt, was zulässig ist, wenn $b \cdot e$ ein Teil aus einer langen, gleichartig beanspruchten Schicht ist, bei der sich Schichtdicke und Beanspruchung der Schicht aus dem Sickerwasserüberdruck nur sehr allmählich ändern. Damit folgt aus (1)

$$\eta \cong \frac{b \cdot \gamma' \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi + c}{b\,(\gamma' + \gamma_w) \cdot \sin \beta} \tag{2}$$

und für $c = 0$, wie es bei offenen Deckwerken stets der Fall sein wird sowie mit $\gamma' \cong \gamma_w$ (z. B. nicht für NA-Steine)

$$\eta \cong \frac{\tan \beta}{2 \cdot \tan \varphi}$$

Für $\eta = 1$ führt dies zu der bekannten Bedingung für die örtliche Standsicherheit des oberen Bereichs einer Hangquelle $-\tan \beta < \tan \varphi/2$, wo das Sickerwasser ebenfalls eine böschungsparallele Richtung hat (Abb. E 3).

Beispiel: für $\varphi = 35°$ und $\eta = 1$

$$\tan \beta = \frac{\tan \psi}{2} = \frac{0{,}7002}{2} = 0{,}3501 = \frac{1}{2{,}86} \cong 1:3$$

2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks

2.2.2.1 Allgemeines

Geschlossene Deckwerke müssen für den Überdruck des Grund- oder Sickerwassers in der zu schützenden Erdböschung bemessen werden. Größe und Wirkdauer dieses Wasser-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

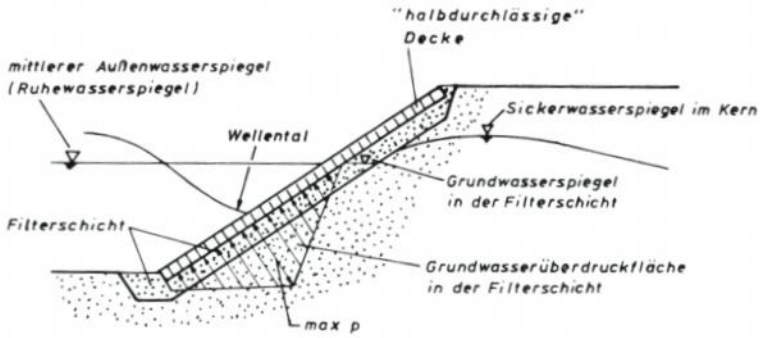


Abb. E 3. Grundwasserüberdruck unter einem „halboffenen" Deckwerk auf einer Filterschicht, d. h. bei Nichteinhaltung der Filterregeln in der obersten Schicht der Decke

überdruckes hängen von der Charakteristik kritischer Tiden ab. Insbesondere im Falle von Sturmtidenketten kann der Grundwasserspiegel hinter einem geschlossenen Deckwerk durch von außen einsickerndes Wasser stark ansteigen. Die bei fallendem Außenwasser auftretenden Innenwasserdrücke unter dem Deckwerk, die ihrerseits wieder von der Durchlässigkeit des Bodens abhängen, vermindern die mögliche Reibungskraft zwischen dem Deckwerk und dem darunterliegenden Material. Wenn dabei die Komponente des Eigengewichtes der Decke in Richtung der Böschung die mögliche Reibungskraft übersteigt, treten im Deckwerk zusätzliche Beanspruchungen auf, die zu dessen Abrutschen führen können.

Mit den folgenden Angaben über die Bemessung von Deckwerken für die Belastung durch Grundwasser, das höher als das Außenwasser steht, werden zwei Ziele verfolgt: Einmal sind sie eine wesentliche Grundlage für die Beurteilung der zweckmäßigen konstruktiven Gestaltung von Deckwerken. Insoweit besteht ihr Nutzen weniger in der Berechnung quantitativer Größen als in qualitativen Angaben, welche die Ableitung von Konstruktionsgrundsätzen gestatten. Zum anderen gibt es Einzelfälle, die eine quantitative Berechnung erfordern, beispielsweise im Zusammenhang mit dem Abschnitt 2.4.2, „Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken", weil dabei die angreifenden Wasserdrücke relativ genau ermittelt werden können. Diese Unsicherheit bei der Ermittlung der Belastung aus der Höhendifferenz zwischen dem nicht stationären Grundwasserspiegel und dem Außenwasser bei geschlossenen Deckwerken trägt die Praxis Rechnung, indem nur oberhalb MThw ein geschlossenes, darunter aber ein offenes Deckwerk angeordnet wird.

2.2.2.2 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen

Wird das Deckwerk als dicht angesehen, so folgt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung (nach Abb. E 2) parallel zur Decke für ein Teilchen mit dem Gewicht g

$$g \cdot \sin \beta - N \cdot \tan \varphi - c \cdot e + E_o - E_u = 0 \qquad (3)$$

Im Unterschied zum vorigen Abschnitt empfiehlt es sich, wegen der Schwierigkeiten, die hier mit der Anwendung des Archimedischen Prinzips verbunden sind, $g = b \cdot e \cdot \gamma_b$ zu setzen und die auf $b \cdot e$ wirkenden Wasserdrücke zu berücksichtigen, anstatt eine Strömungskraft S anzusetzen. γ_b ist dann die Wichte der Abdeckung ohne Auftriebsabzug.

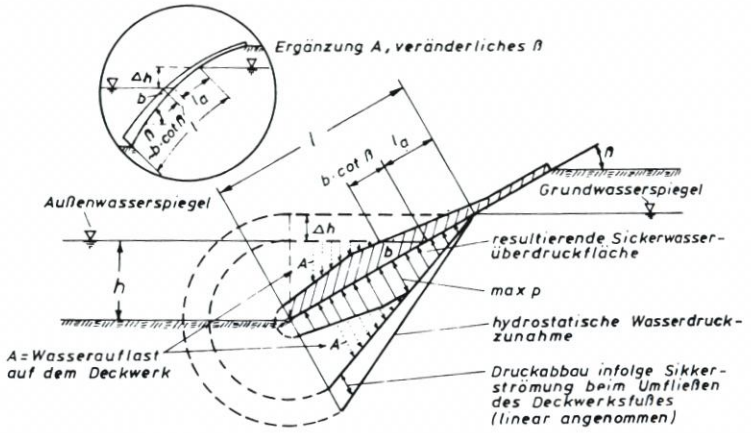


Abb. E 4. Erläuterung zur Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks

Das Volumen b · e kann – wie im vorigen Abschnitt – als Teil einer langen, näherungsweise gleichartig beanspruchten Schicht angesehen werden, so daß wieder $E_o = E_u$ (und $T_o = T_u$) wird.

Die Normalkraft N (Abb. E 4 und E 5) ist

$$N = b \cdot e \cdot \gamma_b \cdot \cos \beta - \max p \cdot e \tag{4}$$

Für die Scherparameter φ und c gilt wieder, daß die ungünstigsten der beteiligten Werte zu verwenden sind. Die Kohäsion wird dabei praktisch immer gegenüber der Reibung vernachlässigt.

Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich aus (3) und (4)

$$\max p = b \cdot \gamma_b \cdot (\tan \beta - \tan \varphi) \cdot \frac{\cos \beta}{\tan \varphi} \tag{5}$$

Um die gesuchte Dicke b der Decke ermitteln zu können, muß der maximale Grundwasserüberdruck max p, in dem b ebenfalls enthalten ist, unabhängig von (5) ausgedrückt werden. Das geschieht (Abb. E 4) wie folgt:

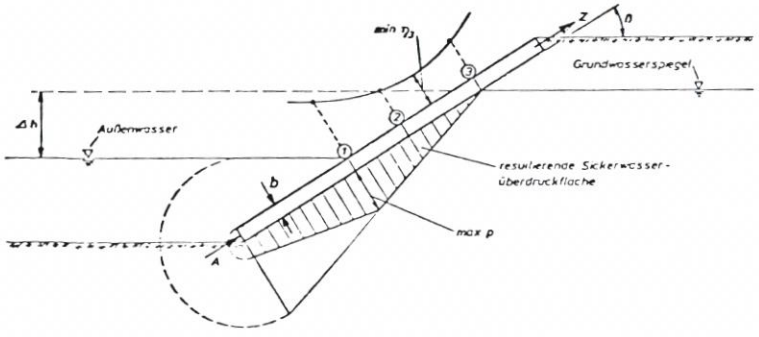


Abb. E 5. Erläuterung zur Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abrutschen als Ganzes

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

$$\max p = [(\Delta h + b \cdot \cos \beta) - \frac{l_a + b \cdot \cot \beta}{l} \cdot \Delta h] \cdot \gamma_w \tag{6}$$

Aus (5) und (6) folgt dann

$$b = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w \left(1 - \frac{l_a}{l}\right)}{\left[\gamma_b \left(1 - \frac{\tan \beta}{\tan \varphi}\right) - \gamma_w \left(1 - \frac{\Delta h}{l \cdot \sin \beta}\right)\right] \cdot \cos \beta} = b_1 \tag{7}$$

Diese Deckendicke b ist bei einfacher Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Böschung an der Stelle des höchsten Sickerwasserüberdruckes max p erforderlich, sofern dieses Teilchen nicht von den Nachbarbereichen der Decke gestützt wird, d. h., wenn diese nicht in der Lage ist, Längskräfte zu übertragen.

2.2.2.3 Standsicherheit eines geschlossenen Deckwerks gegen Abheben und Abrutschen als Ganzes

Für den Fall, daß das Deckwerk Längskräfte überträgt, aber keine Biegesteifigkeit besitzt, muß an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes max p ausreichende Standsicherheit gegen Abheben der Decke von der Böschung vorhanden sein. Sonst wäre zu befürchten, daß sich unter den abgehobenen Deckenteilen die Sandoberfläche der Böschung unter Sickerwassereinfluß verformt und sich die Decke nach Abbau des Sickerwasserüberdruckes nicht wieder gleichmäßig auflegen kann, so daß z. B. Wellendruckschläge zu Zerstörungen führen.

Aus einer Gleichgewichtsbetrachtung senkrecht zur Decke folgt

$$b = \frac{\max p}{\gamma_2 \cdot \cos \beta} \tag{8}$$

und mit (6) für max p ergibt sich

$$b = \frac{\Delta h \cdot \gamma_w \left(1 - \frac{l_a}{l}\right)}{\left[\gamma_b - \gamma_w \left(1 - \frac{\Delta h}{l \cdot \sin \beta}\right)\right] \cdot \cos \beta} \tag{9}$$

Die Anordnung der Deckendicke b an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes max p erfüllt allerdings nur eine erforderliche Bedingung. Zusätzlich ist in diesem Falle nachzuweisen, daß die Decke als Ganzes ausreichende Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Böschung besitzt. Wenn dann, wie bei Klei, keine Zugfestigkeit angesetzt werden darf, ist wie in Abbildung E5 zu verfahren: Zunächst wird für verschiedene Stellen n die maßgebende Sickerwasser-Überdruckfläche ermittelt (s. 2.2.2.4). Auf der Abbildung ist die Überdruckfläche für die Stelle n = 1 dargestellt. Für den Bereich unterhalb der Stelle n wird dann die Abrutschsicherheit zu

$$\eta = \frac{(G_n \cdot \cos \beta - P_{wn}) \cdot \tan \varphi + A}{G_n \cdot \sin \beta} \tag{10}$$

ermittelt. G_n ist dabei das Deckengewicht unterhalb der Stelle n – ohne Auftriebsabzug –, P_{wn} die entsprechende Resultierende der Sickerwasser-Überdruckfläche, A eine Stützkraft, z. B.

aus einer Fußspundwand und Wasserdruck an dieser Stelle. Maßgebend ist dann der Minimalwert von $\eta_{3n} = \min \eta_3$. Durch diese Verfahrensweise werden die Teile der Böschungsbefestigung ausgeschlossen, die ihre Reserve an Abrutschstandsicherheit oberhalb der Kote von $\min \eta_3$ über Zug nach tiefer liegenden Bereichen abgeben müßten. Besitzt die Decke Zugfestigkeit, so vereinfacht sich die Berechnung entsprechend, weil dann das Gewicht der gesamten Decke G, gegebenenfalls auch eine Zugverankerungskraft Z angesetzt werden darf und lediglich die ungünstigste Wasserdruckfläche, die zu $\max P_w$ führt, nach Abbildung E5 zu ermitteln ist:

$$\min \eta = \frac{(G \cdot \cos \beta - \max P_w) \cdot \tan \varphi + A + Z}{G \cdot \sin \beta} \tag{11}$$

2.2.2.4 Dicke eines geschlossenen Deckwerks

Zur Ermittlung der Dicke einer Decke nach den Formeln (7), (9) und (11) müssen für die fallenden Außenwasserstände die gleichzeitig auftretenden Sickerwasserdrücke Δh in m Wassersäule in der geodätischen Höhe der Außenwasserstände bekannt sein. Eine vereinfachte Darstellung von Δh ist in Abb. E 4 für linearen Druckabbau bei der Umsickerung der Decke angegeben. Dabei ist zu beachten, daß die geodätische Höhe des Außenwasserspiegels nicht mit dem mittleren Ruhewasserspiegel vor dem Deich identisch ist, sondern der Außenwasserspiegel nach Ablaufen einer Welle, d. h. entsprechend dem Wellental, berücksichtigt werden muß. Insofern sind die Differenzwerte zwischen Außen- und Grundwasserspiegel um die halbe Wellenhöhe vergrößert worden.

Die größte Dicke einer dichten Decke ist am Böschungsfuß erforderlich (Abb. E 6). Sie ergibt sich, wie der größte Sickerwasserüberdruck max p, immer in einer mittleren Höhenlage zwischen höchstem Sickerwasserspiegel hinter dem Deckwerk und dem tiefsten Außenwasserspiegel. Die Ermittlung entsprechender Grund- und Außenwasserstände ist schwierig. Oft müssen auf der sicheren Seite liegende Annahmen getroffen werden. Die daran anzuschließende Ermittlung der nicht stationären Sickerwasserströmung in der zu schützenden Erdböschung ist eine Funktion der wechselnden Außenwasserstände. Derartige Untersuchungen lassen sich unter Anwendung der rechnerischen Methode der finiten Elemente oder mit

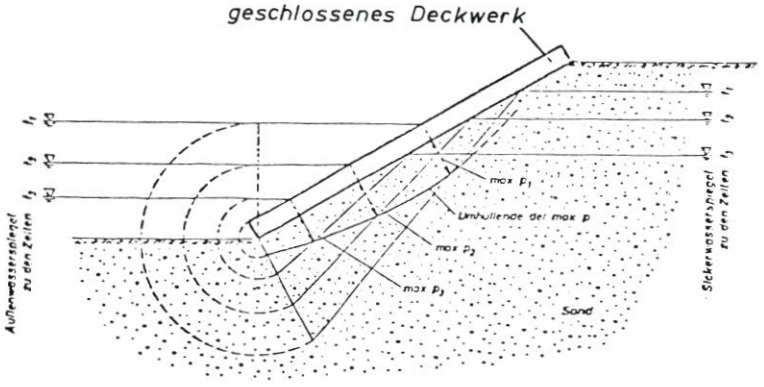


Abb. E 6. Ermittlung der maximalen Sickerwasserüberdrücke max p nach Größe und Ort für korrespondierende Sicker- und Außenwasserspiegellagen

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Analogrechnern ausführen, wobei in jedem Falle die Berücksichtigung des kapillaren Wasserhaltevermögens des Bodens nur ungenau möglich ist.

2.3 Bemessung von Filtern

2.3.1 Grundsätze zur Filteranwendung

Offene Deckwerke erfordern den Einbau von Filtern, um ihre Funktionsfähigkeit und ihre Standfestigkeit zu erhalten. Filter als Grenzschicht zwischen dem Deckwerk und dem zu schützenden Erdkörper müssen so aufgebaut sein, daß

- ein ausreichendes Bodenrückhaltevermögen vorhanden ist, damit durch Sickerwasserströmungen und durch Turbulenzeintrag brechender oder ausbrandender Wellen keine Bodenteilchen aus dem tragenden Untergrund herausgelöst werden (Sperrbedingung), und
- ein günstiges Wasserdurchlässigkeitsverhalten ohne nennenswerten Durchflußwiderstand gegeben ist, so daß sich auch bei plötzlichem Abfall des äußeren Wasserspiegels kein für das Deckwerk schädlicher Wasserdruck einstellen kann.

Ferner darf durch den Deckwerks- und Filteraufbau die Standfestigkeit von Böschungen nicht durch hydraulischen Grundbruch gefährdet werden. Diese Bedingungen sind materialunabhängig und können sowohl durch Kornfilter – ungebundene oder gebundene – wie auch durch geotextile Filter erreicht werden.

2.3.2 Regeln für ungebundene Kornfilter

In der Vergangenheit sind eine Reihe von Filterregeln – zum größten Teil experimentell – entwickelt worden, von denen einige angegeben werden.

Dabei bedeuten D die Korndurchmesser des Filtermaterials und d die des auszufilternden Bodens. U_D und U_d sind die entsprechenden Ungleichförmigkeitszahlen D_{60}/D_{10} bzw. d_{60}/d_{10}. Vom US Bureau of Reclamation wird vorgeschlagen, gleichzeitig einzuhalten

$$\text{bei } U_d < 5: \qquad 5 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 10$$

$$\text{bei } U_d > 5: \qquad 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \qquad\qquad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

wobei im Filter keine Steine > 65 mm und nicht mehr als 5 % mit $d < 0{,}074$ mm, d. h. $d_5 < 0{,}074$ mm, enthalten sein dürfen.

Die Regeln vom US Corps of Engineers sind

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \qquad \frac{D_{15}}{d_{15}} < 20 \qquad \frac{D_{50}}{d_{50}} < 25$$

Nach Terzaghi und Peck (1961) soll sein:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \ldots 5 \qquad \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \ldots 5$$

In diesem letzteren Fall soll $D_{15} < a \cdot d_{85}$ die Sperrbedingung erfüllen, daß kein feines Bodenkorn in die Poren des Filters wandert, und $D_{15} > b \cdot d_{15}$ die rückstaufreie Wasserabführung gewährleisten, dabei sind a und b mit 4 bis 5 anzusetzen.

Um arbeitsintensive Stufenfilter aus mehreren Filterschichten zu vermeiden, die besonders nach der verhältnismäßig strengen Formel von TERZAGHI und PECK erforderlich sind, werden auch Mischkiesfilter verwendet, in denen sich eine stabile Formverteilung erst während ihrer Durchströmung einstellt. Zum Beispiel wird für Mischkiesfilter nach der Empfehlung der EAU folgende Rezeptur angegeben:

$$\begin{aligned} 1\ m^3 &\text{ aus } d = 30 \ldots 50 \text{ mm Körnung} \\ + 0{,}35\ m^3 &\text{ aus } d = 7 \ldots 15 \text{ mm Körnung} \\ + 0{,}28\ m^3 &\text{ aus } d = 1 \ldots 3 \text{ mm Körnung} \end{aligned}$$

Diese Mischung ist stabil gegen Mittelsand mit einer mittleren Korngröße von d = 0,5 mm. Die Stabilität gegen Feinsand erfordert das Vorschalten einer Lage Mittelsand.

Die angegebenen Formeln sind nicht für alle Fälle erprobt, in denen das Vorzeichen des Sickerströmungsgefälles wechseln kann. Bei offenen Deckwerken an der Küste ist jedoch gerade dieser Fall gegeben. Er ist insofern ungünstiger, als eine Stabilisierung der Filterwirkung nach anfänglicher Auswaschung von feinen Bodenteilchen (Kontaktsuffusion) hier erschwert wird, die sich bei richtungskonstanter Sickerströmung im Boden an der Schichtgrenze zum Filter mit der Zeit häufig einstellt. Deshalb empfiehlt es sich, bei Wechselgefällen die Filterregeln nach der vorsichtigen Seite auszulegen. Eine vorsichtige Anwendung dieser Filterregeln ist auch im Hinblick auf die Wellenbeanspruchung einer durchlässigen Außenböschungsdecke erforderlich, weil die starken Turbulenzen der auf die Böschung auflaufenden Wellen sonst die feineren Bodenteilchen aus dem Untergrund durch die Fugen und Hohlräume des Deckwerks herauslösen. Für bindigen Boden merklicher Kohäsion (Plastizitätszahl $I_p > 10\ \%$) gelten die angegebenen Filterregeln nicht. D_{50}/D_{30} darf dann zu 100 bis 150 gewählt werden.

Von der anwendungstechnischen Seite ist darauf hinzuweisen, daß Filterschichten wegen der im Baubetrieb unvermeidlichen Ungenauigkeit wenigstens 15 bis 20 cm stark vorgesehen werden. Außerdem ist zu fordern, daß sie die eintretende Sickerwassermenge mit zweifacher Sicherheit abführen.

Im Unterwassereinbau ist die Entmischungsgefahr zu beachten, so daß ungebundene Kornfilter mit einem großen Ungleichförmigkeitsgrad möglichst dicht an die Einbaustelle ohne freien Fall durch das Wasser zu bringen sind.

Für ungebundene Kornfilter ist ferner grundsätzlich zu beachten, daß die o. a. Filterregeln in zweierlei Richtung berücksichtigt werden, sowohl gegenüber dem zu schützenden Boden als auch der Decklage, so daß der Filter selbst nicht erodiert werden kann.

2.3.3 Regeln für gebundene Kornfilter

Für gebundene Kornfilter gelten die gleichen Regeln wie für ungebundene. Da gebundene Kornfilter jedoch selbst nicht erodiert werden können, ist die Bemessung nur gegenüber dem zu schützenden Boden erforderlich. Daraus ergeben sich im allgemeinen einfachere Konstruktionen.

Für Bitumensand hat die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe, in einer Untersuchung an Binnenwasserstraßen die Eignung als langzeitbeständige Filterlage in Uferdeckwerken unter hochbeanspruchten Decklagen und auf erosionsgefährdetem, sehr feinkörnigem Boden festgestellt. Dasselbe gilt für Bitumensand nach jahrelangem Einsatz in exponierten Küstenschutzwerken. Jedoch sind dabei folgende Fakten bemerkenswert:

– Die Durchlässigkeit zeigte an einem praktischen Fall, daß der für den Bitumensand

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

eingesetzte gleichförmige Mittelsand (D_{15} = 0,22 mm, D_{50} = 0,3 mm, U = 1,5) ohne Bindemittel einen Durchlässigkeitskoeffizienten $k = 4{,}5 \times 10^{-2}$ cm/s aufwies, der nach einer Umhüllung mit 3,2 Gew.-% Bitumen nur um eine Zehnerpotenz auf $4{,}5 \times 10^{-3}$ cm/s abfiel.

- Beim Einbau unter Wasser kann auf den Einsatz von Tauchern verzichtet werden, da der Bitumensand im heißen Zustand bei Verarbeitungstemperaturen zwischen 100 und 130 °C eine ausreichend niedrige Viskosität besitzt, die dort ein Ausbreiten ohne verbleibende Kavernen und das Verhüllen größerer Hohlräume der Unterlage ermöglicht.
- Unterwassereinbau ist wegen der anfänglichen Fließfähigkeit der Masse nahtlos möglich.
- Der Anschluß an seitliche Begrenzungen ist ebenfalls unter Wasser wegen der anfänglichen Fließfähigkeit der Masse ohne Tauchereinsatz und komplizierte Verbindungskonstruktionen möglich.
- Die Masse ist wegen der adhäsiven Korn-zu-Korn-Bindung erosionsbeständiger als die Mineralkornschüttung auf einem geotextilen Filter; darüber hinaus kann eine Deckenschüttung auf Bitumensand beliebig grobkörnig sein, weil die Filterregeln gegen austretendes Sickerwasser hier unerheblich sind.
- Bitumensand kann – auch unter Wasser – mit beliebig großer Schichtdicke hergestellt werden, hat also Volumenausdehnung statt bloßer Flächenausdehnung. Er bringt damit reibungswirksames Gewicht auf die Unterlage, ohne eine besondere Deckschicht zu haben, wodurch er uplift-Kräften aus darüberschießendem Wasser besser standhalten kann als nicht gebundenes Schüttmaterial.

2.3.4 Regeln für geotextile Filter

Durch aus Kunststoffen hergestellte *geotextile* Filter können eine oder mehrere Schichten des erforderlichen Kornfilters eines offenen Deckwerks ersetzt werden. Der Einsatz ist insbesondere beim Einbau unter Wasser und bei Böden mit großem Feinkornanteil technisch und wirtschaftlich zweckmäßig. In geotextilen Filtern übernimmt eine sehr dünne und relativ leichte Schicht die Filterfunktion. Geotextile Filter sind insbesondere in der Ausführung als Gewebe als Flächenfilter anzusehen, während der Erdstoffilter infolge der schon aus bautechnischen Gründen notwendigen Dicke stets als Raumfilter wirkt, bei dem in allen drei Dimensionen eine Filter- oder Dränwirkung angesetzt werden kann. Er muß besonders sorgfältig bemessen werden, da die ständigen, tidebedingten Wasserstandsschwankungen und die zeitweise erhebliche Seegangsbeanspruchung zu einem häufigen Wechsel der Durchflußrichtung und zu dynamischen Beanspruchungen führen können. Filter und Deckschicht müssen sicherstellen, daß Wasser aus dem durch sie geschützten Boden möglichst drucklos entweichen, aber keine Bodenteile ausspülen kann. Wegen der Schwergewichtsbauweise der Deckschicht muß der geotextile Filter eine ausreichende mechanische Festigkeit aufweisen. Diese, insbesondere Dehnung und Reißfestigkeit, muß abgestimmt sein auf

- die Beanspruchung beim Einbau der Deckschicht. Unter schweren Schüttungen empfiehlt sich eine Schutzschicht aus Schotter oder grober Schlacke auf dem geotextilen Filter; bei leichten Bauweisen und Pflasterungen reicht vielfach eine Schilfrohrmatte.
- die Beanspruchung bei Verformungen, Setzungen und ggf. Ausspülungen des Untergrundes. Anpassung durch entsprechendes Dehnverhalten und eine auf das Gewicht der Deckschicht abgestimmte Reißfestigkeit sind zu verlangen.
- mechanische Beanspruchungen durch Scheuern der Deckschichtsteine infolge Strömungs-, Wellen- und Eiskräften.

Geotextile Filter werden in Form von Geweben, Vliesstoffen oder Verbundstoffen

verwendet. Zur Gewährleistung der Filterwirksamkeit müssen die Öffnungsweiten auf die Größe der auszufilternden Bodenteilchen abgestimmt werden. Zu ihrer Kennzeichnung kann die „wirksame" Öffnungsweite $O_{90,w}$ als fiktiver und versuchsabhängiger Wert aus Naßsiebungen mit Testböden oder dem anstehenden Boden ermittelt werden. Abhängig von der Art der Einzelfäden und von der Bindungsart sind bei Geweben nach bisherigen Erfahrungen untere Grenzwerte der wirksamen Öffnungsweite von $O_{90,w}$ = 0,10 bis 0,12 mm erreichbar. Vliesstoffe ermöglichen wesentlich geringere wirksame Öffnungsweiten. Die Filterwirksamkeit von im Vergleich zu Geweben relativ dicken Vliesstoffen kann in Analogie zu mineralischen Filtern betrachtet werden [111].

Die Eigenschaften geotextiler Filter wurden in Versuchen ermittelt, um die Anwendungsgrundlagen, insbesondere für Küstenschutzbauwerke, aufzustellen. Zur Kennzeichnung der geotextilen Filter wurde die „wirksame" Öffnungsweite $O_{90,w}$ bestimmt und zu den Werten (Korngröße bei einem Siebdurchgang von 50 %) der abzufilternden Bodenarten in Beziehung gesetzt. Für die im deutschen Küstengebiet anstehenden Fein- und Mittelsande (0,09 mm < d_{50} < 0,34 mm) kann vereinfachend für die Sperrbedingung folgender Bemessungsansatz für flächig belastete, lagestabil eingebaute Geotextilien berücksichtigt werden [84]:

$$O_{90,w} = d_{50}$$

Andere Dimensionierungsverfahren sind in der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, dem Franzius-Institut der Universität Hannover und dem Waterloopkundig Laboratorium, de Voorst, Niederlande, entwickelt worden.

Wenn nach den Erdstoff-Filterregeln mehrere Filterschichten angeordnet werden müssen, können diese unter Umständen durch einen einzigen geotextilen Filter ersetzt werden. Solche Fälle liegen zum Beispiel vor, wenn die Schichtgrenze zwischen feinem und grobem Material nicht sehr stark geneigt ist und der feine Boden den geotextilen Filter nicht in die Poren des groben Materials hinein ausbauchen kann. Bei starker Neigung der Schichtgrenze und sehr großen Hohlräumen des groben Materials ist auch daran zu denken, daß in die Hohlräume des groben Materials auf einer Böschung ablaufendes Wasser durch den in den Porenräumen nicht fest auf dem Boden aufliegenden Filter hindurchwirkt und einen Wasserabfluß auch zwischen Filter und Boden zur Folge hat, der zu unzulässigen Umlagerungen des Bodens unter dem geotextilen Filter führen kann. Ferner darf das aufliegende Steinmaterial nicht den Filter durch Scheuerbewegungen oder an Druckstellen zerstören. Dann ist dazwischen eine nur hinsichtlich des Steinmaterials filterfeste Bettungsschicht zu legen, wenn nicht die mechanische Festigkeit des Geotextils ausreicht, um derartigen Beanspruchungen zu widerstehen.

Auf bindigem Boden sollten geotextile Filter mit Vorbehalt verwendet werden, wenn dessen Belastung durch das auf dem geotextilen Filter liegende gröbere Material nicht gleichmäßig genug verteilt ist. Die Oberfläche des bindigen Bodens kann dann unter dem geotextilen Filter aufweichen und diesen dicht verschlämmen, wodurch sich auf den Böschungen eine rutschgefährliche Schmierschicht bilden kann.

Eine Vielzahl geotextiler Produkte wird für Filteraufgaben angeboten. Daher müssen die Prüfverfahren darauf abgestimmt sein, schnell zu entscheiden, welcher Filter technisch geeignet ist. Die Laborprüfung gestattet es im allgemeinen nicht, die tatsächliche Filterbeanspruchung bei der Prüfung wirklichkeitsgetreu zu simulieren.

Neben der Sperrbedingung muß eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit gewährleistet sein. Der Durchflußwiderstand der Schicht „Filter + Boden" muß so gering sein, daß das Wasser praktisch druckfrei abfließen kann. Nach der unter „Sperrbedingung" beschriebenen Bemessung nach [84] ist auch diese Bedingung hinreichend erfüllt. *Ausreichend für die Durchströmbarkeit ist, wenn die Wasserdurchlässigkeit des Filters um eine 10er-Potenz größer*

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

ist als der k-Wert des Bodens. Das gilt auch für das Durchlässigkeitsverhalten einer durchlässigen Decklage zum darunterliegenden Filter oder Boden.

Die Lagestabilität ist gewährleistet, wenn beim Verlegen von geotextilen Filtern auf Böschungen der Reibungskoeffizient zwischen Filter und Boden auch unter Wasser ausreicht, um das Abrutschen des Filters mit der daraufliegenden Decke auszuschließen. In Laborversuchen sind die natürlichen Verhältnisse des Einzelfalles zu simulieren, sofern keine anwendbaren Erfahrungen vorliegen.

Geotextile Filter müssen ferner eine ausreichende mechanische und thermische Festigkeit, eine genügende Licht- und Alterungsbeständigkeit, Chemikalienbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Organismen und Nagetiere haben. Die thermische Festigkeit ist z. B. gegen heiße Asphaltmassen erforderlich (s. Abb. E 24).

Die intensive Ultraviolett-Strahlung und die chemischen und biologischen Einwirkungen an der See erfordern eine entsprechende Dauerfestigkeit des Kunststoffmaterials. Außerdem ist das Festigkeitsverhalten im Wasser zu beachten. Bei Polyamiden – Nylon und Perlon – nimmt unter Spannung beim Naßwerden (Wasseraufnahme ca. 7 %) die Dehnung um etwa 10 % zu und die Reißfestigkeit um rd. 10 % ab. Hinsichtlich der langzeitigen Beständigkeit gegen UV-Strahlen und gegen Mikroorganismen sowie gegen Ermüdungserscheinungen bei Dauer- oder Wechsellasten können bei vielen Kunststoffen noch keine erschöpfenden Aussagen gemacht werden [61]. Auf die weiteren Empfehlungen für die Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau vom Arbeitskreis 14 der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau wird hingewiesen [35].

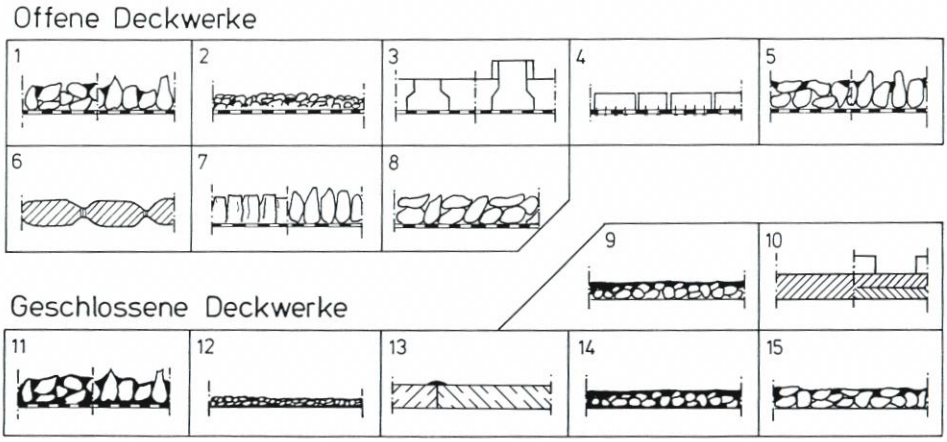
2.4 Folgerungen für die konstruktive Gestaltung von geschlossenen und offenen Deckwerken

2.4.1 Gestaltungsgrundsatz: offene oder geschlossene Decken

Deckwerke an sandigen Küsten, die in der Regel nicht völlig dicht gegen das Außenwasser an den dichten Untergrund anschließen, sollten grundsätzlich entweder als offene Deckwerke, die einwandfrei die Filterbedingungen erfüllen, oder als gegen Wasserdruck von unten zu bemessende (s. Abschn. 2.4.2) dichte Böschungsbeläge ausgebildet werden (Tab. E 1).

Zwischenformen, deren Durchlässigkeit nicht beurteilt werden kann, führen zu unberechenbaren Rückstauüberdrücken des austretenden Sickerwassers und sind weder hinsichtlich ihrer Abrutschsicherheit noch ihrer Abhebsicherheit beurteilbar; sie bilden somit ein nicht kalkulierbares Risiko. Dem kann nicht abgeholfen werden, indem unter solchen „halbdurchlässigen" Böschungsbelägen eine Filterschicht mit Anschluß an das freie Außenwasser angeordnet wird (Abb. E 3). Die Folge waren mehrfach Mißerfolge, weil sich in einer solchen Filterschicht – etwa in Höhe des tideveränderlichen mittleren Außenwasserspiegels – ziemlich unabhängig vom Sickerwasserspiegel im feineren Sand des zu schützenden Erdkörpers ein Grundwasserspiegel einstellt. Dieser kann wegen der Reibung des Grundwassers am Korngerüst der Filterschicht seine Höhenlage nicht so schnell verändern, wie sich der Außenwasserspiegel mit der Wellenperiode ändert. Entsteht vor dem Deckwerk ein Wellental, so bleibt der Grundwasserspiegel in der Filterschicht dann auf der Höhe des mittleren Außenwasserstandes, wodurch ein Überdruck des Wassers im Filter auf die „halbdurchlässige" Böschungsdecke erzeugt wird. 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, ist es nicht überraschend, wenn Schäden auftreten.

Tabelle E1: Gestaltung offener und geschlossener Deckwerke



Offene Deckwerke

(1) Steinschüttung/Steinsatz mit Asphalt-Teilverguß (Verklammerung auf Schotter und Filter* besonders als Rauhdeckwerk
(2) Mastixgestein (meist Schotter) auf Filter, auch als Matte
(3) Betonsteinpflaster, auch mit Horizontal- und/oder Vertikalverbund (Doppelverbund) auf geotextilem Filter*, auch als Rauhdeckwerk oder Lochsteindeckwerk.
(4) Betonsteinmatte: Betonsteine, die gegenseitig zugfest zu einer Matte verbunden sind,
a) mit zugfestem Verbund durch Nirodrähte oder -seile auf Filter,
b) mit Kunststoffnägeln auf geotextilem Gewebe fixiert.
(5) Steinschüttung/Steinsatz, mit speziell aufbereitetem Zementmörtel verklammert, auf Schotter und Filter, besonders als Rauhdeckwerk
(6) Betonmatte, mit speziell aufbereitetem Mörtel gefüllte Doppelgewebebahn mit Null-Abwebungen
(7) Steinsatz, auch aus Basaltsäulen, auf Grand oder Schotter und Filter*
(8) Schüttsteine auf Grand oder Schotter und Filter*

Geschlossene Deckwerke

(9) Asphalteingußdecke, ein- oder mehrlagig
(10) Asphaltbeton, ein- oder mehrlagig, Rauhdeckwerk durch Aufkleben von Betonelementen, ggf. verdübelt
(11) Steinschüttung/Steinsatz mit Asphalt-Vollverguß
(12) Asphaltmastixmatte als Vorlage
(13) Ortbeton/Betonplatten mit Fugenverguß, Rauhdeckwerk wie bei (10)
(14) Ausgußbeton, Zuschläge werden nachträglich mit speziell aufbereitetem Zementmörtel ausgefüllt
(15) Steinschüttung, mit speziell aufbereitetem Zementmörtel voll vergossen

* Filter gem. Abschn. 2.3, am verbreitetsten sind geotextile Filter und gebundene Kornfilter. Zu beachten ist, daß die Durchlässigkeit (k-Wert) vom Erdkörper zur oberen Deckschicht von Schicht zu Schicht möglichst um eine 10er-Potenz zunimmt.

Ein Nachteil der offenen Böschungsbeläge kann darin gesehen werden, daß Wellendruckschläge (s. Empf. A, Abschn. 4) sich durch voll wassergesättigte Fugen der Decke unterhalb des mittleren Außenwasserspiegels (Ruhewasserspiegel) fortpflanzen und Sprengwirkungen hervorrufen können [47]. Bei einem abhebend gerichteten Druck, z. B. in einem verzahnten Deckwerk aus Formsteinen, entspannt sich der Überdruck sofort, weil dessen Dauer nur in der Größenordnung von Hundertstelsekunden liegt. Allerdings muß in diesem örtlichen Abhebezustand die Stützung in der Böschungsebene durch Längskraftwirkung intakt bleiben.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

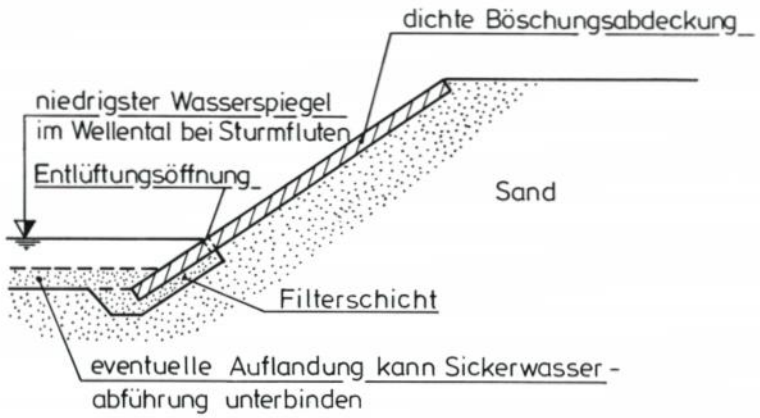


Abb. E 7. Filter im Böschungsfußbereich unter einer geschlossenen Decke mit offenem Fußstreifen

Für ebene, dichte Decken besteht nicht die Gefahr solcher in die Böschungsebene umgelenkter Druckschlagkräfte der Wellen. Offenbar sind vereinzelte Schäden an Asphaltbetondecken – auch auf verdichtetem Sanduntergrund – nicht durch Druckschläge, sondern durch Grund- oder Sickerwasserüberdrücke verursacht worden.

2.4.2 Probleme mit Filtern unter geschlossenen Decken

Die Abb. E 4 und E 6 zeigen, wie der Wasserdruck unter geschlossenen Decken ermittelt wird. Dabei wurde vorausgesetzt, daß der Untergrund eine gleichartige Wasserdurchlässigkeit hat. Werden Filter eingebaut, die das Sickerwasser aus dem Untergrund druckfrei abführen, so ist zu fordern, daß ihre Durchlässigkeit etwa eine 10er-Potenz größer als die des abzufilternden Bodens ist. Dann wird der Wasserspiegel im Filter, wenn er z. B. die in Abb. E 3 angegebene Lage unter einem geschlossenen Deckwerk hat, wie dort angegeben, vom Ruhewasserspiegel des Außenwassers bestimmt, d. h., er ist vom Sickerwasserspiegel und -druck im Untergrund unabhängig. Dementsprechend wird der Überdruck auf das Deckwerk allein von der Höhendifferenz des Filterwasserspiegels zum Wellental vor dem Deckwerk bestimmt, und die Bemessung gemäß den Abb. E 4 und E 6 ist unabhängig vom Sickerwasserspiegel im Untergrund. Der Unterschied zu den halbdurchlässigen Deckwerken ist lediglich, daß dann der Überdruck nach den Abb. E 4 und E 6 genauer ermittelt werden kann, wobei max p größer ist. Der Übergang zum offenen Deckwerk bedeutet in diesem Zusammenhang, daß seine Durchlässigkeit groß genug ist, um Sickerwasser aus dem Filter bei der Druckdifferenz zwischen Ruhewasserspiegel im Filter und Wellental im Außenwasser rückstaufrei abführen zu können, d. h. max $p = 0$.

Die Anordnung von Filtern lediglich im Fußbereich von geschlossenen Deckwerken (Abb. E 7) kann die Sickerwege und die Wasserüberdrücke max p (Abb. E 4 und E 6) erheblich vermindern. Solche Filter sind immer daraufhin zu untersuchen, ob in ihnen selbst nicht unabhängig vom Sickerwasserspiegel in der Erdböschung Wasserüberdrücke (Abb. E 6) entstehen können, wenn der Ruhewasserspiegel des Außenwassers so tief steht, daß die Filterstrecke nicht mehr voll unter Wasser liegt. Ist nämlich für diesen Fall max p in der Lage, das Deckwerk beim Wellental davor etwas anzuheben, so beginnt dieses zu „flattern“ und

wird früher oder später zerstört. Ein ursprünglich einwandfreier Fußfilter kann durch eine Auflandung im Laufe der Zeit zu großem Sickerwasserüberdruck max p führen (Abb. E 7).

Bei der Anordnung einzelner Dränrohre mit wasserdurchlässiger, vielfach bitumengebundener Körnung ist zu bedenken, daß diese nur eine punktförmige begrenzte Filterwirkung mit entsprechend geringem Abbau des Wasserüberdruckes bewirken. Hinsichtlich der Auflandung gilt das zuvor Gesagte.

Für Bauweisen mit Filtern unter Decken können die maßgebenden Wasserspiegel im Filter und für das Wellental vor dem Deckwerk recht genau festgelegt werden. Dementsprechend können auch die Regeln im Abschnitt 2.2.2.4 zur Bemessung der Dicke einer Decke mit recht guter Genauigkeit angewendet werden.

2.4.3 Probleme mit Filtern unter offenen Pflasterdeckwerken

Betonsteinpflaster sollen nicht auf Raumfiltern verlegt werden. Diese Empfehlung beruht auf der Erfahrung, daß Betonsteinpflaster auf Raumfiltern eher Schäden erlitten haben als auf dem Untergrund verlegte, die zum Schutz gegen Erosion von Bodenteilchen durch die Pflasterfugen lediglich einen geotextilen Filter erhielten. Gemäß Abschn. 2.3.4 ist die Wasserdurchlässigkeit der Deckwerkskonstruktion als ausreichend anzusehen, wenn der k-Wert von Schicht zu Schicht (Boden – Filterschicht – Deckschicht) um eine 10er-Potenz zunimmt. Diese Bedingung ist zwischen grobem Raumfilter (z. B. Schotter) und Pflasterdecke vielfach nicht erfüllt. Das führt dann zu Überdruck unter der Pflasterdecke und folglich zu Schäden.

2.4.4 Ermittlung der Deckwerkshöhe

Die Höhe des Deckwerks ist entsprechend dem Bemessungswasserstand (maßgebender Sturmflutwasserstand) und dem Wellenauflauf gemäß den „Empf. A, Abschn. 4" festzulegen. Bei den Deichen wird das Deckwerk häufig nur als Fußdeckwerk ausgebildet, dessen Oberkante auf 2–4 m über MThw liegt. Oberhalb schließt sich eine widerstandsfähige Grasnarbe auf geeigneter Kleidecke an.

Der Auflaufschwall kann insbesondere auf flachen, glatten Böschungen noch erheblich vom Sturm selbst hochgepeitscht werden. Außerdem entsteht beim Auftreten der Brecher auf steile Wände ein senkrecht hochschießender Schwall, der vom Sturm als Gischt binnenwärts getrieben werden kann. Ein Deckwerk ist an sandigen Ufern so hoch zu ziehen, daß der Wellenauflaufschwall oberhalb oder hinter demselben den Boden nicht erodieren kann.

Soweit Sand am Übergang nicht durch Bewuchs und/oder bindigen Boden festgelegt ist, muß das Deckwerk auch die höchsten Wellenaufläufe kehren. Eine obere Abschlußwand dient als obere Begrenzung zum Kehren der höchsten Auflaufspitzen (Abb. E 8).

2.4.5 Oberer Deckwerksabschluß und Entlüftung

In Abhängigkeit vom Gesamtprofil sind drei Grundformen des oberen Deckwerksabschlusses möglich, die durch die Höhenlage des anschließenden und zu schützenden Geländes bestimmt werden. Der obere Deckwerksabschluß kann liegen (Abb. E 8):

- auf einer oberhalb noch weiter ansteigenden Böschung (a)
- auf einer hochliegenden Fläche des anschließenden Geländes (b) oder
- auf einem deichförmigen Profil, bei dem der hintere Abschluß entweder auf der Krone des

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

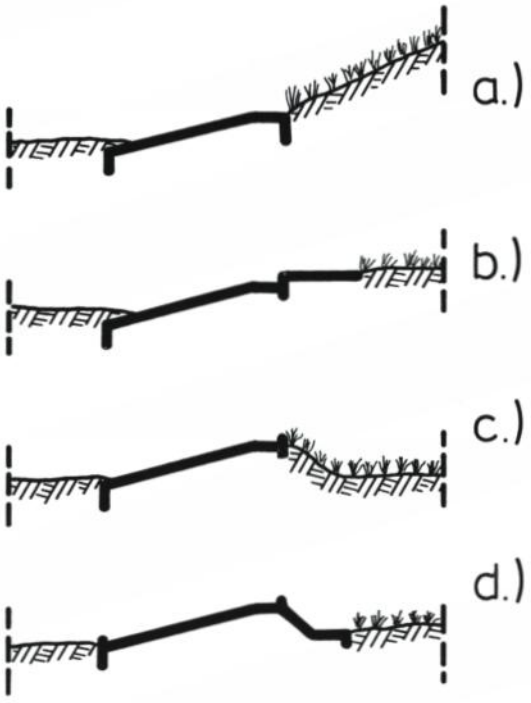


Abb. E 8. Oberer Deckwerkabschluß: a) mit oberhalb ansteigendem Gelände, b) auf der Höhe des Geländes, bei dammartigem Profil, c) auf der Krone oder d) am Fuß der Binnenböschung

Deiches (c) oder am Fuß der Binnenböschung in Höhe des abschließenden Geländes angeordnet wird (d).

Fügt sich an das Deckwerk am oberen Ende eine Erdböschung an (Abb. E 8a), so ist zu seiner Sicherung gegen Hinterspülung ein Sporn anzuordnen. Es hat sich bewährt, am oberen Deckwerksrand eine befahrbare, schwach geneigte Berme anzulegen und diese zur Landseite hin durch eine obere Abschlußwand zu begrenzen. Die Berme ist so hoch zu legen, daß vor der Wand nur noch ein kleiner Rest des Auflaufschwalles und windverdriftetes Wasser gekehrt zu werden brauchen.

In gleicher Weise kann verfahren werden, wenn der Deckwerksabschluß auf einer hochgelegenen Fläche liegt (Abb. E 8b), wobei dann die Berme auf deren Höhe auch etwas tiefer angeordnet werden sollte. Eine Spundwand ist ein aufwendiger oberer Deckwerksabschluß. Sie wurde in der Vergangenheit in vielen Fällen für erforderlich gehalten, als häufig Deckwerke infolge Hinterspülung zerstört wurden. Wenn nach den heutigen Bemessungsverfahren ausreichende Sicherheit gegen Wellenüberschlag vorhanden ist und der anschließende Geländestreifen als begrünter Kleistreifen, leichte Asphaltdecke oder Betonpflaster auf Filter gegen Erosion durch windverdriftetes Wasser gesichert ist, kann auf eine Spundwand verzichtet werden. Für eine obere Abschlußwand stellt eine Spundwand allerdings eine geeignete, vor Hinterspülung sichernde Gründung dar.

An Deckwerken gem. Abb. E 8c ist auch die Binnenböschung erosionssicher zu gestalten. Der Anschluß an die Krone ist so auszurunden, daß das Wasser schadlos abläuft, wie auch der rückwärtige Anschluß auszurunden ist. Den Abschluß bildet ein Sporn am binnen-

seitigen Böschungsfuß (Abb. E 8d). Bei gegen Hauptsturmrichtung kehrenden Deckwerken empfiehlt es sich, insbesondere bei glatten Belägen zum Auffangen des vom Sturm hochgepeitschten Auflaufschwalles, eine obere Abschlußwand an der Binnenseite der Krone zu errichten. Sofern das Gelände hinter dem Deckwerk besiedelt ist und landeinwärts abfällt, muß das vom Sturm als Gischt über das Deckwerk getriebene Wasser am Fuße der Binnenböschung gesammelt und abgeleitet werden können.

Entlüftungsöffnungen verhindern einen Luftüberdruck unterhalb des Deckwerks und sind im Kronenbereich oder vor dem oberen Sporn in Abständen von 10 bis 20 m vorzusehen, sofern bei geschlossenen Decken die Gefahr besteht, daß Wasser im Erdkörper aufsteigt. Als Entlüftungen werden Ton-, Beton- oder Filterrohre mit zu verdichtendem Bitumensplitt verfüllt. In Betonplatten können Aussparungen (20 × 20 cm) angeordnet werden, die mit haufwerksporigem Beton (z. B. mit Zementleim behandelte Körnung 16/32 mm) luftdurchlässig verschlossen werden.

2.4.6 Unterbau und Deckwerk

Unterbau und Deckwerk bilden zusammen ein System, das die angreifenden Kräfte wie Druck, Scherkräfte und Schlag in den Untergrund als Stützkonstruktion abträgt. Für die Bemessung des Systems sind die äußeren Kräfte (s. Empfehlungen A) und das Verhalten der Stützkonstruktion maßgebend. Die Bemessung des Deckwerks ist deshalb auch abhängig vom Aufbau und Verhalten des Unterbaues.

Die Voraussetzung für den Bau des Deckwerks ist ein profilgerechter, ebener, standfester und gut verdichteter Unterbau. Besonders Ortbetonplatten erfordern eine gute Verdichtung und sorgfältige Vorbereitung des Planums, um ungleichmäßige Setzungen zu verhindern. Als Unterlage dient die verdichtete Sandböschung; es kann auch eine gut verdichtete, standfeste Tragschicht aus Sand, Kies, Schotter oder Bitumensand wie auch eine zementverfestigte Schicht eingebaut werden. Bei hohlraumreichen Schichten sind die Filterprobleme unter geschlossenen Deckwerken zu beachten (s. Abschn. 2.4.2). Die Unterlage soll eben sein, damit keine unwirtschaftlich großen Materialmengen benötigt werden. Notfalls ist eine Ausgleichsschicht aus Bitumen aufzubringen, die gleichzeitig als Filter und Walzunterlage dienen kann. Als Unterlage kann auch ein in der Trockenzeit rolliger Boden, z. B. kurz vor Aufbringen der Decke, angefeuchtet und gegebenenfalls zusätzlich gewalzt werden.

Bei offenen Deckwerken hat die Unterlage eine Doppelaufgabe, indem sie die Lasten in den Untergrund abtragen und zusätzlich die Ausspülung des Bodens durch die Fugen zuverlässig verhindern muß. Es ist daher ein filterförmig aufgebauter Unterbau zu erstellen (s. Abschn. 2.3 u. 2.4).

2.4.7 Rauhdeckwerke

Eine Oberflächenrauhigkeit kann, abhängig von den Baustoffen, auf verschiedene Weise geschaffen werden. Für herstellungsmäßig bedingte glatte Decken sollte nicht von der überholten Beurteilung eines Deckwerks nach seiner Schluckfähigkeit ausgegangen und nicht versucht werden, die gesamte Oberfläche rauh zu gestalten. Die Aufgabe ist nicht, bei leichten Sturmfluten den Wellenauflauf zu bremsen, sondern ihn bei sehr schweren Sturmfluten in erträglichen Grenzen zu halten. Daher kann die Rauheit auf einen Streifen oberhalb des Bemessungswasserstandes beschränkt werden, was nicht nur von der Wirtschaftlichkeit her, sondern auch im Hinblick auf Belastung, Unterhaltung und Reinhaltung des Deckwerks von

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Bedeutung ist. Bei steileren Deckwerken wirkt sich eine große Rauheit der Oberfläche ermäßigend auf die Wellenreflexion und die dadurch hervorgerufene Erosion des deckwerknahen Strand- oder Wattstreifens aus. Auch der Rücklauf des Wellenauflaufs bei häufig eintretenden, leicht erhöhten Tiden wird dadurch verzögert, so daß sich die Erosion am Deckwerksfuß vermindert.

Die Rauheit kann durch auf die Asphalt- oder Zementbetondecke aufgeklebte Betonelemente (Abb. E 9), ein vergossenes Bruchsteindeckwerk (Abb. E 9) oder aus Betonsteinen (Abb. E 10) unterschiedlicher Höhe (z. B. 12/22 cm, 18/23 cm, 18/25 cm, 18/30 cm) erzielt werden. Der Wellenauflauf auf Asphaltdeckwerken mit einer Neigung steiler als 1:6 kann auch durch Aufkleben von Asphaltkörpern, die als Rippen oder Hochborde ausgebildet sind, oberhalb des Sturmflutwasserstandes gebremst werden. Die größte Wirkung zur Dämpfung des Wellenauflaufs wird erzielt mit einem Rauhigkeitsstreifen zwischen dem höchsten Sturmflutwasserstand und dem höchsten erwarteten Wellenauflauf. Rauhigkeitselemente unterhalb des Sturmflut-Ruhewasserspiegels haben nur einen geringen Einfluß auf den Sturmflut-Wellenauflauf.

2.5 Fußausbildung von Deckwerken

Der Deckwerksfuß kann folgende Aufgaben erfüllen:
– Sicherung des Deckwerks bei Höhenabnahme des davorliegenden Strandes,



Abb. E 9. Rauhdeckwerk mit Betonelementen, im Vordergrund aus Steinsatz mit Verguß

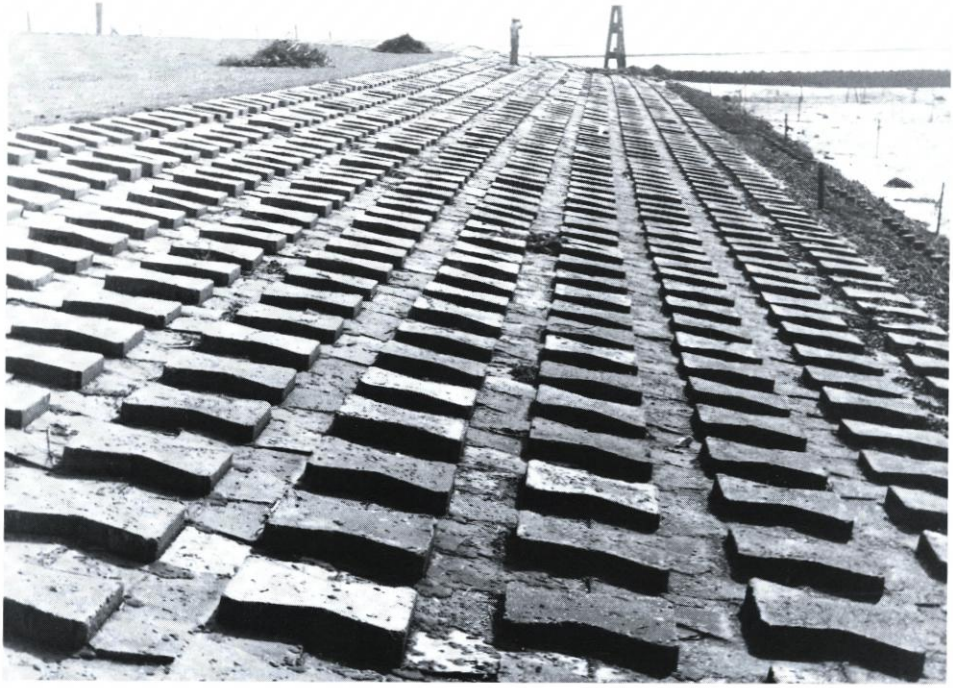


Abb. E 10. Rauhdeckwerk aus Betonsteinpflaster vor dem Hauke-Haien-Koog

– Stützung des Deckwerks gegen Abrutschen auf der Unterfläche,
– Ableitung des Grundwasserzuflusses.

Üblich sind zwei grundsätzlich unterschiedliche Bauweisen für den Deckwerksfuß:
– vertikale Sicherung in Form einer Spundwand oder Pfahlreihe (Abb. E 11) und
– horizontale – ggf. flachgeneigte – Sicherung in Form einer Fußvorlage (Abb. E 12).

Kombinierte Bauweisen sind möglich (Abb. E 13).

Ausreichend tiefe vertikale Sicherungen wie Spundwände und Pfahlreihen bilden insbesondere bei plötzlicher, starker Strandabnahme durch Sturmfluten eine ausreichende Sicherheit gegen Unterspülung des Deckwerks. Sie können außerdem das Deckwerk gegen Abrutschen stützen. Ihre Stützfunktion ist für alle Deckwerke mit Neigung steiler als 1 : 4

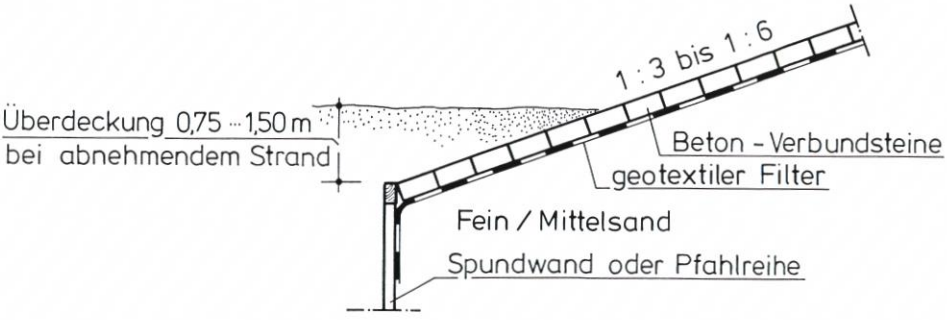


Abb. E 11. Vertikale Fußausbildung eines offenen Deckwerks

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

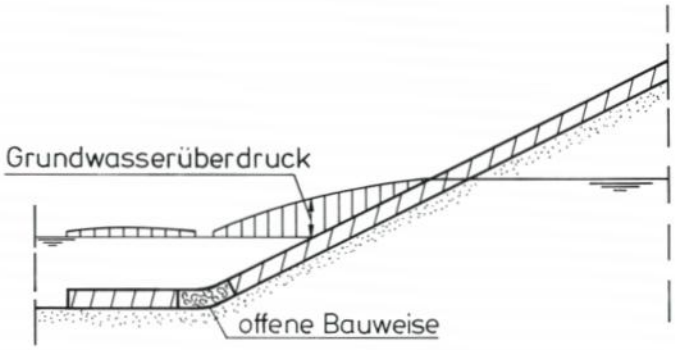


Abb. E 12. Horizontale Fußausbildung eines geschlossenen Deckwerks mit offenem Bermenstreifen mit Darstellung des Grundwasserüberdrucks unter dem Deckwerk [99]

wichtig, denn auf eine Stützung gegen Abrutschen kann nur bei schlufffreiem Sand in der Böschungsunterlage bei Neigungen von 1:4 und flacher und gesicherter Grundwasserabführung verzichtet werden. Die Spundwand kann aus Stahl, Stahlbeton oder Holz erstellt werden. Abb. E 14 zeigt eine Stahlbetonspundwand, die durch Anschlußeisen fest mit dem vermörtelten Holm verbunden ist.

Die Spundwand oder Pfahlwand ist so zu bemessen, daß sie auch bei stärkeren Strandabnahmen ihre stützende Wirkung behält. Freistehende Wandteile wirken ungünstig, da sie die Wellen reflektieren und zur Abnahme des Strandes unmittelbar vor der Wand führen. Eine Vorlage oder eine Sandauffüllung wird dann erforderlich.

Da Deckwerke in der Regel in Strandabschnitten mit abnehmender Tendenz gebaut werden, muß bei ihrem Bau auf eine ausreichende Überdeckung der Spundwand- oder Pfahlwandoberkante geachtet werden (Abb. E 11). Je nach zu erwartender Abnahme sollte die Überdeckung 0,75 m bis 1,5 m betragen. Bei starken Strandabnahmen kann eine kombinierte Bauweise mit gleichzeitigem Einbau einer Fußvorlage empfehlenswert sein (Abb. E 13).

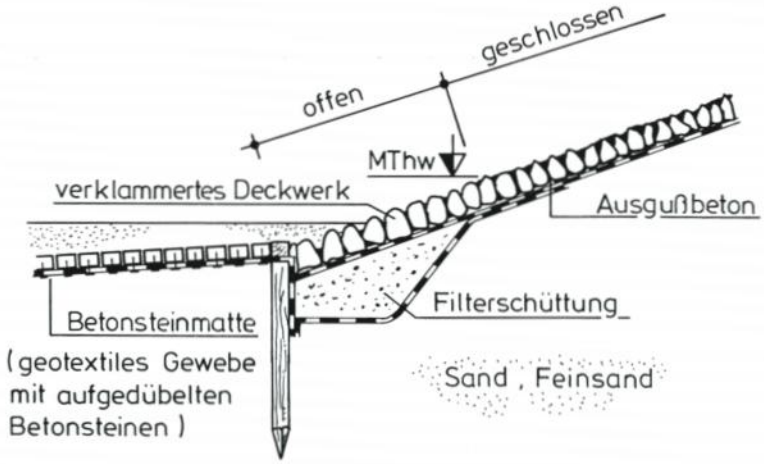


Abb. E 13. Kombinierte Fußausbildung eines geschlossenen Deckwerks mit offenem Fußbereich

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

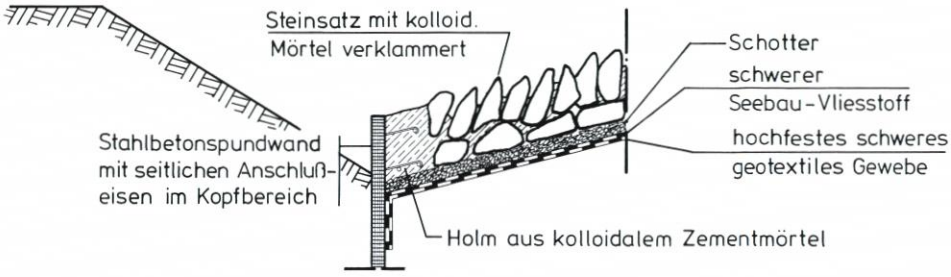


Abb. E 14. Vertikale Fußausbildung eines offenen verklammerten Deckwerks mit Steinsatz auf Schotter und schweren Geotextilien; der Spundwandholm wird aus kolloidalem Mörtel anbetoniert

Bei g e s c h l o s s e n e n Deckwerken hindert eine dichte Spundwand den Abfluß des Grundwassers aus dem höheren, dahinterliegenden Erdkörper, in den es während hoher Wasserstände eingedrungen ist. Abhilfe schafft ein oberhalb der Spundwand angeordneter, offener und nach den Filterregeln aufgebauter Deckwerksstreifen. Der unter diesem Streifen erforderliche Filter sollte nicht unter die oberhalb liegende geschlossene Decke hochgezogen werden (s. Abschn. 2.4.2).

Eine P f a h l r e i h e ist durchlässig für Grundwasser, hat aber gegenüber Spundwänden mit Nut und Feder den Nachteil des fehlenden flächenhaften Verbundes. Damit bei einem Freispülen der Pfahlreihe das Deckwerk nicht unterspült wird, ist zur Deckwerksseite hin ein hinreichend zugfestes Geotextil ausreichend tief zu legen und als wirksamer Filter zu gestalten (s. Abschn. 2.3.4).

Die h o r i z o n t a l e Fußausbildung in Form einer verformbaren Vorlage kann sich dem abnehmenden Strand ohne senkrechten Übergang – manchmal mit steiler Übergangszone – anpassen. Sie bietet statisch gesehen keine Stützung des Deckwerks. Die Fußvorlage muß eine ausreichende Flexibilität und Zugfestigkeit aufweisen, um sich einer Unterspülung und Absenkung des äußeren Streifens ohne Schädigung anpassen zu können. Eine Verbindung der Vorlage mit dem Deckwerk verhindert, daß sich an der Nahtstelle eine klaffende Fuge bildet. Zugkräfte dürfen allerdings nicht auf das Deckwerk übertragen werden. Die horizontale Fußausbildung bringt konstruktive Schwierigkeiten, die im Einzelfall materialgerecht gelöst

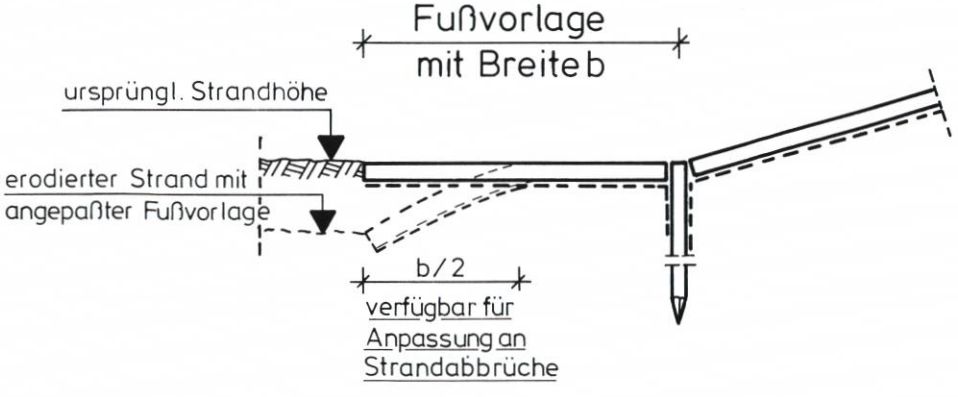


Abb. E 15. Bemessung der Breite einer Fußvorlage vor einem Deckwerk

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

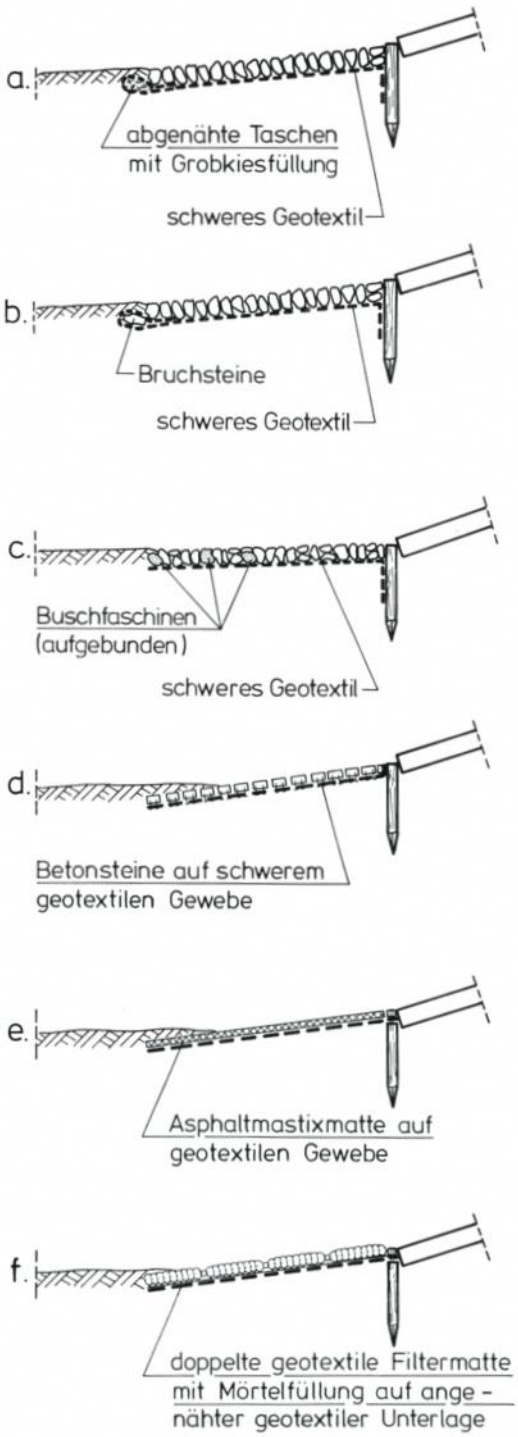


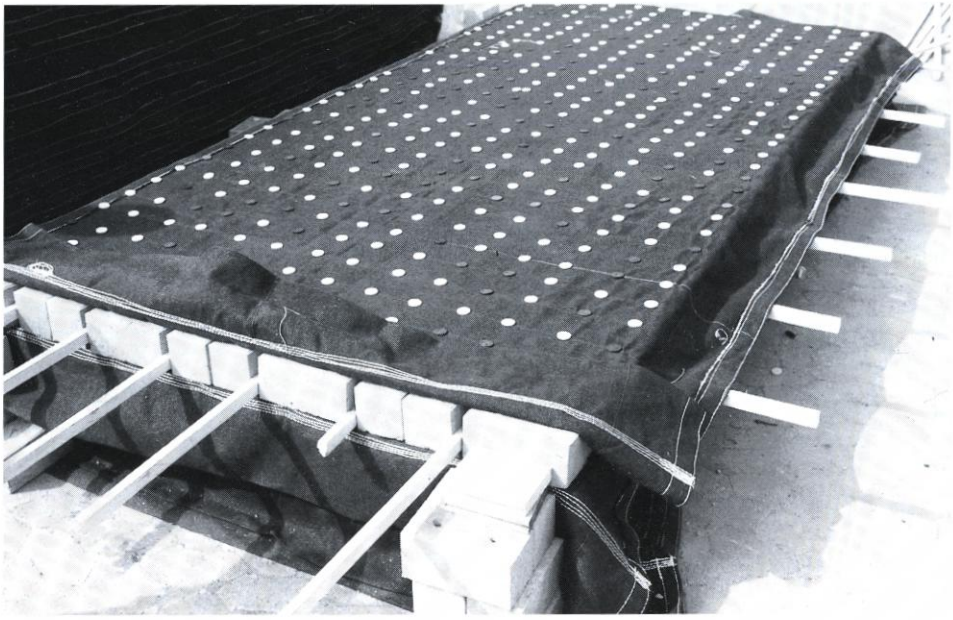
Abb. E 16. Leichte Fußvorlagen; Beispiele d., e. und f. passen sich auch größeren Strandabnahmen an

werden müssen. Die starke Dehnbarkeit einiger Geotextile ist zu beachten. Besteht die Vorlage aus geotextilem Filter mit Deckschicht, so ist je nach möglicher äußerer Absenkung die Deckschicht an der äußeren Seite dauerhaft gegen Abrutschen zu sichern oder fest mit der Unterlage zu verbinden.

Die Breite der Vorlage richtet sich nach der voraussichtlichen Strandabnahme und den Bodenverhältnissen (Abb. E 15). Die vordere Hälfte der Vorlage soll der Sicherung gegen eine Strandabnahme dienen, während die hintere Hälfte auftretende Zugkräfte über die Bodenreibung aufnehmen kann.

Leichte Fußvorlagen können wie folgt ausgebildet werden (Abb. E 16):

a. Steinsatz oder Steinschüttung auf schwerem zugfestem Geotextil, dessen wirksame Maschenweite auf den zu bedeckenden Boden abgestimmt ist (s. Abschn. 2.3.4) und bei dem am unteren Rand ein Streifen umgeschlagen und taschenförmig aufgenäht wird und diese Taschen mit Grobkies gefüllt werden oder
b. um Bruchsteine geschlagen wird und der Rand dieses Umschlags von der anschließenden Deckschicht überdeckt und dadurch festgeklemmt wird bzw.
c. mit einem Geotextil, auf das Faschinen linien- oder netzförmig gebunden sind und das hierfür mit eingewebten oder angenähten Schlaufen ausgestattet ist (die Lebensdauer der Faschinen ist begrenzt!).
d. Flexible Betonsteinmatten mit auf geotextilem Gewebe mit Kunststoffdübeln befestigten Betonsteinen [42] (Abb. E 17 u. E 18).



Betonsteinmatte aus 10 × 20-cm-Betonsteinen, die mit je 2 Kunststoffdübeln mit der 2,3 × 3,0 m großen hochfesten geotextilen Gewebematte verbunden sind. Über die Pflasterfläche ragen an den Längsenden der Matte die Verlegeschlaufen und an der rechten Mattenseite der 60 cm breite Überlappungsstreifen hinaus. Die Matten werden „Schicht auf Schicht" im Hafen gefertigt und beim Verladen mit einseitiger Aufhängung gewendet. Links im Bild ein hoher Mattenstapel.

Abb. E 17. Herstellung von Betonsteinmatten aus geotextilem Gewebe mit aufgedübelten Betonsteinen [42]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 18. Die flexible Fußsicherung hat sich dem erodierten Watt angepaßt und sichert den Dammfuß wirksam vor weitergehender Erosion [42]

e. Matten aus Asphaltmastix, 5 cm dick, auf geotextilem Gewebe oder mit Kunststoffilter als Einlage, am Ort oder vorgefertigt.
f. Flexible Betonmatten aus zwei Lagen geotextilen Gewebes, zwischen die kolloidaler Zementmörtel gepreßt wird, die aber zuvor so vernäht worden sind, daß die Mattenfelder längs und quer verformbar bleiben und sich etwaigen Ausspülungen anpassen können.

Die Beispiele a. bis c. eignen sich, wenn stärkere Erosionen des anschließenden Watts oder Strandes ausgeschlossen werden können. Die Beispiele d., e. und f. sind auch geeignet, wenn eine stärkere Erosion des angrenzenden Strandes oder Wattstreifens nicht ausgeschlossen werden kann. Die Bauweisen setzen einen innigen Verbund, ausreichende Zugfestigkeit und Dehnfähigkeit der Vorlage bzw. seiner Deck- und/oder Filterschicht voraus.

Als schwere Fußvorlagen eignen sich:

- Matten aus gegossener Asphaltmastix ohne Bewehrung,
- mit Asphaltmastix vergossene Schüttsteine auf hitzebeständigem geotextilen Gewebe (s. Abb. E 24),
- durchlässige, mit Asphaltmastix teilvergossene Drahtschottermatte und davor flexible Matten aus Asphaltmastix mit geotextiler Unterlage oder Bewehrung (Abb. E 19),

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

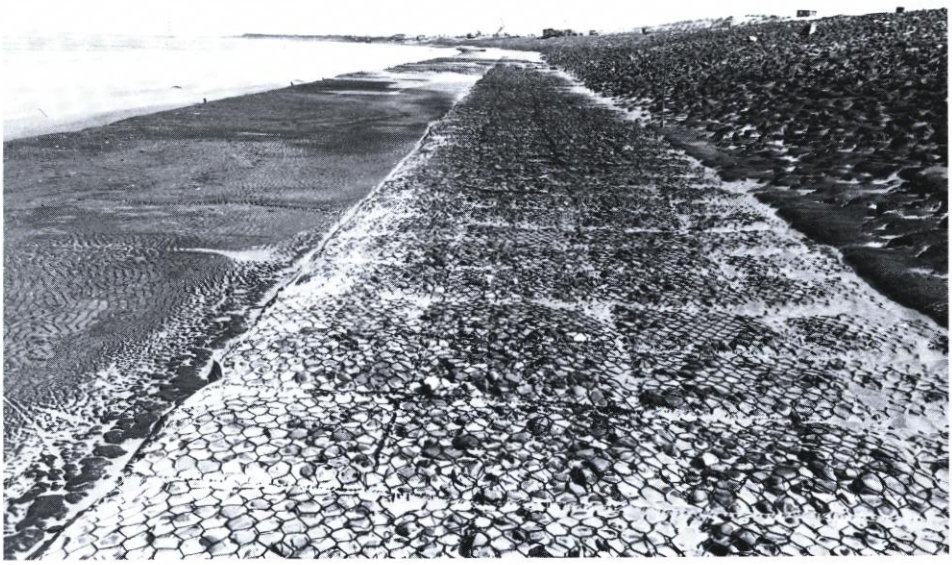


Abb. E 19. Fußausbildung Brouwers-Damm mit asphaltvergossener Drahtschottermatte und vorgelegter Asphaltmastixmatte, Baujahr 1971

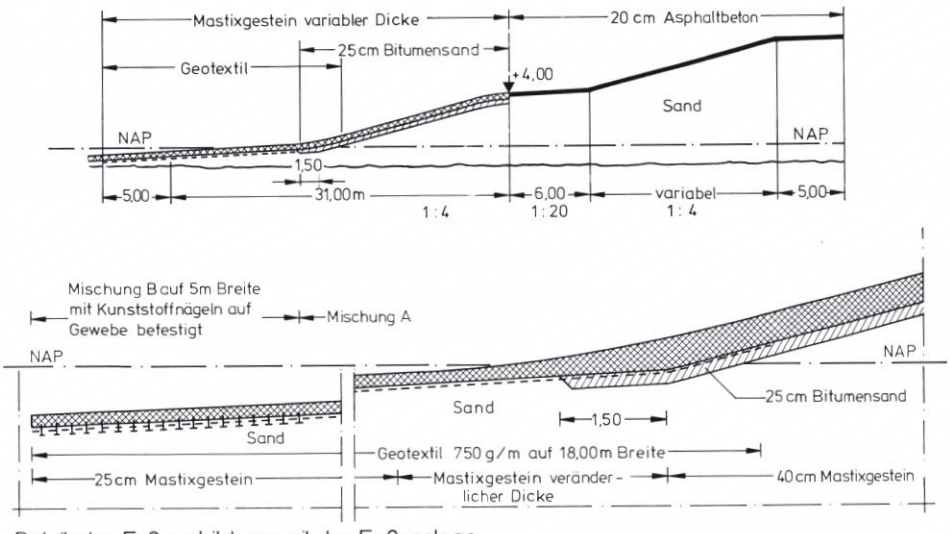


Abb. E 20. Fußausbildung mit schwerer Fußvorlage. Deckwerksfuß aus Mastixschotter auf Bitumensandfilter mit Vorlage aus Mastixgestein auf geotextilem Gewebe, im vorderen Teil voll vergossen [37]

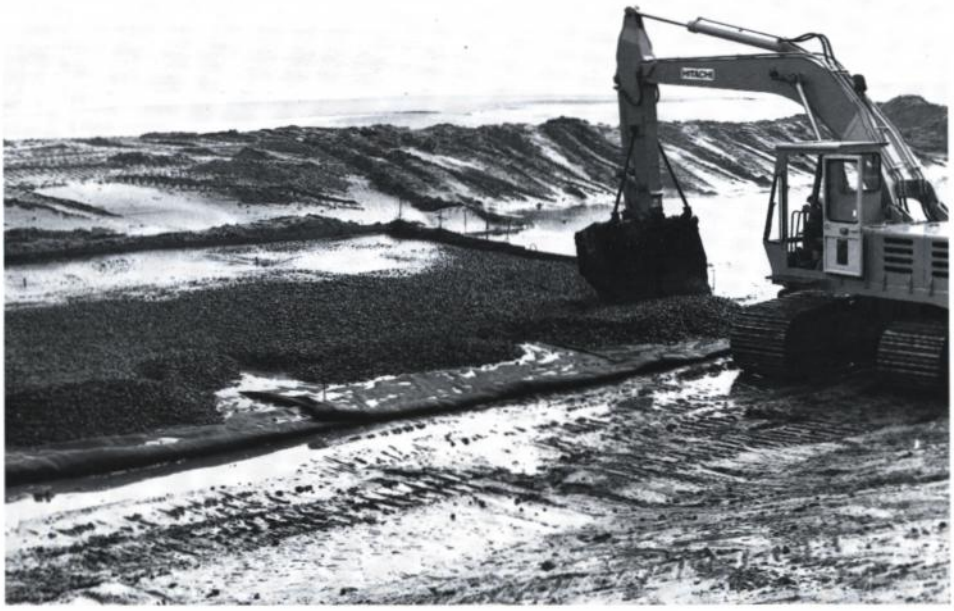


Abb. E 21. Asphaltbetondeckwerk an der Osterschelde mit Fuß und Vorlage aus Mastixgestein, Baujahr 1975

- durchlässige Mastixschottermatten auf Geogitter oder Gewebe, im vorderen Teil voll mit Asphaltmastix verfüllt (Abb. E 20 u. E 21),
- geotextile Filtermatte mit vermörtelter Steinschüttung, angenähtem, meist aus Gewebe bestehendem Schlauch, der mit speziell aufbereitetem Zementmörtel verfüllt wird und so den unteren Rand der Vorlage bildet. Beim Bau von Seebuhnen ist dieser Schlauch als Randeinfassung bis 1 m ∅ hergestellt worden (s. Empf. F, Beispiel 6),
- schwere flexible Betonsteinmatten, wie als leichte Fußvorlage beschrieben (d), jedoch mit großen Steindicken und entsprechender Konfektion von Gewebe und Dübel,
- schwere flexible Betonmatten, wie als leichte Fußvorlage beschrieben (f), jedoch mit größeren Mattendicken und entsprechender Konfektion des geotextilen Gewebes.

Die kombinierte Bauweise mit Fußwand und Fußvorlage kann gewählt werden, wenn aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen eine dann nicht so tief reichende Spundwand mit einer Vorlage empfehlenswert erscheint oder bei einer horizontalen Vorlage eine Stützung des Deckwerks angestrebt wird.

Weitere Angaben zur Fußausbildung enthält der Abschnitt 3.1.2.1.

3. Konstruktion von Deckwerken

3.1 Deckwerke in Asphaltbauweise

3.1.1 Bauweisen

3.1.1.1 Allgemeines

Der Abschnitt 6 zeigt in den Beispielen 1 bis 4, 6 bis 13, 15, 18 und 19 Küstenschutzdeckwerke in Asphaltbauweise oder unter teilweiser Verwendung von Asphaltschichten. Die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG), Essen, gibt seit 1964 die „Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau – EAAW" heraus, als letzte die 4. Ausgabe 1983 [36]. Soweit sich diese Empfehlungen auf Küstenschutzwerke beziehen, sind sie hier in den Grundzügen wiedergegeben. Für Einzelheiten wird auf die EAAW verwiesen.

3.1.1.2 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltbeton

Zu den hohlraumarmen Bitumen-Mineralgemischen gehören Asphaltbeton, Sandasphalt und Gußasphalt, von denen aus wirtschaftlichen Gründen die beiden letzteren praktisch keine Bedeutung mehr haben.

Mit Gußasphalt gedichtete oder befestigte Flächen im Wasserbau neigen auf Grund der physikalischen Eigenschaften des Baustoffes zudem dazu, daß sich im Laufe der Zeit die Bahnennähte öffnen, d. h. reißen, weil die Bahnen infolge von Erwärmung und Abkühlung immer kürzer und dicker werden. Dieser Vorgang kann auf größeren Flächen nur durch die Wirkung von nennenswertem Verkehr durch gummibereifte Fahrzeuge wie beispielsweise auf Straßen in seiner Wirkung ausgeglichen werden. Der Einsatz von Gußasphaltflächen im Wasserbau muß deshalb auf wenige Ausnahmen beschränkt bleiben, d. h. auf solche Flächen, die geringe Ausdehnungen haben und deren Anschlußfugen an angrenzende Bauwerke oder Flächen sorgfältig ausgebildet und ständig unterhalten werden.

Asphaltbeton wird als Dichtung und als Schutzschicht angewendet. Er ist dauerhaft, alterungsbeständig und, bis zu einem gewissen Grad, flexibel, so daß er sich begrenzten Untergrundsetzungen anpassen kann. Eine Rißbildung tritt im allgemeinen nicht ein, wenn bei Einsenkungen das Verhältnis des Muldendurchmessers zur Muldentiefe ≥ 10 ist. Als Dichtung ist Asphaltbeton wasserundurchlässig, wenn er im eingebauten Zustand nach DIN 1996, Teil 7, einen berechneten Hohlraumgehalt von 3 Vol.-% oder Teil 8 eine Wasseraufnahme von 2 Vol.-% nicht überschreitet. Die Langzeitbeständigkeit ist gewährleistet, wenn die genannten Werte nicht überschritten werden, da dann Witterungseinflüsse auf die oberflächennahe Zone ausgeschlossen sind. Für den Asphaltbeton werden Korngrößenbereiche der Mineralstoffe von 0/5 bis 0/32 mm verwendet; empfehlenswert sind Korngrößenbereiche 0/11 bis 0/22 mm.

Die Schichtdicke richtet sich nach den Beanspruchungen aus Wellenschlag und Auftrieb. Die Beanspruchung durch Auftrieb kann von wesentlich größerem Einfluß auf die Dickenbemessung sein als die durch Wellenschlag. Aber auch die Deckwerksneigung ist von Einfluß auf die Dickenbemessung.

Die Bemessung erfolgt entweder nach der Erfahrung, die in den EAAW ihren Niederschlag gefunden hat, oder theoretisch mit Rechenprogrammen nach der Elastizitätstheorie. Ohne eine Berücksichtigung besonderer Beanspruchungen kann nach den EAAW 83 gelten:

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

für leichte	Beanspruchungen	8 bis 15 cm Dicke,
mittlere	Beanspruchungen	15 bis 25 cm Dicke und
schwere	Beanspruchungen	25 bis 40 cm Dicke.

Mit Rücksicht auf die Herstellbarkeit und Dauerhaftigkeit ist auch für leichte Beanspruchungen eine Mindestdicke von 10 cm zu empfehlen. Wenn einlagig eingebaut wird, ist die Dicke nach oben mit etwa 50 cm begrenzt. Mittleren Beanspruchungen genügt z. B. das Deckwerk des Eider-Hauptdammes (s. Abschn. 6, Beispiel 3), während das Südwestdeckwerk von Borkum (s. Abschn. 6, Beispiel 4) für schwere Beanspruchungen bemessen ist.

Asphaltbeton wird im Wasserwechselbereich von Algen bewachsen, die seine Oberfläche glitschig machen oder sie bei Austrocknung durch Abheben der oberflächlichen Feinmörtelschicht geringfügig beschädigen. Dagegen wird in diesem Bereich ein Asphaltverguß von Steindeckwerken wegen der glatten Oberflächen der Eingußmasse jedoch von Algen nicht besiedelt. Deshalb ist dringend anzuraten, Asphaltbeton erst oberhalb MThw einzusetzen.

Wenn unterhalb von MThw das Deckwerk als asphaltvergossene Steinschüttung ausgebildet worden ist, schließt oberhalb das Asphaltbetondeckwerk mit einer voutenförmigen Verdickung an (Beispiel 3). Der Asphaltbeton ist nach einem Bitumenvoranstrich (Heißbitumen oder Bitumenemulsion) der Abschlußkante der Vergußdecke dicht gegen diese anzuschließen, entweder unmittelbar oder – in Ausnahmefällen – nach Zwischenschalten z. B. einer Betonkeilpfalzplatte. Im letzteren Falle ist die Platte zuerst zu setzen und anschließend die Steinschüttung im oberen Teil zu vergießen.

Aufhellungen werden
- durch Oberflächenversiegelungen aus einem bitumenreichen Asphaltmastix,
- durch Oberflächenbehandlungen mit hellem Abstreugut oder
- aus einer hochstabilisierten Bitumenemulsion erzielt.

Sie werden zur Verminderung der oberflächennahen Alterung des Bindemittels Bitumen, auch gelegentlich als landschaftsgestalterisches Element oder zur Verringerung der Temperaturen im Deckwerk benutzt, wenn es für die Standfestigkeit auf ausnahmsweise steil auszubildenden Böschungen erforderlich ist. Die Böschungsstabilität allein kann jedoch auch ohne Aufhellung durch entsprechende Gemischzusammensetzung erreicht werden.

3.1.1.3 Geschlossene Deckwerke mit Asphaltverguß

Steinverguß (Steinlagen mit Vollverguß)

Die Deckwerke bestehen aus Steinsatz oder Steinschüttungen, deren Hohlräume mit Asphaltmastix gefüllt werden (Begriffe sind in den EAAW erläutert). Sie zeigen eine ausgezeichnete Langzeitbewährung über viele Jahrzehnte und erfordern praktisch keine Unterhaltungsarbeiten.

Das Einbaugewicht der Decke richtet sich nach der Beanspruchung. Die Flächenlast beträgt dann bei

leichter	Ausführung	2 bis 4 kN/m^2,
mittlerer	Ausführung	4 bis 6 kN/m^2 und
schwerer	Ausführung	6 bis 10 kN/m^2 und mehr.

Die Hohlräume der Steinlage werden zu 75 bis 100 % gefüllt, wodurch bei nicht vollständiger Füllung ein Luftdurchtritt möglich ist, falls sich unter dem Deckwerk ein Überdruck aufbauen sollte. Die Sperrbedingung gegenüber Bodenteilchen ist ggf. zu prüfen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Durch den Füllungsgrad und die Gestaltung der Oberfläche der Steinlage kann jeder gewünschte Rauhigkeitsgrad erzielt werden. Wenn ein völlig dichtes Deckwerk gefordert wird, muß die Steinlage mit einer geschlossenen Schicht aus Eingußmasse von mindestens 1 cm Dicke überdeckt sein. Die Oberfläche der Gesteinsschicht sollte insbesondere bei gröberen Steinen vor dem Verguß abgezogen oder gewalzt werden. Wird auf einem dichten Deckwerk eine rauhe Oberfläche gewünscht, so empfiehlt es sich, dazu eine weitere Gesteinsschicht aufzubringen und diese mit Asphaltverguß so weit zu füllen, daß alle Steine fest gebunden sind.

Steindeckwerke mit Asphaltverguß werden aus wirtschaftlichen Gründen im allgemeinen nur dort angewendet, wo

- hohe Flächenlasten erforderlich sind, um Wasserdrücken von unten standhalten zu können, oder ständiger Wellenangriff herrscht,
- besondere Flexibilität des Deckwerkes erwünscht ist,
- Algenbewuchs im Wasserwechselbereich möglich ist,
- Deckwerksteile während der Herstellung überflutet werden können oder teilweise unter Wasser eingebaut werden müssen,
- Asphaltbeton ausscheidet, weil er nicht verdichtet werden kann.

Das bedeutet, daß vorwiegend der untere Böschungsanteil bis etwa 1,5 m oberhalb MThw anstelle von Asphaltbeton in Steinbauweise mit Vollverguß hergestellt wird.

Asphalteingußdecken

Asphalteingußdecken sind bereits in den 30er Jahren in mehrlagiger Bauweise ausgeführt worden und liegen seit vielen Jahrzehnten, ohne bis heute Unterhaltungskosten verursacht zu haben, z. B. am Dortmund-Ems-Kanal in der 2. Fahrt Olfen seit 1934. Die Bauweise ist wegen des höheren Anteils der Handarbeit naturgemäß teurer als die Asphaltbetonbauweise, doch kann sie wegen des nach Jahrzehnten noch ausgezeichneten Zustandes unter Berücksichtigung von Bau- und Unterhaltungskosten wirtschaftlich sein (Abb. E 22).



Abb. E 22. Dreilagige Asphalteingußdecke bei St. Peter-Ording, nach 30 Jahren Liegezeit keine Unterhaltungskosten

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.1.1.4 Offene Deckwerke mit Asphaltverguß

Die Deckwerke bestehen aus Steinsatz oder Steinschüttungen, deren Hohlräume mehr oder weniger mit Asphalteingußmasse gefüllt werden. Es ist zweckmäßig, den verbleibenden Hohlraum so einzustellen, daß die Durchlässigkeitsbedingungen erfüllt werden. Der Durchlässigkeitswert k sollte auf den der Unterlage abgestimmt sein und etwa um eine Zehnerpotenz höher liegen. Die Einhaltung dieser Regel ist schwierig festzustellen. Soweit keine örtlichen Erfahrungen vorliegen, ist die Einhaltung der Durchlässigkeitsbedingung experimentell zu überprüfen. Die Unterlage ist als Filter nach den Filterbedingungen herzustellen (s. Abschnitte 2.4.2 und 2.4.3). Das gilt auch für die Sperrbedingungen gegen das Auswaschen der Unterlage. Sie ist bei offenen Deckwerken im allgemeinen auf zweierlei Weise zu erfüllen:
- Einbau einer Filterschicht aus Bitumensand nach den Empfehlungen C, Abschnitt 8, bei dem die Einzelkörner durch kohäsive Kräfte gegen Ausspülen gebunden sind, oder durch
- Zwischenschalten geeigneter geotextiler Filter.

Die Vergußmenge – gemessen in kg/m² – richtet sich nach der Raumdichte der Eingußmasse, nach dem Hohlraum des Steingerüstes, dem gewünschten Füllungsgrad und der gewünschten Oberflächenrauhigkeit. Ihre Raumdichte liegt zwischen 1,7 und 2,2 t/m³, bei üblichen Gemischen mit einem Bitumengehalt von 15 bis 17 Gew.-% im Mittel bei 2,0 t/m³.

Der Teilverguß ist die übliche Bauweise, bei der die Steine als Einzelelemente so verklammert werden, daß ein gebundenes Flächendeckwerk entsteht. Eine ausreichend feste Verklammerung aller Einzelsteine im Deckwerk (Erosionssicherheit) erfordert die Füllung von etwa 40 % der Hohlräume der Steinlage mit Eingußmasse.

Berechnungsbeispiel:

Dicke einer Steinschüttung	0,30 m
Hohlraum der Schüttsteinlage	40 Vol.-%
Raumdichte der Eingußmasse	2000 kg/m³
Vergußmenge zur halben Füllung des Hohlraumes	
0,3 × 0,4 × 0,4 × 2000 =	96 kg/m²

Dementsprechend liegen die üblichen Vergußmengen für Steinsatz zwischen 100 und 150 kg/m², für Schüttsteinlagen von z. B. 30 cm Dicke wegen ihres größeren Hohlraumes zwischen 100 und 200 kg/m². Zur Erhaltung der Durchlässigkeit darf die Eingußmasse nicht durch die Schicht auf die Unterlage fließen und dort eine geschlossene, dichte Schicht bilden.

Die Oberfläche kann durch Auswahl der Gesteinsgröße, der Dicke der Schüttung, ihrer Neigung und der Eingußmasse beliebig rauh gestaltet werden. Der Steinsatz muß mindestens bis zu ⅓ der Höhe durch Vergußmenge festgelegt werden.

Eine Haftung der Eingußmasse an der Gesteinsoberfläche ist nicht zu erwarten und auch nicht erforderlich, da die Masse die Steine durch die Verklammerung oder in Form von Plomben in ihrer Lage hält. Auflockerungen durch gefrierendes Wasser in den Hohlräumen sind nicht festgestellt worden.

3.1.1.5 Offene Deckwerke mit Mastixgestein

Wenn ein ständiger Durchfluß größerer Wassermengen oder im Bereich geringfügig schwankender Wasserstände ein häufiger Wechsel von Befeuchtung und Trockenfallen zu erwarten ist oder wenn das Wasser größere Schwebstoffmengen mit sich führt, so ist bei unzureichender Dicke des umhüllenden Bindemittelfilms nach einigen Jahren dessen Bestän-

digkeit gefährdet. Deshalb ist – ebenfalls aus Gründen der Widerstandsfähigkeit gegen Bindemittelfilm-Ablösungen und der Langzeitbeständigkeit – der Bindemittelfilm um das Einzelkorn so dick wie möglich herzustellen, was durch Zugabe von feinen Mineralstoffen und von Polymeren zum Bitumen erreicht werden kann. Eine niedrige Mischguttemperatur wird während des Mischens und auf dem Transport das Ablaufen des Bitumens vom Gestein verhindern.

Nach dem heutigen Stand der Erfahrungen mit Mastixgestein kann es sich empfehlen, bei extremen Beanspruchungen den Deckwerksquerschnitt so zu gestalten, daß die Möglichkeit einer gelegentlichen Auffrischung oder teilweisen Erneuerung besteht. In den Niederlanden sind durchlässige Deckwerke aus Mastixgestein, auch an den exponierten Stellen unter Wasser und im Wasserwechselbereich, in Form vorgefertigter großflächiger Matten und oberhalb davon im Trockenen in Ortseinbau (Abb. E 23) ausgeführt worden.

Der Durchlässigkeitsbeiwert nach DARCY wird bei diesen Gemischen im verdichteten Zustand etwa 10^{-2} m/s betragen. Der k-Wert sollte (s. Abschn. 2.3) mit dem der Unterlage korrespondieren und etwa um eine Zehnerpotenz höher liegen.

Die Deckwerksdicke richtet sich nach der Beanspruchung und beträgt etwa 10 bis 40 cm. Zusätzlich ist eine Filterunterlage erforderlich, damit ein Auswaschen von Untergrundmaterial vermieden wird. Eine solche Filterunterlage kann z. B. aus einer Lage Bitumensand nach den Empfehlungen C, Abschn. 6.8, von 25 cm Dicke bestehen, die den Durchtritt von Feinsanden verhindert.



Abb. E 23. Bauhafen am Osterschelde-Damm mit durchlässigem Deckwerk aus Mastixschotter auf Bitumensandfilter (Baujahr 1978)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.1.1.6 Schichten und Baukörper aus Bitumengesteinen

Bitumengesteine als hohlraumreiche Bitumen-Mineralgemische werden zum Ausgleich von Unebenheiten in der Unterlage, als Walzunterlage für Asphaltbetonschichten, als Filter- oder Dränschichten mehrschichtiger Decken, für durchlässige Schutzschichten und als wirtschaftlicher Baustoff zur Herstellung erosionsbeständiger und flexibler kohäsiver Baukörper über und unter Wasser benutzt. Als Mineralstoff sind Gesteine vom Sand bis zum Schotter möglich. Zu verwenden sind im allgemeinen Korngemische aus ein oder zwei Korngruppen (Empfehlungen C, Abschn. 6.5 und EAAW). Als Bitumengestein werden die Einzelkörner mit geringen Mengen von Bitumen umhüllt. Der Durchlässigkeitsbeiwert nach DARCY liegt im verdichteten wie auch im unverdichteten Zustand etwa zwischen 10^{-3} und 10^{-2} m/s. Er liegt im unverdichteten Zustand etwa um den Faktor 2 höher als im verdichteten.

Bitumengesteine sollten nur dort eingesetzt werden, wo die damit hergestellten Schichten weitgehend gegen Witterungseinflüsse und Erosion geschützt sind. Über Wasser und im Wasserwechselbereich sind Baukörper aus Bitumengesteinen, besonders solche aus Bitumensand, deshalb mit einer mastixvergossenen Schüttsteinlage oder mit Mastixgestein zu schützen.

3.1.2 Konstruktive Einzelheiten

3.1.2.1 Fußausbildung

Bei der vertikalen Fußsicherung liegt der Deckwerksfuß mit der Oberkante im allgemeinen unterhalb MThw. Deshalb sollte das oberhalb liegende Deckwerk als teilvergossene Steinschüttung oder Mastixgestein auf Filter aus Bitumensand, ungebundenen Mischkörnungen oder Geotextilien in ausreichender Breite durchlässig gestaltet werden (Abb. E 24a u. b). Wird ausnahmsweise unterhalb MThw, d. h. ohne Berücksichtigung von Algenbildungen und damit zu erwartender oberflächlicher Beschädigungen im Tidebereich, ein dichtes Asphaltbetonwerk an eine vertikale Fußsicherung unmittelbar angeschlossen, so ist diese bei rückwärtigem Druckwasser ausreichend durchlässig zu gestalten, z. B. als Pfahlreihe oder Wand mit Durchlässen. Bei dichter Fußsicherung muß das Druckwasser durch Entlastungslöcher in Form von filterstoffgefüllten Rohren, z. B. in den Tälern der Stahlspundwände, entwässern können (Abb. E 24c). Eingesetzte Bauteile, z. B. Rohre, sind im Falle der Verdichtungsbauweise mit Asphaltbeton nur schwierig einzubauen und zu unterhalten und bei schwerer Beanspruchung im allgemeinen nicht zugänglich. Berücksichtigt werden sollte dabei, daß sich Entlastungslöcher im Laufe der Jahre dicht setzen können; sie verlieren damit ihre Funktion, ohne daß das immer rechtzeitig erkannt wird. Außerdem ist die Verdichtung des Deckwerksmischgutes in diesem Bereich schwierig. Die Fußwand ist so zu bemessen, daß auch bei stärkerer Strandabnahme die stützende Wirkung erhalten bleibt.

Wenn vor einem Deckwerk nur mit einer geringen Strandabnahme zu rechnen ist, die eine Vorlage nicht unbedingt erforderlich macht, so können Asphaltdeckwerke auch bis in den Untergrund fortgeführt werden, um eine ausreichende Überdeckung des Böschungsfußes sicherzustellen (s. Abschn. 6, Beispiel 3). Die Fußwand kann dann kürzer ausgebildet werden und dabei der Fußpunkt 0,75 bis 1,50 m unter Geländeoberkante liegen.

Die horizontal liegende oder schwach geneigte Fußsicherung besteht im allgemeinen aus einer Vorlage, die folgende Funktionen zu erfüllen hat. Die Vorlage

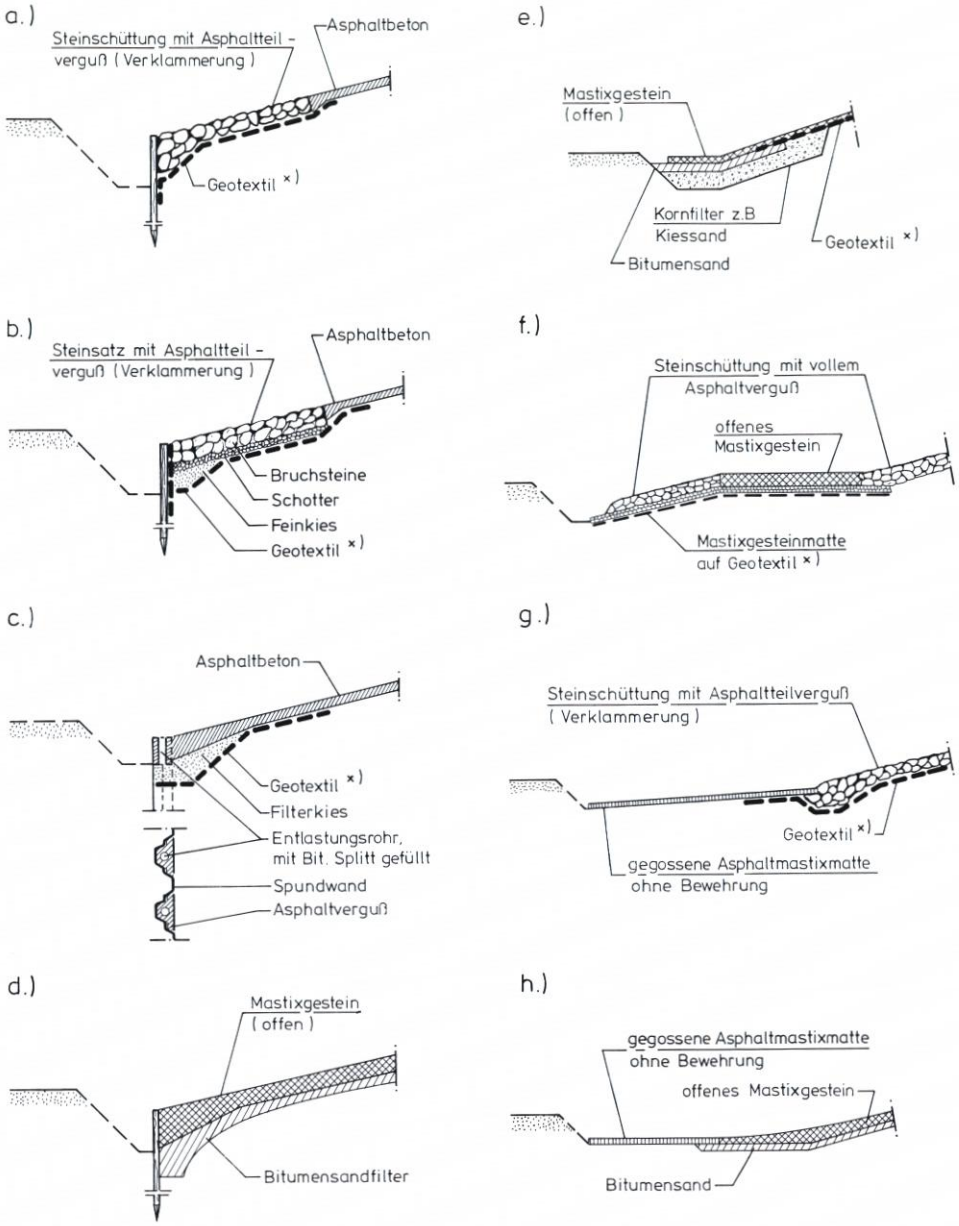


Abb. E 24. Fußausbildung von Deckwerken in Asphaltbauweise; Beispiele a.) bis d.) mit vertikaler Fußausbildung (Fußwand), Beispiele e.) bis h.) mit horizontaler Fußausbildung (Fußvorlage); Beispiel c.) nur geeignet bei geringem Binnenwasseranfall

* Geeignete Geotextilien unter Asphaltbeton und -verguß (Einbautemperatur bis 180 °C) sind Polyester (PES), Schmelztemperatur 256 °C, Polyamid 66 (PA66), Schmelztemperatur 256 °C, Polyamid 6 (PA 6), Schmelztemperatur 212 °C; **nicht** geeignet sind Polyäthylen (PE) und Polypropylen (PP), deren Schmelztemperaturen 130 bzw. 165 °C betragen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

- schützt das Deckwerk vor Unterspülungen,
- folgt den abnehmenden Strandhöhen,
- hält Längsströmungen vom Deckwerksfuß fern,
- verlängert den Sickerweg und beeinflußt den Grundwasserstand und die sich daraus ergebenden Druckverhältnisse unter dem Deckwerk,
- kann die Wellenhöhe verringern und den Wellenaufschlagpunkt verlegen (Bermenwirkung),
- bildet einen festen Ansatzpunkt und kann zur Abstützung des Deckwerks beitragen.

Das Gewicht der Vorlage muß dem Wellenangriff und der Strömung widerstehen, um ein „Flattern" zu vermeiden. Die Dicke beträgt im allgemeinen zwischen 15 und 30 cm.

Als Bauweisen sind bisher Matten aus Asphaltmastix und Schüttsteinlagen mit vollem Asphaltverguß eingesetzt worden, die meist auf geotextilen Geweben oder Vliesstoffen aufliegen, mit und ohne Bewehrung aus Geweben oder Gittern. Da solche Vorlagen auf einem Strand eingebaut werden, bei dem sich durch Ausspülen oder Abbruch unterschiedliche Höhen einstellen können, müssen die Vorlagen in allen Richtungen plastisch verformbar sein, um den Ausspülungen folgen zu können und keine Hohlräume entstehen zu lassen. Dabei hat sich verschiedentlich gezeigt, daß eine Bewehrung oder auch ein Filtertuch die erforderliche Verformbarkeit beeinträchtigen können.

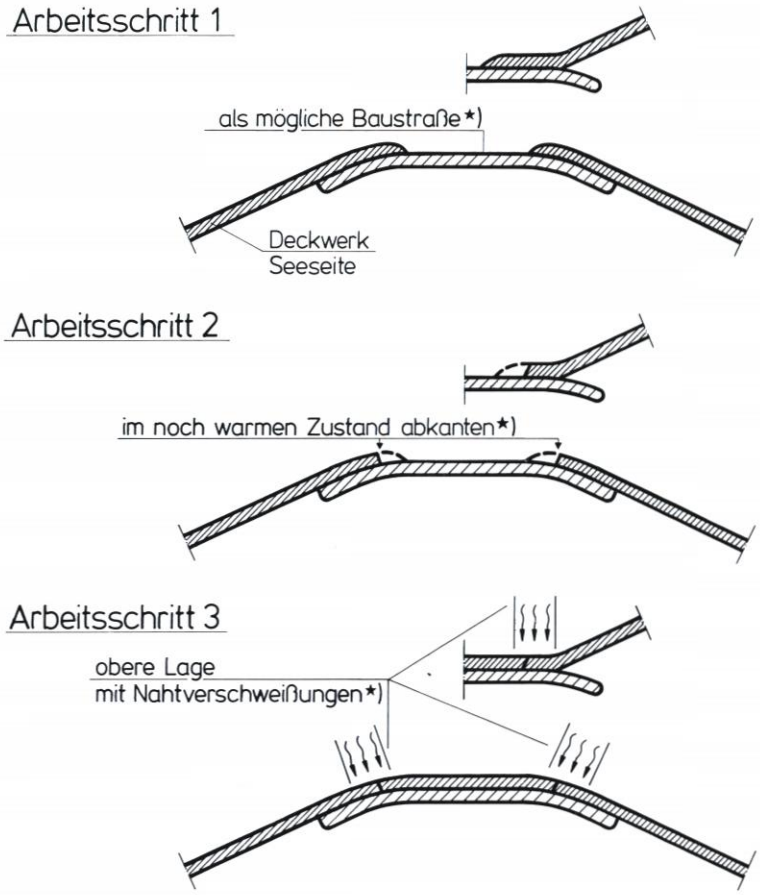
Da es aufwendig ist, ein Deckwerk aus Asphaltbeton oder vollem Schüttsteinverguß am Böschungsfuß durchlässig zu gestalten, ist die horizontale Fußsicherung zu bevorzugen, weil es leichter ist, eine Volage im Anschlußbereich an das Böschungsdeckwerk durch einen Teil aus Mastixgestein durchlässig und gleichzeitig beständig zu gestalten (Abb. E 24e, f u. h). Ist nicht mit einem Wasserüberdruck im Deich oder in der Böschung zu rechnen, genügt die Ausführung einer Vorlage nach Abb. E 24g.

Wegen ihrer großen Flexibilität ist der vor Ort gegossenen Asphaltmastix-Matte mit oder ohne geotextiler Bewehrung der Vorzug zu geben, da sie eine kurzfristige Anpassung an Strandabnahmen oder Ausspülungen zuläßt, ohne daß sie reißt oder andere Schäden aufweist. Werden die Ausspülungen allerdings so groß, daß große Teile der Matte mehr oder weniger frei hängen, so können diese Teile durch ihr Eigengewicht reißen oder sogar abreißen. Da dieser Vorgang jedoch nicht plötzlich abläuft, sondern immer innerhalb eines gewissen Zeitraumes und damit erkennbar wird, können entsprechende Gegenmaßnahmen rechtzeitig eingeleitet werden.

Auch die kombinierte Bauweise mit einer senkrechten Fußwand, die statt der Berme das Deckwerk schützt und mit einer Fußvorlage gegen das Unterspülen und teilweise Freispülen der Fußsicherung gesichert ist, kann aus konstruktiven oder wirtschaftlichen Gründen gewählt werden. Die Oberkante der Fußwand ist dabei, je nach zu erwartender Strandabnahme, in einer Dicke von 0,75 bis 1,50 m zu überdecken. Der an die Böschung angrenzende Teil der Vorlage sollte zur Druckentlastung durchlässig gestaltet werden, z. B. durch mit Schotter gefüllte Drahtkörbe, die mit Asphaltmastix teilvergossen werden (s. Abb. E 19).

3.1.2.2 Bermen- und Kronenausbildung

Eine im Deckwerk angeordnete Berme oder auch die Krone werden häufig als Baustraße benutzt. Dazu ist zuerst eine für den Baustellenverkehr ausreichend dicke Asphaltlage herzustellen. Nach Fertigstellung der seeseitigen Böschung – und gegebenenfalls auch der luftseitigen – folgt die endgültige Ausbildung des Bermen- oder Kronenbereiches in Profil und Dicke (Abb. E 25).



* **Arbeitsschritt 1:** Im Bereich von Krone bzw. Berme kann die untere Lage als Baustraße genutzt werden.
Arbeitsschritt 2: Die seitlichen Überlappungen sind in noch warmem Zustand zur späteren Herstellung einer Arbeitsnaht abzukanten.
Arbeitsschritt 3: Einbau der oberen Lage im Bereich von Krone bzw. Berme mit Verschweißung der Nähte.

Abb. E 25. Herstellung eines Asphaltbetondeckwerkes im Bereich von Deichkrone oder Außenberme

Für gute Haftung der Lagen untereinander ist zu sorgen. Langausgezogene Überlappungen zu den see- und luftseitigen Böschungen, insbesondere solche Überlappungen, die dünn auslaufen, sind unbedingt zu vermeiden, da dann sehr bald mit einer Bildung von Einzelrissen oder Rißfeldern zu rechnen ist. Zur Ausbildung des Anschlusses heiß an kalt ist, wie im Abschnitt 3.1.3.2 Tages- und Arbeitsnähte beschrieben, zu verfahren (Abb. E 31 u. E 32) und als Position ensprechend getrennt auszuschreiben.

Bermen sind an dem darüber und darunter liegenden Deckwerksteil mit Ausrundungen mit großem Radius anzuschließen und die bei der Herstellung entstehenden Anschlußnähte ebenfalls nach Abschnitt 3.1.3.2 zu gestalten.

Bordsteine sind auch im Kronenbereich Fremdkörper und erfordern eine beidseitige

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

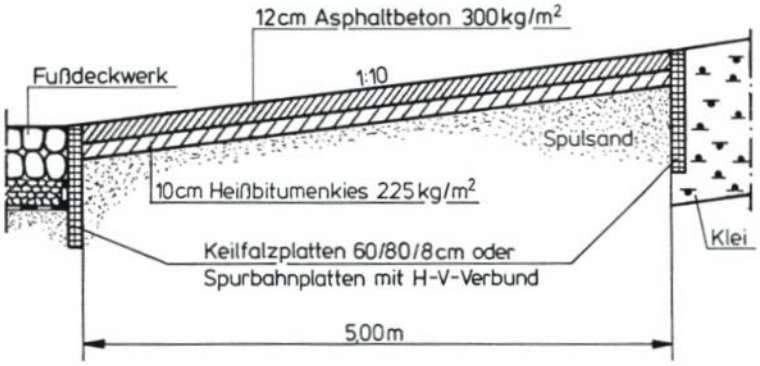


Abb. E. 26. Anschluß Asphaltdeckwerk an Kleidecken

Fugenausbildung mit Fugenfüllung, die während der gesamten Lebensdauer des Deckwerks unterhalten werden muß. Deshalb ist es besser, auf Bordsteine zu verzichten. Wird z. B. eine erhabene Fahrbahnbegrenzung gewünscht, dann kann diese als aufgeklebter Asphaltbetonhochbord gestaltet werden, der im mechanischen Verhalten kein Fremdkörper ist und keine Fugenausbildung erfordert.

Ist das Deckwerk im Kronenbereich mit einer Kappe abgeschlossen, so ist für ausreichende Entlüftung der Kappe durch Anordnung von Entlüftungsöffnungen zu sorgen.

3.1.2.3 Anschluß an Kleidecken

Wegen der Nachverdichtung, die Kleischichten über Jahre unterliegen, ist der Anschluß von Asphaltbetonschichten, z. B. als Wellenüberschlagsicherung, an oberhalb liegende frische Kleidecken besonders sorgfältig auszubilden. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Abb. E 26.

Der untere und obere Abschluß solcher Asphaltbetondeckwerke wird entweder durch einen lagenweise hergestellten und mit Asphaltmastix teilvergossenen Sporn, etwa 25 cm breit und 60 bis 80 cm tief, gebildet oder durch hochkantgesetzte Betonspurbahnplatten mit Doppelverbund (s. Abschn. 3.2.1.2), z. B. 60/33/10 cm, oder Keilfalzplatten 60/80/8 cm, die bei teilweisem Freispülen ein Unterspülen des Deckwerks verhindern. Die Betonplatten besitzen einen waagerechten und senkrechten Verbund, erlauben aber durch die Fuge den Durchtritt von Druckwasser aus dem Deichkörper bzw. dem Klei, so daß es nicht zum Aufweichen des Kleis kommen kann.

3.1.2.4 Anschluß an starre Baukörper

Wegen des unterschiedlichen Setzungsverhaltens von starren Baukörpern und des angrenzenden Bodens als Unterlage für ein Asphaltdeckwerk sind Anschlußkonstruktionen auszuwählen, die ein Abreißen des Anschlusses verhindern und ausreichend flexibel sind, den Setzungsbewegungen risselos zu folgen. Die EAAW [36] enthalten eine Reihe unterschiedlicher Beispiele, die zum Teil auch für Küstenschutzdeckwerke anwendbar sind.



Abb. E 27. Durchwuchs einer Asphalteingußdecke vor St. Peter-Ording, Baujahr 1960, Foto 1989

3.1.2.5 Durchwuchs von Pflanzen

Asphalt ist ein thermoplastischer Baustoff, der unter bestimmten Voraussetzungen von Pflanzen durchwachsen werden kann. Bei Schutzbelägen aus Vergußbauweisen ist der Durchwuchs im allgemeinen unschädlich. Eingußmassen können durchwachsen werden, wenn Steingerüst und Deckwerksdichte dieses zulassen (Abb. E 27).

Durchwuchs von Deckwerken aus Asphaltbeton und von Dichtungen ist zu verhindern. Dazu kann der Untergrund sterilisiert werden. Asphaltbeton wird bei Dicken von 12 bis 15 cm und einer Wasseraufnahme von höchstens 3 Vol.-% oder einem berechneten Hohlraum von höchstens 4 Vol.-% nicht mehr durchwachsen. Sollte eine solche Dicke stellenweise nicht erforderlich sein, so muß der Durchwuchs durch Sterilisieren der Unterlage verhindert werden.

3.1.3 Bauausführung von Deckwerken in Asphaltbauweise

3.1.3.1 Asphaltbeton

Nach Herstellung in Mischanlagen wird Asphaltbeton im heißen Zustand mittels Lastkraftwagen zur Baustelle transportiert. Deren Aufbauten müssen in der kalten Jahreszeit und bei starkem Wind gegen Wärmeverluste isoliert werden, oder das Mischgut muß mit Planen abgedeckt sein. Ist eine kurzzeitige Zwischenlagerung auf der Baustelle unvermeidbar, so sollten dafür Kübel benutzt werden, aus denen das Mischgut zum Verteilen durch Kopflader oder Baggerschaufel entnommen wird.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 28. Einbau von Asphaltbeton mit Grader

Eingebaut und abgezogen wird das Mischgut im allgemeinen mit einer Raupe, einem Grader (Abb. E 28), einem Kopflader oder einer Baggerschaufel (Abb. E 29). Ein Nacharbeiten mit Schieber oder Harke genügt im allgemeinen (Abb. E 30). Die damit erzielbare Ebenheit der Deckwerksoberfläche reicht in den meisten Fällen aus. Sollten jedoch gelegentlich besondere Anforderungen an die Ebenheit gestellt werden, so können bei geringer Böschungsneigung ($\leq 1:4$) und auch in der Horizontalen – gegebenenfalls umgebaute – Straßenfertiger Verwendung finden. Als Verdichtungsgeräte werden leichte bis mittlere Vibrationswalzen und gelegentlich auch Gummiradwalzen eingesetzt.

Sollte mit einem Straßenfertiger horizontal, d. h. quer zur Fallinie, eingebaut werden, so ist eine korrekte Einstellung der Höhenlage der Verteilerbohle die Voraussetzung für die gleichmäßige Verteilung der Verdichtung über die Einbaubreite und zur Vermeidung einer unbeabsichtigten Stufenbildung. Die obere Kante der Bahn ist horizontal auszuziehen, vertikal zu überwalzen, dann vor dem Einbau der oberen Bahn mit Bitumen anzustreichen und nach Auftrag der oberen Bahn im Nahtbereich sorgfältig zu verdichten (siehe auch Abschnitt 3.1.3.2 u. Abb. E 32).

Bei steilen Anschlüssen (schmale Verklebungsfläche) kann, besonders unter ungünstigen Witterungsverhältnissen, eine Nahtverschweißung über die volle Länge empfehlenswert sein.

Bei Einbau mit Straßenfertiger „heiß an kalt" muß die Überlappung der bereits erkalteten Schicht auf das notwendige Minimum beschränkt bleiben. Sie darf höchstens 2 bis 3 cm betragen, da es sonst in einem mehr oder weniger breiten Randbereich neben der Anschlußnaht auf der kalten Schicht zu Gefügestörungen und zu Kornzertrümmerungen kommen kann (Abb. E 31).

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 29. Einbau von Asphaltbeton mit Baggerschaufel



Abb. E 30. Einbau eines Asphaltbetondeckwerks mit Hydraulik-Bagger und Handabzug

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Beim Einbau mit dem Straßenfertiger wird der erreichbare Verdichtungsgrad unter anderem durch die Einbaugeschwindigkeit beeinflußt. Die Erhöhung des Vortriebs bewirkt, insbesondere bei den für Deckwerke im Küstenschutz üblichen großen Lagen- oder Schichtdicken, eine deutliche Verminderung der erreichbaren Verdichtung. Der Fertigereinbau mit den sogenannten höherverdichtenden Einbaubohlen kann zwar erfahrungsgemäß bereits zu Endhohlraumgehalten ≤ 3 Vol.-% führen, doch sollte auf den Einsatz von Walzen – wenn auch mit reduziertem Aufwand – keinesfalls verzichtet werden, da ein guter Oberflächenschluß unverzichtbar ist. Zusammen mit einer Oberflächenversiegelung wird dadurch die gewünschte hohe Gebrauchsdauer erreicht.

Asphaltbetonbauweisen werden immer im Trockenbau angewendet. Dicke Lagen – etwa ab 20 cm – können auch in der kalten Jahreszeit und bei leichtem Regen hergestellt werden. Für den Wintereinbau von Asphaltbeton wurden gelegentlich für die Böschungen abgedeckte und beheizte Fertiger mit Abzieh- und Rüttelbohle eingesetzt, die den Einbau von Heißmischgut in einer Lage praktisch bei jeder Witterung gestatten. Mischguttemperaturen sind auf die Einbaubedingungen einzustellen, ohne daß aber das Bindemittel Bitumen thermisch überbeansprucht wird. Die Eigenschaften der fertig eingebauten Baustoffe können an Ausbaustücken und Bohrkernen überprüft werden (s. EAAW 1983, C 9). Die ersten Kontrollen sind nach Einbau der ersten Teilfläche zu beginnen, damit sonst nicht erkennbare Mängel des Mischgutes und der Verdichtung rechtzeitig festgestellt und abgestellt werden können.

3.1.3.2 Arbeits- und Tagesnähte

Bei Arbeitsnähten zwischen den Einbaubahnen oder -streifen werden bei einem Anschluß „heiß an warm" keine besonderen Maßnahmen erforderlich. Gelegentlich werden wegen der Dicke eines einlagigen Einbaues die Bahnen bzw. die Felder mit Kanthölzern begrenzt, die man durch in die Unterlage getriebene Stahlnägel während des Verdichtungsvorganges gegen seitliches Verdrücken sichern kann. Das hat auch den Vorteil, daß das Mischgut an der Kante nicht lose herabfällt und so länger warm bleibt.

Auch besteht die Möglichkeit, die Bahnenkante durch Zusatzgeräte an den Walzen unter 70 bis 80 °C schräg anzuwalzen. Bei stärkerem und kaltem Wind, wie er ja häufig an der Küste auftritt, kann die Bahnenkante mit Infrarotstrahlern erwärmt werden. Es ist außerdem möglich, eine ausreichend geschlossene Nahtflanke nur mit Bitumen anzustreichen, z. B. mit Heißbitumen oder mit polymer-modifizierten Bitumenemulsionen.

Tagesnähte bei mehrlagigem Einbau von Asphaltbetondeckwerken werden in den einzelnen Lage versetzt angeordnet. Dadurch entsteht ein abgetreppter Abschluß, der die Zusammenziehung aus Abkühlung an der Oberfläche von der Naht in der obersten Lage auf die darunter liegende, in diesem Bereich nichtgestoßene, damit durchgehende und so vollwirksame Lage überträgt.

Mit dem Übergang auf den seit einer Reihe von Jahren meist einlagig durchgeführten Einbau dickerer Schichten kam es bei Tagesnähten in der Vergangenheit verschiedentlich zum Aufnehmen von Nähten mit der Bildung von Teil- oder durchgehenden Rissen oder zu späteren oberflächlichen Materialverlusten (Ausbrüchen) im Nahtbereich. Einzelne Anschlußlösungen haben sich auf Dauer nicht bewährt. Die folgenden Bauweisen vermeiden die bisher aufgetretenen Schäden weitgehend durch eine

- flach geneigte Naht (flacher Anschluß) (Abb. E 31) oder eine
- steil geneigte Naht (steiler Anschluß) (Abb. E 32).

Die flach geneigte Naht bedeutet einen geringen Arbeitsmehraufwand, der aber aus

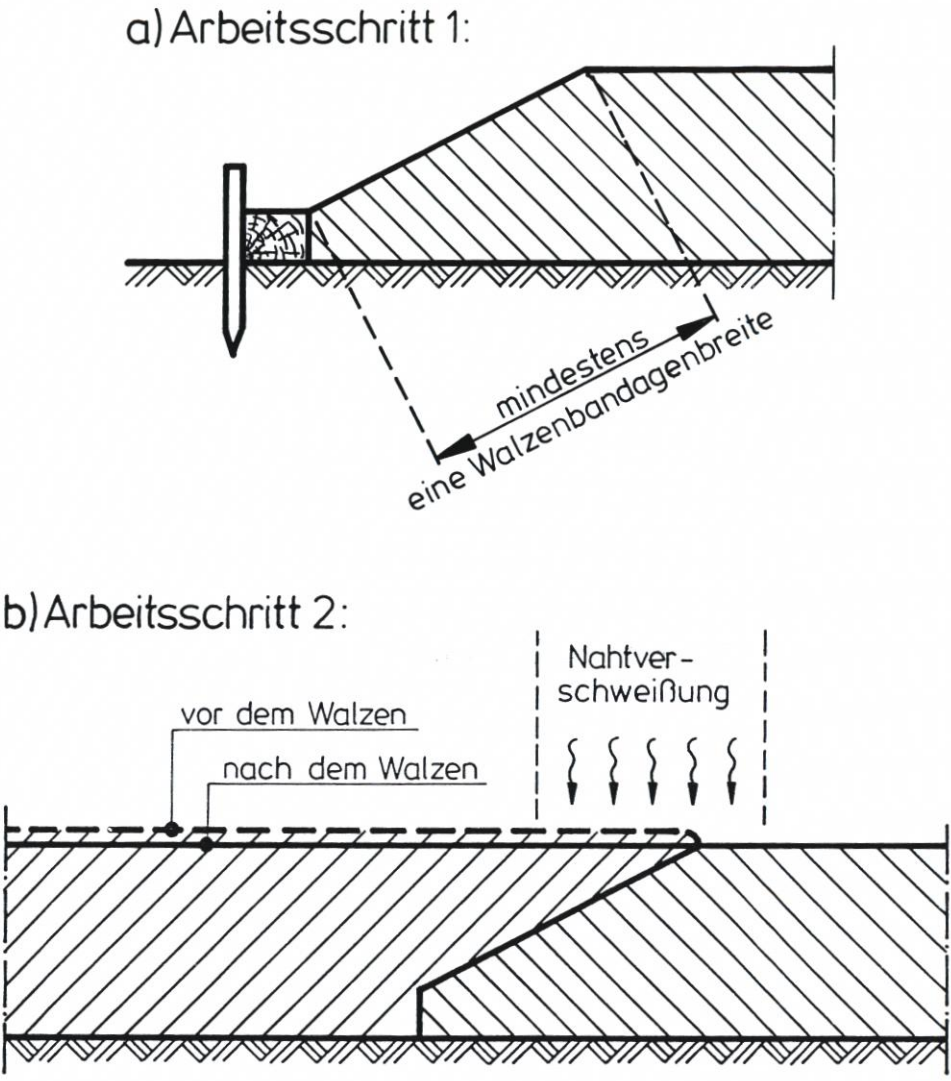


Abb. E 31. Flacher Anschluß einer Tagesnaht (Querschnitt)

Qualitätsgründen vertretbar erscheint. Sie bietet den Vorteil einer recht großen und gut verdichteten Anschlußfläche, die Zug- und Biegezugkräfte rißfrei aufnehmen kann; sie ist deshalb besonders zu empfehlen.

Der untere Randbalken als Walzwiderlager erlaubt ein gutes Verdichten des angrenzenden Mischguts und vermeidet einen dünn auslaufenden Keil. Er ist während des Verdichtens unverschiebbar zu befestigen. Nachdem die eigentliche Bahn und die Schräge in der Deckwerks-Fallinie gewalzt worden sind, kann mit längs, also parallel zur Krone laufenden Walzen der Übergang von der Horizontalen in die Schräge gewalzt werden. Dadurch wird erreicht, daß das Mischgut überall gleichmäßig verdichtet wird und keine unverdichteten Grate stehenbleiben.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

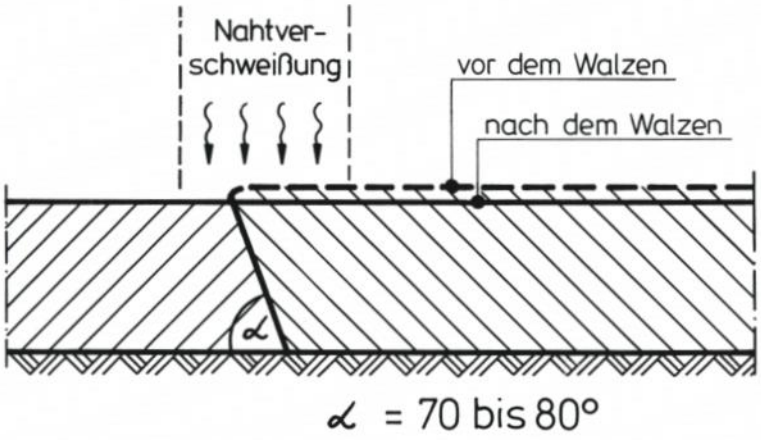


Abb. E 32. Steiler Anschluß zwischen Einbaubahnen (Querschnitt)

Zur Haftungsbesserung empfiehlt es sich, den gesamten Schrägbereich mit einem Haftanstrich oder einer Haftanspritzung zu versehen. Der Anstrich braucht wegen der Länge der Anschlußfläche nicht besonders dick zu sein, um die beabsichtigte Wirkung sicherzustellen.

Da Arbeitsunterbrechungs-Nähte möglichst vermieden werden sollten und damit eine „Tagesnaht" im allgemeinen auch nur einmal am Tag ausgebildet werden muß, wird auch der Aufwand für eine Nahtverschweißung (Abb. E 31 u. E 32) für vertretbar gehalten. Dazu heizt man den Nahtbereich auf etwa 25 bis 30 cm Breite schonend mit Infrarotstrahlern auf und verdichtet ihn intensiv durch Rüttelstampfer mit beheiztem Schuh (Abb. E 43). Bei dieser Nahtverdichtung verschwindet dann auch ein eventuell noch überstehender Teil der Anschlußbahn, so daß ein glatter Übergang auch bei der Tagesnaht möglich wird.

Der steile Anschluß bedarf einer Flankenverdichtung durch ein Zusatzgerät an der Walze. Auch hier sind ein Haftanstrich und die vorerwähnte Nahtverschweiß-Technik zu empfehlen.

Unbedingt vermieden werden sollten Randausbildungen mit senkrechten Nahtflanken, z. B. durch Walzen gegen eine rechtwinklige Begrenzung (Abb. E 33) – das Mischgut der Anschlußbahn gelangt nicht in ausreichender Menge in die untere Ecke – oder durch Walzen insbesondere dicker Schichten oder Lagen ohne Behandlung der Anschlußfläche (Abb. E 34) – das Mischgut bleibt dort sehr hohlraumreich und hat keine ausreichende Festigkeit.

Ein Abkanten des lockeren Randbereichs ist zwar möglich, kann aber wegen der meist nicht sehr standfesten Deckwerksunterlage zu Rissen im benachbarten Deckwerksbereich



Abb. E 33. Ungeeignete senkrechte Randausbildung

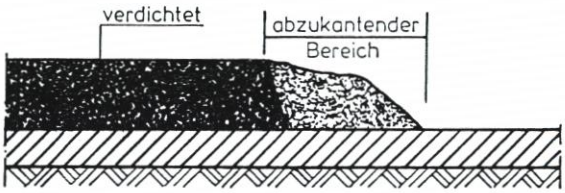


Abb. E 34. Lockere, nicht verdichtete Bahnenkanten sind abzukanten (Querschnitt)

führen und erfordert Nacharbeit an der Unterlage im Abkantbereich. Ein Abschneiden des hohlraumreichen Randbereichs mit Fugenschneidscheiben ist zwar grundsätzlich möglich, liefert aber eine sehr glatte Anschlußfläche, die eine Haftung in der Anschlußflanke vermindern kann. Gewalzte Bahnenkanten oder durch Abquetschen mit seitlich an den Walzen befestigten, auch leicht schräg gestellten Scheiben hergestellte Anschlußflächen bieten wegen des Grobkornanteils im Mischgut eine rauhere Anschlußfläche.

Bei Böschungsneigungen 1:5 und steiler wird i. d. R. in der Fallinie gewalzt und bei Einbau in Bahnen die obere Nahtflanke bis zum Untergrund ausgewalzt. Bei flacheren Neigungen kann auch horizontal gewalzt werden. Dann muß allerdings die obere Nahtflanke wegen ihrer geringen Breite mit Rüttelstampfern oder in sonst geeigneter Weise verdichtet werden.

H o r i z o n t a l e N ä h t e, die beim Längseinbau parallel zur Krone entstehen, sollten horizontal ausgewalzt (Abb. E 35) und vor der nächsten Anschlußbahn mit einem Bitumen-Haftanstrich versehen werden. Auch hier ist eine Nahtverschweißung zu empfehlen.

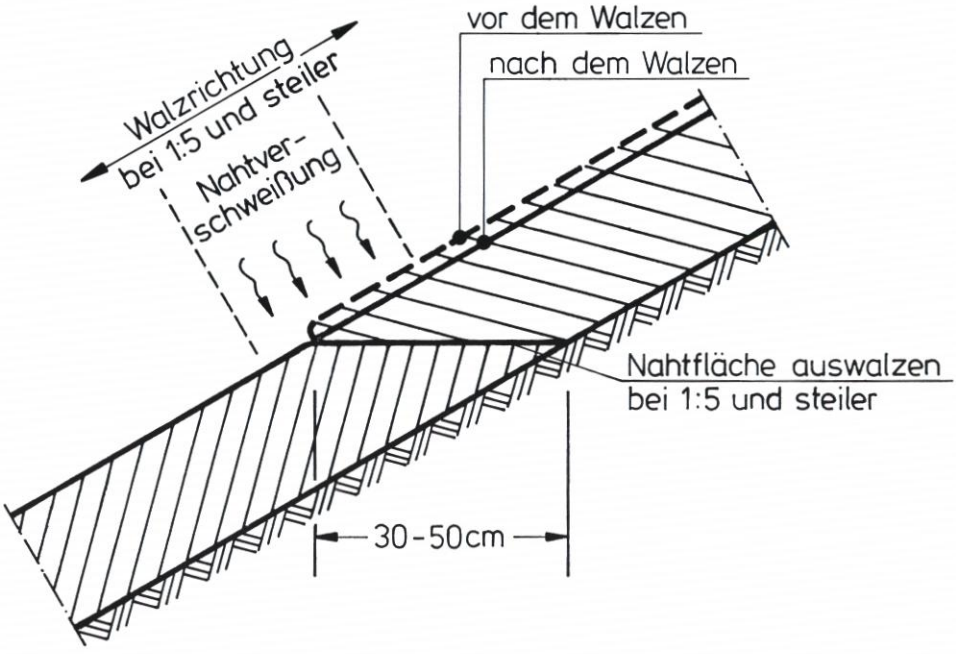


Abb. E 35. Nahtausbildung für horizontale Bahnenanschlüsse insbesondere bei Einbau mit normalen Straßenfertigern

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.1.3.3 Asphaltverguß

Eingußmassen (Asphaltmastix) werden ebenfalls in Heißmischanlagen hergestellt und können in Rührwerksbehältern zwischengelagert werden. Sie müssen in beheizten Behältern, die immer ein Rührwerk besitzen sollten, transportiert werden. Große Mengen werden über Rinnen (Abb. E 37) und Transportkübel mit Bodenklappe eingebaut. Für den gezielten Einbau mittlerer Mengen werden Asphaltpumpen eingesetzt (Abb. E 36). Von Hand mit Eimern wird aus wirtschaftlichen Gründen nur an schwer zugänglichen Stellen und auf kleinen Flächen vergossen (Abb. E 38).

Werden größere Hohlräume auf steilen Böschungen vergossen, so kann die Masse durch Aufstreuen von Splitt auf die Mastixoberfläche am übermäßigen Abfließen gehindert werden. Das Abstreuen mit ausgewählten Gesteinen dient auch der farblichen Angleichung der dunkelgrauen Asphaltoberfläche an die Steinlage und die Umgebung.

Die Einbautemperaturen des Mischgutes hängen von seiner Verwendung – Hohlraumgröße, Böschungsneigung, Einbau im Trockenen oder unter Wasser – und damit von seiner Zusammensetzung ab.

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.



Abb. E 36. Asphaltverguß mit Mastixpumpe



Abb. E 37. Asphaltverguß mit Rinne

3.1.3.4 Asphalteingußdecken

Für geringere Belastungen werden sie einlagig, für schwerere Belastungen zwei- oder dreilagig hergestellt (Abb. E 22). Die Hohlräume einer Lage Schotter, z. B. der Korngröße 32/56 mm, werden mit Splitt verzwickt, dann werden die verbliebenen Hohlräume mit Asphaltmastix gefüllt, dieser mit Splitt abgestreut und der Splitt dann durch Abwalzen in den noch weichen Asphaltmastix eingedrückt. Der gleiche Vorgang wiederholt sich für weitere Lagen. Die Oberfläche kann durch ensprechende Wahl des Abstreusplittes farblich gestaltet und der Umgebung angepaßt werden.

Die in Abschnitt 3.1.1.3 besprochenen Asphalteingußdecken benötigten in früheren Jahren einen umfangreichen Handeinbau. Mit Hilfe moderner Geräte wie Hydraulikbagger kann der Einbau der Schüttsteinlagen wirtschaftlich gestaltet werden. Besonders aber wird das

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 38. Asphaltverguß von Hand

Einbringen der benötigten Eingußmassen durch Mastixpumpen erleichtert, die durch Ausleger mit großen Reichweiten einen sehr beweglichen Verguß gestatten.

3.1.3.5 Mastixgestein

Mastixgestein (z. B. 32/56 mm) nach den EAAW kann vor Ort oder als Matten eingebaut werden. Vor-Ort-Einbau erfolgt meist einlagig und ohne Verdichtung der verlegten Schicht, damit der gewünschte Durchlässigkeitsgrad der Schicht und vor allem die Dicke des den Schotter umhüllenden Mastixfilms voll erhalten bleiben und dieser in den Kontaktpunkten nicht weggedrückt wird, was für die Haltbarkeit entscheidend ist. Die ausreichende Dicke des Mastixfilms ist aber auch in den freien Mantelflächen für die Dauerbeständigkeit wichtig.

Hergestellt wird das Mastixgestein in einer Mischanlage, vorwiegend in einem Zweiphasen-Mischvorgang. Mit dem zuerst getrennt hergestellten dünnflüssigen Mastix wird anschließend in einem zweiten Herstellungsprozeß das Gestein, im allgemeinen ein Schotter, in einem Mischer umhüllt, und zwar bei sehr viel niedrigeren Temperaturen als ein Asphalt-Betongemisch. Übliche Umhüllungstemperaturen sind etwa 100 °C. Dadurch wird verhindert, daß übermäßige Mastixmengen während der Zwischenlagerung, beim Transport und beim Einbau vom Gestein ablaufen.

Deckwerke für einen Unterwassereinbau an Stromgerinnen oder steil abfallenden seeseitigen Unterwasserböschungen können als durchlässige Mastixgestein-Matten ausgebildet werden.

Baukörper aus Bitumensand müssen im Wasserwechselbereich und darüber oberflächlich

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

durch erosionsfeste Deckschichten geschützt werden, sofern sie nicht nur für eine begrenzte Lebensdauer bestimmt sind. In Frage kommen hierfür im wesentlichen mit Asphaltmastix vergossene Steinlagen oder Mastixgestein.

3.1.3.6 Bitumengestein

Für kompakte Baukörper im Trocken- und Unterwassereinbau werden im allgemeinen bindemittelarme Gemische wie Bitumensande verwendet. Sind sie in großen Lagerhaufen aufgeschüttet, so behalten sie – bis auf die abgekühlte Kruste – ausreichende Temperaturen für den Heißeinbau über Tage und Wochen (Abb. E 39). Bitumengestein wird im Trockenen wie Asphaltbeton transportiert und eingebaut. Für den Transport von der Mischanlage zum Zwischenlager werden auch Transportbänder benutzt.

3.1.3.7 Unterwassereinbau von Asphaltgemischen

Heißes Asphaltmischgut, das am Fuß vom Längs- oder Querwerk unter Wasser eingebaut werden soll, ist möglichst geschlossen in größeren Partien einzubringen, um Temperaturverluste und Wasserzutritt zu verhindern. Damit wird Schaumbildung bei der Berührung des Mischgutes mit Wasser sicher vermieden. Der Zusammenhalt der Asphaltmasse beim Verklappen kann durch Einwickeln in Maschendraht, z. B. Hühnerdraht, verbessert werden.



Abb. E 39. Schütten des Kerns einer Hafenmole aus Bitumensand in Zeebrügge (Außenhafen) (Baujahr 1979)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Für den Unterwassereinbau von Eingußmassen wurden verschiedene Spezialgeräte entwickelt. Geschlossene Transportkübel mit Bodenklappe, teilweise auch isoliert, sowie Hosenrohre werden mit Baggern an den Einbauort geführt. Rohre mit mechanischer Förderung oder für das Fließen der Masse im freien Fall werden einschließlich der für die Baustoffbevorratung und Mischgutherstellung erforderlichen Maschinen auch auf Schiffen eingesetzt. Für das Verlegen von dünnen Bahnen unter Wasser ist es zweckmäßig, die Rohre gut zu isolieren oder mit einer Mantelheizung (Ölumlauf- oder elektrische Beheizung), insbesondere um die Auslaßöffnungen zu versehen.

Als Deckschichten im Wasserwechselbereich für Baukörper aus Bitumensand kommen im wesentlichen mit Asphaltmastix vergossene Steinschichten in Betracht (s. Abschn. 3.1.3.5).

3.1.4 Unterhaltung und Instandsetzung

3.1.4.1 Asphaltbeton-Deckwerke

Oberflächenversiegelungen

Langjährige Erfahrungen mit Asphaltbeton-Deckwerken haben gezeigt, daß es in jedem Fall zweckmäßig ist, neu hergestellte Deckwerke sofort und ältere, bereits angegriffene, so bald wie möglich an der Oberfläche zu versiegeln. Dadurch wird vermieden, daß die fortschreitende Alterung des Bindemittels in einer unmittelbar den Witterungseinflüssen ausgesetzten Oberfläche sowie die oxidierende Wirkung der UV-Strahlen in der oberflächennahen Zone zu Mörtelverlusten und feinen Oberflächenrissen führen.

Geeignete Verfahren sind:

– Oberflächenbehandlung, Bitumen oder Bitumenemulsion, abstreuen mit Kiesel oder Splitt und abwalzen.

– Hochstabilisierte Bitumenemulsionen, mit Zusatz von Betonit, in einer Menge von 1,5 bis 2,5 kg/m² mit 6 bis 8 bar aufgespritzt, sowohl als Versiegelung von frisch eingebautem Asphaltbeton als auch älterer, abgewitterter Oberflächen, auch mit feinen Rissen.

Im Seebau wurden damit bereits gute Erfahrungen, auch im Tidebereich, gemacht (Abb. E 40 u. E 41). Die Unterlage muß beim Einsatz von Bitumenemulsion nicht unbedingt trocken sein, doch soll das Emulsionswasser vor dem nächsten Regen oder vor dem Überspülen durch die nächste Tide voll verdunstet sein, die Versiegelung also ausgetrocknet sein.

Wird trotzdem vor dem völligen Durchtrocknen durch plötzlichen Regen, Wellenschlag oder auffrischenden Wind abgespült, so bleibt die gewünschte Wirkung i. a. dadurch erhalten, daß das durch den Druckauftrag in Vertiefungen eingedrückte Bitumen dort verbleibt und das Bindemittel im Mörtel des Gemisches schützt. Grobe Splitt- oder Kieskörner brauchen gegen die UV-Strahlung nicht geschützt zu werden.

Diese Oberflächenversiegelungen aus hochstabilisierten Bitumenemulsionen können nach dem Austrocknen auch einen nicht zu umfangreichen Fahrzeugverkehr aufnehmen. Sie sind besonders geeignet für den nachträglichen Auftrag in Rauhheitszonen (aufgeklebte Betonformsteine) (s. Beispiel 1).

– Heißmastix: Versiegelung des frischen, sauberen und trockenen Asphaltbetons mit etwa 4 bis 6 kg/m² eines bitumenreichen Mastix nach den EAAW 83, Abschnitt B 2.2, im Heißauftrag. Der nachträgliche Einbau von Oberflächenversiegelungen aus Asphaltmastix auf nicht voll durchgetrockneten Oberflächen, also solchen mit Feuchtigkeitseinschlüssen, führt meist zur Bildung von Bläschenfeldern.



Abb. E 40. Versiegelung des in der Oberfläche ausgemagerten Asphaltbetondeckwerks vor dem Strand in Büsum 1990

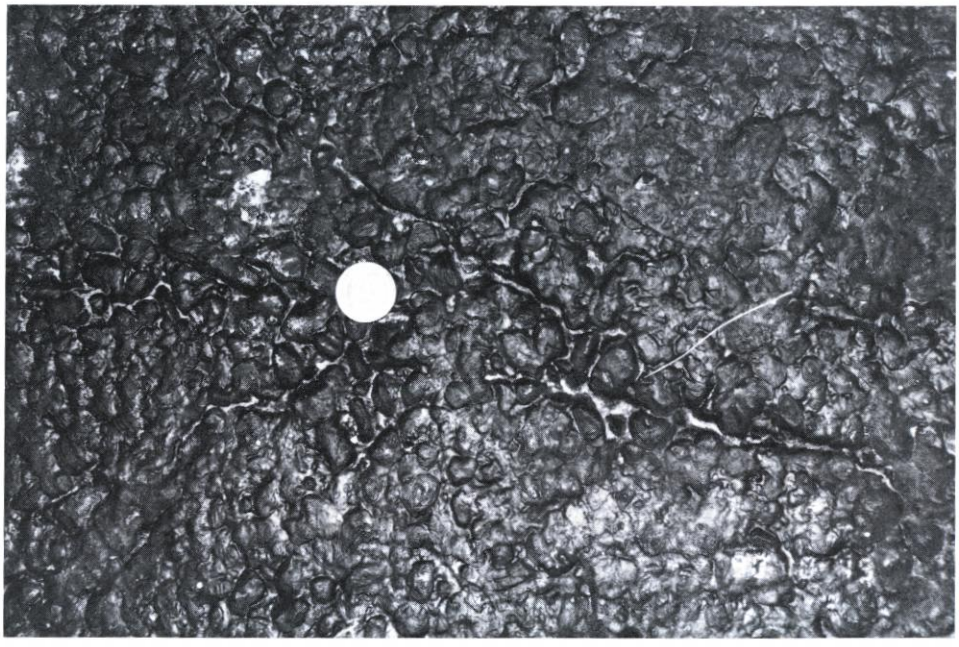


Abb. E 41. Oberflächenausschnitt zu Abb. E 40 nach durchgeführter Versiegelung

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Reparatur aufgegangener Nähte

Tagesnähte und Nähte bei Arbeitsunterbrechungen, z. B. einsetzendem stärkeren Regen, fallen auf Böschungen sowohl beim Längseinbau als auch beim Einbau von unten nach oben an. Bei den relativ großen Flächen von Deckwerken sind hier und da Bahnennähte, besonders Tagesnähte, aufgegangen. Wurde die Asphaltbetonschicht einlagig eingebaut, besteht die Gefahr, daß geöffnete Bahnennähte der obersten Lage als Risse bis auf die Unterlage durchschlagen und daß im Fall von Deichen mit Sandkernen oder von Böschungen an sandigen Küsten sandige Bodenteilchen der Unterlage durch Regenwasser herausgespült oder durch den Wellenauflauf- und -ablauf herausgesogen werden.

Die dabei entstehenden Hohlräume werden wegen der großen Dicke von Deckwerken im Küstenschutz und der höheren Steifigkeit des Asphaltbetons in der kalten Jahreszeit nicht immer sofort erkannt, so daß bei schweren Sturmfluten trotz der Plastizität des Asphaltbetons die Gefahr des Einbrechens nicht ganz von der Hand zu weisen ist.

Gehen die Risse nicht durch die gesamte Dicke des Asphaltbeton-Deckwerks hindurch – entweder weil die Asphaltbetonschicht in 2 oder mehr Lagen mit versetzten Nähten eingebaut wurde, oder weil Bewegungen in der Fläche so gering sind, daß sich die Nähte von der Oberfläche her nur auf wenige cm Tiefe öffnen oder als Folge von Biegezugspannungen in der Oberfläche bei starker und schneller einseitiger Abkühlung –, so genügt meist folgender Arbeitsablauf:

- Ausfräsen durch geeignete Geräte, die eine rauhe Fugenflanke erzeugen,
- Säubern des Fugenraums,
- Erwärmen und Benetzen der Fugenflanken mit einer Haftschicht und
- Einbringen einer in der jeweiligen Böschungsneigung standfesten, aber nach wie vor flexiblen Fugenvergußmasse.

Die Fugenvergußmasse muß dabei so weich wie möglich ausgewählt werden, da sie nach Erwärmung zwar in der Oberfläche herausquellen kann, bei der anschließenden Abkühlung wegen der dabei zunehmenden Viskosität jedoch stehenbleibt bzw. nur geringfügig zurückfließt. Dieses steht im Gegensatz zum Straßenbau, wo der Gummireifenverkehr in der Wärme herausgedrückte Fugenvergußmassen zu großen Teilen immer wieder in die Fuge zurückdrückt.

Durchgehende Risse sind in exponierter Lage gefährlicher. Liegen sie auf der Luftseite voll abgedeckter, überströmbarer Deiche, so kann die beschriebene Reparatur ausreichend sein. Besteht jedoch eine Gefahr für den Bestand des seeseitigen Deckwerks bei schweren Stürmen, so reicht das Ausfräsen und Verfüllen nicht mehr aus, da die Risse ja nur wenige cm tief ausgefräst und wieder verfüllt werden und damit der untere Bereich der klaffenden Risse offenbleibt und nicht gesichert wird. Hier bleibt nur eine Grundsanierung in der folgenden Art übrig:

Der Asphaltbeton wird im gerissenen Nahtbereich je nach Dicke der Schicht auf einer Breite von etwa 50 bis 80 cm mit abgetreppten Flanken ausgefräst (Abb. E 42), mit einem Haftanstrich versehen, wieder mit frischem, heißem Asphaltbeton-Mischgut gefüllt, wie üblich gewalzt und in den Anschlußbereichen, nach schonendem Wiederaufwärmen mit Infrarotstrahlern, mit Rüttelstampfern mit beheiztem Schuh nachverdichtet (Abb. E 43). Nach einer solchen Behandlung ist der sanierte Nahtbereich in der Qualität i. a. dem alten Deckwerk wieder gleichgestellt und damit vollwertig.

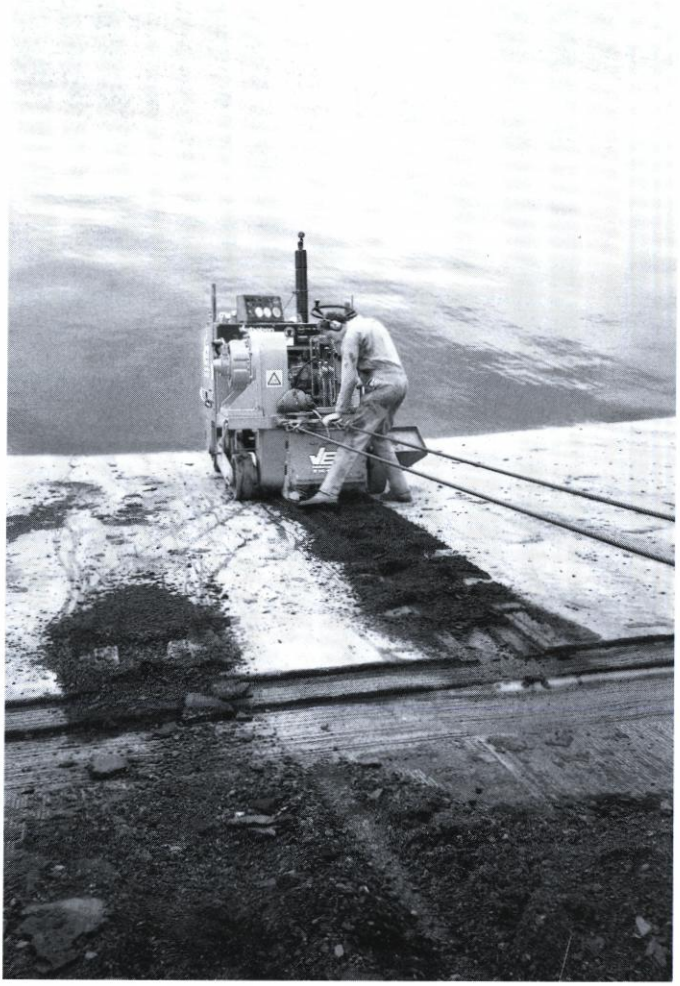


Abb. E 42. Abgetrepptes Ausfräsen eines gerissenen Bahnennahtbereiches

3.1.4.2 Vergußbauweisen

Da die Asphaltvergußmasse in sich wegen ihrer Hohlraumfreiheit keinerlei Alterung unterliegt, kann eine Unterhaltung und Instandsetzung nur erforderlich werden, wenn bei Teilverguß die Vergußmenge zu gering war und die vergossenen Steine sich lockern oder ganz herausgeschlagen werden. Hier ist dann rechtzeitig ein Nachverguß vorzunehmen, der die losen Steine wieder ausreichend verklammert.

Asphalteingußdecken und voll vergossene Steindeckwerke benötigen nach den gemachten Erfahrungen auch über lange Zeiträume im allgemeinen keinerlei Unterhaltungsmaßnahmen. Fließt wegen einer zu weichen Einstellung der Vergußmasse diese an steilen Böschungen (1 : 2,5 und steiler) im Laufe der Zeit aus den Hohlräumen heraus, so ist die weggeflossene Menge, wenn sich bereits Steine lockern, wieder zu ersetzen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 43. Nahtverdichtung durch Rüttelstampfer mit beheiztem Schuh

3.1.4.3 Mastixgestein

Bei stärkerer Beanspruchung können einzelne Schottersteine aus dem Verbund herausgelöst werden. Ist diese Gefahr bereits beim Entwurf abschätzbar, so kann die Schichtdicke gleich bei der Herstellung um den erwarteten Verlustbetrag vergrößert werden. Aber ebenso ist – nach entsprechender Vorbereitung der Deckwerksoberfläche durch Reinigung, Entfernen aller losen Bestandteile und Verschmutzungen und Anspritzen mit Bindemittel – das fehlende Gemisch in der Dicke des Verlustes wieder aufzubringen.

3.2 Deckwerke in Betonbauweise

3.2.1 Bauweisen

3.2.1.1 Allgemeines

Deckwerke in Ortbeton sind in der Vergangenheit als Steilprofil, S-Profil und flach geböscht auf den Inseln und an der Festlandsküste an zahlreichen Stellen gebaut worden und bestehen bis heute. In den letzten Jahren wurden jedoch keine neuen Deckwerke in Ortbeton mehr angelegt. Die Gründe dafür liegen in der späten Erkennung etwaiger Setzungen des Untergrundes, da die Ortbetonplatten örtliche Ausspülungen des Untergrundes überspannen. Heute ist die Verwendung von Betonsteinpflaster und Betonfertigteilen sowie die Vermörtelung (Verklammerung, Vollverguß) von Steingerüsten gebräuchlich. Unterschieden wird dabei zwischen dem Einbau über Wasser sowie unter Wasser mit der Wasserwechselzone.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Die Qualität des unter Wasser und im Wasserwechselbereich eingebrachten Betons ist nicht nur von der Zusammensetzung, sondern wesentlich auch von der Einbaumethode abhängig. Zur Beurteilung des Frisch- und Festmörtels sind Prüfungen festgelegt.

Da nach wie vor die vorhandenen Ortbeton-Deckwerke ihre Aufgabe in vollem Umfang erfüllen, wird auch auf diese Bauweise eingegangen. Dies nicht zuletzt, um Kenntnisse über kleinere Instandsetzungen zu vermitteln, die an den meistens mehrere Jahrzehnte alten Bauwerken nötig sind.

3.2.1.2 Betonsteinpflaster

Betonsteine sollen den Anforderungen im Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz entsprechen [18], sie haben den Vorzug exakter Maßhaltigkeit und lassen sich daher lohnsparend verlegen (Abb. E 10 u. E 44). Deckwerksteine werden mit Horizontal-, Vertikal- oder Doppelverbund (Horizontal- + Vertikalverbund) hergestellt. Die auf Formsteine mit Doppelverbund wirkenden Druck- und Schubkräfte werden mit den benachbarten Steinen auf den Untergrund übertragen. Der Horizontalverbund verhindert das Auseinanderklaffen der Fugen bei Verformungen des Untergrundes, das den Vertikalverbund unwirksam machen könnte.

Der Verbund gibt die Sicherheit gegen das Herauslösen einzelner Steine. Die Lagebeständigkeit wird durch das Eigengewicht, die Reibungswirkung infolge enger Fugen oder durch Verzahnung der Steinform erreicht. Die Abmessungen der Steine, vor allem ihre Dicke und ihr Einzelgewicht, richten sich nach den Beanspruchungen (Abb. E 45). Verzahnungen ergeben einen Horizontalverbund, einen Vertikalverbund oder Doppelverbund. Auf diese

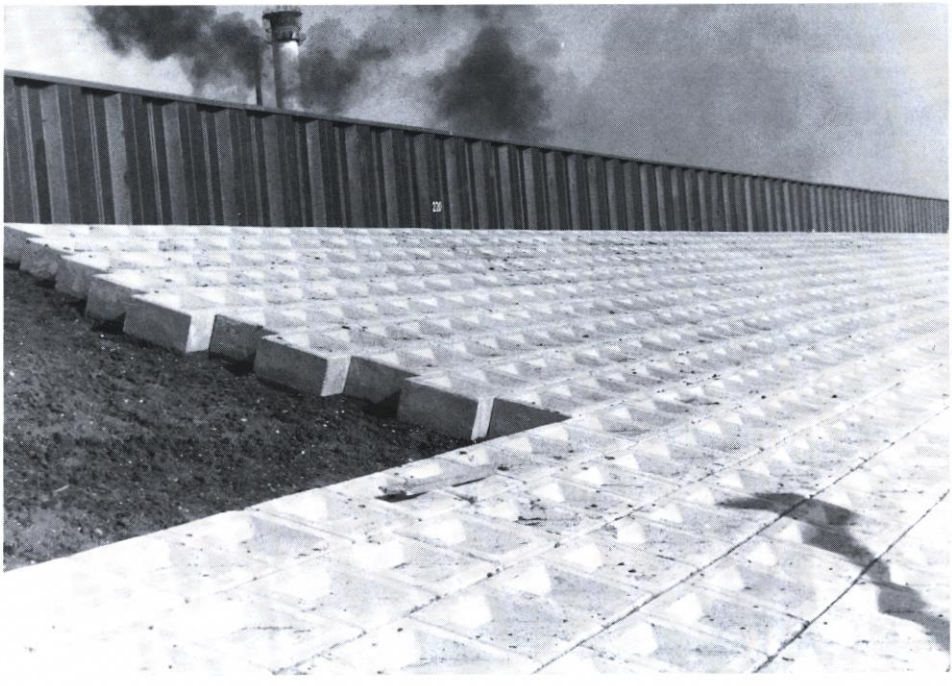


Abb. E 44. Deckwerk aus Betonsteinpflaster auf Bitumensand in Bremerhaven

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

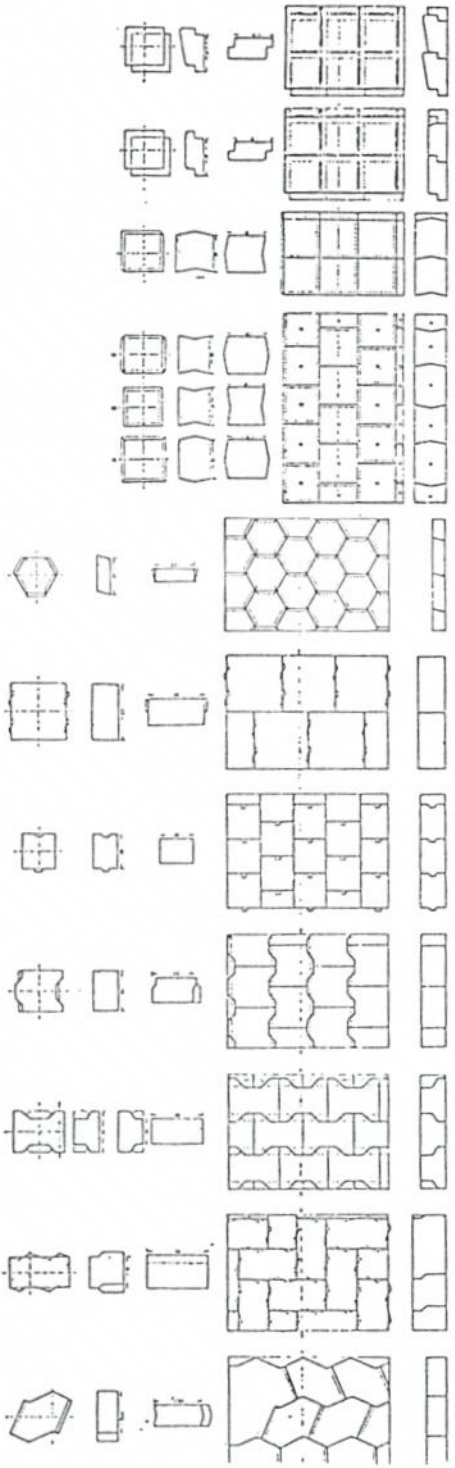


Abb. E 45. Beispiele von Betonsteinen mit Horizontal-, Vertikalverbund oder Doppelverbund



Abb. E 46. Rauhdeckwerk aus Betonsteinpflaster mit Horizontal- und Vertikalverbund, Bülker Leuchtturm bei Strande, Kieler Förde

Weise entsteht eine zusammenhängende Decke, die sich im Vergleich zu großen Betonplatten unterschiedlichen Setzungen des Untergrundes anpassen kann und diese erkennen läßt (Abb. E 46 u. E 47). Die Betonsteine für Deckwerke werden vielfach im Verbund mit versetzten Querfugen verlegt, damit in der Fallinie der Böschung durchgehende Fugen vermieden werden und der Unterbau durch auf- und ablaufendes Wasser nicht ausgewaschen werden kann. Wenn bei Deckwerken allerdings eher ein Unterspülen an der Ober- oder Unterkante zu befürchten ist, so wird das Pflaster so angelegt, daß der Horizontalverbund klaffende Fugen an diesen Kanten verhindert und die Fugen in der Horizontalen versetzt sind.

Deckwerke an der offenen See (s. Beisp. E 6 u. E 7), die starken Wellenbeanspruchungen unterliegen, sind möglichst flach zu böschen, etwa 1:6, damit Druckschläge nicht auftreten können. Dicke, vernadelte Vliesstoffe und eine Kombination von schweren Vliesstoffen und schwerem Gewebe haben sich als Filterschicht unter Deckwerken bewährt.

Als Richtwerte für Deckwerke aus Betonsteinpflaster können – abhängig von der äußeren Beanspruchung (Wellen, Strömung) – nachstehende Flächenlasten gelten:

leichte	Beanspruchungen	3 bis 4 kN/m^2
mittlere	Beanspruchungen	4 bis 6 kN/m^2
schwere	Beanspruchungen	6 bis 10 kN/m^2 und mehr.

Die Deckwerksdicken betragen entsprechend 12 bis 40 cm.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 47. Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit Vertikalverbund bei Hamburg-Altenwerder

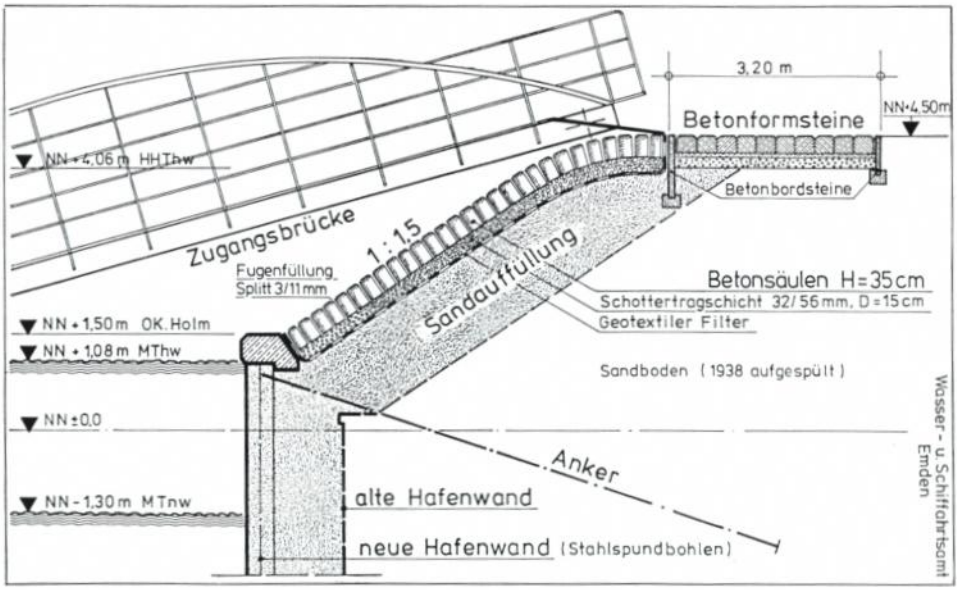


Abb. E 48. Querschnitt der neuen westlichen Hafenwand im Schutzhafen Borkum [24]



Abb. E 49. Betonsäulendeckwerk im Schutzhafen Borkum [24]

3.2.1.3 Verklammerung und Vollverguß

Deckwerke können mit Zementmörtel wasserdurchlässig verklammert (Teilverguß) oder als dichte Deckschicht voll vergossen werden (Vollverguß). Für die Arbeiten unter Wasser und in der Wasserwechselzone ist ein dichter, speziell aufbereiteter Vergußmörtel erforderlich (Abb. E 51 u. E 52). Einzelheiten enthält [39].

Die Dicke der Verklammerung oder des Vollvergusses innerhalb einer Steinschüttung richtet sich nach deren äußeren Belastungen (Empfehlungen A), dem Untergrund (Empfehlungen B) und der Neigung des Deckwerkes. Vollverguß ist bei starken Beanspruchungen erforderlich (s. Abschn. 2.2.2 u. 2.4.1), während sonst die Verklammerung ausreicht. Der Vollverguß ergibt immer ein geschlossenes, dichtes und die Verklammerung immer ein offenes, wasserdurchlässiges Deckwerk.

Die zu vermörtelnde Steinlage soll aus einem Haufwerk bestehen, das keine Körnung unter 32 mm enthält. Das Größtkorn des Vergußmörtels darf höchstens 1/20 des Kleinstkorns der Steinlage betragen. Der Einbau erfordert besondere Erfahrungen bei der Füllung der Hohlräume; er ist entsprechend zu überwachen und durch Prüfungen nachzuweisen [39].

3.2.2 Konstruktive Einzelheiten

3.2.2.1 Bermen-, Kronen- und Fußausbildung von Deckwerken in Betonsteinpflaster

Die befestigte Berme oder Krone des Deckwerkes wird zweckmäßig als Bau- und Unterhaltungsstraße genutzt. Eine Betondecke – wenn nicht mit Setzungen gerechnet werden muß – von mindestens 14 bis 16 cm (ZTVBeton 78 [14]) oder ein Betonsteinpflaster in entsprechender Dicke auf einer zementverfestigten Tragschicht von 15 cm nach ZTVT-StB oder ZTVV-StB ist dann erforderlich. Eine Betondecke kann ohne Geräteeinsatz auch als Fließbeton eingebracht werden.

Die Neigung der Deckwerksoberfläche wird je nach Beanspruchung zwischen 1:3 und 1:6 gewählt. Im Bereich zwischen MThw und dem über HHThw liegenden Bemessungs-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

wasserstand wird „glatt" gepflastert, oberhalb ist ein Rauhdeckwerk (Abb. E 50) durch Pflasterung mit Steinen unterschiedlicher Dicken zur Verringerung des Wellenauflaufs üblich (s. Abschn. 2.4.7). Am Übergang vom geneigten Deckwerk mit Ausrundung zur Berme empfiehlt sich bei Doppelverbund zur Vermeidung von Pflasteransätzen und Filtermattenunterbrechung ein gut ausgerundeter Übergang (Radius >2 m) ohne Unterbrechung der Verbundwirkung.

Der Deckwerksfuß ist mit einer Fußspundwand, evtl. mit einer Fußvorlage zu sichern, wofür in Abschn. 2.5 u. Abb. E 16 bis E 18 Beispiele gegeben sind.

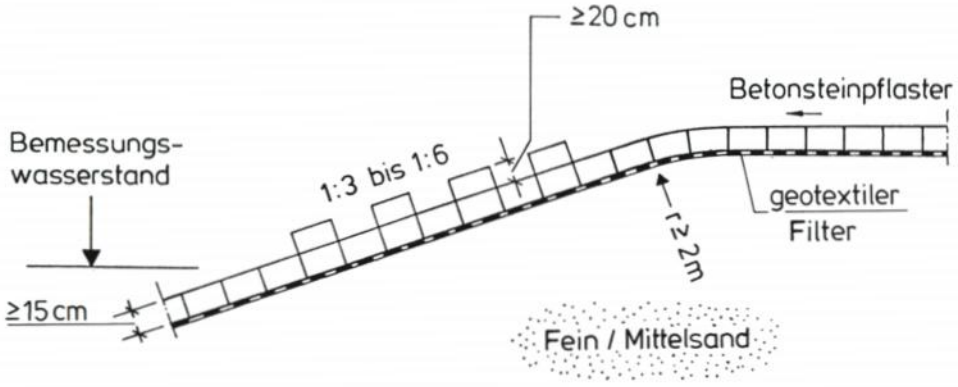


Abb. E 50. Offenes Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit Horizontal- und Vertikalverbund, oberhalb des Bemessungswasserstandes als Rauhdeckwerk

3.2.2.2 Verklammerung und Vollverguß von Deckwerken

Der Vergußmörtel für Deckwerke muß langzeitbeständig sein. Seine Ausgangsstoffe 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 $\geq$ B 25 und ein Wasserzementwert von w/z $\leq 0{,}60$ als Grenzwert (Mittelwert 0,55) erforderlich. Die Anforderungen an die nach Eigenschaften des Frisch- und Festmörtels richten sich nach den Einbaubereichen [39].

Stets zu erfüllende Eigenschaften:

- gute Fließfähigkeit bei gutem inneren Zusammenhalt (geringe Entmischungsneigung)
- gute Haftung an den Oberflächen von Wasserbausteinen und Stahl (Spundwänden) sowie anderen Baustoffen
- Erreichen der vorgegebenen Mörteldruckfestigkeit (DIN 1045)

Besondere Eigenschaften:

- im frischen Zustand großer Widerstand gegen Erosion durch Strömung, Wellen und Niederschläge
- Wasserundurchlässigkeit nach DIN 1045
- Wasserdurchlässigkeit (k-Wert) bei geforderter hydraulischer Filterfähigkeit
- großer Widerstand gegen Frost nach DIN 1045
- großer Verschleißwiderstand nach DIN 1045, z. B. bei Sandschliff, Geschiebetrieb u. dgl.

Die o. g. Forderungen nach besonderen Eigenschaften des Vergußmörtels sind abhängig von den Einbaubereichen:

- ständige Unterwasserzone
- Wasserwechselzone
- ständige Überwasserzone

Die Wasserwechselzone umfaßt den Bereich des Tidehubs und des Wellenauflaufes. Für den Unterwasserbereich und die Wasserwechselzone sind vereinfachend zwei Typen (Arten) Vergußmörtel zu unterscheiden:

Typ A – Dichter Vergußmörtel mit spezieller Aufbereitung. In Kolloidalmühlen durch Hochgeschwindigkeits-Scheraktion (2200 bis 2500 U/min., Mischzeit mindestens eine Minute) aufbereiteter Zementmörtel.

Typ B – Dichter Vergußmörtel mit Betonzusätzen. In Betonmischer nach DIN 1045, Abschnitt 9.3.1 bzw. 9.3.2, aufbereiteter Zementmörtel, der nach Zugabe eines oder mehrerer Zusatzmittel mit gültigem Prüfzeugnis die geforderten Eigenschaften erreicht (Mindestmischzeit nach DIN 1045, nach Additivzugabe noch einmal 60 Sekunden).

In der ständigen Überwasserzone kann ein dichter Vergußmörtel der Druckfestigkeit ≥ B 25 nach DIN 1045 eingesetzt werden, der beim Einbau eine fließfähige Konsistenz aufweisen muß. Als Richtwerte für den Zementgehalt von Vergußmörtel gelten die in Tab. E2 in Abhängigkeit von Anwendungsbereich und Vergußmörtelart genannten Zahlen.

Tabelle E2. Richtwerte für Zementgehalt des Vergußmörtels in kg/m³

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 B 25/B 35 erreicht. Bei besonderen Anforderungen, wie z. B. Sandschliff, ist mindestens die Festigkeitsklasse B 35 einzuhalten [39].

3.2.3 Bauausführung von Deckwerken in Betonbauweise

3.2.3.1 Betonsteinpflaster und Betonformkörper

Betonsteine und Betonplatten werden, am Fußpunkt beginnend, von Hand oder mit Verlegegeräten und Betonformkörper mit Hubgeräten eingebaut. Ein Verbund ist mit Hilfe entsprechender Formgebung oder mit durchgehenden, nichtrostenden Drähten, durchgehenden Kunststoffseilen oder durch Aufdübeln auf geotextile Gewebematten möglich (Abb. E 17 u. E 18).

Hohe Verlegeleistungen sind durch Verlegegeräte der verschiedensten Art zu erreichen. Für Betonformkörper werden zur Handhabung häufig einbetonierte Anker, Schlaufen oder ähnliche Hilfsmittel vorgesehen.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3.2.3.2 Zementmörtelverguß, Mörtelbedarf und Einbauverfahren

Der Mörtelbedarf bei der Verklammerung ist von den Beanspruchungen eines Deckwerkes abhängig. Sie wird außerdem 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 Deckwerksdichten (d) enthält Tabelle E 3 Richtwerte für den Mörtelbedarf beim Einbau mit einer Toleranz von ± 10 %.

Tabelle E3. Richtwerte des Mörtelbedarfes für Verklammerung in l/m² in Abhängigkeit von den Einbaubedingungen

	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	Kl. 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 in der Tabelle E 3 angegebenen Richtwerte können besonderen Erfordernissen angepaßt und deshalb über- oder unterschritten werden. Außerdem beeinflußt die Einbauart – maschinell, von Hand oder kombiniert – die Verklammerungsmenge wie folgt:

- 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.

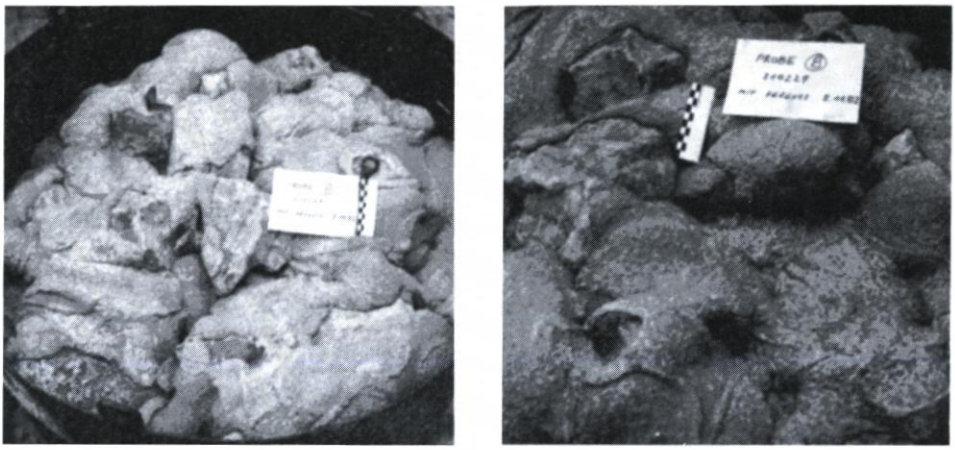
Die Durchlässigkeit der Deckschicht muß auch nach der Verklammerung ausreichend sein, was bei einem Hohlraumgehalt von mindestens 10 % je 5 cm Deckschichthöhe gewährleistet ist. Im Mittel sollten über die gesamte Höhe der Deckschicht 20 % Hohlraum verbleiben (Abb. E 51).

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 (Abb. E 52). Ist eine große Rauhigkeit 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 Rauhigkeit mehr oder weniger weit aus dem Verguß herausragen.

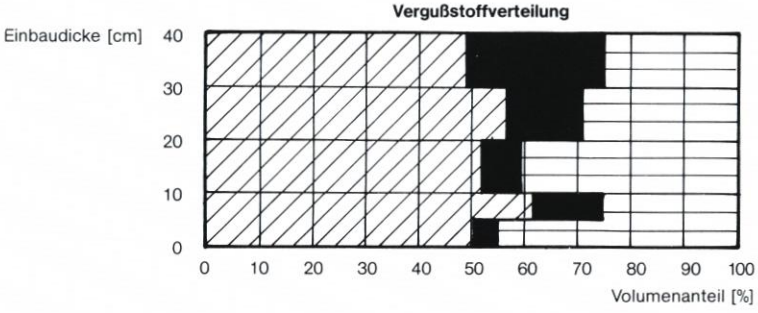
Ansicht und Vergußstoffverteilung

Größe der Wasserbausteine:	Klasse II
Einbaudicke der Wasserbausteine:	40 cm
Einbauart des Vergußstoffes:	im Trockenen von Hand
Vergußstoffmenge:	56 l/m²
gemessene Wasserdurchlässigkeit nach Herstellung des Teilvergusses:	$k = 9 \times 10^{-2}$ m/s

Voll- und Teilansicht des Versuchskörpers



Vergußstoffverteilung



Festvolumen der Steine

Festvolumen des Vergußstoffes

freies Porenvolumen der Steinschüttung einschließlich Vergußstoff

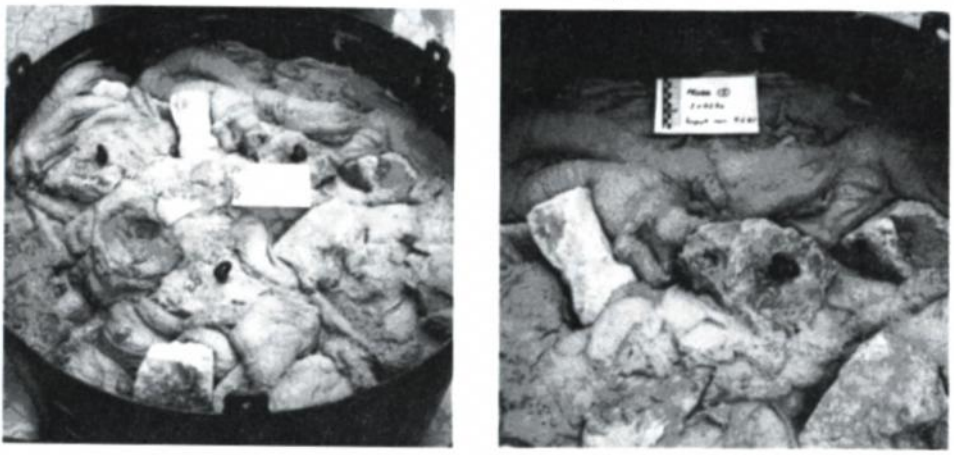
Abb. E 51. Verklammertes Deckwerk aus Wasserbausteinen

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

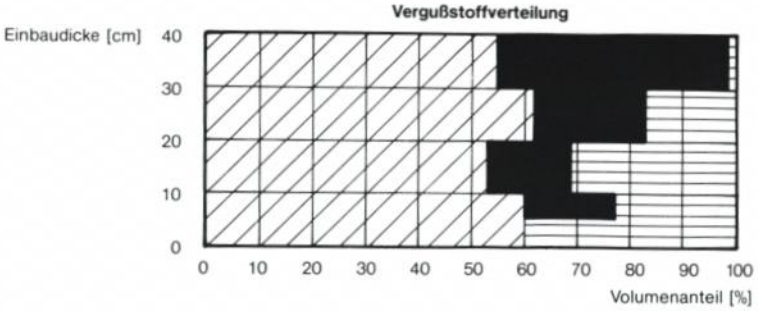
Ansicht und Vergußstoffverteilung

Größe der Wasserbausteine:	Klasse II
Einbaudicke der Wasserbausteine:	40 cm
Einbauart des Vergußstoffes:	im Trockenen von Hand
Vergußstoffmenge:	105 l/m^2
gemessene Wasserdurchlässigkeit nach Herstellung des Teilvergusses:	$k = 5 \times 10^{-3}$ m/s

Voll- und Teilansicht des Versuchskörpers



Vergußstoffverteilung



Festvolumen der Steine

Festvolumen des Vergußstoffes

freies Porenvolumen der Steinschüttung einschließlich Vergußstoff

Abb. E 52. Deckwerk aus Wasserbausteinen mit Vollverguß

Tabelle E4. Prüfungen zur Qualitätssicherung des Zementmörtels für Verklammerung und Vollverguß [39]

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				
Zuschlag nach DIN 4226	x	x	Lieferscheine, Augenschein Absiebung bei vermuteten Abweichungen von Sollkörnung	
Zement nach DIN 1164	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	x	x	3 × täglich	
a = 36 cm ± 2 cm für Einbau im Trockenen	x	x	1 × täglich	
b) nach 15maligem Schocken				
a = 48 cm ± 2 cm für Einbau unter Wasser	x	x	3 × täglich	
a = 52 cm ± 2 cm für Einbau im Trockenen	x	x	1 × täglich	
Widerstand gegen Erosion				
a) Unterwasser- und Wasserwechselzone				
Turbulenztest ≤ 4 M.-%)	x	–	–	
Ausspültest ≤ 6 M.-%)	x	x	3 × täglich	
b) bei Einbau im Trockenen				
Turbulenztest ≤ 4 M.-%)	x	–	–	
Ausspültest ≤ 6 M.-%)	x	x	1 × täglich	
Wasserzementwert (Soll ≤ 0,60) bzw. FA-Anrechnung $\frac{w}{z + 0{,}3\,f}$ mit $f \leq 0{,}25 \cdot z$	x	x	1 × wöchentlich	
Erhärteter Vergußmörtel				
Druckfestigkeit B 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	–	–	

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Bei den Einbauverfahren wird unterschieden zwischen dem Einbau über Wasser, unter Wasser und im 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. Von Hand kann unter Wasser nur von Tauchern eingebaut werden, was erfahrene Arbeitskräfte bedingt. Die Einbaumenge wird über die Menge des Vergußmörtels und die Fläche überwacht. Maschineller Einbau kann mit einem Verteilerwagen erfolgen, der über das Deckwerk läuft und den Vergußmörtel durch gesteuerte Schlauchbewegungen gleichmäßig verteilt. Die Fortbewegung des Einbaugerätes wird dabei elektronisch über die Förderleistung gesteuert.

Der beim Einbau im Wechselbereich verwendete Vergußmörtel muß ebenfalls 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. Im Tidebereich ist mit den Vergußarbeiten bei fallendem Wasser zu beginnen, und die Arbeit ist so zu beenden, daß die Vermörtelung bei steigendem Wasser erosionsfest ist.

Die Prüfungen zur Qualitätssicherung der Ausgangsstoffe, des Frischmörtels und des erhärteten Mörtels – Verklammerung oder Vollverguß – sind in der Tabelle E 4 zusammengestellt.

3.2.4 Instandhaltung von älteren Deckwerken aus Ortbeton oder Betonplatten

Deckwerke aus Ortbeton oder vorgefertigten Betonplatten mit größeren Abmessungen wurden in den letzten Jahren nicht mehr gebaut, ältere Bauwerke müssen aber weiter unterhalten werden. Derartige Deckwerke wurden allein nach Erfahrungswerten bemessen. Ihre Dicke beträgt in der Regel 15 bis 20 cm (Abb. E 53).

Der Ortbeton wurde streifenweise in Längs- oder Querrichtung eingebaut. Häufig wurde zunächst nur jeder zweite Streifen betoniert und nach ausreichender Erhärtung der dazwischen liegenden Streifen mit Preßfuge dicht anbetoniert. Die Plattenabmessungen bei dieser Bauweise betragen 4,0 m bis max. 7,5 m Seitenlänge (Abb. E 53). Wegen des Korrosionsschutzes der Bewehrung beträgt die Betondeckung i. d. R. 5 cm. Vorgefertigte Betonplatten haben Abmessungen von 1 m^2, 2 m^2, 3 m^2 und mehr. Der Beton der Platten entspricht i. d. R. den Betonfestigkeitsklassen B 35 und B 45. Nach den heute geltenden Grundsätzen ist für Ortbeton und großformatige Platten – schlaff bewehrt oder vorgespannt – die DIN 1045 bzw. DIN 4227 maßgebend (s. Empf. C, Abschn. 5). Ortbeton und Platten erfordern ein ebenes und gleichmäßig tragfähiges Planum, das keine Setzungen erwarten läßt, um Hohlräume unterhalb zu verhindern.

Die Instandhaltung von Deckwerken aus Ortbeton oder vorgefertigten Betonplatten umfaßt vor allem die Plattenfugen. Die Bitumen-Vergußmassen sind so einzustellen, daß sie bei niedrigen Temperaturen noch ausreichend plastisch bleiben und bei sommerlichen Temperaturen nicht „auslaufen". Die Reparatur von Rissen und Abbrüchen sollte nach den Richtlinien für die Instandsetzung von Betonstraßen durchgeführt werden. Dabei muß ihre zweifache Funktion als Schutzwerk, aber auch als Strandpromenade für Kurgäste beachtet werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 53. Ortbeton-Deckwerk vor Westerland/Sylt

3.3 Deckwerke aus Natur- und Schlackensteinen

3.3.1 Allgemeines

Deckwerke aus Natur- oder Schlackensteinen können mit geschlossener oder offener Deckschicht ausgeführt werden (s. Abschnitt 6, Beisp. 8 bis 12). Geschlossene Deckschichten erhalten einen Verguß mit Asphalt (s. 3.1.1.3) oder mit speziell aufbereitetem Zementmörtel (s. 3.2.1.3). Deckwerke, deren Durchlässigkeit nicht beurteilt werden kann, sind wegen der Unklarheit und Problematik in der konkstruktiven Gestaltung und Bemessung abzulehnen (s. 2.4.1). Offene Deckwerke aus Natursteinen bestehen aus einer unteren Filterschicht und einer oberen Deckschicht. Bei der Deckschicht ist zu unterscheiden zwischen einer Natursteinschicht

- mit Verklammerung aus Asphaltmastix oder Zementmörtel (s. Abschn. 3.1.1.4 bzw. Abschn. 3.2.1.3),
- mit Verkeilen durch kleinere Steine,
- mit einer begrenzten Verzahnung durch die Steinform (z. B. Basaltsäulen, Pflaster),
- mit einer Verpackung in Behältern aus Maschendraht oder Kunststoffgitter oder
- ohne jegliche Verbundwirkung oder Verpackung, so daß die Lagestabilität durch das Eigengewicht und die Form der Einzelsteine gewährleistet werden muß.

3.3.2 Filter, Unterbau

Die Filterschicht kann bestehen aus

- einem Raumfilter aus abgestuftem Mineralkorn als ungebundenem Kornfilter,
- einer Bitumensandschicht als gebundenem Kornfilter oder
- einem geotextilen Filter.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Im Bereich der Wasserwechselzone und des Wellenauflaufs führen dynamische Beanspruchungen bei vielen Filtern von Deckwerken zu einem häufigen Wechsel der Durchflußrichtung. Der Filter ist daher sorgfältig auszuwählen und zu bemessen (s. Abschn. 2.3). Für Steinschüttungen eignen sich nur sehr robuste geotextile Filter mit günstigem Dehnverhalten als unmittelbare Deckschichtunterlage. Grobfädige geotextile Gewebe und robuste Vliese mit etwa 50 N/mm^2 Zugfestigkeit haben sich bei vorsichtigem Schüttstein-Einbau ohne große Fallhöhen als unmittelbare Filterunterlage von Steinschüttungen bewährt. Vielfach wird zur geringeren Belastung des Filters vor dem Einbau der Schüttsteine eine Schotterschicht und/oder ein zusätzliches Geotextil aufgebracht. Als Unterbau für ein Setzstein-Deckwerk ist eine Schotterlage als Bettung unbedingt erforderlich.

3.3.3 Deckschicht

Entsprechend den einwirkenden Kräften aus hydrostatischer und -dynamischer Belastung und mechanischer Beanspruchung muß das Deckwerk mit ausreichender Sicherheit entworfen werden (s. Empfehlungen A). Dies wird am wirtschaftlichsten erreicht, wenn die Bauweise aus Einzelelementen durch einen großflächigen Verbund ersetzt wird, bei dem linien- oder punktförmig angreifende Kräfte durch eine zusammenhängende Deckschicht großflächig aufgefangen werden können. Bei offenen Deckwerken ist neben der Verbundwirkung eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit der Deckschicht sicherzustellen. Auch sind die Sperrbedingungen für die Filterschicht oder den Boden zu erfüllen (s. Abschn. 2.3).

Aufbau, Konstruktion und Material der Deckschicht müssen eine ausreichende Lagestabilität – besonders Gleitsicherheit – und Witterungsbeständigkeit aufweisen. Nicht verklammerte Deckschichten sind so flexibel, daß sie sich geringen Veränderungen des Untergrundes anpassen, ohne dabei ihre Funktionsfähigkeit zu verlieren. Bei offenen, verklammerten Deckschichten ist eine begrenzte Anpassungsfähigkeit an Verformungen des Untergrundes erforderlich. Asphaltmastix ist je nach Bitumeneigenschaften flexibel. Zementmörtel ist in diesem Sinne nicht flexibel. Die Anpassungsfähigkeit muß durch Beeinflussung des Bruchverhaltens des Deckwerks, d. h. durch Bruch in ausreichend große, bei Wellenwirkung lagebeständige Stücke hergestellt werden. Geschlossene, mit Zementmörtel vergossene Deckschichten sollten durch Fugen in Felder aufgeteilt werden, damit das Deckwerk bei Setzungen des Untergrundes feldweise nachgeben kann.

Als Material für Steindeckschichten sind gebrochene oder ungebrochene Natursteine oder Schlacken geeignet.

Nach der Bauweise der Deckschichten werden unterschieden:

- Schüttsteindeckwerk mit und ohne Verguß,
- Deckwerk aus Steinsatz mit und ohne Verguß,
- Pflaster-Deckwerk,
- Steinmatten, Schottermatten,
- Schotter-Behälterbauweisen.

3.3.4 Schüttstein-Deckwerk

Deckschichten aus Schüttsteinen (s. Abschn. 6, Beispiel 8), auch Steinwurf genannt, werden aus gebrochenen Natur- oder Schlackensteinen hergestellt. Bei einer Deckschicht ohne Verklammerung muß jedes Einzelelement eine ausreichende Sicherheit gegen Abgleiten zum Böschungsfuß durch das Eigengewicht bieten. Da diese Deckwerkskonstruktion keine

Normalkräfte und Biegemomente aufnehmen kann, ist die Lagestabilität des Einzelsteines im wesentlichen von der Böschungsneigung, dem Steingewicht, der Lage im Deckwerk und dem Reibungsbeiwert zwischen Unterlage und Einzelstein sowie der Einzelsteine untereinander abhängig. Entsprechend müssen für Schüttsteinlagen ohne Verklammerung große und schwere Steine verwendet werden. Die Schüttsteine für Deckschichten sind in den Kantenlängen und Korngrößen aufeinander abzustufen, um eine dichtere Lagerung und eine Verkeilung untereinander – auch bei loser Schüttung – zu erreichen. Für die Steinklassen 0 bis V können die in Tabelle E5 angegebenen Schüttdichten als Richtwerte angenommen werden.

Tabelle E5. Schüttdichten und Flächengewichte von Steinschüttungen [66]

Trockenrohdichte t/m³	2,3	2,4	2,5	2,65	2,8	3,0	3,2	3,5	3,9
Schüttdichte über Wasser	1,311	1,368	1,425	1,511	1,596	1,710	1,824	1,995	2,223
Schüttdichte unter Wasser t/m³	0,741	0,798	0,855	0,941	1,026	1,140	1,254	1,425	1,650
Klasse 0	223	233	242	257	271	291	310	339	378
d = 17 cm	126	136	145	160	174	194	213	242	281
Klasse I	328	342	356	378	399	428	456	499	556
d = 25 cm	185	200	214	235	257	285	314	356	413
Klasse II	524	547	570	604	638	684	730	798	889
d = 40 cm	296	319	342	376	410	456	511	570	660
Klasse III	983	1026	1069	1133	1197	1283	1368	1496	1667
d = 75 cm	556	599	641	705	770	855	941	1069	1238
Klasse IV	1311	1368	1425	1511	1596	1710	1824	1995	2223
d = 100 cm	741	798	855	941	1026	1140	1254	1425	1650
Klasse V	2163	2257	2351	2492	2633	2833	3010	3292	3668
d = 165 cm	1223	1317	1411	1552	1693	1881	2069	2351	2723

1. Zeile = Flächengewicht über Wasser (kg/m²)
2. Zeile = Flächengewicht unter Wasser (kg/m²) (nach Knieß)

Der Einbau der Steine in das Deckwerk ist nach vorgeschriebenem Profil über oder unter Wasser vom Schiff aus oder im Trockenen, von Hand oder maschinell möglich. Die Steine bilden ein regelloses Gefüge, in dem sie anfangs locker und erst nach Belastung ausreichend eingebettet liegen. Daher wird das Deckwerk in der Regel oberflächig nachgeschlichtet, um eine ebene Oberfläche zu erhalten. Gleichzeitig bewirkt das Nachschlichten mit dem Hydraulikbagger eine Verdichtung und Gefügeverbesserung für das Deckwerk. Beim Schütten unter Wasser ist die Entmischung nach Steingrößen zu vermeiden.

Eine Verbundwirkung der Schüttung kann durch Verguß erreicht werden (s. Abschn. 3.1.1, 3.2.1.3, 3.2.2.2, 3.2.3.2). Insbesondere mit zunehmender Größe der dynamischen Einwirkungen auf die Deckschicht muß mit der Vergußmenge auch die Vergußtiefe zunehmen. Menge und Fließverhalten des Vergußmörtels – auch innerhalb der Steinschüttung – müssen so gewählt sein, daß die Verklammerung des Steingerüstes über die gesamte Dicke des Deckwerks erzielt wird, d. h. die Vergußmasse darf im überwiegenden Maße weder bis zum Filter durchlaufen noch auf den Schüttsteinen liegenbleiben. Dabei muß gleichzeitig aus Standsicherheitsgründen eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit erhalten bleiben. Diese

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Bedingung ist nach Erfahrungswerten erfüllt, wenn der verbleibende Hohlraumanteil in allen Deckschichthorizonten – z. B. gemessen je 5 cm Deckschichthöhe – nicht geringer als 10 Vol.-% ist (s. Abschn. 3.2.3.2). Als Richtwert kann angenommen werden, daß ½ bis ⅓ des vorhandenen Hohlraumes von der Vergußmasse ausgefüllt werden darf.

Für die Schüttsteinklassen 0 bis V können als Richtwerte Hohlraumgehalte und Hohlraumgrößen nach Tabelle E6 angenommen werden.

Tabelle E6. Hohlraumgehalt von Steinschüttungen [66]

Klasse	D_{100} cm	Dicke d cm	Hohlraumgehalt dm^3/m^2	Hohlraumgröße ∅ cm
0	11	17	73	1,7
I	16	25	110	2,4
II	26	40	170	3,9
III	50	75	320	7,5
IV	65	100	430	10
V	110	165	710	17

3.3.5 Deckwerk aus Steinsatz oder Pflaster

Beim Steinsatz werden die Steine von etwa gleicher Höhe hochkant auf ein vorbereitetes Planum von Hand gesetzt, und zwar mit der größeren Fläche nach unten. Die Grundfläche soll möglichst eben sein. Die Steine sind so eng wie möglich zu setzen. Größe und Gewicht der Steine richten sich nach den Beanspruchungen. Die Steine können durch Verkeilen mit kleinen Steinen oder Verguß gesichert werden. Der Steinsatz wird häufig für Rauhdeckwerke verwendet (s. Abschn. 2.4.7), die zu etwa einem Drittel der Steinhöhe vergossen werden (s. Abschn. 6, Beispiele 7 bis 9; Abb. E54).



Abb. E 54. Rauhdeckwerk aus Steinsatz mit Verguß aus kolloidalem Zementmörtel

Das Pflasterdeckwerk aus Natur-, Beton- oder Schlacken-Formsteinen entspricht dem Deckwerk aus Steinsatz mit dem Unterschied, daß durch die vielfach künstlich hergestellte regelmäßige Form der Steine eine bessere Verzahnung und ein geringerer Fugenanteil der Deckschicht erzielt wird. Die Oberfläche kann eben oder rauh hergestellt werden (s. Abschn. 6, Beispiele 11 und 12 und Abb. E48 und 49).

Vorhandene alte Findlingsdeckwerke, die abgängig sind oder überbaut werden, können in einer Kombination aus Steinsatz und Steinschüttung sinnvoll wiederverwendet werden. Die Findlinge werden mit dem Hydraulikbagger grob gesetzt. In die dabei verbleibenden Fugen und Zwickel werden Schüttsteine gefüllt. Eine Verklammerung stellt den Verbund her. Diese Bauweise ist sehr rationell und wegen der geringen Steinzulieferungen oft wirtschaftlich.

3.3.6 Schotterbehälterbauweise

Schotterbehälter bestehen aus Drahtkörben oder Kunststoffgeflechtkörben mit rechteckigem, trapetzförmigem oder rundem Querschnitt oder aus großflächigen, mattenförmigen Behältern, die mit Steinmaterial von geeigneter Größe gefüllt werden. Sie können dort vorteilhaft eingesetzt werden, wo das Füllmaterial örtlich verfügbar oder preisgünstig lieferbar ist.

Die Formgebung der einzelnen Bauelemente läßt sich der Örtlichkeit und ihrer Funktion gut anpassen. Die Behälter sind verformbar und geben bei Veränderungen des Untergrundes flexibel nach. Das Material besteht entweder aus mehrfach gedrehtem Drahtgeflecht, doppelt feuerverzinkt, PVC-ummantelt oder gesintert oder aus einem geeigneten Kunststoffgeflecht oder Geogitter mit unverschieblichen Maschen. Die Maschenweite der Behälter richtet sich nach der Korngröße des Füllmaterials.

Nach den bisherigen Erfahrungen hat diese Bauweise – auch in Form der großflächig hergestellten Stein- oder Schottermatten – bei schweren Beanspruchungen keinen Bestand. Bei geringer Beanspruchung kann sie ausreichen.

Werden die Drahtbehälter durch Korrosion zerstört, so sollte rechtzeitig die Instandsetzung in Form eines Flächenverbundes durch Verguß durchgeführt werden.

3.4 Hinweise zur Bauausführung von Deckwerken

Die in den Abschnitten 3.1 bis 3.3 beschriebenen Deckwerkskonstruktionen aus verschiedenen Baustoffen sind als Systemskizzen in Tabelle E1 (Abschn. 2.4.1) zusammengestellt.

Die Wahl der geeigneten Deckwerksart und des Bauablaufes sind abhängig von:

Witterung, Jahreszeit, Wasserstand, Tide, Lage der Baustelle.

Unbeeinflußbar und unvorhersehbar ist die Witterung. Da diese die Bauarbeiten erheblich beeinträchtigen kann, sind Bauweisen auch danach auszuwählen, daß sie möglichst witterungsunabhängig und möglichst zügig ausgeführt werden können.

In Bezug auf die Jahreszeit ist besonders zu beachten, daß wegen der erhöhten Sturmflutgefahr im Winter-Halbjahr an der Küste nur in den Monaten April bis September an Bauteilen, die für die Sicherheit des Bauwerks wichtig sind, gearbeitet werden sollte. Sind Bauarbeiten außerhalb dieser Zeit unumgänglich, müssen Konstruktion und Bauablauf so gewählt werden, daß durch kurze Bauabschnitte (möglichst in Tagesschritten) die Hochwassersicherheit jederzeit wiederhergestellt werden kann.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Sehr wichtig und ebenfalls unbeeinflußbar sind die Wasserstands- und Tideverhältnisse. Die tideabhängige Arbeitszeit an der Einbaustelle kann beispielsweise ausschlaggebend dafür sein, ob ein Schüttstein- oder ein Setzstein-Deckwerk gewählt wird.

Von großer Bedeutung für die Bauweise ist auch die Lage der Baustelle. Je nach der Verkehrserschließung sind die Transportmöglichkeiten von Baustoffen und Baugeräten auf dem Land- oder dem Wasserweg zu prüfen. Gegebenenfalls kann auch die Nähe zu Lieferstätten wie z. B. Mischwerken oder Steinbrüchen die Wirtschaftlichkeit eines Baumaterials entscheiden. Aber auch der Verkehr auf der Baustelle selbst und die Koordination mit möglicherweise gleichzeitigen weiteren Bauarbeiten, wie z. B. bei einer Deichverstärkung, sind zu beachten.

Im übrigen muß eine Deckwerkskonstruktion so gewählt werden, daß das Deckwerk

- seine Funktion dauerhaft erfüllt,
- sicher und zügig gebaut werden kann,
- einen geringen Unterhaltungsaufwand aufweist,
- möglichst schonend in Natur und Umwelt eingreift und
- das Gebot der Wirtschaftlichkeit erfüllt.

3.5 Wiederverwendung von altem Deckwerksmaterial

Durch die Wiederverwendung von alten Deckwerksbaustoffen und Aufbereitung in Recycling-Verfahren lassen sich zwei Ziele verwirklichen:

- Vermeidung von Abfall bzw. Altstoffen, die anderweitig mit erheblichem Aufwand entsorgt werden müssen, dadurch
- Schonung der Umwelt und der natürlichen Ressourcen.

Beim Deckwerksbau an der Unterweser konnte 1990 das Material aus dem alten Schüttsteindeckwerk in Brechanlagen zu Schotter (25/56 mm) aufbereitet und als solcher unter der zu verklammernden Wasserbausteinschüttung der Klasse II/III als Schutzschicht für die Filtermatte eingebaut werden. Etwa 75 % des Altmaterials konnte dafür wiederverwendet werden. Die restlichen 25 % mit Körnung unter 25 mm Durchmesser konnten anderweitig Verwendung finden. Durch die Wiederverwendung konnten 10 % der Baukosten eingespart werden [78].

Dieses Beispiel verdeutlicht die Vorteile für den Schutz der Umwelt durch die technisch vorteilhafte und vielfach auch wirtschaftlich günstige Wiederverwendung alter Baustoffe, die grundsätzlich angestrebt werden sollte (s. a. Abschn. 6, Beisp. 10). Das gilt entsprechend auch für Asphaltbauweisen (s. Empf. C, Abschn. 6.4).

4. Andere Längswerke

4.1 Strandmauern

Strandmauern wurden etwa erst 50 Jahre später als Deckwerke errichtet, wie es die Beispiele 13 bis 15 in Abschn. 6 zeigen. Sie rufen durch ihre Steilheit beim Brechen der Wellen eine sehr starke Turbulenz an ihrem Fuß und eine erhebliche Wellenreflexion hervor, die zur Erosion des Strandes führen und damit ihre Standfestigkeit gefährden. Strandmauern werden deshalb heute nur noch gebaut, wenn z. B. wegen des zu schmalen Vorstrandes oder aufgrund der Geländeverhältnisse die Anordnung eines flachgeneigten Deckwerks nicht möglich ist,

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

wie es häufig an Steilküsten vorkommt (Abb. E 55). In ihrer Funktion unterscheiden sie sich nicht von Deckwerken (s. Abschn. 1.1).

Strandmauern sollen als Schwergewichtsmauern auch ohne Hinterfüllung standsicher sein. Gefährdet sind sie durch Unter- oder Hinterspülung sowie durch Kippen, wenn



Abb. E 55. Südwestschutzmauer auf Helgoland mit Wassersturzbett und Fußsicherung durch Tetrapoden und Blöcke

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

ausreichende Fußsicherungen wie Vorlagen oder Spundwände fehlen. Ferner kann der Druckschlag brandender Wellen sprengend in Fugen und Rissen der Mauer wirken.

Für die Standsicherheit von Strandmauern sind erforderlich:

- Kippsicherheit des Bauwerkskörpers gegenüber den Wellenkräften und dem Erddruck (s. Empf. A, Abschn. 4.3, Empf. B)
- Fußsicherung zur Verhinderung der Unterspülung der Mauer und
- Sicherung der Mauerkrone gegen Hinterspülung infolge von Wellenüberlauf und Spritzwasser.

Die Beanspruchungen der Mauer können wie folgt gemindert werden:

- Eine Abschrägung der Stirnseite verringert den Anteil wirksamer Wellenbelastung.
- Eine senkrecht konkave Gestaltung des Oberteils der Mauer (Wellenabweiser) sowie eine ausreichende Höhe der Mauerkrone vermindern den Wellenüberlauf.
- Eine möglichst fugenlose Gestaltung der Stirnseite der Mauer verhindert deren Beschädigung durch Druckschläge.
- Die Auflösung des Bauwerks, z. B. Perforation der Kontaktfläche, vermindert die Wellenreflexion bei starker Wellenbelastung; eine gleiche Wirkung haben Packungen aus Betonformkörpern (Abb. E 55 u. E 56).

Die Hauptbelastung von Strandmauern bringt der Seegang. Für die Bemessung ist daher das örtliche Wellenklima nach statistischen Verfahren zu analysieren, wobei wechselnde Wasserstände zu beobachten sind (s. Empf. A, Abschn. 4.3).

Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von Strandmauern, die als Stützmauern gelten können, enthalten die einschlägigen Taschenbücher. Zur Erddruckermittlung ist DIN 1055,



Abb. E 56. Tetrapoden-Längswerk vor der Strandmauer von Westerland/Sylt

Teil 2, zu beachten. Eine speziellere Form zur Erddruckermittlung ist als DIN 4016 erschienen. Sofern bei unregelmäßigeren Formen von Mauerquerschnitt und Geländeoberfläche graphische Erddruckermittlungen erforderlich sind, wird auf die Angaben im Grundbau-Taschenbuch und auf den Abschnitt „Erddruck" im Beton-Kalender verwiesen.

Die Standsicherheit der Mauer ist gemäß DIN 1054 zu ermitteln, wobei in der Regel der Nachweis zulässiger Sohlpressungen nach Tabellenwerten ersetzt werden sollte durch den übergeordneten Nachweis der Gleit- und der Grundbruchsicherheit, letztere dann nach DIN 4017, Teil 2. Ein spezieller Kippsicherheitsnachweis entfällt durch diesen Grundbruchnachweis.

Eine Schwergewichtsmauer ist gegen Kolkungen und Unterspülungen zu sichern durch eine Spundwand, eine Vorlage oder eine Kombination von beiden. Hinweise zur Berücksichtigung einer solchen Spundwand in der statischen Berechnung finden sich im Grundbau-Taschenbuch im Abschnitt „Standsicherheit der Grundbauwerke" [59].

4.2 Betonformkörper zur Dünen- und Strandsicherung

Wellenwerke aus Betonformkörpern wirken, indem sie die Welle vor einer Düne, einem Kliff oder einer Strandmauer brechen und so die Brandungsenergie fernhalten. Sie sind in der Regel durchlässig, und die Wellenenergie wird umgewandelt, wenn die angreifende Welle in

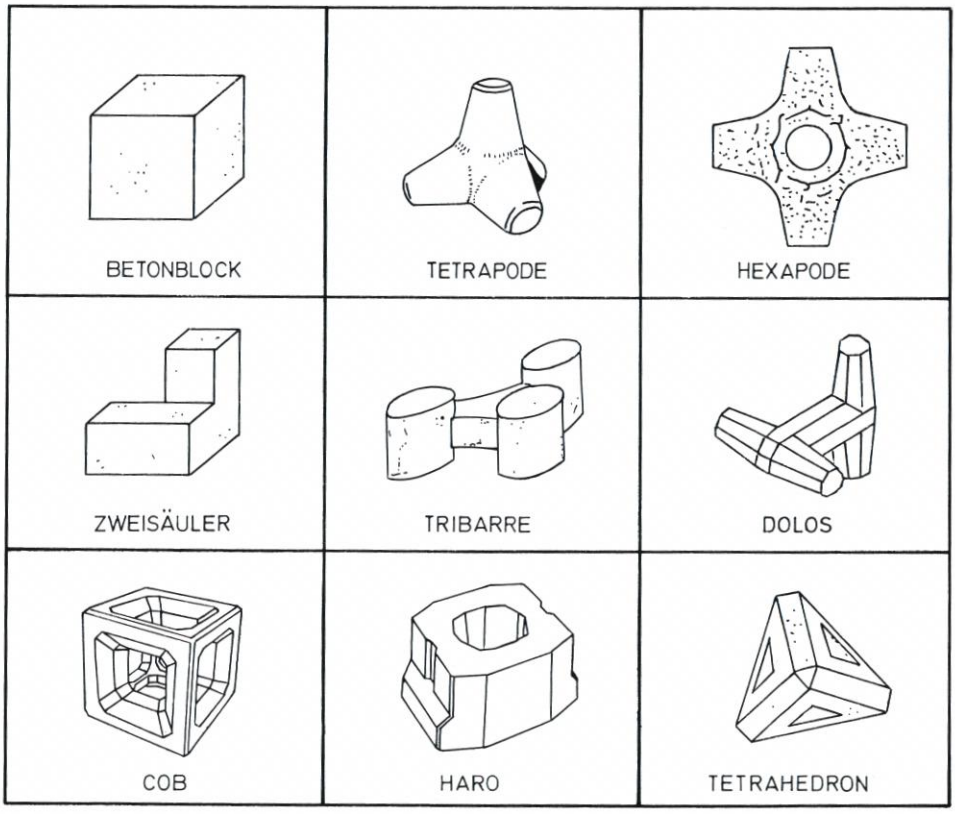


Abb. E 57. Beispiele für Betonformkörper

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 58. Tetrapoden-Längswerk im Norden von Westerland/Sylt

den zahlreichen Hohlräumen in turbulente Strömungen mit verschiedener Stoßrichtung aufgeteilt wird. Infolgedessen gelangt nur noch ein ungefährlicher Rest der Brandungsenergie an die zu schützende Abbruchkante, Ufermauer oder Düne.

Abb. E 57 zeigt bekannte Formkörper, die meist für Deckschichten von geneigten Wellenbrechern entwickelt wurden, jedoch ebenso für die Herstellung von Längswerken (s. Beisp. E 16) verwendet werden. Tideströmungen und starker Seegang bestimmen die Neigung und die Kronenhöhe und somit die Anzahl der Lagen und deren Verankerung (Abb. E 58).

Zur Vermeidung langer Transportwege werden in der Regel die Betonformkörper in Baustellennähe hergestellt. Stahlschalung in Form von Fertigteilen zur ständigen Wiederverwendung ist kostensparend und leicht zu verarbeiten. Der Transport zur Einbaustelle im Schiffs-, Gleis- oder LKW-Betrieb hängt von deren Lage ab. Gesetzt werden die Betonformkörper meist mit Kränen oder Seilbaggern, als Schüttwerk bedürfen sie lediglich einer Nacharbeitung.

Formkörper-Längswerke sind gegen Einsinken durch eine Sohlensicherung zu schützen, denn ohne Unterlage würden sie durch Längsströmungen und sohlnahe Durchströmung unterspült werden und versacken. Als Unterbau sind geotextile Gewebe mit hoher Zugfestigkeit oder mit Asphalt vergossene Steinschüttungen verwendet worden, von denen sich letztere jedoch als sehr zeit- und kostenaufwendig erwiesen haben.

4.3 Sandgefüllte geotextile Bauelemente

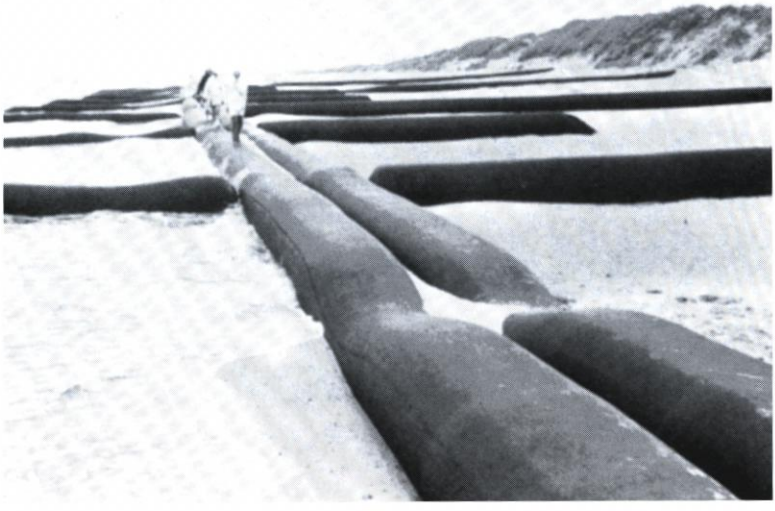
4.3.1 Geotextile Schläuche

Der geotextile Schlauch bietet eine günstige Umhüllung für örtlich vorhandenen, ggf. sogar schluffigen Sand, um einen homogenen Baukörper herzustellen. Der nahezu kreisrunde, gefüllte Schlauch bildet ohne andere Baustoffe und Bauteile ein dammartiges Bauwerk, das einfach und schnell hergestellt werden kann.

Verwendet worden sind derartige Schläuche
- als Längswerke auf erodierenden Stränden,
- zur Stabilisierung einer Strandaufspülung unter besonderen Bedingungen,
- als erosionsfester Spüldamm für die Aufspülung eines Strandes oder der Basis eines Deiches im Watt (Abb. E 59),
- zum schnellen Abschluß von Dünen- und Deichdurchbrüchen.

Zu unterscheiden ist zwischen zwei verschiedenen Schlaucharten und zwei verschiedenen Füllarten:

a) Beim ersten Verfahren wird ein dichtes und festes Spezialgewebe aus Polyäthylen verwendet (s. Empf. C), das so dicht ist, daß der Schlauch keiner dichtenden Folie bedarf [43]. Zu Beginn des Füllvorgangs mit dem Spül- oder Cutterbagger setzen sich die feinen Gewebeöffnungen so zu, daß sich der gewünschte Druck zur Erzielung eines nahezu runden Schlauches bis etwa 2 m ∅ erreichen läßt (Abb. E 59). An den Stoßstellen von je zwei Schläuchen kann ein umhüllender Gewebestreifen so vernäht werden, daß er die Kontinuität des Systems bewahrt. Der Sand lagert sich von der Einlaufseite her im Schlauch ab. Das Spülwasser fließt durch ein Spülrohr am Ende des 50 bis 100 m langen Schlauches wieder ab. Durch dieses hochliegende Spülrohr kann der Innendruck im Schlauch gesteuert werden (Abb. E 59). Auch Vliesstoffe sind für dieses Füllverfahren genutzt und als geeignet befunden worden. Auf nassem Grund ausgelegt, saugen sie allerdings so viel Wasser auf, daß ihre Lage kaum noch korrigiert werden kann.



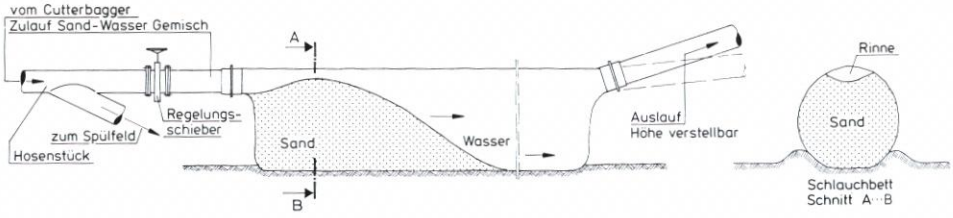


Abb. E 59. Füllen eines Geotextilschlauches im Spülverfahren [43]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

b) Schläuche aus Polypropylen-Flachgarngewebe (s. Empf. C) (System Longard) [64] können durch Einlage von inneren dünnen Folienschläuchen undurchlässig konfektioniert werden. Gefüllt wird der Schlauch in seiner endgültigen Lage, indem der in einen Trichter gefüllte Sand dosiert in die Rohrleitung gegeben wird, durch die der Sand mit Wasser als Transportmittel von einer Pumpe in den Schlauch gedrückt wird. Während der Sand sich in dem Schlauch mit 1,0 bis 1,8 m Durchmesser ablagert, wird das Wasser am anderen Ende des 50 bis 100 m langen Schlauches durch ein dünnes Rohr abgelassen. Es können auch Doppelschläuche, als Zwillingsschläuche zusammenhängend gewebt, geliefert werden.

Besteht die Absicht, ein hinter einem Schlauch aufgespültes Strandgelände oder Deichvorland durch ein Schrägdeckwerk dauerhaft zu sichern, so kann der Schlauch mit dem Deckwerk überbaut werden. Der Schlauch bleibt dabei als zweite Sicherheit für den Bestand der Aufspülfläche bei etwaigem Deckwerksschaden erhalten (Abb. E 60).

Das erstgenannte Verfahren ist vor allem bei gleichzeitiger Aufspülung von Stränden, Vorländern und Deichbasis wirtschaftlich, während das letztgenannte Longard-Verfahren bei kurzfristig durchzuführenden Einzelmaßnahmen – z. B. zur Abriegelung von Sturmflut-Einbrüchen und dgl. – oder auf festen Stränden ohne gleichzeitige Aufspülung mit geringem Geräteeinsatz vorteilhaft ist [116].

Sandgefüllte Gewebeschläuche können im allgemeinen nur für zeitlich begrenzte Einsätze oder als Hilfskonstruktion verwendet werden. Auf Stränden, die stärkerer Brandung ausgesetzt sind, kann es infolge Verflüssigung des Strandes im Brandungsbereich zu Versackungen kommen, wie auf Langeoog beobachtet [41].

4.3.2 Andere geotextile Baukörper

Geotextilien werden im Küstenwasserbau (Deckwerksbau, Buhnenbau u. dgl.) als Filterlagen in erheblichem Umfange eingesetzt. Darüber hinaus eignen sich Geotextilien vorzüglich zur Gestaltung geotextiler Bauelemente unter Ausnutzung der „Verpackungsfunktion". In geotextilen Säcken und Containern kann der feine Sand der Küstenstrände so verpackt werden, daß das Füllmaterial auch unter Brandungsbelastung nicht herausgespült wird. Entsprechend muß das umschließende geotextile Gewebe die Filterbedingungen gemäß Abschn. 2.3 erfüllen. Die Verpackung des feinen Strandsandes in geotextilen Behältern ist vergleichbar mit dem Verpacken des Schotters von Gebirgsflüssen in Drahtbehältern. Durch diese Verpackung kann der örtlich vorhandene Baustoff zu ausreichend großen und schweren

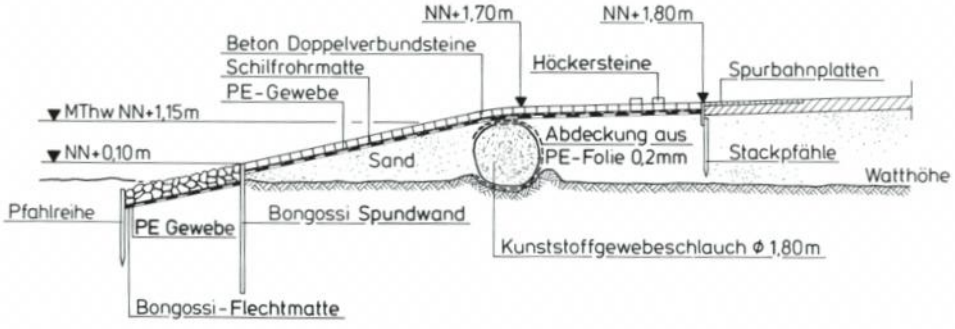


Abb. E 60. Geotextiler Gewebeschlauch als Begrenzung der Sandvorspülung Norddeich, später mit Deckwerk überbaut [43]

Bauelementen zusammengefügt werden, so daß er den angreifenden Kräften des Wassers zu widerstehen vermag.

Für die vorläufige Sicherung von Sturmflutschäden sind Sandsäcke und auch Großsandsäcke aus hochfestem, dichtem geotextilen Gewebe mit einem Füllgewicht bis zu einigen Tonnen gebräuchlich. Auch für Dauerlösungen können geotextile Bauelemente vorteilhaft verwendet werden, wenn sie vor UV-Bestrahlung und Vandalismus geschützt sind. Ein besonderer Vorteil geotextiler Bauelemente besteht darin, daß sie relativ einfach und kostengünstig geschaffen werden können und sich dadurch auch für Naturversuche mit Küstenbauwerken eignen. Nach positiver Wirkung können sie z. B. in ein konventionelles Bauwerk integriert oder – sofern erforderlich – der Gefahr von Beschädigungen durch Treibgut oder Vandalismus und von Schwächungen durch UV-Strahlung durch Natursteinbedeckung dauerhaft entzogen werden. Andererseits können geotextile Bauwerke bei sich einstellenden negativen Auswirkungen vergleichsweise einfach wieder entfernt werden.

Bei der Lagerung geotextiler Bauelemente auf den Sandstrand oder den sandigen Meeresgrund kann etwaigen Kolkungen und Unterspülungen auf einfache Weise durch großflächige Bedeckung des Untergrundes mit geotextilen Filterlagen begegnet werden. Seitliche Wülste mit schlauchartigem Querschnitt, die mit möglichst schwerem Sand-, Kies- oder Schlackenmaterial gefüllt werden, dienen der seitlichen Einbindung der geotextilen Unterlage und deren straffgespannten Lage.

Ferner wird auf Überlegungen hingewiesen, das Wiederholungsintervall von Strandaufspülungen auf der Insel Sylt dadurch zu verlängern, daß das auf den rückwärtigen Strandbereich aufgespülte Reservedepot so durch geotextile Plane armiert wird, daß ein starker Sturmflutabtrag verhindert oder zumindestens vermindert wird (s. Empf. D, Abschn. 5.4.1) [85].

4.4 Pfahlschutzwerk

Eine Sonderform des Längswerkes, das Pfahlschutzwerk, sei der Vollständigkeit halber wegen seiner Bedeutung in der Vergangenheit für den Schutz der Inseln an der Nordseeküste erwähnt. Während die meisten Pfahlschutzwerke nach Zerstörungen durch andere Konstruktionen ersetzt wurden, erfüllt es an dem weniger im Angriff liegenden Südweststrand von Baltrum seine Schutzfunktion nach wie vor (s. Abschn. 6, Beisp. 17; Abb. E 61). Es wurde 1883 erbaut und 1931 völlig umgebaut. Im Pfahlschutzwerk sind 2,25 m lange, nach hinten abgestützte, senkrechte Rundhölzer auf dem 1,4 bis 1,9 m über MThw hochgezogenen Steindamm aufgestellt, wodurch die wellendämpfende Wirkung einer durchbrochenen Wand gegeben ist.

4.5 Ufernahe Wellenbrecher

4.5.1 Wirkungsweise

Zum Schutz von Küsten mit geringem Tidehub können ufernahe und -parallele, freistehende Wellenbrecher eingesetzt werden. Gute Erfahrungen mit solchen Wellenbrechern wurden seit 1978 an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern gesammelt. Bei derartigen Längswerken wird folgender Funktionsmechanismus wirksam:

- Abhängig vom Querschnitt des Wellenbrecher-Bauwerks, der Wassertiefe und den Parametern des anlaufenden Seegangs wird nur ein Bruchteil der Seegangsenergie auf die Landseite des Wellenbrechers übertragen, so daß eine Zone des Wellenschattens entsteht.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. E 61. Pfahlschutzwerk auf Baltrum

- Die an den Bauwerksenden vorbeilaufenden Wellen unterliegen der Diffraktion, wodurch ihre Ausbreitungsrichtung zur Wellenschattenzone hin gebeugt wird. Von beiden Bauwerksenden mit fortschreitender Beugung einander entgegenlaufend, nehmen die Wellenhöhen zum Innern der Wellenschattenzone hin ab.
- Die verminderte Wellenbewegung in der Schattenzone sowie die von beiden Seiten gegeneinander orientierten Ausbreitungs- oder Einlaufrichtungen führen zur Ablagerung der mitgeführten Sedimente. Die Uferlinie wird seewärts verschoben. Dabei entsteht die Form eines partiellen oder totalen Tombolos in Abhängigkeit von der Bauwerkslänge und der Bauwerksentfernung von der alten Uferlinie sowie vom Dämpfungsgrad des Seegangs. Letzteres wird durch die Kronenhöhe, den Aufbau und die Durchlässigkeit des Wellenbrechers bestimmt.
- Diese Sedimentationsform besitzt große Stabilität, da ihr Uferlinienverlauf sich annähernd senkrecht zu den auftreffenden Wellenorthogonalen ausgebildet hat und somit ein seitlicher Materialversatz stark reduziert ist. Das für das annähernd senkrechte Auftreffen der Orthogonalen notwendige Ausmaß der Wellenbeugung wird bei einem Großteil der Belastungsfälle erreicht und nur von seltenen Ereignissen starker Beanspruchung unterschritten, da zu den Diffraktionseffekten infolge der flächenhaften Aufsandung in zunehmendem Maße die Wirkung der Refraktion kommt.

Die uferparallelen, freistehenden Wellenbrecher ermöglichen daher in Abhängigkeit von der Bauwerks- und Standortgeometrie sowie der Parameter des anlaufenden Seegangs einen Küstenlängstransport. Im Sturmflutfall werden für den Lee-Bereich die Sandmengen des teilweise erodierenden Tombolos bereitgestellt.

Freistehende, uferparallele Wellenbrecher werden zur Sicherung einzelner, stark belasteter Abschnitte verwendet. Sie eignen sich auch für die Herausbildung von morphodynamisch günstigen Buchtformen in der Küstenlinie. Durch den Einsatz von ein- bis zweihundert Meter vor der Uferlinie stehenden Wellenbrechern sowie durch die Bildung von partiellen oder totalen Tombolos werden natürlich hervorstehende Uferecken als „Buchtaufhänger" verstärkt

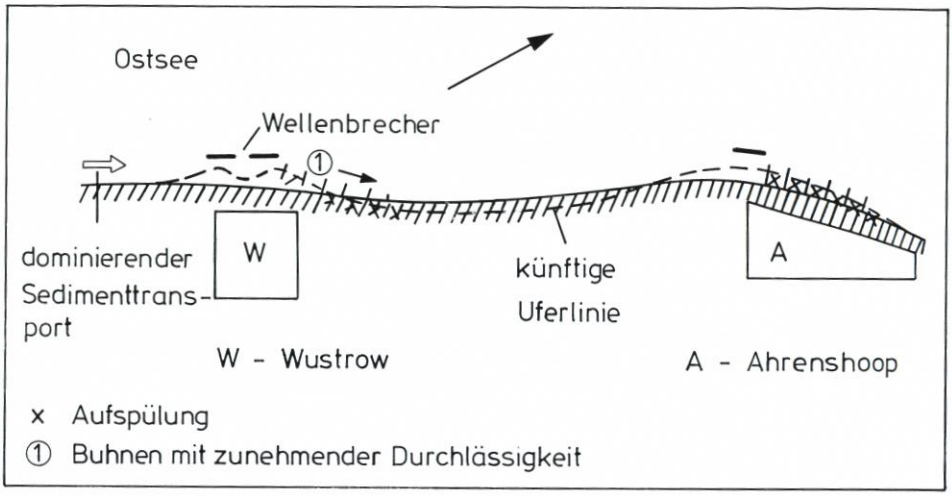


Abb. E 62. Kombiniertes Schutzsystem Wustrow-Ahrenshoop [106]

oder künstliche geschaffen. Die Störung des Längstransportes kann durch Strandaufspülungen ausgeglichen werden (s. Empf. D). Auch kann man durch Buhnen in den unverbauten, unmittelbar benachbarten Küstenabschnitt überleiten, um Negativwirkungen zu vermeiden (Abb. E 62 u. E 63, Beispiel 21).

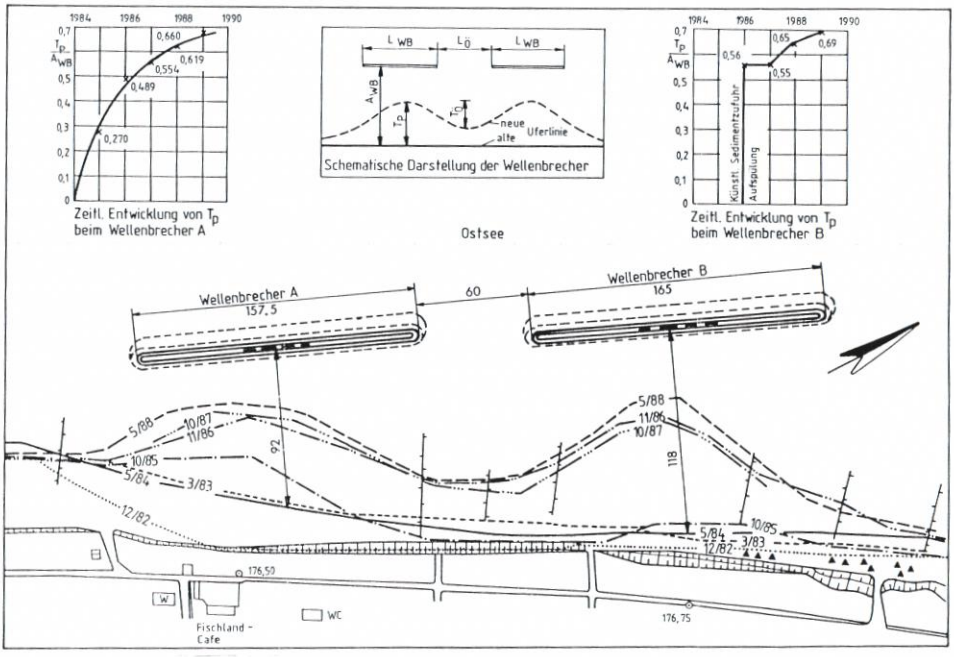


Abb. E 63. Uferlinienveränderungen (1982/88) im Bereich der Wellenbrecher – Wustrow/Fischland [106]

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

4.5.2 Hinweise zur Gestaltung

An der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern werden die Wellenbrecher in 2 bis 4 m Wassertiefe angesetzt. Sie werden einzeln oder im System von mehreren angeordnet. Prinzipiell sind folgende Verhältnisse günstig:

- Wellenbrecherlänge = 2- bis 6mal maßgeb. Wellenlänge;
- Uferabstand = 0,65- bis 1,3mal Wellenbrecherlänge;
- Zwischenraum bei mehreren Bauwerken = 0,3- bis 0,4mal Wellenbrecherlänge, aber ≥ 1mal maßgeb. Wellenlänge.

Damit besitzen die Bauwerke Längen zwischen 50 und 200 m und liegen i. M. 100 m, max. 200 m von der ursprünglichen Uferlinie entfernt (Abb. E 63). Die maßgebende Wellenänge L beträgt für Wustrow beispielsweise rd. 30 m.

Für die Ostseeküste sind bei den Kronenhöhen von 0,5 m unter MW bis 1,0 m über MW die 2 bis 5 m hohen Bauwerke insgesamt aus Natursteinen ausführbar. Die erforderlichen Steingrößen haben Einzelgewichte von 2,0 bis 2,5 t (s. Abschn. 6, Beisp. 21).

5. Kontrolle des Erhaltungszustandes und der Standsicherheit von Längswerken

Starre Längswerke lassen wegen ihrer Bauweise weder Lage- noch Formänderungen zu. Die Kontrolle erstreckt sich deshalb vor allem auf den baulichen Zustand der Oberfläche – abplatzender Beton an Mauern u. ä. – sowie des Gefüges – Lockerung einzelner Steine in Deckwerken, Risse in Platten u. ä. und der Fugen bei Betonplatten.

Neben der einfachen Besichtigung und Abschätzung der Schäden leisten Fotoaufnahmen eine gute Hilfe für die Dokumentation, deren Aussagekraft noch vergrößert wird, wenn sie als Terminaufnahmen in regelmäßigen Abständen, z. B. jährlich, von jeweils gleichen Standpunkten aus mit gleichem Blickwinkel gemacht werden.

Die Standsicherheit von Längswerken hängt von den Höhenänderungen des Strandes an ihrem Fuß ab. Durch regelmäßige Vermessungen und Darstellungen in Höhenplänen oder Profilen läßt sich die Entwicklung des Strandes erkennen. Bei negativer Strandentwicklung kann dann durch Auffüllung (Empf. D), ggf. auch durch den Bau von Buhnen (Empf. F), rechtzeitig Abhilfe geschaffen werden.

Durch Vermessungen des Strandes und des Vorstrandes vor dem Längswerk ist die Strandhöhenveränderung zu verfolgen. Stranderosion kann bei steilen Deckwerken und Strandmauern durch reflektierenden Seegang noch verstärkt werden. Ausreichende Standsicherheit des Längswerkes ist bei negativer Strandentwicklung nur bei genügender Fußüberdeckung zu Beginn der winterlichen Sturmflutsaison gewährleistet. Besondere Bedeutung kommt der Strandentwicklung am Ende des Längswerkes zu, wo es fast immer zu Lee-Erosion kommt.

An verformbaren Längswerken wie Formkörperpackungen, sandgefüllten Schläuchen u. ä. sind vergleichbare Messungen der Höhenlage sehr wichtig, indem feste Bezugspunkte am Bauwerk (z. B. Farbpunkt) regelmäßig eingemessen und Veränderungen in der Höhenlage als Diagramm dargestellt werden. Bei sehr starker Verformung ist auch die vergleichende Lagemessung der Bezugspunkte sinnvoll.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

6. Beispiele ausgeführter Längswerke

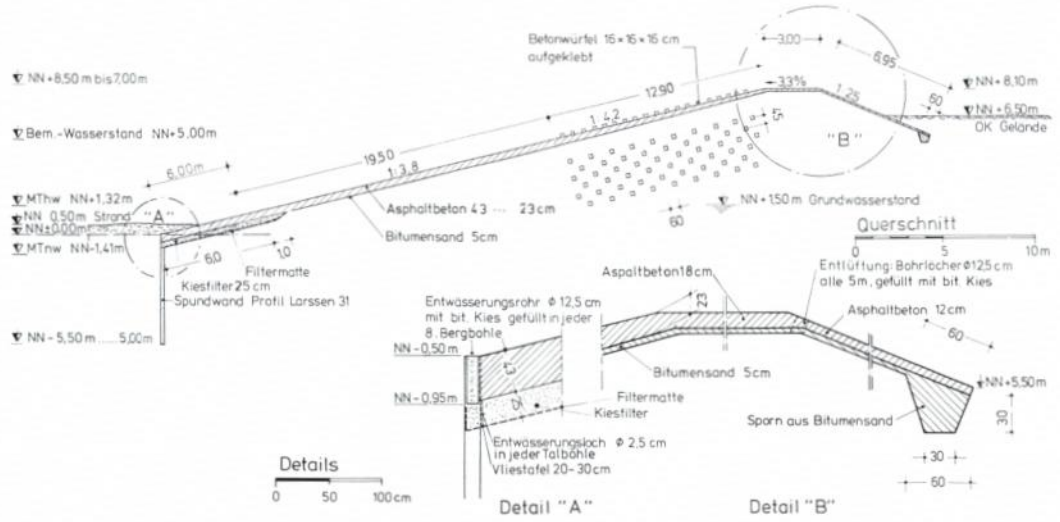
Beispiel 1: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen auf Wangerooge
Beispiel 2: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche auf Föhr
Beispiel 3: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche an der Eider
Beispiel 4: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen und Sinkstückvorlage auf Borkum
Beispiel 5: Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit rauher Oberfläche und Formkörpervorlage auf Helgoland
Beispiel 6: Deckwerk aus Betonsteinpflaster und Setzpacklage mit rauher Oberfläche an der Lübecker Bucht
Beispiel 7: Deckwerk aus Steinschüttung und Steinsatz mit Verguß auf Wangerooge
Beispiel 8: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und rauher Oberfläche bei Heiligenhafen
Beispiel 9: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltvorlage auf Baltrum
Beispiel 10: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltsäulenpflaster mit oberem Rauhstreifen auf Baltrum
Beispiel 11: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Vorlage auf Norderney
Beispiel 12: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Verguß und rauher Oberfläche sowie Vorlage auf Sylt
Beispiel 13: Deckwerk mit S-Profil, oberem Schrägdeckwerk und Vorlage auf Norderney
Beispiel 14: Deckwerk mit S-Profil – saniert durch Stahlbetonschalen – und Vorlage auf Borkum
Beispiel 15: Strandmauer mit Formkörper-Packwerk und Vorlage auf Sylt
Beispiel 16: Tetrapoden-Längswerk auf Unterlage auf Sylt
Beispiel 17: Pfahlschutzwerk auf Betonunterbau auf Baltrum
Beispiel 18: Deckwerk aus Natursteinen bei Heiligendamm
Beispiel 19: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß, verlegt als vorgefertigte Teilflächen auf Hiddensee
Beispiel 20: Steindamm auf Faschinensenkstücken auf Hiddensee
Beispiel 21: Ufernaher Wellenbrecher bei Wustrow/Fischland

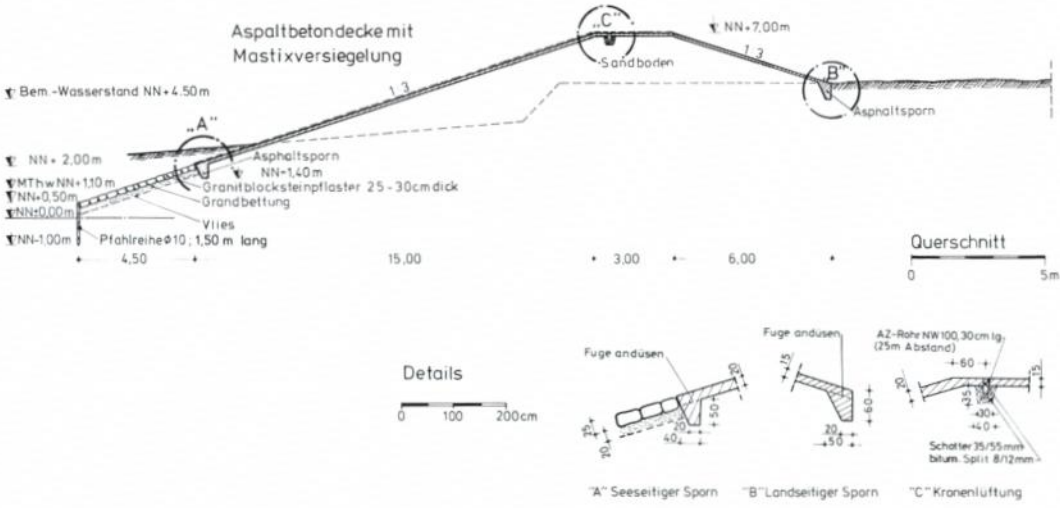
Beispiel 1: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen

Lage: Westende der Insel Wangerooge, südlich Buhne II
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1974
Bauweise: Die Fußsicherung bildet eine Spundwand, Profil Larssen 31, die obere Sicherung ein Sporn aus Bitumensand mit Rauhigkeitselementen im oberen Bereich. Die Rauhigkeitselemente wurden dabei mit einem senkrecht zur Böschung eingesetzten Stahlbewehrungsstab gegen Abrutschen verdübelt und mit Asphaltmastix als Klebeschicht gegen Ablösen gesichert. Entwässert wird im unteren Bereich über einen auf Filtermatten gelagerten Kiesfilter. Entlüftet wird durch im rückwärtigen Kronenbereich angeordnete Bohrlöcher, gefüllt mit bituminiertem Kies. 1987 und 1988 wurde das gesamte Asphaltbetondeckwerk des Rauhigkeitsstreifens mit einer Oberflächenversiegelung durch Aufspritzen einer hochstabilisierten Bitumenemulsion geschützt.
Beurteilung: Der schwere Seegang trifft nicht frontal auf das Deckwerk. Die seeseitige Deckendichte mit 20 bis 40 cm ist daher ausreichend. Durch die Anordnung der Entlüftungs- und Entwässerungseinrichtungen werden auftretende Innendrücke abgebaut, so daß von hierher keine Gefahr besteht. Versuche, die abgewitterte Asphaltbetonoberfläche dauerhaft mit einer Oberflächenversiegelung aus heiß aufgebrachtem Asphaltmastix zu schützen, waren fehlgeschlagen. Die Versiegelung hatte keinen ausreichenden Verbund mit der Asphaltbetonoberfläche bekommen.

Beispiel 2: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche

Lage: Westküste der Insel Föhr bei Utersum am Übergang vom Landesschutzdeich zur hohen Geestküste
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Leicht schluffiger Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1976
Bauweise: Die Fußsicherung bildet eine Pfahlreihe vor dem Asphaltsporn, die obere Sicherung ebenfalls ein Asphaltsporn. Das Deckwerk ist in der Wasserwechselzone bis NN +2,00 m offen aus Granitsteinpflaster auf Grandbettung, anschließend bis zur Deichkrone eine geschlossene Asphaltbetondecke. Gefordert wurde ein Hohlraumgehalt unter 4 % (vorh. i. M. 4,6 %) und eine Oberflächenversiegelung der seeseitigen Decke mit 10 bis 12 kg/m^2 Mastix.
Beurteilung: Rascher Abbau eines möglichen Wasserüberdruckes durch das offene Steinpflasterdeckwerk, das über MThw hochgezogen ist. Deshalb ist auch die verhältnismäßig steile Neigung vertretbar. Durch die Versiegelung soll die Verwitterung der Oberfläche verhindert werden, die bei einem berechneten Hohlraumgehalt < 4 % jedoch nicht zwingend notwendig ist. Die seeseitige Deckendicke von 0,20 m genügt für die in diesem Bereich auftretenden Wellenkräfte.

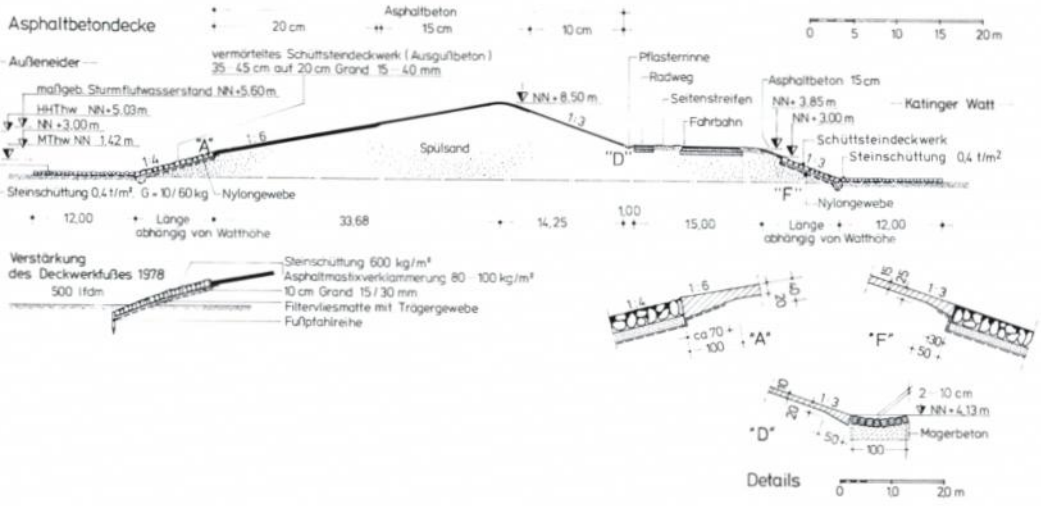

Betonwürfel 16×16×16 cm aufgeklebt
NN+8,50 m bis 7,00 m
Bem.-Wasserstand NN+5,00 m
MThw NN+1,32 m
NN 0,50 m Strand
NN±0,00 m
MTnw NN-1,41 m
NN-5,50 m ... 5,00 m
Asphaltbeton 4 3 ... 23 cm
Bitumensand 5 cm
Filtermatte
Kiesfilter 25 cm
Spundwand Profil Larssen 31
NN+1,50 m Grundwasserstand
NN+8,10 m
NN+6,50 m
OK Gelände
"A"
"B"
Querschnitt
0 5 10 m
Entlüftung: Bohrlöcher Ø 12,5 cm alle 5 m, gefüllt mit bit. Kies
Asphaltbeton 18 cm
Asphaltbeton 12 cm
Entwässerungsrohr Ø 12,5 cm mit bit. Kies gefüllt in jeder 8. Bergbohle
NN-0,50 m
NN-0,95 m
Filtermatte
Kiesfilter
Entwässerungsloch Ø 2,5 cm in jeder Talbohle
Vliestafel 20-30 cm
Bitumensand 5 cm
NN+5,50 m
Sporn aus Bitumensand
Details
0 50 100 cm
Detail "A"
Detail "B"


Aspaltbetondecke mit Mastixversiegelung
"C"
NN+7,00 m
Sandboden
Bem.-Wasserstand NN+4,50 m
"A"
"B"
Asphaltsporn
NN+2,00 m
MThw NN+1,10 m
NN+0,50 m
NN±0,00 m
NN-1,00 m
Asphaltsporn
NN-1,40 m
Granitblocksteinpflaster 25-30 cm dick
Grandbettung
Vlies
Pfahlreihe Ø 10; 1,50 m lang
4,50
15,00
3,00
6,00
Querschnitt
0 5 m
Details
0 100 200 cm
Fuge andusen
Fuge andusen
AZ-Rohr NW 100, 30 cm lg. (25 m Abstand)
Schotter 35/55 mm
bitum. Split 8/12 mm
"A" Seeseitiger Sporn
"B" Landseitiger Sporn
"C" Kronenlüftung

Beispiel 3: Asphaltbetondeckwerk mit glatter Oberfläche

Lage:	Eidermündung unterhalb von Tönning
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand, aufgespülter Sand
Baujahr:	1968 bis 1971 in verschiedenen Abschnitten, Ausbesserung und Verstärkung des Fußes 1978 begonnen
Bauweise:	Fußvorlage aus Steinen, unvergossen auf Nylongewebe mit Schlaufe, Schüttsteinfuß vergossen mit kolloidalem Mörtel bis NN +3,00 m. Oberhalb liegt eine Asphaltbetondecke auf seeseitiger und rückwärtiger Böschung und Krone.
Beurteilung:	Schüttsteindeckwerk: Im nördlichen Dammteil 1977 beginnende Stranderosion, Sandaustritt unter dem Nylongewebe hindurch am Fuß der Vorlage. Lose Steine der Vorlage z.T. herausgeschlagen, ungeschütztes, unter Umständen durch UV-Strahlung geschwächtes Nylongewebe durchgescheuert. Hohlliegen und Gefahr des Einbrechens machen Reparatur und Verstärkung erforderlich, dabei tiefes Einbinden des Deckwerksfußes im Watt, Sicherung mit Fußpfahlreihe, Steinschüttung auf Grand und Filtermatte, Verklammerung. Asphaltbetondecke: Neigung 1:6, hat alle Sturmfluten bisher schadlos überstanden. An der nicht versiegelten Oberfläche ist eine Ausmagerung des Bindemittels zu beobachten, bei deren Fortgang die Oberfläche später versiegelt werden muß. Die senkrechten Arbeitsfugen haben sich teilweise geöffnet und müssen mit plastischem Material gedichtet werden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Beispiel 4: Asphaltbetondeckwerk mit Rauhigkeitsstreifen und Sinkstückvorlage

Lage: Südweststrand der Insel Borkum

Beanspruchung: Schwerer Seegang und Tideströmungen im Bereich der Vorlage bei Sturmflut

Baugrund: Aufgespülter Fein- und Mittelsand

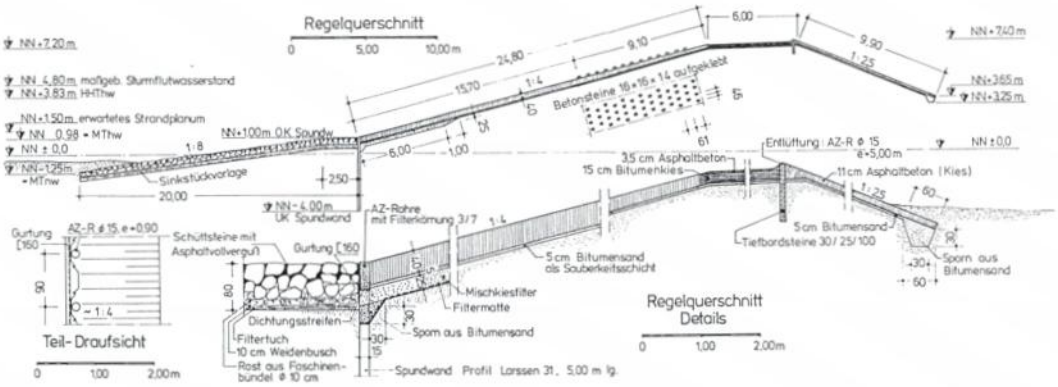
Baujahr: 1973/74, 1976 Vorlage erweitert

Bauweise: 5,0 m lange Fußspundwand, Kiesfilter, Asphaltbetondeckwerk mit Fahrbahn auf der Krone und rückwärtiger Sicherung gegen überschwappendes Wasser. Rauhigkeit aus aufgeklebten Betonsteinen, Entwässerungsrohre am Fuß, Be- und Entlüftungsrohre an der Krone. Wegen geringer Entwicklungslänge seeseitige Neigung 1 : 4 und entsprechend dicke Asphaltbetonschicht von 40 cm am Fuß und 35 cm an der Krone. Später Fußvorlage ergänzt.

Beurteilung: Durch Sturmfluten im Nov./Dez. 1973 während der Bauausführung teilweises Freispülen und Vorneigung der Spundwand mit Sandaustritt. Daraufhin 1974 Einbau einer 10 bis 20 m breiten Fußvorlage aus 80 cm Schüttsteinen auf Faschinen mit 550 kg/m^2 Asphaltverguß, bis 1976 dann ohne Schäden bis auf den mittleren Teil. Deshalb dort Verlängerung der Vorlage durch Grobeinschüttung, die mit 100 l/m^2 Ausgußbeton verklammert wurde. Sie ist als starrer Baukörper teilweise zerbrochen bzw. eingebrochen. Aufgeklebte Betonformsteine waren nach einigen Jahren größtenteils abgeschlagen.

Nur wenn keine Strandabnahme zu erwarten ist, können Spundwandkopf so hoch und Fußspundwand so leicht wie hier gebaut werden. Sonst Spundwand tiefer führen bzw. flexible, ausreichend tiefe und breite Vorlage erforderlich. Zur wirksamen Unterbrechung der uferparallelen Brandungsströmung und Festlegung der gegen den Inselsockel andrängenden Stromrinne der Westerems wurden zusätzliche Buhnen erforderlich. Rauhigkeit aus Betonsteinen sollte in einem Streifen über dem Bemessungswasserstand, mit größeren Seitenlängen und bei größerer Auflagefläche vollflächig und verschiebefest aufgeklebt werden.




Regelquerschnitt
NN+7,20 m
NN+4,80 m maßgeb. Sturmflutwasserstand
NN+3,83 m HHThw
NN+1,50 m erwartetes Strandplanum
NN 0,98 = MThw
NN ± 0,0
NN-1,25 m = MTnw
1:8
Sinkstückvorlage
250
20,00
NN+10,0 m O.K. Spundw.
NN-4,00 m UK Spundwand
AZ-Rohre mit Filterkämmung 3/7
1:4
Betonsteine 16×16×14 aufgeklebt
15,70
24,80
9,10
6,00
1,00
61
9,90
1:2,5
NN+7,40 m
NN+3,65 m
NN+3,25 m
Entlüftung: AZ-R ø 15 e=5,00 m
NN ± 0,0
3,5 cm Asphaltbeton
15 cm Bitumenkies
11 cm Asphaltbeton (Kies)
1:2,5
60
5 cm Bitumensand
Tiefbordsteine 30/25/100
30
Sporn aus Bitumensand
30
60
5 cm Bitumensand als Sauberkeitsschicht
Mischkiesfilter
Filtermatte
Sporn aus Bitumensand
Spundwand Profil Larssen 31, 5,00 m lg.
Gurtung [160
AZ-R ø 15, e=0,90
Schüttsteine mit Asphaltvollverguß
Gurtung [160
90
1:4
Teil-Draufsicht
0 1,00 2,00m
60
Dichtungsstreifen
Filtertuch
10 cm Weidenbusch
Rost aus Faschinenbündel ø 10 cm
30
15
Regelquerschnitt Details
0 1,00 2,00m

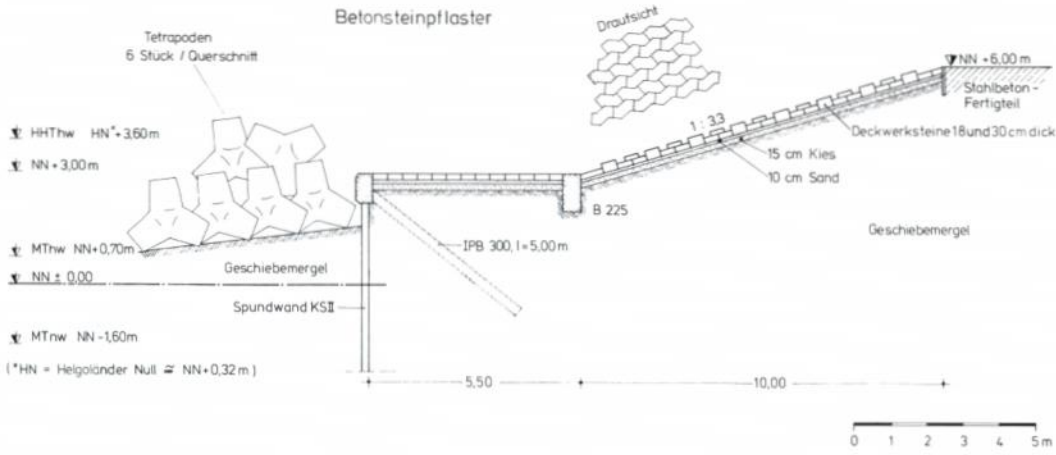
Beispiel 5: **Deckwerk aus Betonsteinpflaster mit rauher Oberfläche und Formkörpervorlage**

Lage:	Südwestspitze der Insel Helgoland, Verbindung zwischen Südwestschutzmauer und Westmauer
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Geschiebemergel
Baujahr:	1964/65
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwand mit Verankerung aus Stahlprofilen IPB 300. Vorlage aus Tetrapodenschüttung, Einzelgewicht 6 t, B 45 Obere Sicherung: Stahlbetonfertigteilsporn Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk mit unterschiedlichen Steindikken, mit davorliegender Berme aus Betonsteinen mit horizontalem Verbund, B 60.
Beurteilung:	Die schwere Bauweise hat sich bisher bewährt, Schäden traten nicht auf. Die Bauweise ermöglichte, weitgehend tideunabhängig zu bauen.

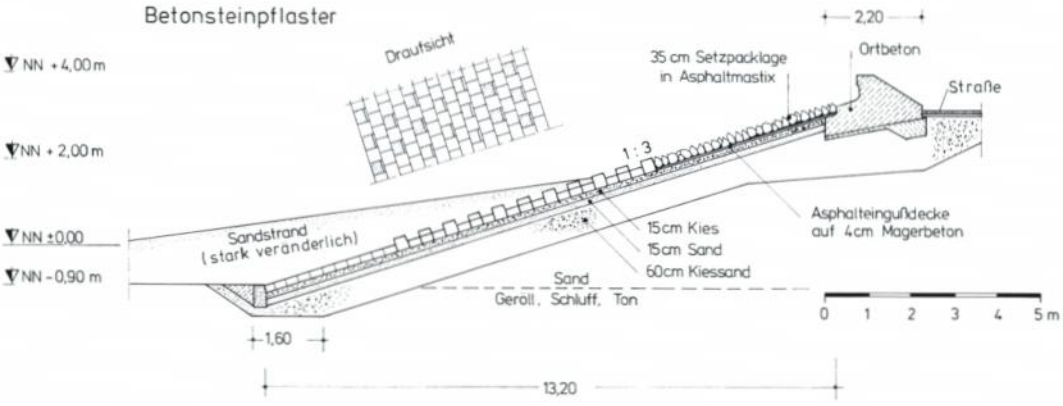
Beispiel 6: **Deckwerk aus Betonsteinpflaster und Setzpacklage mit rauher Oberfläche**

Lage:	In der Lübecker Bucht zwischen Travemünde und Neustadt
Beanspruchung:	Mittlerer Seegang
Baugrund:	Sand, Geröll und Schluff
Baujahr:	1962/63
Bauweise:	Fußsicherung: Ortbetonsporn Obere Sicherung: Ortbetonwand Deckwerksaufbau: Unterer Teil aus Betonsteinen mit vertikalem Verbund auf 30 cm dicker Filterschicht, Formsteine aus B 45, Ortbeton aus B 30 mit Baustahlgewebe auf 8 cm Unterbeton. Oberer Teil Setzpacklage aus geschlagenen Findlingen, mit Asphaltmastix vergossen auf Eingußdecke und 4 cm Magerbeton.
Beurteilung:	Das Deckwerk hat die Beanspruchungen aus den bislang eingetretenen Sturmfluten ohne Schäden überstanden. Bei länger anhaltenden Sturmfluten mit starker Wellenbelastung kommt es jedoch zu erheblichen Strandausräumungen vor dem Deckwerk. Durch die tiefe Einbindung des Deckwerksfußes wird die Standsicherheit des Deckwerkes dadurch jedoch nicht beeinträchtigt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541







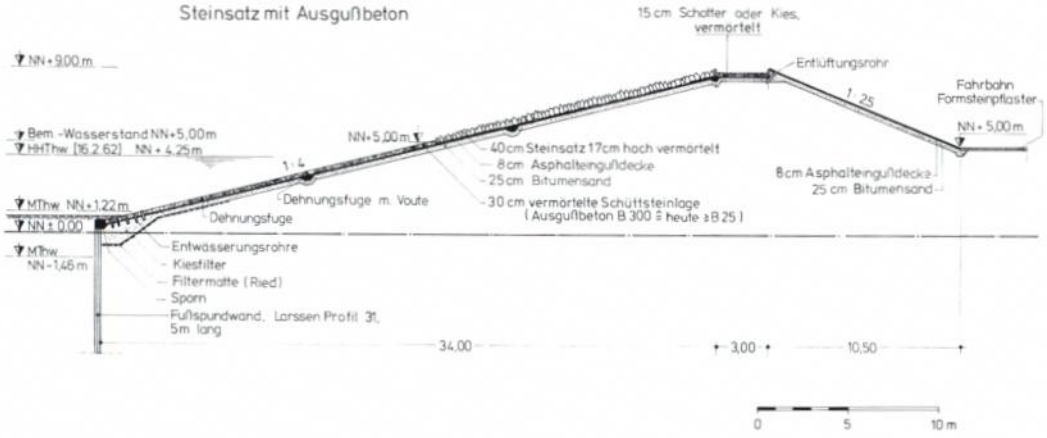
Beispiel 7: **Deckwerk aus Steinschüttung und Steinsatz mit Verguß**

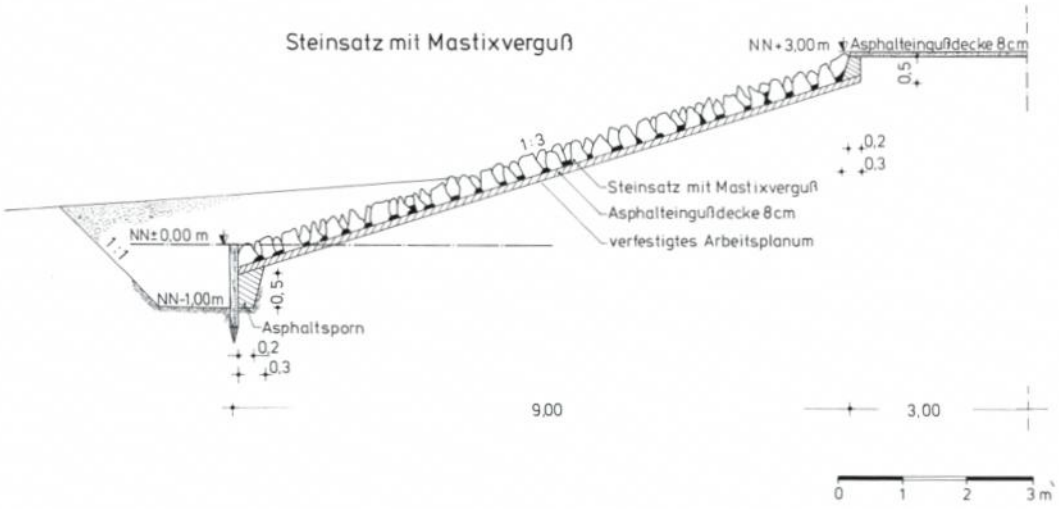
Lage: Westkopf der Insel Wangerooge
Beanspruchung: Schwerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1962
Bauweise: Fußsicherung: Stahlspundwand, Larssen Profil 31 mit Sporn, dahinter im Fußbereich offenes Deckwerk mit Kiesfilter auf Filtermatte
Obere Sicherung: Decke über rückwärtigen Dünenhang gezogen, Entlüftung durch Rohre im Kronenbereich
Deckwerksaufbau: Unterbau aus 8 cm Asphalteingußdecke auf 25 cm Bitumensand, darauf unterhalb NN +5,00 m 30 cm Schüttsteinlage mit Ausgußbeton und oberhalb 40 cm Steinsatz mit 17 cm Ausgußbeton als Colcrete-Mörtel aus Zement und örtlichem Dünensand, Festigkeit B 30.
Beurteilung: Auf eine gesonderte, schwere rückwärtige Sicherung wurde zugunsten einer größeren Deckwerkshöhe verzichtet. Die Neigung ist mit 1:4 der schweren Bauweise und Beanspruchung angepaßt. Starke Beanspruchung durch exponierte Lage am Seegat Harle; das Deckwerk hat den Beanspruchungen der nach 1962 eingetretenen Sturmtiden schadlos widerstanden.

Beispiel 8: **Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und rauher Oberfläche**

Lage: Nördlich von Heiligenhafen vor dem Steinwarder
Beanspruchung: Mittlerer Seegang
Baugrund: Sand und Geröll
Baujahr: 1971
Bauweise: Fußsicherung: Fußpfahlreihe und Asphaltsporn
Obere Sicherung: Asphaltsporn, Eingußdecke, 8 cm dick
Deckwerksaufbau: Steinsatz 30 bis 35 cm hoch mit Mastixverguß auf 8 cm dicker Asphalteingußdecke.
Beurteilung: Das Deckwerk hat den Beanspruchungen der bislang eingetretenen Sturmfluten mit geringen Schäden überstanden.
Nach dem stellenweisen Verlust der Steinabdeckung hat an den Schadstellen die Asphalteingußdecke den Böschungsschutz übernommen. Die Vergußmenge reichte nicht aus.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541









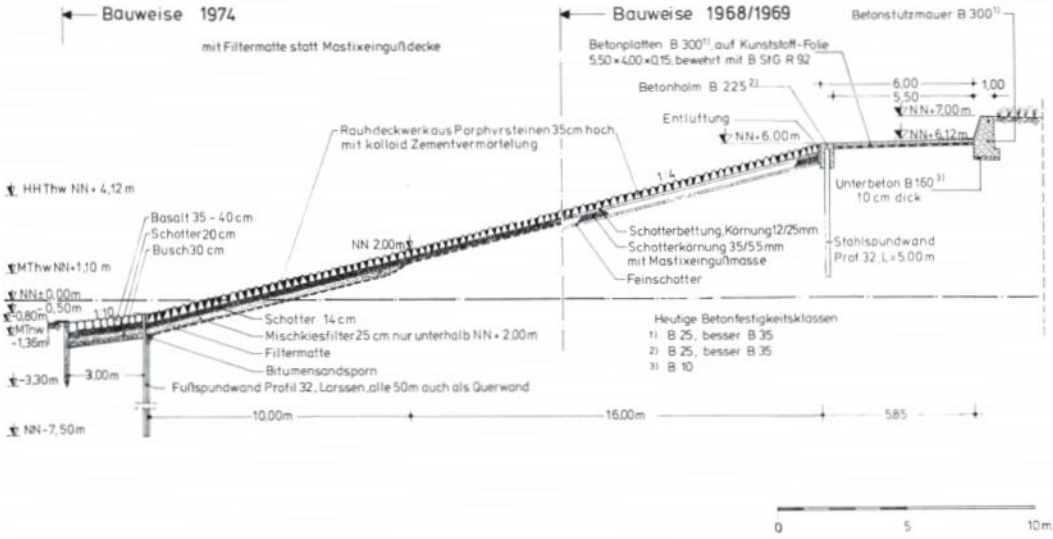
Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

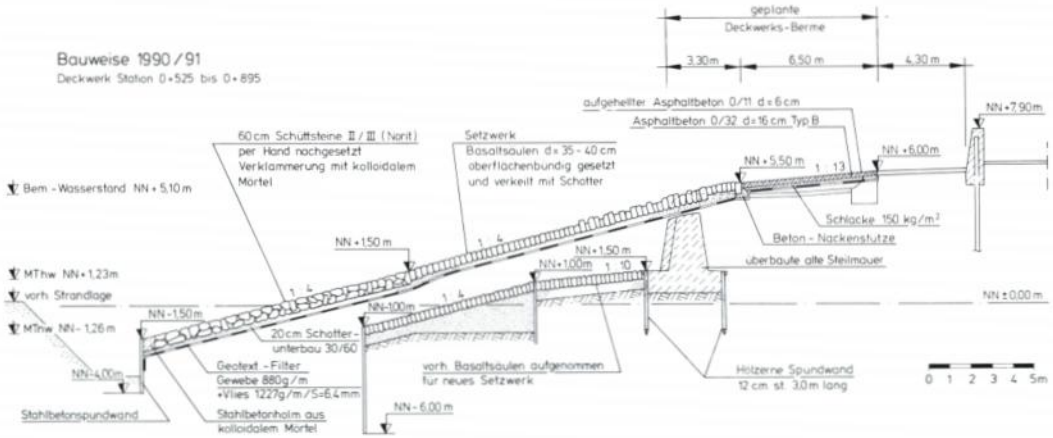
Beispiel 9: Rauhdeckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltvorlage

Lage: Nordstrand Baltrum zwischen Buhne G und N
Beanspruchung: Schwerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1968/69 und 1974
Bauweise: Fußsicherung: Spundwand, davor Basaltsäulenvorlage auf Schotter und Busch, die durch vordere Pfahlreihe gehalten werden
Obere Sicherung: Stahlspundwand und Betonstützwand
Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk aus Porphyr von 35 cm Dicke mit Ausgußbeton auf Schotterbett, 1968/69 Unterlage aus Schotter mit Mastixverguß, 1974 Unterlage aus geotextiler Filtermatte, Entwässerung über Kiesfilter und Dränrohre, Entlüftung durch Rohre.
Beurteilung: Das Deckwerk ist mit der schweren Bauweise und Neigung 1:4 für die schwere Belastung konstruiert. Bisher sind keine Schäden aufgetreten.

Beispiel 10: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß und Basaltsäulenpflaster mit oberen Rauhstreifen

Lage: Nordstrand Baltrum zwischen Buhne B und G
Beanspruchung: Schwerer Seegang
Baugrund: Fein- und Mittelsand
Baujahr: 1990/91
Bauweise: Fußsicherung: Stahlbetonspundwand mit Anschlußeisen zum Ortbetonholm, Oberkante tiefer als niedrigste gemessene Strandlage.
Deckwerksaufbau: Rauhdeckwerk, unten aus Steinsatz, verklammert, auf Schotter, oberhalb NN +1,50 m aus Basaltsäulensetzwerk mit oberem Rauhstreifen auf Schotter zur Wiederverwendung der alten Basaltvorlage; geplante Asphaltbetonberme mit oberer aufgehellter Schicht oberhalb der bisherigen Sicherung aus versackten und z. T. gerissenen Betonplatten; rückwärtig vorhandene Ortbetonplatte;
Obere Sicherung: Stahlspundwand mit aufgesetzter Betonwand.
Beurteilung: Die Neigung ist mit 1:4 der schweren Bauweise und Beanspruchung angepaßt. Die überbaute Steilmauer erlitt 1990 schwere Schäden und mußte ersetzt werden. Sie hat die Ausräumung des Strandes durch Totalreflexion beschleunigt. Darüber hinaus wurde durch explosionsartiges Brechen der Wellen viel Wasser über die Mauer verdriftet.
Nach dem Bau des rauhen Schrägdeckwerks ist die Strandausräumung geringer geworden. Der hochschießende Wasserschwall tritt nicht mehr auf.


Bauweise 1974
mit Filtermatte statt Mastixeingußdecke
Bauweise 1968/1969
Betonstutzmauer B 300 1)
Betonplatten B 300 1) auf Kunststoff-Folie
5,50 × 4,00 × 0,15, bewehrt mit B StG R 92
Betonholm B 225 2)
6,00
5,50
1,00
NN + 7,00 m
NN + 6,12 m
Entlüftung
NN + 6,00 m
Rauhdeckwerk aus Porphyrsteinen 35 cm hoch
mit kolloid. Zementvermörtelung
HH Thw NN + 4,12 m
Basalt 35 - 40 cm
Schotter 20 cm
Busch 30 cm
NN 2,00 m
MThw NN + 1,10 m
NN ± 0,00 m
0,50 m
1,10
0,80 m
MTnw
-1,36 m
-3,30 m
3,00 m
Schotter 14 cm
Mischkiesfilter 25 cm nur unterhalb NN + 2,00 m
Filtermatte
Bitumensandsporn
Fußspundwand Profil 32, Larssen, alle 50 m auch als Querwand
NN -7,50 m
10,00 m
16,00 m
5,85
1:4
Unterbeton B 160 3)
10 cm dick
Schotterbettung, Körnung 12/25 mm
Schotterkörnung 35/55 mm
mit Mastixeingußmasse
Feinschotter
Stahlspundwand
Prof 32, L = 5,00 m
Heutige Betonfestigkeitsklassen
1) B 25, besser B 35
2) B 25, besser B 35
3) B 10
0
5
10 m

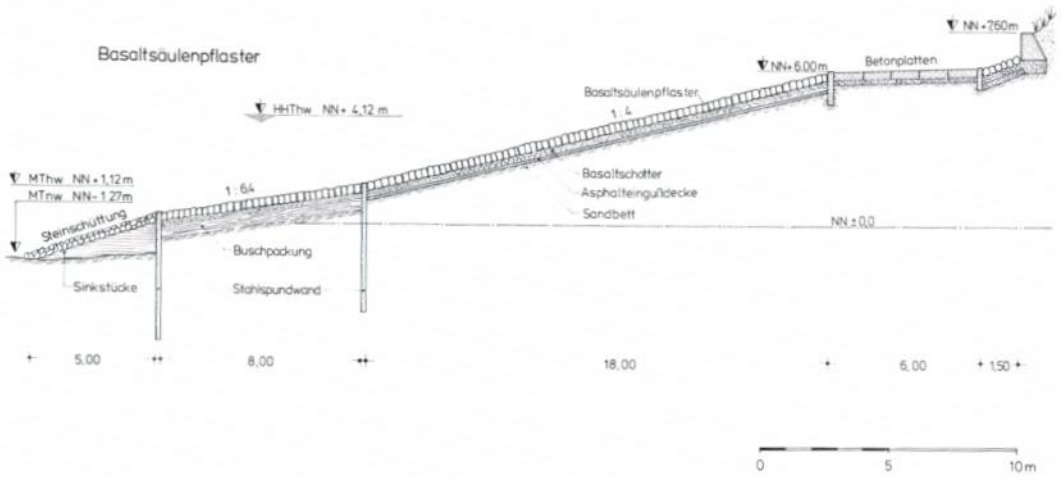

Bauweise 1990 / 91
Deckwerk Station 0 + 525 bis 0 + 895
geplante
Deckwerks-Berme
3,30 m
6,50 m
4,30 m
aufgeheilter Asphaltbeton 0/11 d = 6 cm
Asphaltbeton 0/32 d = 16 cm Typ B
NN + 7,90 m
NN + 6,00 m
NN + 5,50 m
1:3
60 cm Schüttsteine II / III (Norit)
per Hand nachgesetzt
Verklammerung mit kolloidalem
Mörtel
Setzwerk
Basaltsäulen d = 35 - 40 cm
oberflächenbündig gesetzt
und verkeilt mit Schotter
Schlacke 150 kg/m³
Beton - Nackenstütze
überbaute alte Steilmauer
Bem - Wasserstand NN + 5,10 m
NN + 1,50 m
1:4
NN + 1,50 m
NN + 1,00 m
1:10
MThw NN + 1,23 m
vorh. Strandlage
NN ± 0,00 m
NN - 1,50 m
MTnw NN - 1,26 m
NN - 1,00 m
1:4
20 cm Schotter-
unterbau 30/60
NN - 4,00 m
Geotext - Filter
Gewebe 880 g/m
+ Vlies 1227 g/m / S = 6,4 mm
vorh. Basaltsäulen aufgenommen
für neues Setzwerk
Holzerne Spundwand
12 cm st. 3,0 m lang
0 1 2 3 4 5m
Stahlbetonspundwand
Stahlbetonholm aus
kolloidalem Mörtel
NN - 6,00 m

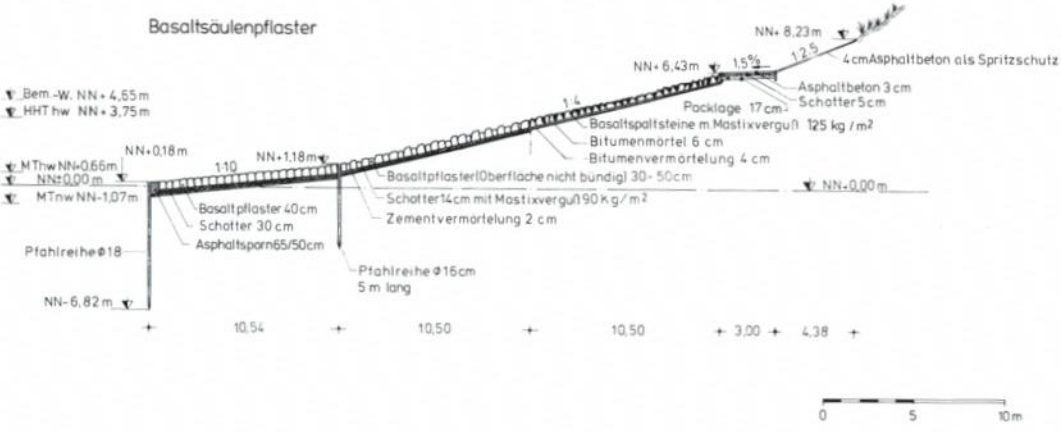
Beispiel 11: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Vorlage

Lage:	Nordstrand der Insel Norderney
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1949 bis 1953 in Abschnitten
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwände mit Steinschüttung und Sinkstücken Obere Sicherung: Betonsporn und in Dünen einbindende senkrechte Abschlußwand Deckwerksaufbau: Basaltsäulenpflaster von 40 cm Dicke auf Basaltschotter mit Asphalteingußdecke
Beurteilung:	Das Deckwerk ist durch den vorgelagerten Strand gegen maximale Beanspruchung geschützt, bisher keine Schäden; die Neigung ist mit 1:4 der schweren Bauweise und Beanspruchung angepaßt.

Beispiel 12: Deckwerk aus Basaltsäulenpflaster mit Verguß und rauher Oberfläche sowie Vorlage

Lage:	Westküste der Insel Sylt
Beanspruchung:	Sehr schwerer Seegang
Baugrund:	Dünensand, darunter Mittel- und Grobsandschichten
Baujahr:	1954
Bauweise:	Fußsicherung: Seeseitig durch Stahlspundwand mit Asphaltsporn am oberen Rand, in 15 m Abstand 3,50 m tiefe Querspundwände zur rückwärtigen Pfahlreihe Deckwerksaufbau: Im unteren Bereich Basaltsäulenpflaster auf Schotter, landseitig der Pfahlreihe bis HHThw Basaltsäulenpflaster auf Asphalteingußdecke und Zementvermörtelung, Fugenverguß mit 75 kg/m^2 Mastix, Gesamtgewicht 1275 kg/m^2. Oberhalb HHThw Basaltsäulenpflaster auf 10 cm Bitumenmörtel mit 125 kg/m^2 Mastix-Fugenverguß und 1030 kg/m^3 Gesamtgewicht
Beurteilung:	Starke Höhenänderungen des Strandes erfordern die tiefe Gründung der seeseitigen Pfahlreihe. Die Aufteilung der 1:10 geneigten Deckwerksfläche in einzelne Felder soll mögliche Schadstellen örtlich begrenzen. Bisher keine Schäden, anschließende Überschlagsicherung und Spritzschutz verhindern auch bei schwersten Sturmfluten eine Hinterspülung des Deckwerks. Sandverluste des Strandes werden durch Sandvorspülungen ersetzt.


Basaltsäulenpflaster
NN+7,60m
NN+6,00m
Betonplatten
Basaltsäulenpflaster
1 : 4
HHThw NN+4,12m
MThw NN+1,12m
MTnw NN-1,27m
1 : 64
Basaltschotter
Asphalteinguldecke
Sandbett
NN±0,0
Steinschuttung
Buschpackung
Sinkstücke
Stahlspundwand
5,00
8,00
18,00
6,00
1,50
0
5
10m


Basaltsäulenpflaster
NN+8,23m
NN+6,43m
1,5%
1:2,5
4cmAsphaltbeton als Spritzschutz
Asphaltbeton 3cm
Schotter 5cm
Packlage 17cm
Basaltspaltsteine m Mastixverguß 125 kg/m²
Bitumenmörtel 6 cm
Bitumenvermörtelung 4 cm
1:4
Bem.-W. NN+4,65m
HHT hw NN+3,75m
NN+0,18m
NN+1,18m
1:10
MThw NN+0,66m
NN±0,00m
MTnw NN-1,07m
Basaltpflaster(Oberfläche nicht bündig) 30-50cm
Schotter14cm mit Mastixverguß 190 kg/m²
Zementvermörtelung 2 cm
NN-0,00m
Basaltpflaster 40cm
Schotter 30 cm
Asphaltsporn65/50cm
Pfahlreihe Ø18
Pfahlreihe Ø16cm
5 m lang
NN-6,82m
10,54
10,50
10,50
3,00
4,38
0
5
10m

Beispiel 13: Deckwerk mit S-Profil, oberem Schrägdeckwerk und Vorlage

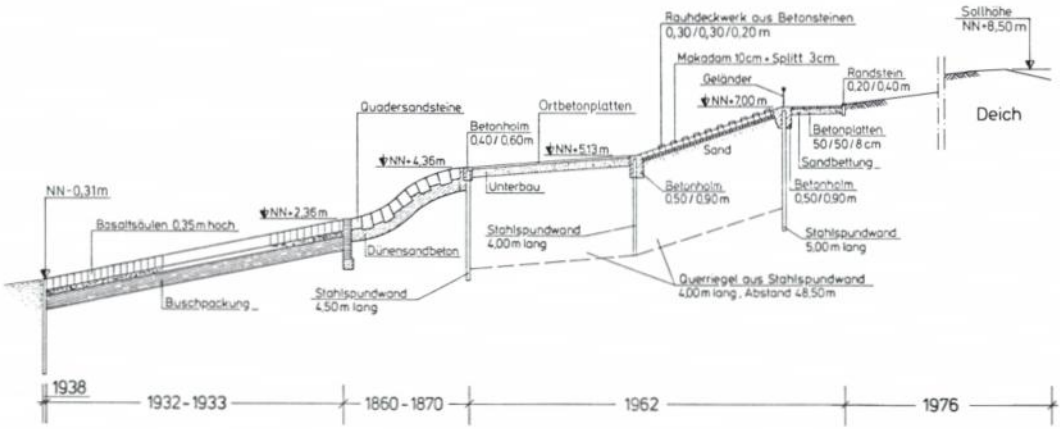
Lage: Westkopf und Nordweststrand der Insel Norderney

Beanspruchung: Schwerer Seegang

Baujahr: S-Profil 1860–1870, neue verbreiterte Vorlage 1932/33 mit Fußspundwand 1938, Bermen und oberes Schrägdeckwerk 1962, rückwärtiger Deich 1976

Bauweise: Fußsicherung: Basaltvorlage auf Buschpackung und Schotterunterbau mit Fußspundwand.
Obere Sicherung: Stahlspundwand hinter Schrägdeckwerk
Deckwerksaufbau: S-Profil aus Sandsteinquadern auf Dünensandbeton, untere Berme (Wandelbahn) aus Ortbetonplatten mit Z-Fugen, von Stahlspundwänden eingefaßt, oberes Schrägdeckwerk aus 20 cm dicken Betonsteinen mit Rauhheitselementen auf Asphaltmakadam und Splitt, obere Berme aus Betonplatten in Sandbettung, Deich mit Kleidecke auf Sandkern. Untere Berme und Schrägdeckwerk durch Querriegel aus Stahlspundwand im Abstand von 48,50 m unterteilt.

Beurteilung: Das Deckwerk ist im Laufe von 130 Jahren mehrfach zu seiner heutigen Form und Abmessung ergänzt worden. Seit 1951 ist zur Fußsicherung und Ermäßigung der Seegangsbelastung bisher siebenmal Sand vorgespült worden (s. Empf. D, Beispiel 1). Abplatzungen an den unteren Sandsteinquadern und regelmäßiger Fugenverguß der Ortbetonberme verursachen erhebliche Unterhaltungsarbeiten. Das Schrägdeckwerk muß als zu leicht angesehen werden und ist auf Teilstrecken bereits durch Seegang zerstört und durch Steinsatz mit Verguß ersetzt worden. Durch erhebliche Sturmflutschäden (1962, 1976) wurde der Bau der oberen Abschnitte jeweils notwendig. Die obere Berme muß zur Vermeidung von Ausspülungen eine filterstabile Unterlage erhalten und so gestaltet werden, daß der Rücklauf des Wellenauflaufschwalls gewährleistet ist.

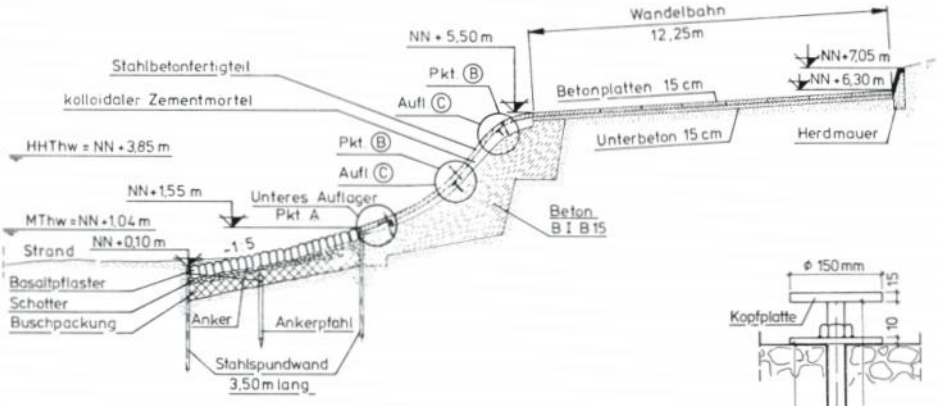

Rauhdeckwerk aus Betonsteinen
0,30/0,30/0,20 m
Sollhöhe
NN+8,50 m
Makadam 10cm + Splitt 3cm
Geländer
NN+7,00 m
Randstein
0,20/0,40 m
Deich
Quadersandsteine
Betonholm
0,40/0,60m
Ortbetonplatten
NN+5,13 m
Sand
Betonplatten
50/50/8 cm
Sandbettung
NN+4,36m
Unterbau
Betonholm
0,50/0,90 m
Betonholm
0,50/0,90 m
NN-0,31m
NN+2,36 m
Basaltsäulen 0,25 m hoch
Dünensandbeton
Stahlspundwand
4,00 m lang
Stahlspundwand
5,00 m lang
Buschpackung
Stahlspundwand
4,50 m lang
Querriegel aus Stahlspundwand
4,00 m lang, Abstand 4,50 m
1938
1932-1933
1860-1870
1962
1976

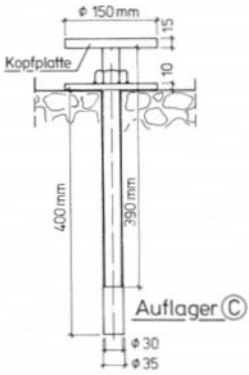
Beispiel 14: Deckwerk mit S-Profil – saniert durch Stahlbetonschalen – und Vorlage

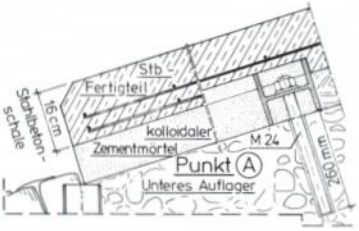
Lage:	Weststrand der Insel Borkum
Beanspruchung:	Schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1884 bis 1896, Instandsetzung 1954 bis 1960, S-Profil-Sanierung 1990/91
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwand, Sinkstück aus Busch mit 40 cm dickem Basaltpflaster Obere Sicherung: Herdmauer aus Beton Deckwerksaufbau: Colcrete-Vermörtelung der Schale aus Resten der alten Schutzmauer, obere Berme aus Betonplatten 150 cm × 150 cm × 15 cm auf Unterbeton von 15 cm Dicke. Sanierung des S-Profils durch vorgesetzte Stahlbetonschalen mit dauerelastischer Fugendichtung und Betonverguß des Hohlraums [108, 115].
Beurteilung:	Sinkstückvorlage und S-Profil-Deckwerk haben den Beanspruchungen standgehalten. Die Pflasterabdeckung der oberen Berme wurde infolge Rißbildung durch Brecher in schweren Sturmfluten zum Teil zerschlagen. Eine vollkommene Sicherheit gegen Hinterspülung ist aufgrund der nach heutigen Gesichtspunkten verhältnismäßig steilen Neigung nicht immer gegeben. An der S-Profil-Sanierung sind bisher keine Mängel erkennbar.

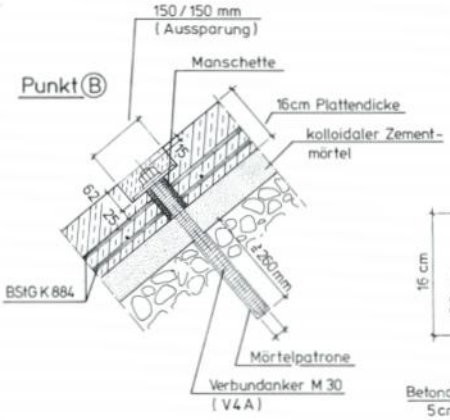
Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541













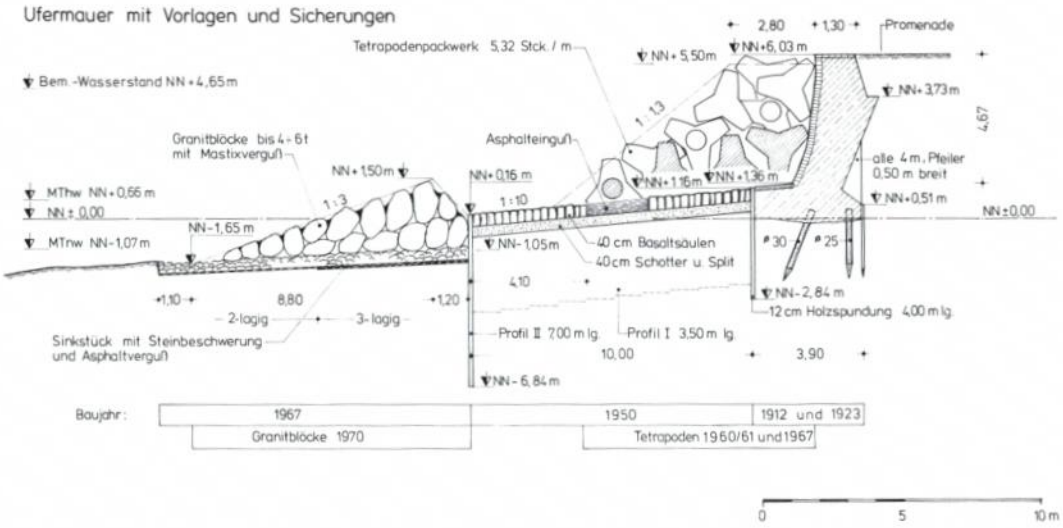
Beispiel 15: **Strandmauer mit Formkörper-Packwerk und Vorlage**

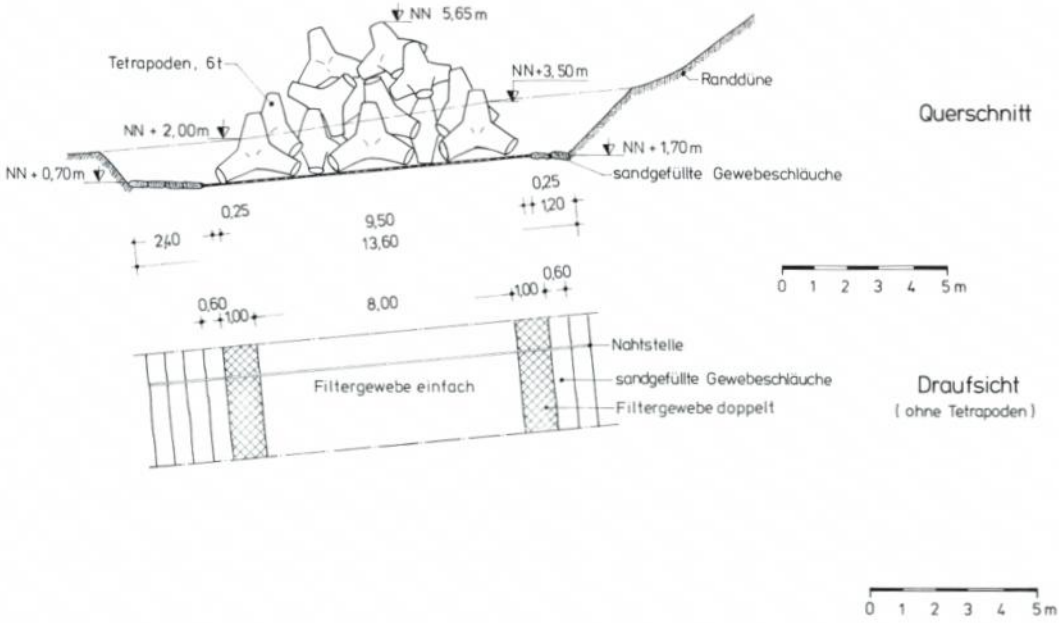
Lage:	Westküste der Insel Sylt – Ufermauer Westerland
Beanspruchung:	Sehr schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsandschichten
Baujahr:	1912/1923, 1950, 1960/61, 1967 und 1970
Bauweise:	Schwergewichtsmauer mit Vorlage aus Basaltsäulen auf Grandbettung mit seeseitiger Spundwand, davor weitere Vorlage aus mastixverklammerten schweren Granitblöcken auf mehrlagigem Sinkstück. Auf der Basaltpflasterung vor der Strandmauer Tetrapoden-Packwerk mit 6 t Einzelgewicht, seeseitige Tetrapodenreihe zur Sicherung gegen Gleiten in die Unterlage eingebunden
Beurteilung:	Durch das große Eigengewicht und durch die gute Verzahnung bleiben die Tetrapoden auch bei schwerster Brandung im Verband liegen. Die äußere Fußvorlage kann sich begrenzter Erosion anpassen. Funktionell vermindern die Tetrapoden den Brandungsschlag gegen die Strandmauer und begrenzen die Wellenreflexion. Schwere Sturmfluten verursachen Rammstöße der Tetrapoden gegen die Strandmauer; zwischen Tetrapoden und zu schützendem Bauwerk sollte daher ein Zwischenraum vorgesehen werden. Die ständigen Verstärkungen bis in den Vorstrandbereich zeigen, daß die Küstenerosion durch ein solches Bauwerk nicht aufgehalten, sondern nur in eine vertikale Erosion beschränkt werden kann. Seit 1972 erfolgt die Sicherung dieses Bereichs mit Strandvorspülungen. Das Bauwerk hat noch eine Sicherungsfunktion für die Promenade.

Beispiel 16: **Tetrapoden-Längswerk auf Unterlage** (s. a. Abb. E 58)

Lage:	Westküste der Insel Sylt
Beanspruchung:	Sehr schwerer Seegang
Baugrund:	Fein- und Mittelsande
Baujahr:	1962, 1967 und 1968
Bauweise:	1. und 2. Bauabschnitt auf dem Sandplanum mit Bongossimatte als Unterlage für zweilagige Mastix-Eingußdecke verlegt. Zur Sicherung gegen Unter- und Hinterspülung Verbreiterung seeseitig um 5 m und landseitig um 2 m. Die seeseitige Tetrapodenreihe bindet in die Fußsicherung ein. Im 3. Bauabschnitt Sohlsicherung durch Nylongewebe, see- bzw. landseitiger Abschluß aus sandgefüllten Schläuchen von insgesamt 2,40 m bzw. 1,20 m Breite. Tetrapoden-Längswerke mit Einzelgewichten von 6 t, i. M. 4,8 Stück/m, seeseitige Neigung 1 : 1
Beurteilung:	Eigengewicht und Verzahnung der Tetrapoden gewährleisten auch bei schwerster Brandung stabile Lage. Die Tetrapodenwälle sollen als Übergang zwischen massiven Küstenschutzbauwerken die Lee-Erosion im unmittelbaren Anschluß an die bestehenden Bauwerke vermindern. Sie bewirken ihrerseits ebenfalls Lee-Erosion an ihren Enden. Erosionsverluste werden durch Sandvorspülungen ausgeglichen. Bei Strandabtragungen sackt die Konstruktion wegen des hohen Flächendrucks (3,6 t/m^2) ab.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541





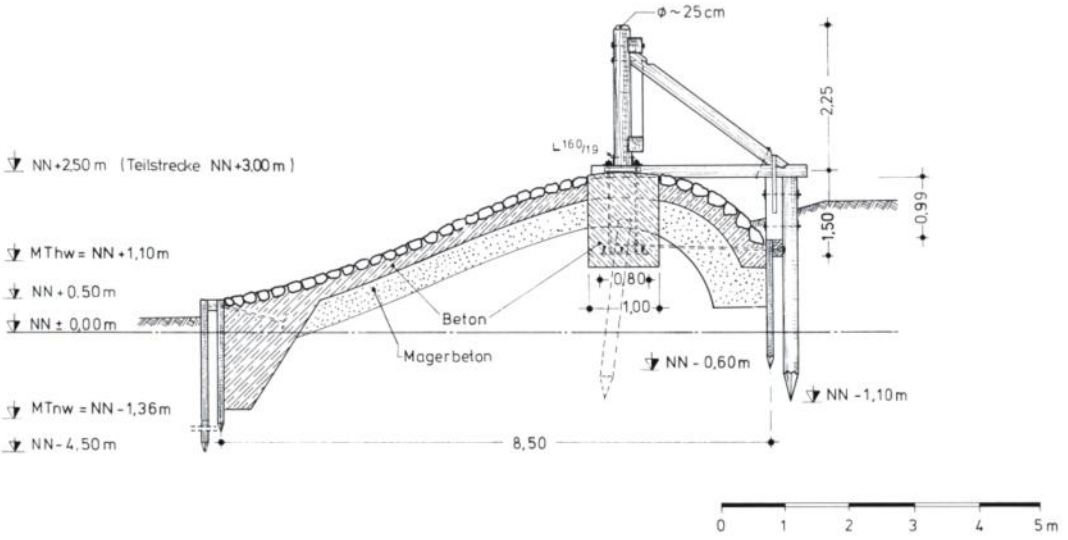
Beispiel 17: **Pfahlschutzwerk auf Betonunterbau** (s. a. Abb. E 61)

Lage:	Südweststrand der Insel Baltrum
Beanspruchung:	Mittlerer Seegang
Baugrund:	Stark schluffiger Fein- und Mittelsand
Baujahr:	1883, Umbau 1931, Erneuerung der Holzteile mit Stahlverbindungen um 1990
Bauweise:	Fußsicherung: Pfahlreihen see- und landseitig Deckwerksaufbau: In Betonkörper verankerte Pfähle von 2,25 m Länge, die nach hinten durch Joche abgestützt sind
Beurteilung:	Das ursprünglich den ganzen Westkopf von Baltrum umgebende Pfahlschutzwerk ist bis auf den Südwestteil inzwischen durch massive Deckwerke ersetzt worden. Das Pfahlwerk wirkt als Wellenbrecher, ohne den Durchtritt des Wassers und damit die Ausbildung von Längsströmungen zu verhindern. Durch die Leelage im Südwesten der Insel sind stärkere Schäden bisher kaum eingetreten.

Beispiel 18: **Deckwerk aus Natursteinen**

Lage:	Östlich von Heiligendamm bis zur Jemnitz-Schleuse/Ostsee
Beanspruchung:	Starker Seegang, Brandung
Baugrund:	Grober Sand, Geröll
Baujahr:	1967, 1969/70
Bauweise:	1. Ausführung: Natursteindeckwerk Filteraufbau Die „Schwergewichtsbauweise" verlangt die Stabilität des Einzelsteines durch sein Eigengewicht und damit 1,5 t Steine in der Decklage. Im Filteraufbau werden große Lagenstärken und ein aufwendiger Gesamtaufbau (Unterbau/Decklage) erforderlich. 2. Ausführung: Natursteindeckwerk mit Geotextil-Asphalt-Unterbau Polyäthylenbahn und Asphaltmatten schaffen dichten, flächenhaften Unterbau und reduzieren damit den Baukörper. Auch die Decklagenstärke kann weiter vermindert werden, was hier noch nicht praktiziert wurde
Beurteilung:	Der massive Bauwerkstyp entspricht den Belastungsverhältnissen (Mittelwasser am Bauwerksfuß; steile Schorrenneigung). Starke Setzungen oder Umlagerungen der Steine sind bisher nicht beobachtet worden. Die Kronenhöhe des Dünendeichs ist für den Bemessungswasserstand zu niedrig; das „Schluckvermögen" des Natursteindeckwerkes reduziert den Wellenauflauf nicht ausreichend.

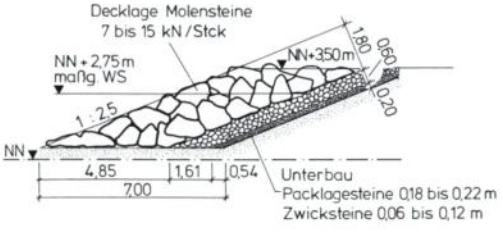
Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



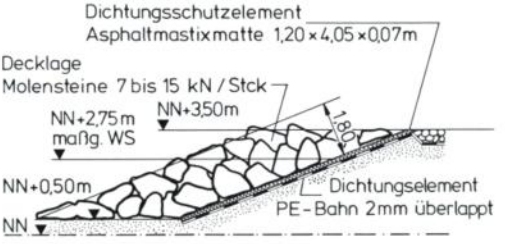




1. Ausführung



2. Ausführung

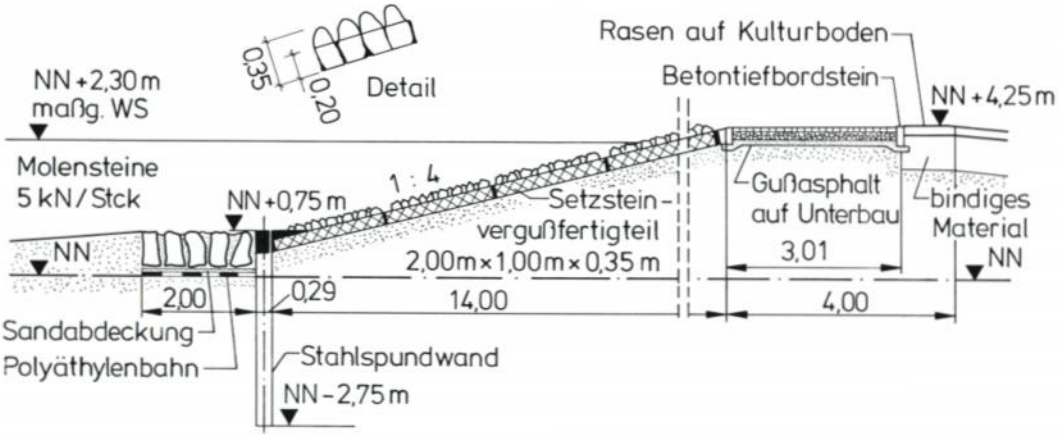


Beispiel 19: Deckwerk aus Steinsatz mit Verguß, verlegt als vorgefertigte Teilflächen

Lage:	Vor der Ortschaft Vitte auf der Insel Hiddensee/Ostsee
Beanspruchung:	Seegang, Brandung
Baugrund:	Sand
Baujahr:	1972–1978
Bauweise:	Fußsicherung: Stahlspundwand mit Steinvorlage auf Polyäthylenbahn Kronensicherung: Gußasphaltabdeckung auf Schotterunterbau Deckwerk auf Böschung: Auf horizontaler Fertigungsfläche wurden aus Steinen mit 35 cm Kantenlängen und Asphaltmastixverguß Fertigteile 2,00 × 1,00 × 0,35 m^3 hergestellt und auf die Böschung des sandigen Dünendeichkörpers verlegt; Fugen wurden auf der Böschung mit Asphaltmastix vergossen
Beurteilung:	Das Deckwerk legt die Verteidigungslinie für die unmittelbar hinter dem Dünendeich liegende Ortschaft fest. Der negative Sedimenthaushalt mit der durch Küstenrückgang gekennzeichneten Uferlinie macht künstliche Sandzufuhr erforderlich (s. Empf. D, Abschn. 8, Beispiel 6) Konstruktiv hat das Deckwerk den mittleren Belastungen entsprochen; Beanspruchungen gemäß Bemessungsbedingungen sind bisher nicht aufgetreten.

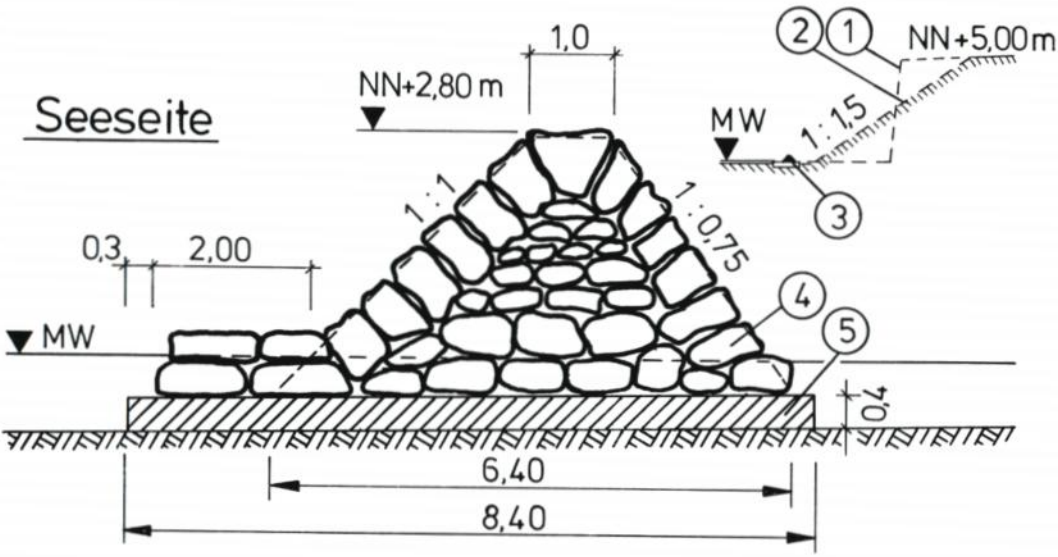

TERRA TIEFBAU KG




0,35
0,20
Detail
NN +2,30 m
maßg. WS
Molensteine
5 kN / Stck
NN +0,75 m
1 : 4
Setzstein-
vergußfertigteil
2,00 m × 1,00 m × 0,35 m
Rasen auf Kulturboden
Betontiefbordstein
NN +4,25 m
Gußasphalt
auf Unterbau
bindiges
Material
NN
3,01
NN
2,00
0,29
14,00
4,00
Sandabdeckung
Polyäthylenbahn
Stahlspundwand
NN -2,75 m

Beispiel 20: Steindamm auf Faschinensenkstücken

Lage:	Hucke, westl. Ufervorsprung des Inselkernes Dornbusch auf der Insel Hiddensee/Ostsee
Beanspruchung:	Starker Seegang, Brandung, Eis
Baugrund:	Mergel; Sand auf Mergel
Baujahr:	1937–1940
Bauweise:	Fußsicherung: Horizontale Steinvorlage von 2 m Breite auf Senkstücken sowie in 80- bis 100-m-Abständen Steinbuhnen auf Senkstücken gegen Längsströmung und Erosion Steindammaufbau: Auf Faschinensenkstücken wurden Findlinge für die untere Lage und für den Kern des Dammes eingebaut. Sorgfältig ineinandergefügt wurden die lagerhaft gebrochenen Granitsteine zu „gewölbeartigen" Böschungs- und Kronenabdeckungen. Alle Hohlräume und Fugen sind unvergossen
Beurteilung:	Die beabsichtigte Festlegung des Ufervorsprungs Hucke wurde erreicht, jedoch trat verstärkter Rückgang südlich des Steindammes auf. Konstruktiv befindet sich der Damm in gutem Zustand. Nur wenige Stellen zeigen Fugenverbreiterungen im kronen- und seeseitigen Böschungsbereich. Hier sind Vertiefungen am Fuß die Ursache.

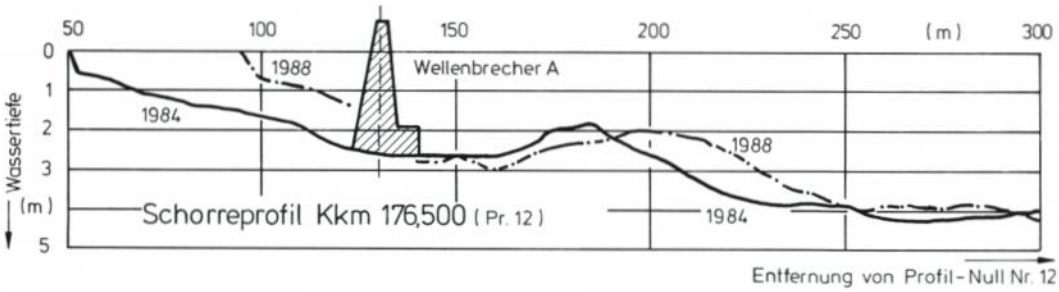

Seeseite
1,0
NN+2,80 m
MW
1 : 1
1 : 0,75
0,3
2,00
MW
2
1
NN+5,00 m
1 : 1,5
3
4
5
0,4
6,40
8,40

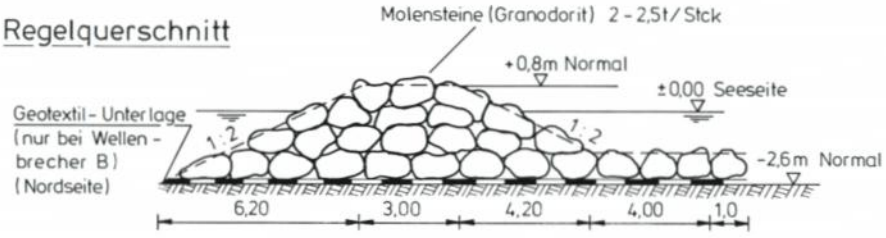
Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Beispiel 21: **Ufernaher Wellenbrecher** (s. a. Abb. E 62 u. 63)

Lage:	Wellenbrecherpaar etwa 100 m vor dem Ufer bei Wustrow/Fischland an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern
Beanspruchung:	Starker Seegang, Brandung, Strömung, Eis
Baugrund:	Sand auf Mergel
Baujahr:	1985/86
Bauweise:	Wellenbrecher in Schwergewichtsbauweise aus gebrochenen Natursteinen (Granodiorit) von 2,2 bis 2,5 t Einzelgewicht Gleichmäßiger Baukörper ohne erhöhte Dichtigkeit im Kern. Vorrangig direkt auf dem Meeresbogen errichtet; nur versuchsweise Unterlage aus Geotextil bei Wellenbrecher B (s. Abb. E 63) Fußsicherung: Horizontale Steinvorlage von 5 m Breite in Richtung See sowie an den Bauwerksenden aus gleichem Natursteinmaterial
Beurteilung:	Die Bauwerke erreichen die notwendige Wellendämpfung bei mittlerem und starkem Seegang sowie bei mittleren und hohen Wasserständen. Das Seegangsregime im Bauwerksumfeld wird nach Größe und Anlaufrichtung umgeformt und damit die Sedimentakkumulation ausgelöst Das Riff seewärts der Wellenbrecher wurde wenig beeinflußt. Im Bereich der Öffnung zwischen den Wellenbrechern ist die Uferlinie stabil. Im Norden (sog. Leebereich) schaffen ein Buhnensystem und Aufspülungen den Übergang in das ungeschützte Steilufer. Seegang und Eis führten zu einer Kronenhöhenabnahme von 1 bis 2 dm. Die verminderte Wellendämpfung wird durch die zunehmende Mitwirkung der Tombolofläche ausgeglichen.


20143


50
100
150
200
250
(m)
300
0
1
2
3
(m)
5
Wassertiefe
1988
Wellenbrecher A
1984
1988
Schorreprofil Kkm 176,500 (Pr. 12)
1984
Entfernung von Profil-Null Nr. 12


Regelquerschnitt
Molensteine (Granodorit) 2 - 2,5t/Stck
+0,8m Normal
±0,00 Seeseite
Geotextil-Unterlage
(nur bei Wellen-
brecher B)
(Nordseite)
1:2
1:2
-2,6m Normal
6,20
3,00
4,20
4,00
1,0

7. Schriftenverzeichnis und Normen

Asphalt – Beton – Geotextilien: Normen – Merkblätter – Richtlinien – Lieferbedingungen

[1] DIN 1995: Bituminöse Bindemittel für den Straßenbau.
[2] DIN 52001 bis DIN 52050: Prüfung bituminöser Bindemittel.
[3] DIN 1996: Prüfung bituminöser Massen für den Straßenbau und verwandte Gebiete, Teil 1–19.
[4] FG Straßenwesen: Technische Lieferbedingungen für bituminöse Sonderbindemittel. Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Köln.
[5] TL MIN 78: Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau. FG für das Straßenwesen, Köln.
[6] BAW: Eignung von Bitumensand als Filterlage in Uferschutzdeckwerken. Vorabstellungnahme der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1976 (unveröffentlicht).
[7] MNA: Merkblatt für das Herstellen von Nähten und Abschlüssen in Verkehrsflächen aus Asphalt. Forschungsges. f. d. Straßen- und Verkehrswesen, Köln, Ausg. 1989, FGSV 747.
[8] DAV-Leitfaden Schichtenverbund – Nähte – Anschlüsse. Deutscher Asphaltverband (DAV) eV, Offenbach/Main, 1988.
[9] Forschungsges. f. d. Straßenwesen: Div. Schriften zu Asphalt und Beton im Straßenbau.
[10] DIN 1045: Beton und Stahlbetonbau; Bemessung und Ausführung.
[11] DIN 18551: Spritzbeton-Herstellung und Prüfung.
[12] Erläuterungen zur DIN 18551: Spritzbeton-Herstellung und Prüfung, Beton, H. 9, 1975.
[13] Merkblatt Faserspritzbeton. Beton, H. 2, 1977.
[14] ZTV Beton 78: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton – Ausgabe 1978 einschl. 2. Änderung bzw. Ergänzungen – Ausgabe 1982.
[15] TVT 72: Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Tragschichten im Straßenbau.
[16] TVV 74: Technische Vorschriften und Richtlinien für die Ausführung von Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen im Straßenbau.
[17] Richtlinien für die Herstellung und Verarbeitung von Fließbeton. Beton, H. 9, 1974.
[18] Merkblatt für Deckwerksteine aus Beton für den Uferschutz. Beton, H. 12, 1967.
[19] Underwater Concrete. Heron 1973, Vol. 19, No. 3.
[20] Uferschutzwerke aus Beton. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 38, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 1971.
[21] Vorläufiges Merkblatt für Bodenverfestigung mit Zement im Wasserbau. Veröffentl. in Beton, H. 1, 1978.
[22] Richtlinien für die Herstellung und Verwendung von Betonpflastersteinen im Straßenbau. FG für das Straßenwesen, 1961.
[23] DVWK-Merkblätter 221/1992: Anwendung von Geotextilien im Wasserbau. Verl. Paul Parey, Hamburg u. Berlin.

Schriften:

[24] Abromeit, H.-U., Aster, D.: Ein Deckwerk aus konischen Betonsäulen bei einer teilgeböschten Ufereinfassung im Schutzhafen Borkum. Hansa 128, 1–2, S. 99–101, 1991.
[25] BAW: Vorläufige Richtlinien für Prüfung und Bemessung von geotextilen Filtern im Verkehrswasserbau, Karlsruhe, 1975 u. 1977.
[26] Bischoff van Heemskerk: Wasserspannungen unter Asphaltdeckwerken von Deichen. Wasser und Boden, H. 5, 1963.
[27] BMV: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Bundesminister für Verkehr, Bonn, Verkehrsblatt, H. 16, 1976.
[28] Brösskamp, K.-H. et al.: Seedeichbau, Theorie und Praxis. Vereinigung der Naßbaggervereinigungen e.V., Hamburg, 1976.
[29] Brux, G.: Sonderverfahren im Wasserbau. Beton 26, H. 4, 1976.
[30] CERC: Coastal Engineering Research Center. Shore Protection, Planning and Design, Washington, 1966.
[31] CERC: Coastal Engineering Research Center. Shore Protection Manual, Washington, 1973.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

[32] Davidenkoff: Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35, 1973.
[33] Delft Hydraulics Laboratory, Report 568: Remmende invloed op golfoploop door ribbels op gesloten dijkbekleding (Reduction of wave run-up due to ribs on impermeable dike facing). 1957.
[34] Dette, H.-H.: Grundsätzliche Betrachtung über die Bemessung und Ausbildung von geneigten Wellenbrechern. Mitt. des Leichtweiß-Inst., Tu Braunschweig, H. 42, 1974.
[35] Dt. Ges. für Erd- und Grundbau: Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau. Empfehlungen des AK 14. Schriften des Dt. Verb. für Wasserwirtschaft u. Kulturbau, H. 76, Verl. Paul Parey, Hamburg u. Berlin 1986.
[36] EAAW 1983: Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau – EAAW 83, 4. Ausgabe (Dt. Ges. für Erd- und Grundbau, Essen, AK 8b), 1983.
[37] EAK 1981: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken. Empf. des Ausschusses Küstenschutzwerke der Dt. Ges. für Erd- und Grundbau und der Hafenbaut. Ges. Die Küste, H. 36, 1981.
[38] EAU 1990: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen", 8. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1990.
[39] EUV 1990: Empfehlungen für Verklammerung und Sohlensicherungen. Arbeitskreis Verklammerung und Vollverguß. Hg. Bauberatung Zement, Verlag Rautenberg, Leer, 1990.
[40] Erchinger, H. F.: Schutz sandiger Küsten in Abhängigkeit vom Schutzdünen-Strand-Profil. Die Küste, H. 27, 1975.
[41] Erchinger, H. F.: Strandaufspülungen als aktiver Küstenschutz vor Schutzwerken und Dünen auf Norderney und Langeoog. Die Küste, H. 43, 1986.
[42] Erchinger, H. F.: Ausbau des Wittmunder Außentiefs mit Leitdamm aus vorgefertigten Betonteilen. Hansa 126, S. 473–447, 1989 sowie Jb. der HTG, Bd. 44, 195–202, 1989.
[43] Erchinger, H. F. u. Snuis, G.: Kunststoffgewebeschläuche im Küstenwasserbau. Wasser und Boden, H. 1, 1971.
[44] Franke, E.: Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Bauingenieur, H. 1, 1972.
[45] Franke, E.: Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen. Die Küste, H. 29, 1976.
[46] Franzius, L.: Wirkung und Wirtschaftlichkeit von Rauhdeckwerken im Hinblick auf den Wellenauflauf. Mitt. des Franzius. Inst., TU Hannover, H. 25, 1965.
[47] Führböter, A.: Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitt. des Franzius-Inst., TU Hannover, H. 28, 1966.
[48] Führböter, A.: Geotextile and Granular Filters underneath Concrete Block Revetments – A Comparison of Uplift Characteristics. Proc. 2nd Int. Symposium on Wave Research and Coastal Engineering, S. 185–204, Hannover, 1988.
[49] Führböter, A.: Wellenbelastungen von Deich- und Deckwerksböschungen. Jb. der Hafenbautechn. Ges., 46. Bd., 1991.
[50] Führböter, A. u. Manzenrieder, H.: Über Wellenwirkungen auf wassergefüllte Hohlräume. Bauingenieur, 56 Jg. (10), 379–390, 1981.
[51] Führböter, A., Manzenrieder, H. u. Dette, H. H.: Wave Forces in a Water-Filled Cavity under a Flat Offshore Foundation. Int.- Symposium „Engineering in Marine Environment", Brügge 2.123–1.130, 1982.
[52] 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.
[53] Führböter, A. u. Witte, H.-H.: Wellenbelastung an Seedeichen – Strömungsgeschwindigkeiten beim Wellenauflauf auf einer Böschung der Neigung 1:n = 1:6. Jb. der Hafenbautechn. Ges., 44. Bd., 1989.
[54] Fülscher: Über Schutzbauten zur Erhaltung der Ost- und Nordfriesischen Inseln. Zeitschr. f. Bauwesen, 1905.
[55] Gaye, J. u. Walther, F.: Die Wanderung der Sandriffe vor den Ostfriesischen Inseln. Die Bautechnik, H. 41, 1935.
[56] Gerhard, P. et al.: Handbuch des Deutschen Dünenbaues. Berlin, 1900.
[57] Grabe, W.: Mechanische und hydraulische Eigenschaften von Geotextilien. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 56, 1983.

[58] Gripp, K.: Ursachen und Verhinderung des Abbruchs der Insel Sylt. Die Küste, Jg. 14, H. 2, 1966.
[59] Grundbau-Taschenbuch. Verl. Ernst & Sohn, Berlin.
[60] Hallauer, O.: Technische Eigenschaften von Sand-Zement-Schüttsteinen für den Wasserbau. Beton, H. 9, 1977.
[61] Heerten, G.: Geotextilien im Wasserbau – Prüfung, Anwendung, Bewährung –. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 52, 1981.
[62] Hibben, H. A.: Die Schutzbauten auf der Insel Borkum. Die Bautechnik, H. 53, 1935.
[63] Hundt, C.: Die Abbruchursachen an der Nordwestküste des Ellenbogens auf Sylt. Die Küste, Jg. 6, H. 2, 1957.
[64] Jacobsen, P. R. u. Nielsen, A. H.: Experiments with Sandfilled Flexible Tubes. Proc. Int. Conf. on Costal Eng., Washington DC, 1970.
[65] Kerkhoven, R. E.: Die Weiterentwicklung des Baustoffes Asphalt im holländischen Wasserbau. Bitumen, H. 1, Jg. 29, 1967.
[66] Kniess, H. G.: Bemessung von Schüttstein-Deckwerken im Verkehrswasserbau. Teil 1: Lose Steinschüttungen. Mitteilungsblatt d. BAW, Karlsruhe, Nr. 42, 1977.
[67] Kramer, J. u. Janssen, Th.: Deichbau an der ostfriesischen Küste unter Anwendung von Asphaltbauweisen. Bitumen, H. 3, 1976.
[68] Krüger, W.: Die heutige Insel Wangerooge, ein Ergebnis des Seebaus (in: Wangerooge, wie es wurde, war und ist). Bremen, 1929.
[69] Küstenausschuss Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe Küstenschutz. Die Küste, Jg. 4, 1955.
[70] Lamprecht, H.-O.: Uferveränderungen und Küstenschutz auf Sylt. Die Küste. Jg. 6, H. 2, 1957.
[71] Lamprecht, H. O.: Betonfertigteile im Wasserbau. Betonsteinzeitung, H. 12, 1962.
[72] Lorenzen, J. M.: Hundert Jahre Küstenschutz an der Nordsee. Die Küste, Jg. 3, H. 1/2, 1954.
[73] Löwenberg, H.: Fließbeton als neue Anwendungsmöglichkeit im Straßenbau. Straße + Autobahn, H. 6, 1977.
[74] Luck, G.: Untersuchungen der Forschungsstelle Norderney über die Dünenabbrüche auf der ostfrieswischen Insel Langeoog. Die Küste, H. 25, 1974.
[75] Lüders, K., Führböter, A. u. Rodloff, W.: Neuartige Dünen- und Strandsicherung im Nordwesten der Insel Langeoog. Die Küste, H. 23, 1972.
[76] Lüders, K., Liese, R. u. Kramer, J.: Die Sturmflut vom 16./17. Februar 1962. Die Küste, Jg. 10, H. 1, 1962.
[77] Marotz, Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Mitt. des Inst. für Wasserirtschaft, Grundbau und Wasserbau der TH Stuttgart, H. 2, 1964.
[78] Messenburg, S.: Recycling von altem Deckwerksmaterial. Hansa, 128, 3–4, S. 207–209, 1991.
[79] Mürdel, D.: Bau von Asphaltbetondeckwerken am Westkopf Wangerooges und deren Bewährung. Bitumen 41, H. 5, S. 136–139, 1979.
[80] Nagai, S.: Pressures of standing waves on vertical wall. Proc. ASCE 93, WW 1, 6408, 1696.
[81] Peper, G.: Die Entstehung und Entwicklung der Inselschutzwerke auf Norderney mit besonderer Berücksichtigung der Bauten der letzten Jahre. Neues Archiv für Niedersachsen, H. 3, 1955/56.
[82] Pilon, J. J.: Wellenbremsende Konstruktionen bei Uferdeckwerken in Asphaltuweise in Holland und ihre wirtschaftliche Bedeutung. Bitumen, H. 3, 1960.
[83] Prang, R.: Hochverdichtungsbohle der ABG. Die Asphaltstraße H. 8, S. 22–26, 1989.
[84] Ragutzki, G.: Beitrag zur Ermittlung der Filterwirksamkeit durchlässiger Kunststoffe. Jahresb. 1973, Band XXV der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney, 1974.
[85] Raudkivi, A. J.: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt im Rück- und Ausblick. in: Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt. Herausg. vom Bundesminister für Forschung und Technologie, Statusseminar 1991.
[86] Rieder, K.: Folgerungen aus Untersuchungen über Küstenschutzprobleme auf Sylt. Die Küste, Jg. 6, H. 2, 1957.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

[87] SAG: Analogietechnik im Küstenschutz: Innenprobleme bei dichten Böschungsbefestigungen scharliegender Hochwasserschutzanlagen an der Ostseeküste. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 5, 1970.
[88] SAATHOFF, F.: Untersuchungen zum Langzeit-Filterverfahren von Geotextilien. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 65, 1987 II.
[89] SAATHOFF, F.: Prüfungen an Geotextilien. Mitt. des Franzius-Inst. der Univ. Hannover, H. 68, 1989.
[90] SCHIJF, J. B.: Generalities on Coastal Processes and Protection. Jr. of the Waterw. and Harb. Div., Proc. ASCE, 1959.
[91] SCHÖNIAN, E. und SOMMER, P.: Spannungen und Verformungen in Asphaltdeckwerken unter Wellenbeanspruchungen am Beispiel Eiderabdämmung. Wasserwirtschaft 62, H. 7, 1972.
[92] SCHÖNIAN, E.: Asphaltdeckwerke für den Bau des Eiderdammes. Bitumen 34, H. 4, S. 89–95, 1972.
[93] SCHÖNIAN, E.: Neue Bauweisen im holländischen Seewasserbau. Bitumen, H. 1, 1976.
[94] SCHÖNIAN, E. u. Visser, W.: Ein neues Asphaltschiff für Unterwasserarbeiten. Bitumen 31, H. 3, 1969.
[95] SCHÖNIAN, E.: Bitumensand beim Neubau eines Außenhafens in Zeebrugge, Belgien. Bitumen 41, H. 2, S. 54–55, 1979.
[96] SCHÖNIAN, E.: Erfahrungen mit Asphaltdeckwerken – Sanierung und Verbesserte Ausbildung von Nähten. Hansa 126, H. 7, S. 478–483, 1989.
[97] SCHULTZE, E.: Verkehrswasserbau, Küsten- und Wasserstraßen. Hafenbau. 5. Auflage, TH Aachen, 1973.
[98] SWILDERS, JELGERHUIS, J. C.: Remmende invloed op golfoploop door ribbels op gesloten dijkbekleding (Reduction of wave run-up due to ribs on an impermeable dike facing). De Ingenieur, 69, Nr. 29, 1957.
[99] Technical advisory committee on waterdefences: the use of asphalt in hydraulic engineering. Rijkswaterstaat communications No. 37. The Hague, 1985.
[100] TERZAGHI, PECK: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer Verlag, Berlin 1961.
[101] VISSER, W., PEUTZ, M. G. F.: Stresses in dike revetments under wave attack. Unveröffentlichter Report No. M 51/70 des Koninkijlke/Shell-Laboratorium, Amsterdam.
[102] VISSER, W., CLAESSESN, A. I. M.: Asphalt rules the Dutch waves. National Asphalt Pavement Association (NAPA) convention, New Orleans, 1975.
[103] VOORLOOPIG RAPPORT: Rijkswaterstaat, Direction Waterhuishouding en Waterbeweging. Arbeitsgruppe „Geschlossene Abdeckungen von Deichböschungen". Hrsg. v. d. DGEG e.V., Essen, 1961.
[104] WEHNER, TH.: Zur Dimensionierung von Asphaltbeton-Deckschichten unter Wellenbeanspruchung. Wasser und Boden 41, H. 10,S. 622–628, 1989.
[105] WEISS, D.: Sicherungsmaßnahmen an Flach- und Steilküsten der DDR-Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern. Mitt. der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser und Grundbau, 54, Berlin 1989.
[106] WEISS, D.: Die Wellenbrecher vor WustroW/Fischland. Seewirtschaft, H. 5, 1990.
[107] WEISS, D.: Küstenschutzbauwerke an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern. Wasser und Boden, H. 1, S. 17–26, 1991.
[108] WEITZEL, H.: Strombau und Inselschutz in: Im Dienste der Schiffahrt 175 Jahre staatlicher Wasserbau in Emden, Hrsg. Wasser- und Schiffahrtsamt Emden, 1990.
[109] WIEGEL, R. C.: Oceanographical Engineering. Englwood Cliffs. N.J., Pentrice Hall Inc., 1964.
[110] WITTE, H.-H.: Die Schutzarbeiten auf den Ostfriesischen Inseln. Die Küste, 19, 1970.
[111] WITTMANN, L. u. HEERTEN, G.: Vergleichende Betrachtung zum Filterverhalten mineralischer und textiler Filter. 1. Nat. Symposium Geotextilien im Erd- und Grundbau, Forsch. Ges. f. Straßen- u. Verkehrsw. (Hrsg.), Köln, 1984.
[112] WOESTENENK, A. J.: Use of Asphalt for slope on earth and rockfill dames. Internationale Kommission für hohe Dämme, Madrid, Frage 42, Bericht 43, 1973.
[113] ZITSCHER, F.-F.: Erfahrungen mit Asphaltbauweisen bei Seedeichverkürzungen in Deutschland und Holland. Bitumen 31, H. 4, S. 97–104, 1969.
[114] ZITSCHER, F.-F.: Kunststoffe für den Wasserbau. Bauing.-Praxis, Berlin, 1971.
[115] ASTER, D., WEITZEL, H.: Das harte Ufer von Borkum. Hansa, 129, S. 1304–1314, 1992.

[116] ERCHINGER, H. F.: Geotextile Tubes filled with Sand for Beach Erosion Control. Geosynthetic Case Histories, Ed.: G. P. RAYMOND, J. P. GIROUD, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kingston 1993.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Empfehlungen F

Buhnen als Küstenschutz

Inhalt

1. Einführung 471
   1.1 Problematik der Buhnen 471
   1.2 Begriffsbestimmungen 474
2. Wirkung von Buhnen 474
   2.1 Funktionelle Wirkungsweise 474
   2.2 Konstruktionsbedingte Wirkungsweise 480
3. Funktionelle und konstruktive Gestaltung von Buhnen 481
   3.1 Entwurfskriterien 481
      3.1.1 Buhnengrundrisse 481
      3.1.2 Anordnung von Buhnengruppen 481
      3.1.3 Buhnenabstände 481
      3.1.4 Buhnenlänge und Streichlinie einer Buhnengruppe 483
      3.1.5 Buhnenhöhe und Buhnenlängsneigung 484
      3.1.6 Buhnenquerschnitte 485
      3.1.7 Buhnenbau in Kombination mit anderen Maßnahmen 487
   3.2 Bemessung und konstruktive Gestaltung von Buhnen 487
   3.3 Buhnenbauweisen an tidefreien Küsten am Beispiel der Ostsee 488
4. Bauausführung und Unterhaltung 497
   4.1 Allgemeines 497
   4.2 Gerätesystem und Bauweisen 497
   4.3 Unterhaltung von Buhnen 502
5. Kontrolle von Buhnen und Strandzustand 506
6. Beispiele ausgeführter Buhnenkonstruktionen 507
7. Schriftenverzeichnis 538

1. Einführung

1.1 Problematik der Buhnen

Buhnen sind wohl die auf der Welt am häufigsten ausgeführten Küstenschutzwerke, dennoch sind sie problematisch. In vielen Fällen wurden durch sie die beabsichtigten Wirkungen erreicht. Manchmal war jedoch nur ein geringer oder kaum ein Erfolg zu verzeichnen, und es gibt Fälle, in denen Buhnen sogar Schäden (z. B. durch Lee-Erosion) verursacht haben. Deshalb sollte erst dann an den Bau von Buhnen gedacht werden, wenn es nicht möglich ist, den Strand mit wirtschaftlichen Mitteln durch künstliche Sedimentzufuhr zu stabilisieren.

Die Problematik der Buhnen liegt in der Unsicherheit bei der vorausschauenden Beurteilung ihrer Wirkung. Konstruktiv dagegen können Buhnen so bemessen werden, daß sie den Beanspruchungen durch Brandung, Strömungen usw. (s. Empfehlungen A) widerstehen.

Die Auswirkungen eines Eingriffes mittels Buhnen in die Naturvorgänge können nur durch hinreichend lange und systematische Untersuchungen und Beobachtungen über die

Energiebilanz und den Sandtransport in schutzbedürftigen und, soweit erforderlich, auch angrenzenden Uferabschnitten ermittelt werden (Empf. A).

Von maßgebender Bedeutung ist die Sandbilanz der durch Buhnen zu schützenden Strandabschnitte.

Hierbei ist zu unterscheiden zwischen

a) positiver,
b) langfristig ausgeglichener – jedoch mehr oder weniger stark wechselnder – und
c) langfristig negativer Sandbilanz.

In Fällen langfristiger negativer Sandbilanz, die im allgemeinen duch starke Tide- und/oder Brandungsströmungen hervorgerufen wird, sind Buhnen zu erwägen, um den Strand zu stabilisieren und Sedimentverluste zu verzögern und zu verringern. Bei langfristig ausgeglichener, jedoch kurzfristig wechselnder Sandbilanz können Buhnen mit ausgleichender Wirkung sinnvoll sein. Im Falle positiver Sandbilanz sind Buhnen unangebracht.

Die Erfahrung lehrt, daß der gewünschte Erfolg, einen Strand aufzubauen oder zu erweitern oder kritische Sandumlagerungen und/oder Sandverluste zu vermindern bzw. zu verhindern, mit einer Einzelbuhne im allgemeinen nicht erreichbar ist, sondern meistens Buhnengruppen erforderlich sind. An der Nordsee (Tideküsten) sind in den meisten Fällen Buhnen vor Deckwerken gebaut worden, um Längsströmungen zu verhindern, die durch Sandabtrag den Deckwerksfuß zu unterspülen drohten (Abb. F 1 bis F 3).

Der Zwang zum Bau weiterer Buhnen in den angrenzenden Strandabschnitten ergibt sich aus der auf ihrer Leeseite auftretenden Erosion. Zahlreiche Versuche, die Lee-Erosion durch bauliche Maßnahmen zu verringern bzw. zu verhindern, haben nicht immer befriedigende Ergebnisse gebracht.



Abb. F 1. Gruppe von Flachbuhnen am Nordstrand von Norderney

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. F 2. Gruppe von Einwand-Holzpfahlbuhnen am Südstrand von Borkum



Abb. F 3. Tetrapodenbuhnen mit Längswerk vor Hörnum auf Sylt

1.2 Begriffsbestimmungen

Unterscheidung nach der Lage am Strand oder Vorstrand:

Buhnen sind quer zur Strandlinie angeordnete damm- oder wandartige Bauwerke zum Schutz von Stränden, Vorländern, Längswerken oder anderen Anlagen. Zu unterscheiden sind: Strandbuhnen, Strombuhnen und Unterwasserbuhnen. Aus ihrer Funktion und Bauweise ergeben sich Mischformen.

Strandbuhnen sind in den Strand einbindende Buhnen, die überwiegend einen Sandabtrag durch Wellen und Brandungsströmungen vermindern oder verhindern sollen.

Strombuhnen sollen das Ufer, den Strand oder das Vorland mit oder ohne Verbindung zu einem Längswerk gegen Erosion durch Längsströmungen schützen.

Unterwasserbuhnen sind unter Wasser liegende Verlängerungen von Buhnen, die der Sicherung eines Unterwasserhanges (Vorstrand) dienen. Beide sind vornehmlich an Tideküsten (Nordsee) zu finden, an der Ostsee nur in Verbindung mit im Wasser errichteten Steinwällen zur Steilküstensicherung (Längswerken).

2. Wirkung von Buhnen

2.1 Funktionelle Wirkungsweise

Eine Buhne wird senkrecht oder schräg zur Uferlinie angeordnet; damit stellt sie mehr oder weniger ein Hindernis für den natürlichen Längstransport von Material am Strand und/oder Stromufer dar und bewirkt eine Auflandung an ihrer Luvseite. Im gleichen Maße wie sich hier Sedimente ablagern, verringert sich der Sedimenttransport zur Leeseite. Ist die sandfangende Wirkung der Buhne zu stark, entsteht auf der Leeseite durch die verringerte natürliche Zufuhr ein Abtrag und die Uferlinie weicht im Wirkungsbereich der Buhne zurück. Unmittelbar hinter der Buhne ist die auf das Ufer gerichtete Sandtransportkomponente am geringsten. Sie wird mit zunehmendem Abstand von der Buhne stärker. Deshalb kann bei zu geringen Buhnenabständen der Sedimenttransport den Strand im Uferbereich nicht ausreichend versorgen. Im Anlandungsbereich an der Luvseite der Buhne schiebt sich die Uferlinie vor, die sich insgesamt gesehen senkrecht zur resultierenden Wellenlaufrichtung ausrichtet.

Im Bereich des nassen Strandes (Wasserwechselzone) stellen sich auf der Luvseite gewöhnlich steilere Strandneigungen als auf der Leeseite ein.

Wenn die Strandneigung im Bereich der Ablagerung ihre Grenzsteilheit entsprechend den vorherrschenden Wellen- und Strömungsparametern erreicht hat, wird kein weiteres Material mehr abgelagert und der natürliche Längstransport passiert die Buhne oder Buhnengruppe je nach der Höhenlage entweder darüber hinweg und/oder um das seewärtige Ende herum.

Meistens werden Buhnen in Gruppen gebaut, damit sie in dem gesamten zu schützenden Küstenabschnitt

a) die durch Wellenangriff und/oder Strömungen verursachte Erosion verhindern oder auch nur einen Strandabbruch verzögern oder
b) bewirken, daß der durch Wellen und/oder Strömungen erzeugte Materiallängstransport der Erhaltung oder gar Erhöhung des Strandes zugute kommt.

Zur Darstellung der Funktion von Buhnen wird in den schematischen Darstellungen (Abb. F 4 bis F 10) davon ausgegangen, daß sie nicht überströmt werden.

Die Funktion von Einzelbuhnen (Abb. F 11 bis F 13) oder Buhnengruppen wird vor allem bestimmt durch den Buhnengrundriß, die Anordnung in Buhnengruppen, die gewähl-

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

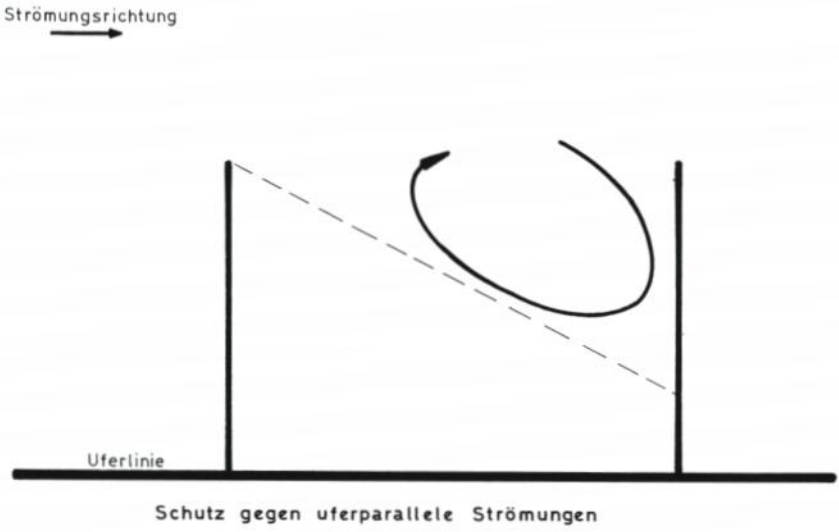


Abb. F 4. Ablenkung einer uferparallelen Strömung durch eine Buhne

ten Buhnenabstände, die Buhnenlänge, die Buhnenhöhe sowie den Buhnenquer- und -längsschnitt.

Der Buhnengrundriß (Abb. F 14), die senkrechte oder schräge Ausrichtung zur Uferlinie, beeinflußt die Sandablagerung (s. 3.1.1). Der Buhnenabstand (s. 3.1.3) in einer Buhnengruppe (s. 3.1.2) ist wesentlich für die Lage der angestrebten Uferlinie. Er ist einerseits der vorherrschenden Strömungs- und/oder Brandungsrichtung sowie der natürlichen Strandneigung anzupassen, andererseits ist er von der Buhnenlänge (s. 3.1.4) und

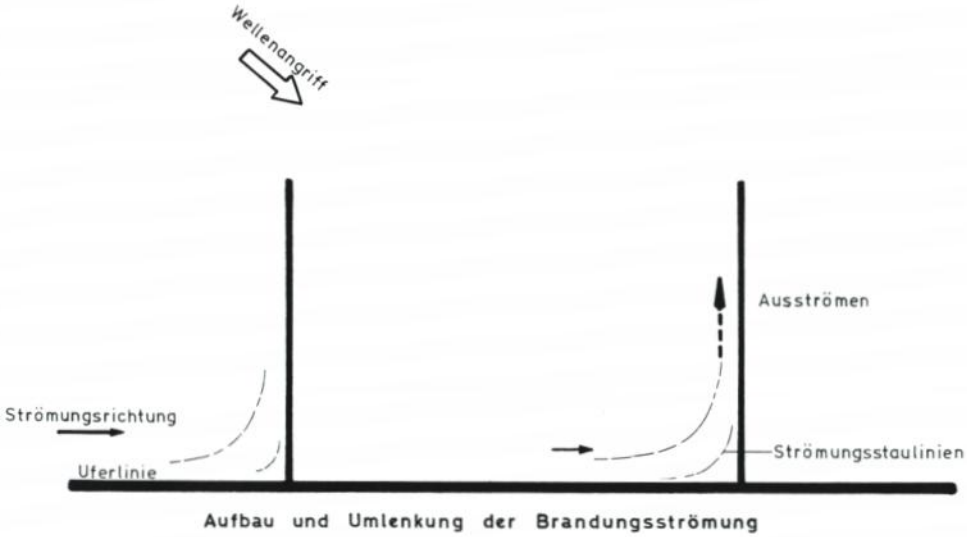


Abb. F 5. Aufbau und Umlenkung einer Brandungsströmung

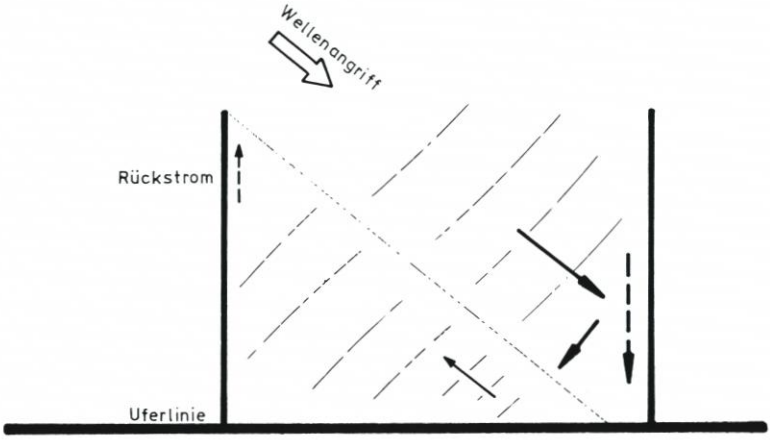


Abb. F 6. Reflexion einer schräg anlaufenden Welle

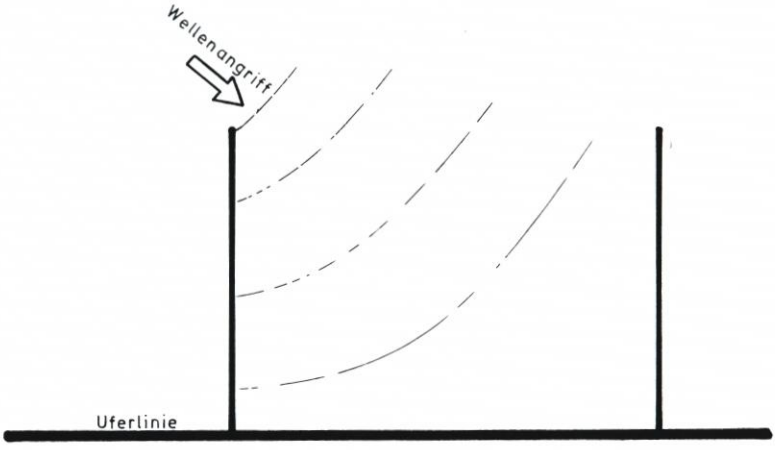


Abb. F 7. Diffraktion einer schräg anlaufenden Welle

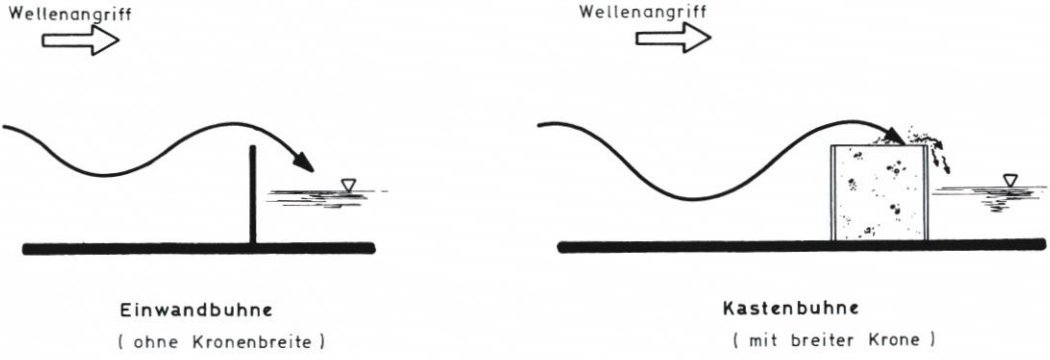


Abb. F 8. Wirkung einer Einwandbuhne sowie einer Kastenbuhne mit breiter Krone auf eine überschlagende Welle

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

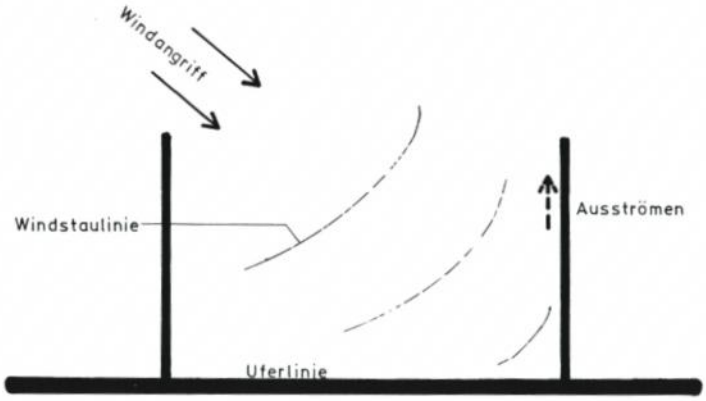


Abb. F 9. Windstau auf der Luvseite einer Buhne

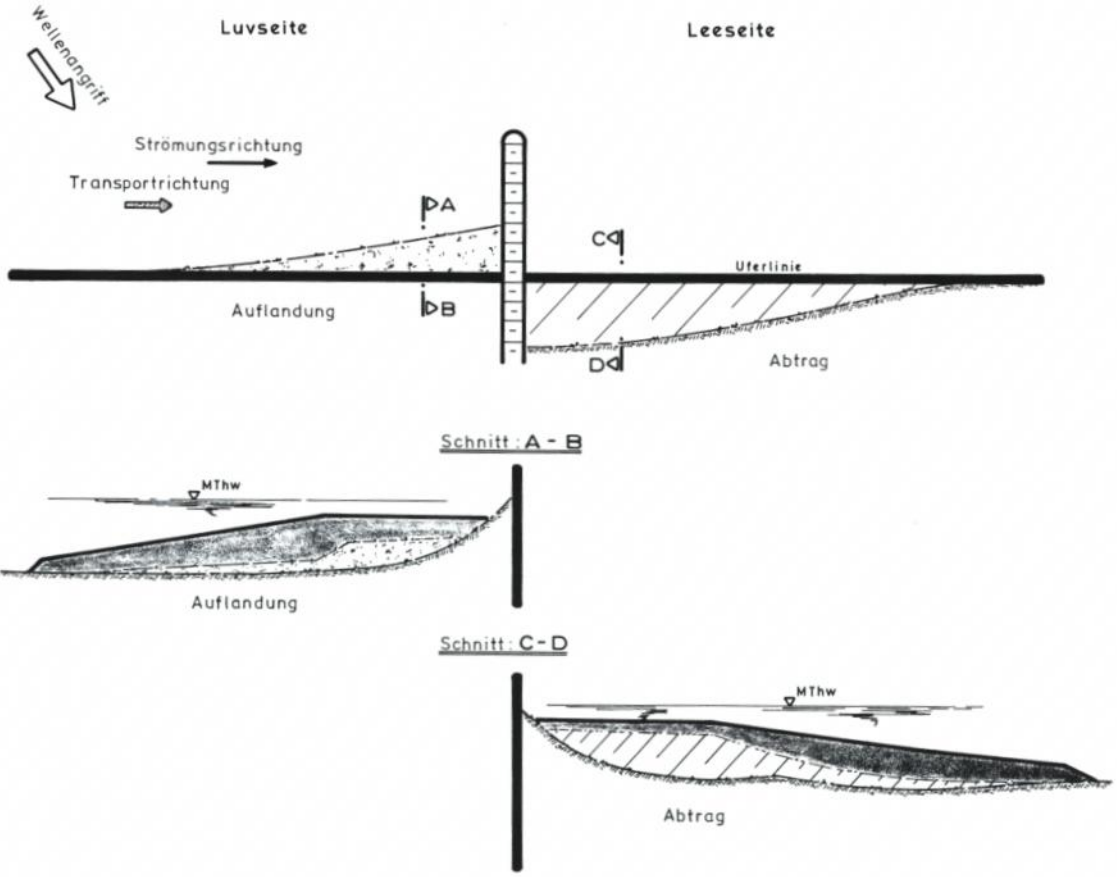


Abb. F 10. Sandfangende Wirkung auf der Luvseite und Erosionswirkung auf der Leeseite einer Buhne



Abb. F 11. Wirkung einer langen Buhne aus Tetrapoden vor Hörnum auf Sylt – Auflandung auf der Luvseite und Erosion auf der Leeseite

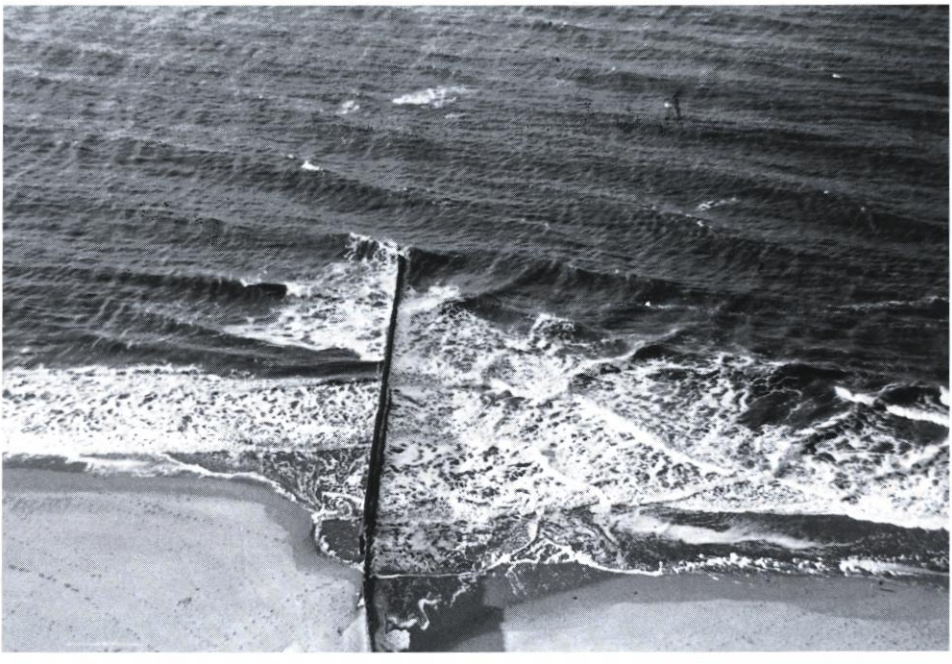


Abb. F 12. Wirkung einer Einwandbuhne auf Sylt mit unterschiedlichen Strandbreiten durch Auflandung auf der einen und Erosion auf der anderen Seite

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. F 13. Geböschte Steinbuhne mit Abdeckung aus Basaltsäulen am Westkopf von Norderney

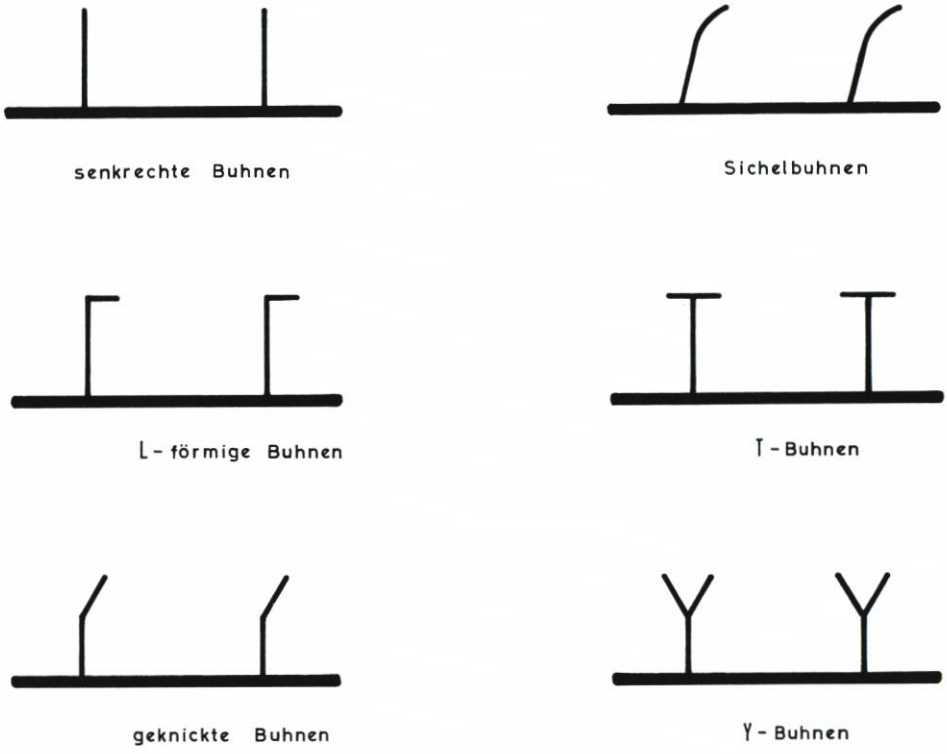


Abb. F 14. Beispiele für Buhnengrundrisse [16]

von der Stärke der natürlichen Materialumlagerung abhängig. Die Verbindungslinie der Buhnenköpfe einer Buhnengruppe ergibt die sogenannte Streichlinie (s. 3.1.4), die von Einfluß auf die Buhnenwirkung ist und möglichst zügig, der beabsichtigten Führung der Strömung angepaßt, verlaufen soll. Zu berücksichtigen sind ebenfalls die Buhnenhöhe und der Buhnenlängsschnitt (s. 3.1.5) sowie der Buhnenquerschnitt (s. 3.1.6).

2.2 Konstruktionsbedingte Wirkungsweise

Zu unterscheiden sind durchlässige und undurchlässige Buhnen:

Undurchlässige Buhnen bilden zunächst ein vollständiges Hindernis gegen den Längstransport von Material. Nach luvseitiger Auflandung wird das Material – zunehmend mit der Höhe der Sandauffüllung im Buhnenfeld – über die Buhne hinweg und/oder um das seewärtige Ende der Buhne herumtransportiert.

Durchlässige Buhnen (aufgelöste Buhnen) werden gebaut, wenn eine begrenzte Durchströmung und damit das Durchlassen von äolisch oder hydraulisch verfrachtetem Sand erwünscht ist. Hiermit werden zwei Ziele verfolgt: zum einen eine ausreichende Versorgung unter Lee-Erosion leidender angrenzender Strandabschnitte und zum anderen die Beeinflussung des horizontalen Geschwindigkeitsgefälles in einer Gruppe durchlässiger Buhnen, z. B. durch unterschiedliche Wahl der Pfahlabstände, so daß die Lee-Erosion verhindert oder gemindert wird.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

3. Funktionelle und konstruktive Gestaltung von Buhnen

3.1 Entwurfskriterien

3.1.1 Buhnengrundrisse

Die Entwicklung des Buhnenbaues hat zu einer Vielfalt von Buhnengrundrissen (senkrecht und schräg zur Küstenlinie) geführt, an die bestimmte funktionelle Erwartungen geknüpft werden.

Dabei handelte es sich weniger um eine Bemessung, sondern um die Umsetzung von vorhandenen Erfahrungen zum Zeitpunkt der Erstellung von Buhnenbauten, außerdem wurden der jeweilige Stand der Bautechnik und auch die verfügbaren Baumaterialien berücksichtigt.

Die konstruktive Ausbildung von Buhnen, die an einer Küste einer hohen Seegangsbelastung und in Tideästuaren hohen Strömungskräften ausgesetzt ist, ist unproblematisch. Durch regelmäßige Überprüfung der Standsicherheit können erforderliche Unterhaltungsmaßnahmen rechtzeitig eingeleitet werden. Hinsichtlich der funktionellen Anordnung von Buhnen, einzeln oder in einer Gruppe, gibt es keine einheitlichen Richtlinien, sondern unterschiedliche Auffassungen ohne Gewähr für das Eintreten der gewünschten Funktion. Nachfolgend werden aus dem Schrifttum Vorschläge für die Anordnung von Buhnen als Planungshilfe für eigene Überlegungen erörtert.

Im allgemeinen erhalten Buhnen eine geradlinige Achse und werden senkrecht zur Uferlinie angeordnet. Bei Strandbuhnen ist zu überlegen, ob durch eine Anpassung der Buhnenachse(n) an die vorherrschende Wellenangriffsrichtung eine erhöhte Wirkung hinsichtlich erwünschter Sandablagerung und damit ein optimaler Strandschutz erreicht werden kann. Hierzu ist zu prüfen, ob der Längstransport nur in einer Richtung wirkt oder bei wechselnden Transportrichtungen der Anteil einer Richtung vernachlässigt werden kann.

3.1.2 Anordnung von Buhnengruppen

Der Bau gleich langer Buhnen an einer gestreckten Küste oder deren fächerförmige Anordnung vor einer Ausbuchtung der Uferlinie mit gleicher oder unterschiedlicher Länge ist jeweils von der Morphologie des Vorstrandes abhängig (Abb. F 15). Buhnengruppen mit Buhnen wechselnder Länge entstehen z. B., wenn der Buhnenabstand ursprünglich zu groß war, Zwischenbuhnen errichtet werden mußten und für diese häufig kürzere Längen ausreichten.

T-Buhnengruppen sollen dazu dienen, bei wechselnden Küstenlängstransportrichtungen die Verweilzeit des Sandes in den einzelnen Feldern zu erhöhen; bekannt sind solche Bauten in Verbindung mit Sandvorspülungen vor erodierten Küstenabschnitten. Da die Wirkung neben der Länge hauptsächlich von der Kronenhöhe des Querriegels und auch des Längskörpers im Verhältnis zu den maßgebenden Wasserständen abhängt, empfehlen sich T-Buhnen hauptsächlich an Küsten ohne oder mit nur geringem Tidehub.

3.1.3 Buhnenabstände

In einer Buhnengruppe ist der Buhnenabstand so festzulegen, daß die leeseitige Buhne dort angeordnet wird, wo die abschirmende Wirkung der luvseitigen Buhne nicht mehr

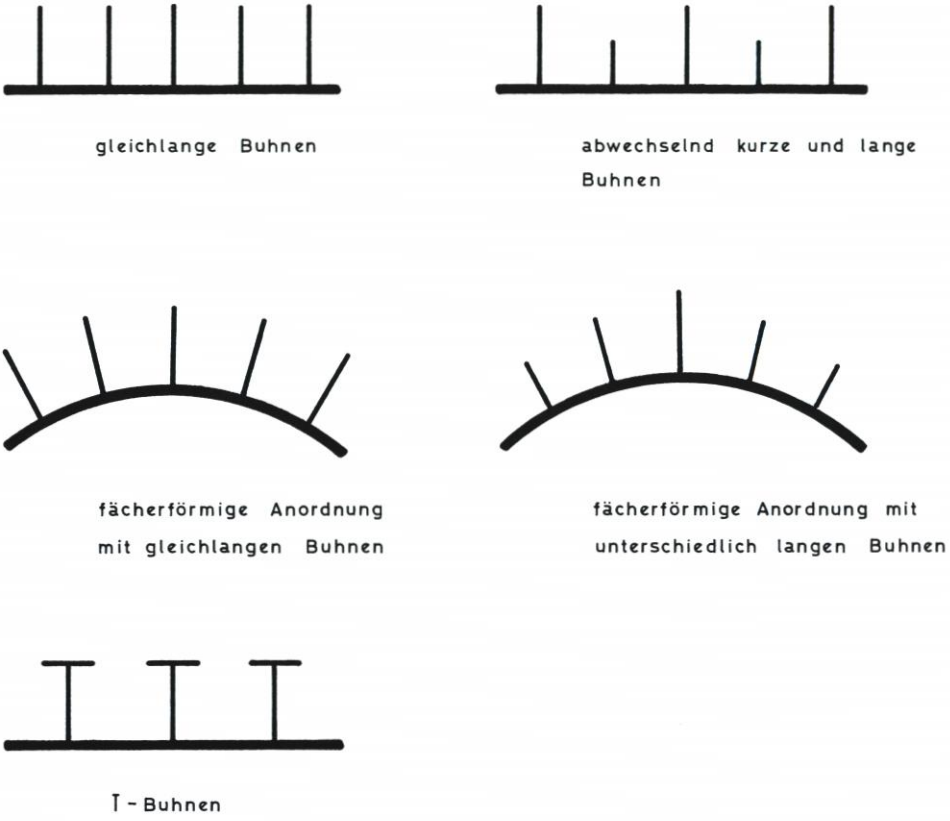


Abb. F 15. Beispiele für die Anordnung von Buhnengruppen

ausreicht, um Erosion durch Strömung und Brandung ausreichend zu verhindern. Dabei ist ein Sicherheitszuschlag anzusetzen, damit auch im ungünstigsten Fall ein ausreichendes Sandpolster erhalten bleibt.

Der Buhnenabstand hängt von der Buhnenlänge ab. Je länger die Buhnen sind, um so größer kann der Buhnenabstand gewählt werden; umgekehrt muß der Buhnenabstand um so geringer sein, je kürzer die Buhnen sind.

Da die Baukosten der Buhne seewärts mit größerer Wassertiefe zunehmen, sollten die Buhnenabstände und -längen als Kompromiß zwischen ausreichend hydraulischer Wirksamkeit und vertretbarem Kostenaufwand festgelegt werden. Nicht erreichbar ist der Idealfall, daß jedes Buhnenfeld eine physiographische Einheit, also ein geschlossenes System (s. Empf. A, Abschn. 6) bildet und kein Material aus ihm verlorengeht.

Bemessungshinweise: Für gerade, gleich lange undurchlässige Strombuhnen können die Buhnenabstände (a) im Verhältnis zur Buhnenlänge (L) nach dem SHORE PROTECTION MANUAL [30] mit a = 2 bis 3 L gewählt werden. Für strandnormale, gleich lange undurchlässige Strandbuhnen kann nach Erfahrungen an der deutschen Nordseeküste folgende Formel für die Ermittlung des Buhnenabstandes herangezogen werden (Abb. F 16) [26].

$$\text{Buhnenabstand } a_{max} = 2e \cdot \operatorname{ctg} \beta$$

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

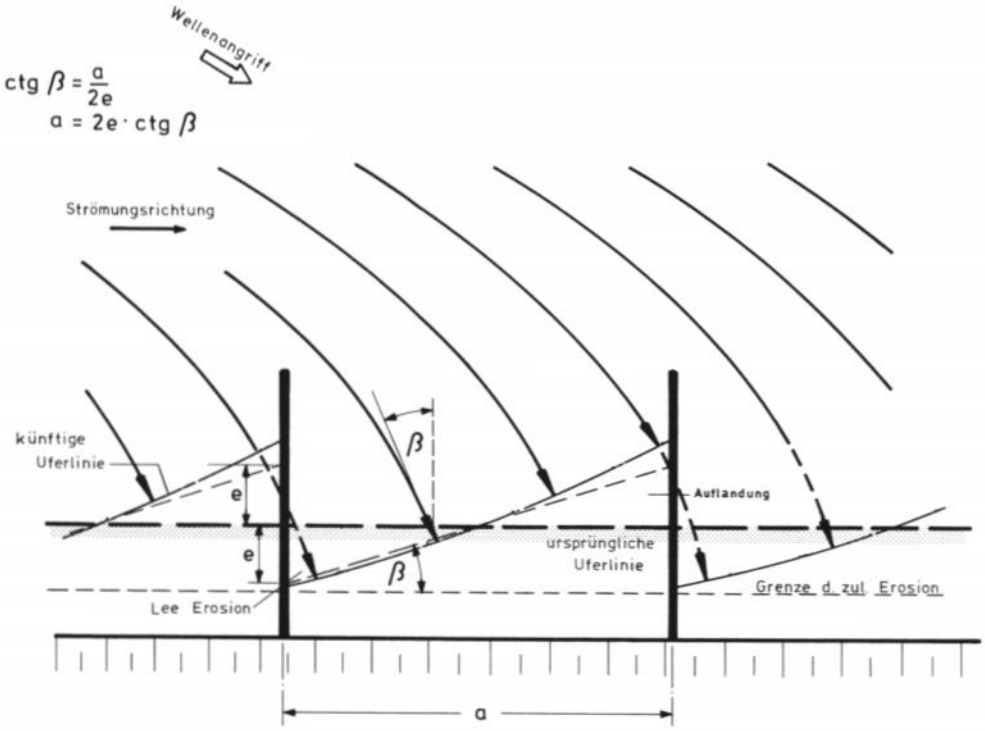


Abb. F 16. Verfahren zur Ermittlung des Buhnenabstandes [26]

3.1.4 Buhnenlänge und Streichlinie einer Buhnengruppe

Die Baukosten von Buhnen wachsen mit dem Abstand vom Ufer infolge zunehmender Wassertiefe. Daher muß die Buhnenlänge auf die hydraulischen Mindestforderungen begrenzt werden. So könnte beispielsweise daran gedacht werden, bei Buhnengruppen anstelle von gleich langen Buhnen gegebenenfalls die Länge der Einzelbuhnen in Leerichtung stufenweise zu verringern, um die Lee-Erosion und zugleich auch die Kosten zu vermindern.

Die Mehrzahl der Buhnen an der deutschen Nordseeküste haben Längen zwischen 200 m und 400 m. An der Ostseeküste sind sie kleiner als 100 m (Holzpfahlbuhnen 30–80 m). Bekannt sind jedoch auch Buhnenlängen von 500 m und darüber. Eine Ausnahme – auch hinsichtlich ihrer Funktion – bildet die sogenannte Strombuhne H am Westende von Wangerooge; sie wurde 1938/40 von 500 auf 1500 m verlängert, um damit die „Dove Harle" zu durchdämmen, deren Seegat den Westkopf der Insel bedrohte.

Die Länge der Strombuhnen muß vom Ufer bis zum unterhalb der Brandungswirkung liegenden Hang der Stromrinne reichen. Der Hang der Rinne wird durch eine flexible Abdeckung gesichert, damit Erosion durch Strömung und eine Verlagerung der Rinne in Richtung auf das Ufer verhindert wird.

Die Längen von Strombuhnen einer Buhnengruppe sollten auch so bemessen werden, daß die Strömung hydraulisch optimal geführt wird (Abb. F 15) und damit die Verbindungslinie der Buhnenköpfe eine sogenannte Streichlinie bildet.

Die Länge von Strandbuhnen an Tideküsten muß ausreichen, den leeseitigen Strandbereich gegen Brandungsströmungen und Brandungswellen hinreichend abzuschirmen, um den Sandabtrag zu verhindern. Dabei ist zu beachten:

- Eine Strandbuhne sollte seewärts möglichst bis über den Bereich der Brandungszone hinaus gebaut werden, in der der überwiegende Küstenlängstransport stattfindet.
- Ist im Buhnenbereich eine strandparallele Rinne vorhanden, die keine gefährliche Vertiefung erwarten läßt, so sollten die Buhnen bis zu dieser Rinne vorgestreckt werden und ihre Kopfsicherung die landseitige Böschung der Rinne mit abdecken, damit eine Annäherung an das Ufer verhindert wird.
- Ist zu befürchten, daß die strandparallele Rinne sich gefahrdrohend vertieft, so ist die Kopfsicherung der Buhne in großflächiger, flexibler Bauweise auszuführen. In besonderen Fällen (Borkum, Norderney) kann die Rinne – z. B. durch Sinkstücke – bis zum seeseitigen Hang verbaut werden (Unterwasserbuhne).
- Ist dem Strand ein mehr oder weniger durchgehendes stabiles Riff in annehmbarer Entfernung vorgelagert, so sind zur Erhöhung ihrer Wirksamkeit die Buhnen bis zum seeseitigen Hang des Riffes vorzuziehen. Anzustreben sind jedoch aus Kostengründen möglichst kurze Buhnen, wenn sie z. B. mit anderen Maßnahmen zur Stranderhaltung, wie Strandauffüllung o. ä., verbunden werden können.
- Liegen stark veränderliche Riffe oder Platen vor dem Strand, sollten die Buhnen bis zu dem Bereich vorgestreckt werden, wo die relativ stabilsten Riffe bzw. Platen liegen.

Damit eine Gruppe von Strandbuhnen eine ausgeglichene Schutzwirkung ausüben kann, müssen die zugehörigen Buhnen entweder die gesamte Sandtransportzone überdecken oder mindestens Teilbereiche gleicher Transportleistung. Da der Sandtransport meistens strandparallel verläuft, ergeben sich in der Regel gleiche Buhnenlängen und damit eine Streichlinie. Die Bezeichnung „Streichlinie" bezieht sich hier also primär auf den Sandtransport und weniger auf die Strömung wie bei Strombuhnen.

3.1.5 Buhnenhöhe und Buhnenlängsneigung

Wenn im Bereich von Strombuhnen das Ufer nicht durch ein Deckwerk geschützt ist, muß die Buhnenwurzel theoretisch so hoch liegen, daß sie auch beim höchsten zu erwartenden Wasserstand nicht überströmt wird, weil sonst Uferschäden eintreten (Abb. F 17). Der Buhnenkopf muß mindestens so hoch gelegt werden, daß er sich während der Niedrigwasserzeiten in dem gewählten Profil herstellen und später unterhalten läßt, wobei die Bauweise von Bedeutung ist. In Ausnahmefällen kann der Buhnenkopf auch als „Unterwasserbuhne" gestaltet werden (s. Beispiel 13). Eine Strandbuhne muß eine Mindesthöhe über dem Strand haben, damit eine erosionshemmende bzw. sandfangende Wirkung erzielt wird. Mit zunehmender Höhe nimmt die sandfangende Wirkung zu. Sie kann so groß werden, daß die Leeseite nicht mehr ausreichend mit Sand versorgt wird und Lee-Erosion auftritt.

Die Buhnenhöhe müßte theoretisch so bemessen werden, daß auch bei höchsten Wasserständen keine Wellen überschlagen, die im benachbarten Strandbereich erodierende Wirkungen haben könnten. Dann bildet das Buhnenfeld ein Tosbecken, das energiezehrend wirkt. Dem stehen im Tidegebiet hohe Baukosten und außerdem ästhetische Gründe entgegen. Weiter muß bedacht werden, daß mit der Buhnenhöhe die brandungsbedingte Rückströmung entlang der leeseitigen Buhne zunimmt, wodurch Sandverluste und bauwerksgefährdende Rinnen am Buhnenfuß auftreten können.

Praktisch wird eine Buhne so ausgebildet, daß der Buhnenkopf mindestens 0,5 m höher

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

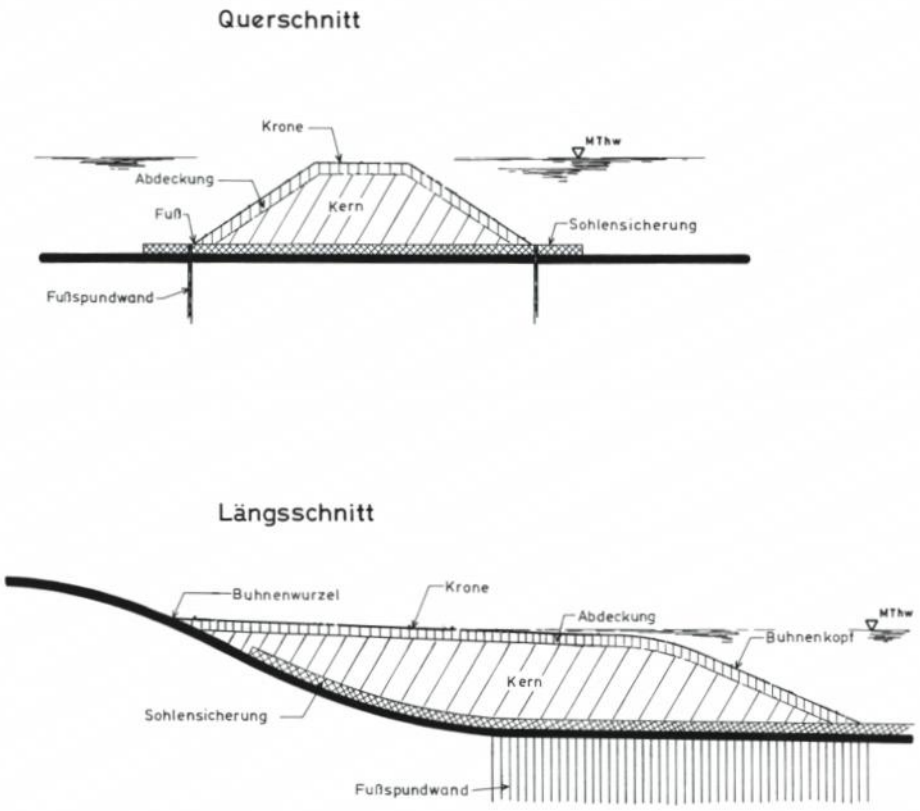


Abb. F 17. Bezeichnung von Bauwerksteilen einer Buhne

liegt als der normale Niedrigwasserstand, weil die Baudurchführung und Unterhaltung sonst schwierig und kostspielig wird.

Die Buhnenkrone sollte an Stränden mit schwacher Erosion und wenig wechselnder Strandhöhe nur um ein geringes Maß über der angestrebten Strandhöhe liegen; üblich ist bei flachen Buhnen eine Höhe über dem Strand bis etwa 0,75 m und bei Buhnen mit steilen Flanken (z. B. Einwandbuhnen) von etwa 0,5 m. Die Höhe der Buhnenwurzel ergibt sich aus dem der Strandneigung folgenden Anstieg in der Buhnenachse und liegt 0,5 m über M T h w b i s H H T h w. Sie sollte um so höher sein, je weniger das Ufer befestigt ist. An Stränden mit starker Erosion und stark wechselnder Strandhöhe sollte die Buhnenkrone etwa 0,5 m über dem höchsten noch zu schützenden Strandniveau liegen. Die Längsneigung der Buhnenkrone wird der mittleren Ufer- oder Strandneigung angepaßt. Da im Bereich von Strombuhnen die Ufer stärker geböscht sind als dort, wo Strandbuhnen gebaut werden, weisen die Strombuhnen in der Regel steilere Neigung auf als die Strandbuhnen. Gebräuchliche Neigungen sind 1 : 40 bis 1 : 200.

3.1.6 Buhnenquerschnitte

Wenn die Buhnenhöhe so bemessen wird, daß der Seegang auf der Buhnenkrone branden kann, ist der Buhnenquerschnitt – z. B. als K a s t e n b u h n e (Abb. F 18) – auch diesen

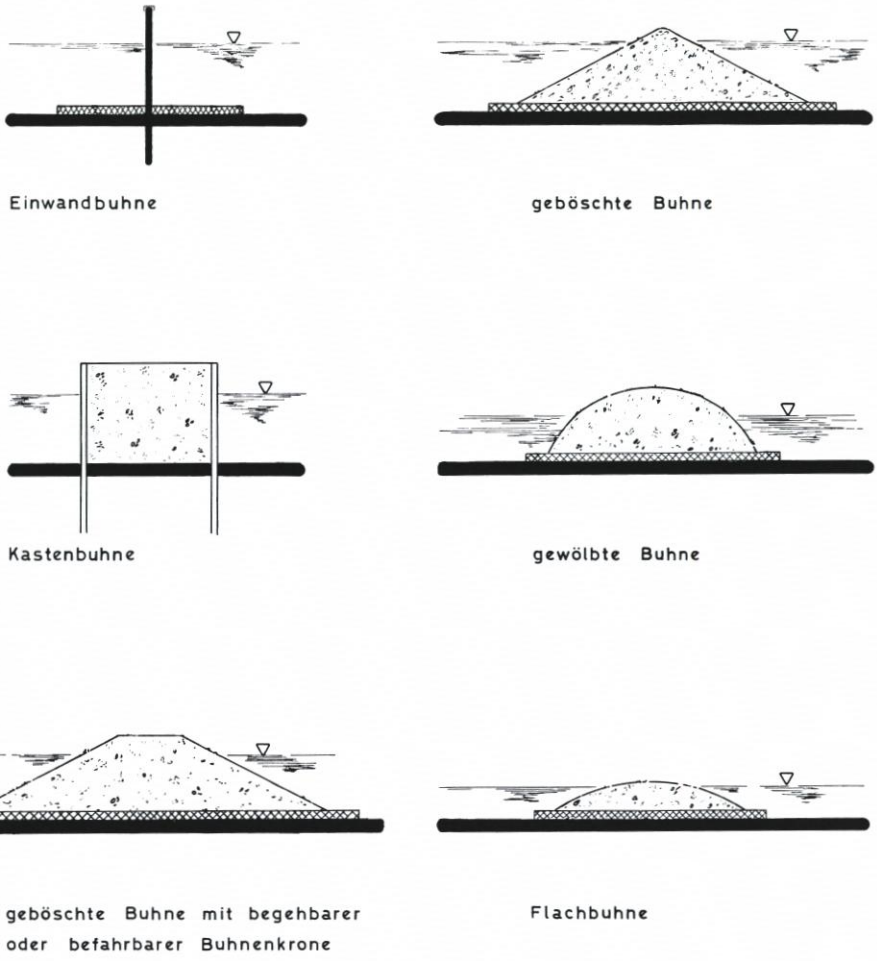


Abb. F 18. Beispiele für Buhnenquerschnitte (Darstellung in unterschiedlichen Maßstäben)

Beanspruchungen entsprechend auszubilden. Der Buhnenkörper, insbesondere die Buhnenkrone, sollte in diesem Fall so breit angelegt werden, daß überschlagende Wellen auf dem festen Bauwerkskörper ausbranden und dort ihre Energie abbauen. Bei schmalen undurchlässigen Buhnenbauwerken – z. B. Einwandbuhnen (Abb. F 18) – können die Wellen das Bauwerk überlaufen oder in das leeseitige Buhnenfeld überschlagen und dort selbst oder durch Anfachen neuer Wellen erodierend wirken. Daraus folgt, daß Buhnenquerschnitte um so breiter sein sollten, je niedriger sie über dem Strandniveau liegen – z. B. geböschte oder gewölbte Buhne (Abb. F 18).

Senkrechte Buhnenflanken von Einwand- oder Kastenbuhnen bewirken eine Wellenreflexion und damit eine wellenabweisende Wirkung. Dadurch kann die Turbulenz im luvseitigen Strandbereich zwar einerseits vermindert, aber andererseits unter Umständen auch erhöht werden. Zu erwarten ist in jedem Fall ein verminderter Sedimenttransport aus dem Buhnenfeld, weil die schräg anlaufende Welle durch die Reflexion eine zum Ufer gerichtete Komponente erhält.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Geböschte Buhnen ohne befahrbare Buhnenkrone sind ungünstig zu unterhalten, soweit der seitliche Strand nicht trocken fällt. Etwaige Fehlstellen sind dann nicht mit Bau- und Transportgerät zu erreichen (s. Abschn. 4.3).

Am flach geböschten, breit ausladenden runden Kopf von Flachbuhnen (Abb. F 18) erfahren die auf sie zulaufenden Wellenfronten eine Richtungsänderung als Folge der Diffraktion auf der Leeseite und der Refraktion am Bauwerk. Beide Einflüsse führen zu einer Beugung der Wellen zur Buhnenachse und bewirken ihre bogenförmige Ausbreitung gegen den Strand. Eine Gruppe von Flachbuhnen bewirkt auf diese Weise eine Gleichrichtung der je nach Windrichtung verschieden einfallenden Wellenfronten, so daß die gebeugten Wellen unter nahezu gleichem Winkel auf den Strand treffen und das Strandprofil durch die Richtung der brandenden Wellen nicht unmittelbar beeinflußt wird. Weiterhin stellen breite Flachbuhnen gewissermaßen einen harten „Strand" dar, auf dem die gebeugten Wellen branden und einen schräg auf das Ufer gerichteten Brandungsstrom entstehen lassen. Dieser kann die Ausbildung einer ausräumenden Rippströmung weitgehend verhindern.

3.1.7 Buhnenbau in Kombination mit anderen Maßnahmen

Wenn Buhnen bei erhöhten Wasserständen bis zur Buhnenwurzel und höher überströmt werden, gerät der Strand oberhalb der Buhnenwurzel (Ufer, Dünenfuß) in Gefahr, erodiert zu werden. Deshalb ergeben Buhnen im allgemeinen erst im Zusammenwirken mit rückwärtigen Längswerken (Deckwerken), in die die Buhnenwurzel einbindet, eine befriedigende Schutzwirkung. Buhnen ohne hinteren Deckwerksanschluß sind selten ausgeführt worden.

Es kann nützlich sein, den Bau von Buhnen mit einer Strandauffüllung (s. Empfehlungen D) zu verbinden, wenn z. B. infolge fehlender oder zu geringer natürlicher Sandzufuhr die Buhnen allein keine ausreichende Wirkung erwarten lassen. Außerdem verhindert die Materialzugabe, daß eine ohnehin geringe Sandzufuhr in den leeseitig der Buhnen gelegenen Bereich noch weiter vermindert wird und Lee-Erosion einsetzt. Diese Erkenntnis hat dazu geführt, daß in neuerer Zeit vielfach anstelle fester Küstenschutzbauwerke der erforderliche Uferschutz durch Strandauffüllungen hergestellt worden ist, die entsprechend dem Sandverlust am Strand wiederholt werden müssen. Zur Erhöhung ihrer Lebensdauer kann jedoch der Bau von Buhnen empfehlenswert sein, wenn Beobachtungen über eine längere Zeit erweisen, daß der Sandabtrag so stark ist, daß nur durch den Bau von Buhnen eine wirtschaftliche Lösung erreicht werden kann.

3.2 Bemessung und konstruktive Gestaltung von Buhnen

Für die Standsicherheit von Buhnen sind die äußeren Beanspruchungen und der Baugrund mit seinen erdstatischen Kenngrößen maßgebend (s. Empfehlungen A und B). Die konstruktive Bemessung von Buhnen ist nicht nur für den Endzustand des Bauwerkes, sondern auch für dessen Bauzustände vorzunehmen. Für Buhnen sind neben den angreifenden Kräften aus Strömung, Wellen, Eisdruck usw. auch Beanspruchungen zu berücksichtigen, die sich aus den zu erwartenden Veränderungen – besonders der Strandhöhen – ergeben. Diese Sandumlagerungen führen an den Längsseiten zu ungleich angreifenden Erddrücken. Nach dem heutigen Stand der Kenntnisse über die äußeren Beanspruchungen ergeben diese zwar die Grundlage für die Bemessung von Buhnen, auf Erfahrungswerte für ihre konstruktive Gestaltung kann jedoch nicht verzichtet werden.

Dem Entwurf und der Bemessung muß eine sorgfältige Auswertung von Strand- und Vorstrandvermessungen vorausgehen, um die tiefste Lage zu ermitteln, nach der die Buhne standsicher zu dimensionieren ist. Von der Zuverlässigkeit der Strandbeobachtungen sowie der Beurteilung der Einzelbeanspruchungen hängt der jeweils einzuführende Sicherheitsfaktor ab. Zu der beobachteten tiefsten Strand- und Vorstrandlage sollte ein Sicherheitszuschlag sowohl für den Standsicherheitsnachweis als auch für die Konstruktionsplanung angesetzt werden. Dieser Zuschlag kann je nach örtlichen Gegebenheiten durchaus 0,5 m und mehr betragen. Der Sicherheitsfaktor wird auch von seebautypischen Erscheinungen, wie Abrostung an Stahlbauteilen, Schwingungserscheinungen an Rammelementen usw., beeinflußt.

Die entscheidenden Kriterien für die Planung von Buhnen sind: Die funktionellen Aufgaben, die Konstruktion, der Bau- und Unterhaltungsaufwand sowie die Umweltverträglichkeit. Die äußeren Einwirkungen auf das Bauwerk (s. Empfehlungen A) ergeben die entscheidenden Kriterien für die Auswahl der Baustoffe (s. Empfehlungen C) für die einzelnen Konstruktionsteile von Buhnen. Die Verwendung von Stahlspundwänden, z. B. bei Einwand- und Kastenbuhnen, sollte dort unterbleiben, wo mit starkem Sandschliff und starker Korrosion zu rechnen ist; zu erwägen ist z. B. der Schutz mit Betonfertigteilen. Bei der Verwendung von Betonbauteilen sind die Zemente und Zuschlagsstoffe, aber auch die Überdeckung der Bewehrung auf die Aggressivität des Seewassers abzustimmen.

Die zu erwartenden Beanspruchungen des Bauwerks, dessen voraussichtliche Lebensdauer sowie die Kosten der verfügbaren Baustoffe stehen in enger Beziehung miteinander. So kann eine an sich zweckmäßige Buhnenbauweise durch die Möglichkeit preisgünstiger Beschaffung eines zunächst nicht vorgesehenen Materials zu einer anderen technischen und kostengünstigeren Lösung führen.

Mehr als ein Jahrhundert Buhnenbau an der deutschen Küste hat zu einer Vielzahl von Buhnenkonstruktionen geführt, die sich aus der Lage, den funktionellen Erfordernissen, den bis dahin gewonnenen Erfahrungen sowie den jeweils verfügbaren Baumaterialien und Bauweisen ergaben. Beispiele für verschiedene Bauweisen zeigen die Abbildungen F 19 bis F 31. Beispiele ausgeführter Konstruktionen an der deutschen Nordseeküste (Abb. F 32 bis F 34) gibt Abschnitt 6 wieder, in dem neben zeichnerischen Darstellungen der Buhnen Angaben über Lage, Beanspruchung, Baugrund, Baujahr und Bauweisen sowie konsktruktive und funktionelle Beurteilungen enthalten sind. Die Tabelle F1 enthält eine Zusammenstellung überwiegend verwendeter Baustoffe für die Bauwerksteile des Buhnenkörpers entsprechend dem heutigen Stand der Technik. Die Beispiele und die Zusammenstellung können als Grundlage für die konstruktive Gestaltung von Buhnen an der Nordsee genutzt werden.

3.3 Buhnenbauweisen an tidefreien Küsten am Beispiel der Ostsee

Buhnen mit massiven Kasten- oder Dammquerschnitten in Naturstein-, Beton- oder Asphaltbauweise wie an der Nordseeküste sind an tidefreien Küsten, wie z. B. an der Ostseeküste von Mecklenburg-Vorpommern, bislang praktisch kaum zur Anwendung gekommen. Hier wird seit Jahrzehnten der Bau von Holzpfahlbuhnen als einreihige Einwandbuhnen bevorzugt. Die Anodnung von Buhnen in einem Buhnensystem hängt wesentlich von der Länge des zu schützenden Küstenabschnittes ab. Das Buhnensystem besteht im hauptsächlich zu schützenden Bereich, d. h. dort, wo durch die Buhnen die größte Wirkung hinsichtlich Sandakkumulation erreicht werden soll, aus undurchlässigen Standardbuhnen mit dicht an dicht gerammten Holzpfählen. Der seewärtige Teil der Buhnen soll jedoch im Falle

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle F1
Zusammenstellung überwiegend verwendeter Baustoffe für einzelne Bauwerksteile

Bauwerksteil	Konstruktionsart	Baustoff	Materialtypische Kenngrößen (Gewichtsangb. i. Trockenen)	Gewinnungs- bzw. Bezugsort	Anlieferung per	Bemerkungen und Hinweise
A. SOHLEN-SICHERUNG A.1 als Unterlage unter Schüttkörpern	Sinkstücke Geflecht aus	Laub- bzw. Nadelholzbusch, auch in Verbindung mit geotextilen Geweben	Buschbunde, i. allg. ∅ 30 cm, Mattenstärke 0,20 bis 1,20 m	Bundesrepublik Deutschland, Polen, Niederlande usw., nicht regional begrenzt	Schiff, Bahn, Lkw	Bei Kunststoffgeweben Konfektionsgrößen beachten
	Geflecht aus	Holz, überwiegend Bongossiholz	keine	Bundesrepublik Deutschland	Bahn, Lkw	Verwendung nur unter kleineren Schüttkörpern
A.2 als reine Sohlensicherung	Sinkstücke wie unter A.1 beschrieben					
	Kunststoffgitter-gewebe	Polyamid o. ä. ggf. verstärkt mit Buschbunden	v. Empfehlungen C: „Baustoffe" Mattengröße bis zu 30 m × 200 m	Bundesrepublik Deutschland	Bahn, Lkw	Beschwerung mit Schüttsteinen, Geröll o. ä. In spezieller Anfertigung: Beschwerung durch maschinell gefertigte und mit der Matte verbundene Betonsteine → Blockmatten
	Betonmatten	Mit kolloidalem Beton gefüllte Hohlmatten aus Polyamidgewebe	Stärken 10 bis 25 cm	Bundesrepublik Deutschland	Schiff, Lkw	
	Durchlässige Mastixschottermatten	Filtergewebe verstärkt mit Bewehrung und verbunden mit 2 Lagen Mastixschotter	Mattengröße bis zu rd. 17 × 200 m Mattenstärke 12 cm	Herstellung und Verlegung ortsungebunden auf schwimmendem Spezialschiff		Beschwerung der Mattenränder mit Betonblöcken (v. 5.2 hier 2c)
	Dichte Mastixbahnen	Asphaltmastix	1,9–2,0 t/m³ Dicke d. Bahn 15–30 cm, übl. Bahnbreiten b = 5,0 m	Herstellung und Verlegung ortsungebunden auf schwimmendem Spezialschiff		
B. FUSS-SPUND-WÄNDE	Spund- bzw. Bohlwände	vorzugsweise aus Stahl, seltener aus Holz oder Beton	unterschiedlich	Bundesrepublik Deutschland	Schiff, Bahn, Lkw	Hinsichtlich der Baustoffqualität gelten die entsprechenden DIN-Vorschriften
C. WÄNDE BEI EINWAND- UND KASTEN-BUHNEN	Bei Kastenbuhnen Spundwände fangedammartig gegenseitig verankert; bei Einwandbuhnen Spundwände mit Holm	Stahl, Beton, Holz	entsprechend der statischen Dimensionierung unterschiedliche Profile	Bundesrepublik Deutschland	Schiff, Bahn, Lkw	Hinsichtlich der Baustoffqualität gelten die entsprechenden DIN-Vorschriften
D. BUHNEN-KERN	Schüttmaterial	Natürliche Schüttsteine, z. B. Granit Diabas Quarzit Labradorit Piesburger Karbonquarzit Colith	Schüttgewichte um 1,5 t/m³ Einzelgewichte 10–50 kg und mehr	Schweden Norwegen Bundesrepublik Deutschland (Harz) Schweden Norwegen Bundesrepublik Deutschland (Raum Osnabrück) Bundesrepublik D. (Wesergeb.)	inländische Erzeugnisse per Schiff, Bahn u. Lkw; ausld. Erzeugnisse überwiegend per Schiff	Einzelne dieser Gesteinsarten sind auch je nach Bearbeitungsart als Geröll, Schotter oder Split erhältlich, Verwendung der kleineren Größen zum Verfüllen der Hohlräume. Beachten, daß es auch frostunbeständiges Material gibt.

Tabelle F1 (Fortsetzung)
Zusammenstellung überwiegend verwendeter Baustoffe für einzelne Bauwerksteile

Bauwerksteil	Konstruktionsart	Baustoff	Materialtypische Kenngrößen (Gewichtsangb. i. Trockenen)	Gewinnungs- bzw. Bezugsort	Anlieferung per	Bemerkungen und Hinweise
		Ostseefindlinge	bis zu 2 t/Stück	Ostseeraum	Schiff	
		Felsenbruch aus Granit	üblich 0,5–2,5 t/Stück	Schweden	Schiff	
		Spülsand	rd. 1,8 t/m³ wasserverdichtet	Nähe Baustelle Voraussetzung	Spüler, Schuten	Als Füllmaterial für Kastenbuhnen. Hierbei undurchlässige Abdeckung Voraussetzung
		Bitumensand	Bitumen/Sandgemisch (Empfehlung C, Abschnitt 6)	Herstellung zumeist am Einbauort oder in dessen Umgebung		
		Künstliche Schüttsteine, z. B. aus Kupferschlacke Stahlschlacke	rd. 1,9 t/m³ (bis zu 2,3 t/m³) i. verdicht. Zust. rd. 1,7 t/m³	Bundesrepublik Deutschland, z. B. Hamburg		
		Phosphorschlacke		Niederlande		
		Beton	in verschiedenen Formen und Größen, z. B. als Tetrapoden, Betonabbruch o. ä.	Herstellung zumeist am Ort		Hinsichtlich der Baustoffqualität gelten die entsprechenden DIN-Vorschriften unter besonderer Beachtung der Betonzusammensetzung mit Rücksicht auf die Seewasserbeständigkeit
	Gabionen	Mit Steinen, Geröll oder kl. Schüttsteinen gefüllte Drahtkörbe unterschiedl. Abmessungen	entspr. den vorstehend aufgef. Materialien, f. Korb: Maschendraht, Baustahlgewebe o. ä.	Herstellung am Einbauort Anlieferung des Füllmaterials entspr. d. verw. Baustoff.		
E. BUHNEN-ABDECKUNG	Abdeckmaterial wie unter „D" beschrieben mit Ausnahme von Sand	Natürliche Steine wie unter „D", dazu Basalt wie unter „D", Betonsteine sinngemäß wie unter „D"	rd. 1,7 t/m³	Bundesrepublik Deutschland ehem. Tschechoslowakei	Schiff, Bahn, Lkw	Gegenüber Kernschüttungen werden die Abdeckungen oft als Packungen oder Pflasterungen ausgeführt. Dies setzt (bei natürlichen Steinen) oft eine besondere Bearbeitung bzw. (bei künstlichen Steinen und Beton) Formgebung voraus. Hierdurch werden in der Abdeckschicht höhere Raumgewichte und eine geschlossenere Fläche erreicht.
			vergleiche „D"	vergleiche „D"	vergleiche „D"	
	Verguß des Abdeckmaterials	Beton	herkömmlich	örtliche Herstellung		Nur über MThw üblich, i. ü. heute selten als normaler Unterwasserbeton (Empfehlung C., Abschnitt 5.6)
			kolloidaler Spezialbeton	örtliche Herstellung		(Empfehlung C., Abschnitt 5.7)
		Asphaltmastix	Gemisch aus Bitumen und Mineralstoffen rd. 1,9–2,0 t/m³	örtliche Herstellung		Hohlraumfüllung der oberen dm, über und unter Wasser In Ausnahmefällen auch als Abdeckung selbst verwendet
	Fertigteile	Stahlbeton	in Anpassung an die Konstruktion	Herstellung im Fertigteilwerk oder örtlich	vorzugsweise Schiff	

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. F 19. Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen auf Borkum



Abb. F 20. Einwandbuhne aus Stahlbetonbohlen als Verbindung zwischen Deckwerk und Kastenbuhnenkopf am Nordstrand von Norderney



Abb. F 21. Kopf einer Einwandbuhne in Form einer Kastenbuhne aus Stahlbetonbohlen mit Basaltpflaster am Nordstrand von Norderney



Abb. F 22. Kastenbuhne aus Stahlspundbohlen mit Basaltpflaster am Nordstrand von Norderney

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

von langen Standardbuhnen (flache Schorreneigung) auch Pfahlabstände von 5 bis 20 cm (zum Buhnenkopf zunehmend) besitzen. Die Standardbuhnen sind das Zentrum eines Buhnensystems. Die Anschlüsse (Übergang) an die beidseitig bestehenden Küstenabschnitte erfolgen durch eine gestaffelte Durchlässigkeitserweiterung (durchlässige Buhnen mit zunehmenden Abständen zwischen den einzelnen Holzpfählen). Durch diese Bauweise sollen Lee-Erosionen minimiert und zugleich ein allmähliches, d. h. harmonisches Einbinden des Buhnenabschlusses in die unverbauten Abschnitte erreicht werden.

Die maßgebenden Parameter für die Anordnung dieser sog. Standardbuhnen an der Ostsee sind:

- Buhnenlänge
- Buhnenabstand
- Kronenhöhe über Mittelwasser
- Pfahldurchmesser
- Durchlässigkeit

Hinsichtlich Festlegung der Buhnenlänge wird folgende Abhängigkeit berücksichtigt:

- Maßgebende Wellenlänge (vorherrschend bei einer Windstärke Bft 7)
- Neigung des Unterwasserstrandes (von Uferlinie zu Tiefenlinie NN −4 m)

$$\tan \alpha = 1 : m_4$$

- Charakteristik der küstendynamischen Verhältnisse, ausgedrückt durch den „Grad" der Küstenbelastung (grobe Einteilung)

Beispiele für Buhnenlängen
(bei Wellenlängen von 25 m bis 30 m und mittlerem Belastungsgrad; Abb. F 23, unten)

- flache Neigung (1 : 80 bis 1 : 100)
  Buhnenlänge: 50 m bis 80 m
- steile Neigung (1 : 50 bis 1 : 60)
  Buhnenlänge: 30 m bis 50 m

Empfehlung: Betrag der erwarteten Strandverbreiterung durch Akkumulation dem Wert der Buhnenlänge zuschlagen

Der Buhnenabstand hängt ab von:

- Buhnenlänge
- Durchlässigkeit
- Grad der Küstenbelastung

Beispiele für Buhnenabstand
(bei Wellenlängen von 25 m bis 30 m; Abb. F 23, oben)

- Abstand/Länge von 1 bis 2,5 bei Durchlässigkeit ~ 0 %
- Abstand/Länge von 0,8 bis 1,5 bei Durchlässigkeit = 35 %

Empfehlung: Durchlässigkeit > 35 % nicht bei Standardbuhnen, sondern nur im Übergangsbereich (Einbindung in natürliche Küstenabschnitte) anwenden.

Unterteilung nach Durchlässigkeit

- Dichte einreihige Holzpfahlbuhnen (Durchlässigkeit < 20 %) überwiegend bei steilen Neigungen (steiler als 1 : 65), auf ganzer Länge nur minimale Abstände
- Offene einreihige Holzpfahlbuhnen (Durchlässigkeit > 20 %) überwiegend bei flachen Neigungen (flacher als 1 : 65), zur Seeseite hin gestaffelte Abstandsvergrößerung (z. B. Pfahlabstände 10 cm, 15 cm und 20 cm); zur Uferlinie hin möglichst geringe Abstände

Kronenhöhe aus funktionellen Gründen:

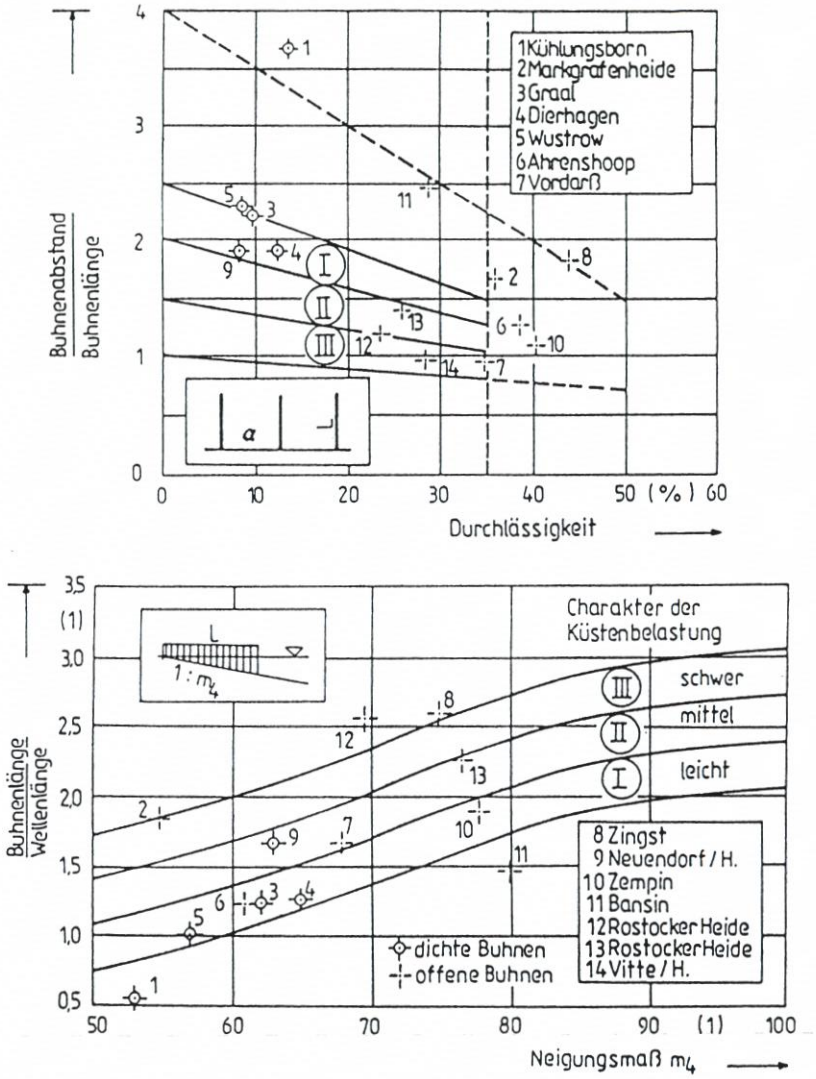


Abb. F 23. Empfohlenes Verhältnis von Buhnenlänge, Abstand, Durchlässigkeit, Schorreneigung und Uferbelastung bei einreihigen Holzpfahlbuhnen

0,5 bis 0,6 m über Mittelwasser, auf ganzer Länge gleiche Höhe
Durchmesser der Holzpfähle: im Mittel 25 cm
Alter von Holzpfahlbuhnen: 50 Jahre und mehr
(vgl. Abb. F 24 und F 25, Buhnensystem vor Hiddensee aus dem Jahre 1936)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. F 24. Buhnensystem Neuendorf/Hiddensee; einreihige, dichte Holzpfahlbuhnen; Baujahr 1936 (Foto: D. Weiss, August 1990)

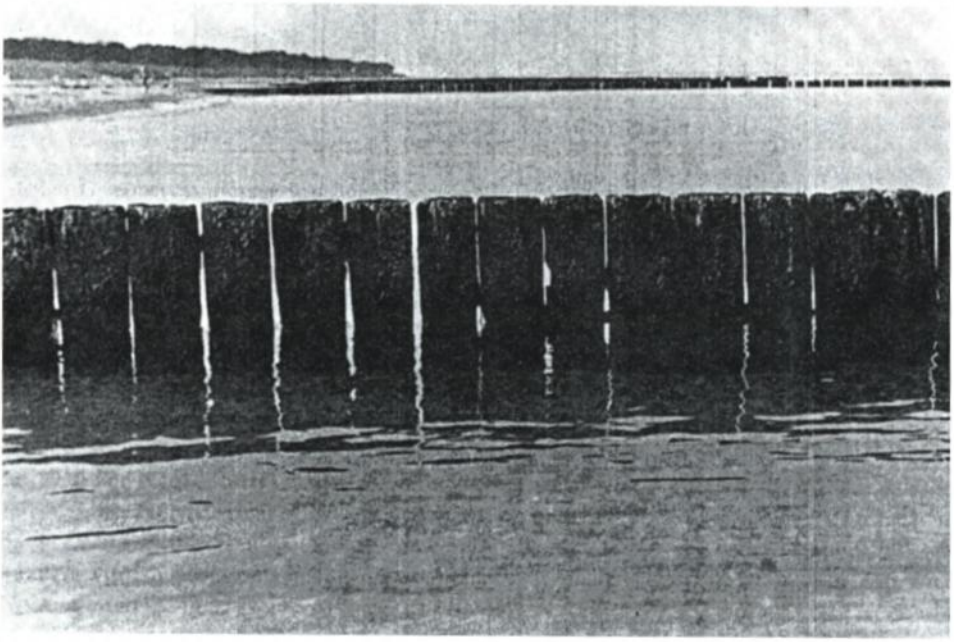


Abb. F 25. Einreihige, dichte Holzpfahlbuhnen vor Neuendorf/Hiddensee; mittlere Buhnenhöhe 51 cm über MW; mittlere Durchlässigkeit 8,2 % (Foto: D. Weiss, 1990)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. F 26. Kastenbuhne aus Stahlbetonbohlen mit einer Abdeckung aus Betonplatten am Südstrand von Borkum

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

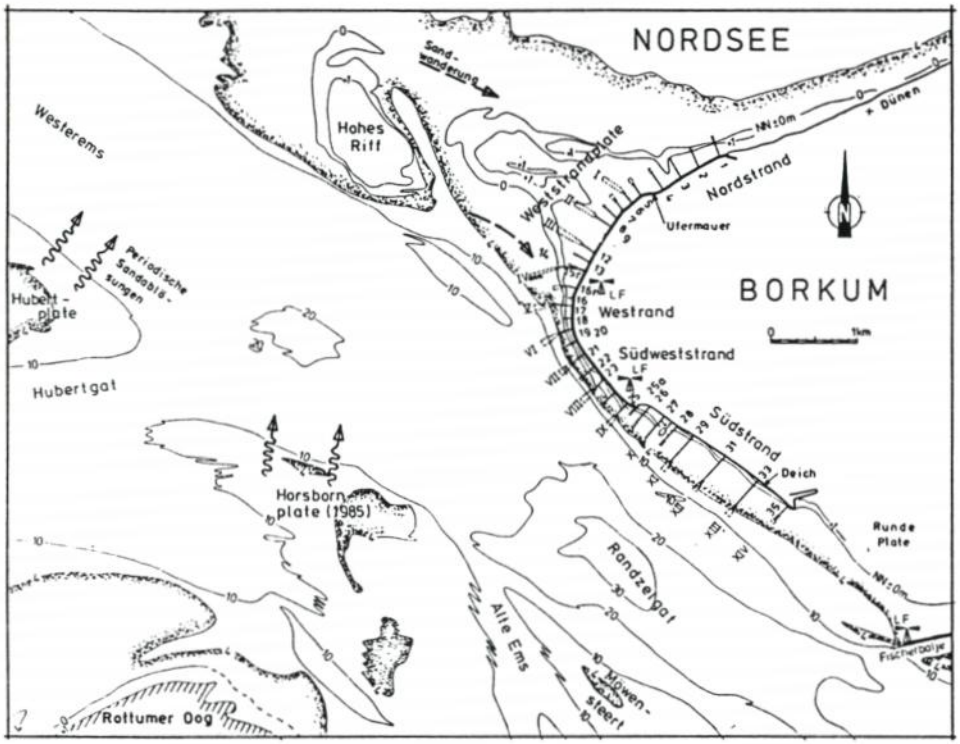


Abb. F 27. Das Buhnensystem der Insel Borkum im Mündungsgebiet der Außenems

4. Bauausführung und Unterhaltung

4.1 Allgemeines

Die Konstruktion von Buhnen wird bestimmt zum einen durch die ihnen zugedachte Funktion und zum anderen durch die grundsätzliche Forderung nach einer wirtschaftlichen und umweltverträglichen Bauweise. Hierbei sind Örtlichkeit, Lieferpreise der Baustoffe, Kosten der Baugeräte und der Arbeitskräfte sowie die Abschätzung des Unterhaltungsaufwandes für die zu erwartende Lebensdauer des Bauwerkes wesentliche Einflußgrößen.

Um das Baurisiko so gering wie möglich zu halten, ist es üblich, Buhnenbauten in der witterungsmäßig günstigsten Jahreszeit auszuführen. Da es sich dabei fast immer um öffentliche Bauvorhaben handelt, bei denen sich oftmals die Bereitstellung der Geldmittel verzögert, ist eine zeitgerechte Bauabwicklung nicht immer möglich. Dadurch können Bauweise und Kosten nachteilig beeinflußt werden.

4.2 Gerätesystem und Bauweisen

Die wichtigsten Bauweisen und Gerätesysteme sind in der Tabelle F2 zusammengestellt, einige spezielle wasserbauliche Geräte nachstehend beschrieben.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Tabelle F2
Übersicht über die wichtigsten Einbauarten und die verwendeten Gerätesysteme

Verwendeter Baustoff	Einbau im Trockenen	Einbau im Nassen
1. Buschmatten	Herstellung und Einbau an Ort und Stelle oder in größtmöglicher Nähe der Einbaustelle	a) Herstellung auf stationärer Senkbank bzw. auf nahegelegenem, trockenfallendem Strandabschnitt. Schleppen zum Einbauort und Absenkung durch Beschweren mit Steinmaterial von Hand, mit Schwimmgreifern oder Steinstürzern b) Herstellung auf schwimmender Senkbank an geschützter Stelle oder am Einbauort, sonst wie a)
2. Matten aus geotextilen Geweben und Vliesstoffen	Verlegen der Matten je nach Gewicht von Hand oder mit leichtem Greifer bei Niedrigwasser	Einschwimmen des zuvor z. B. durch Faschinenroste ausgesteiften Mattenstücks und Absenken wie 1a), wobei wegen der Weichheit des Elementes die Strömung am Einbauort besonders zu beachten ist
3. Spundwände und Pfahlreihen aus Holz-, Stahl- und Betonelementen	Rammen und Rüttler verschiedener Größen oder Spüllanzen	Rammen, Rüttler oder Spüllanzen auf Gerüst, Hubinsel oder Schiff
4. Schüttsteine, Geröll u. ä.	Baggergeräte mit Polypgreifer (z. B. für Schüttsteine) oder Schalengreifer (z. B. für Geröll) oder Kräne zum Versetzen von Formsteinen (z. B. Tetrapoden, Multipoden, Quader)	Schwimmende Baggergeräte mit Polyp- oder Schalengreifer und Klappschuten oder Steinstützern
5. Asphaltverguß	Eimer, Kübel, Gießrinnen, Baggerschaufeln, Mastixpumpen	Kübel, Baggerschaufeln, Mastixpumpen und Hosenrohre vom Schiff
6. Spezialmörtel als Fugenverguß für geschlossenes Deckwerk und Verklammerung von Schüttsteinen für offenes Deckwerk	Zwei Typen (Arten) Vergußmörtel mit großem Widerstand gegen Erosion sind zu unterscheiden: Typ A ist ein dichter Zementmörtel, der in Kolloidalmühlen durch Hochgeschwindigkeits-Scheraktion aufbereitet wird; er wird auch Kolloidalmörtel genannt. Typ B ist ein dichter Zementmörtel, der durch Zugabe von Zusatzmitteln die geforderten Eigenschaften erreicht.	
	Aufbereitung an Land, Einbau durch Pumpen über Hochdruckschläuche von Hand oder maschinell	Aufbereitung an Land oder auf Spezialschiffen, Einbau über Hochdruckschläuche von Hand durch Taucher oder mit elektronisch über die Förderleistung gesteuertem Einbaugerät
7. Boden evtl. zwischen Spundwänden, Sinkstücken usw.	Land- und Schwimmbagger, Einspülen von wasserseitig gefördertem Material	Schwimmbagger und Klappschuten, Einspülen von wasserseitig gefördertem Material
8. Bitumensand	Lkw, Kipper und Bagger	Klappschuten, Hosenrohre, Förderbänder, Silos mit Bodenklappen, Lkw. – Bei Einbau in größeren Tiefen Einwickeln in engmaschigem Drahtgeflecht

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Abb. F 28. Das Buhnensystem von Buhne 21 bis Buhne 35 [2, Luftbild/Kolde/Juist]

Die stationäre Senkbank ist eine etwa bis 10:1 oder flacher geneigte befestigte Ebene, deren Größe sich nach den Sinkstückabmessungen richtet. Die Senkbank wird an geschützter Stelle des Ufers in Baustellennähe angelegt. Diverse Einrichtungen dienen je nach Ausführungsart den einzelnen Herstellungsphasen und dem Zuwasserlassen, dem sogenannten Abziehen oder Abschieben des Sinkstückes. Den Absenkvorgang gibt die Abbildung F 36 wieder. Andere Bauweisen einer Senkbank bestehen z. B. aus einer wasserseitigen Spundwand mit Hinterfüllung und darüberliegendem Balkenrost oder auch Balkenrost auf Pfahlkonstruktion. Bei kleineren Sinkstücken, die in einer Tide gefertigt werden können, ist ihre Herstel-

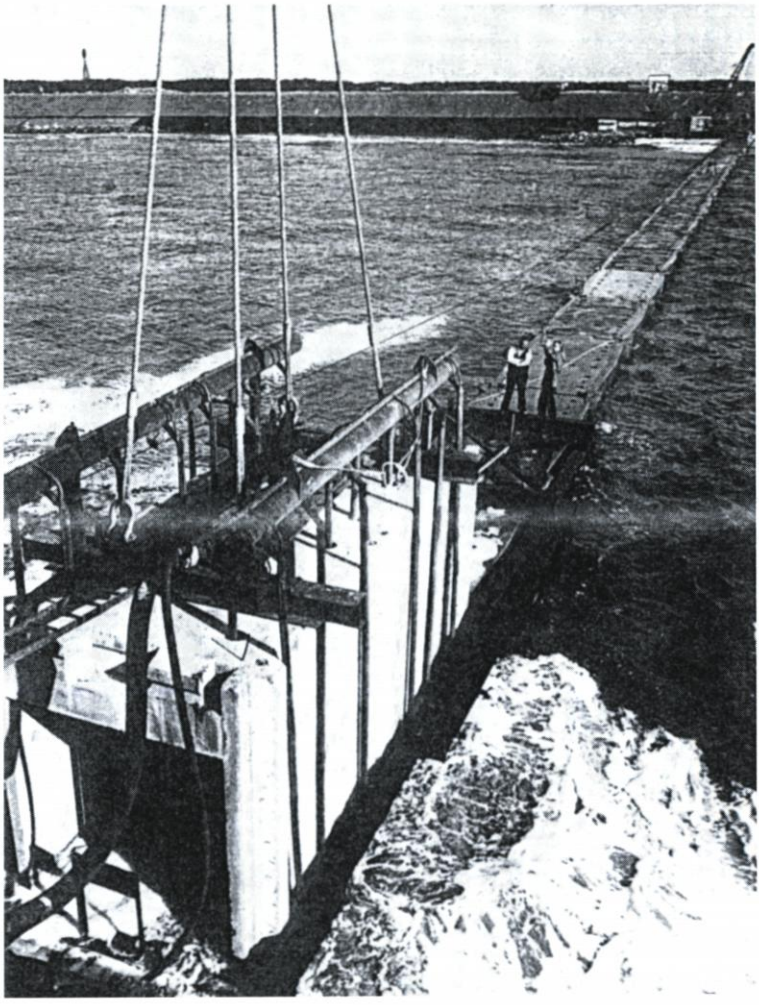


Abb. F 29. Bau einer Kastenbuhne aus Stahlbetonfertigteilen am Südstrand von Borkum

lung auf dem Strand üblich; sie schwimmen dann bei auflaufendem Wasser auf und werden zum Einbauort transportiert.

Die schwimmende Senkbank ist eine geneigte Ebene, die auf Pontons, Schuten oder anderen Auftriebskörpern befestigt ist. Ihre Ausrüstung gleicht der stationärer Senkbänke. Der Vorteil ist, daß die Sinkstücke in unittelbarer Nähe oder direkt über dem Einbauort gefertigt werden können. Außerdem ist die Herstellung beliebig langer Sinkstücke durch wiederholtes Verziehen der schwimmenden Senkbank möglich. Eine Voraussetzung ist jedoch ruhiges Wasser am Herstellungs- und Einbauort.

Der Steinstürzer ist ein schwimmendes, meist selbstfahrendes Gerät, auf dessen Deck Schubschilde montiert sind. Hierauf liegt gleichmäßig verteilt das Steinmaterial. Über dem Einbauort wird durch Verfahren des Gerätes ein gleichmäßiger Abwurf des Materials mit Hilfe der Schubschilder möglich (Abb. F 36). Ein dem Steinstürzer ähnliches Gerät besteht aus einem Schwimmkörper mit aufgesetzten Kästen, die gekippt werden und nach Öffnen der

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

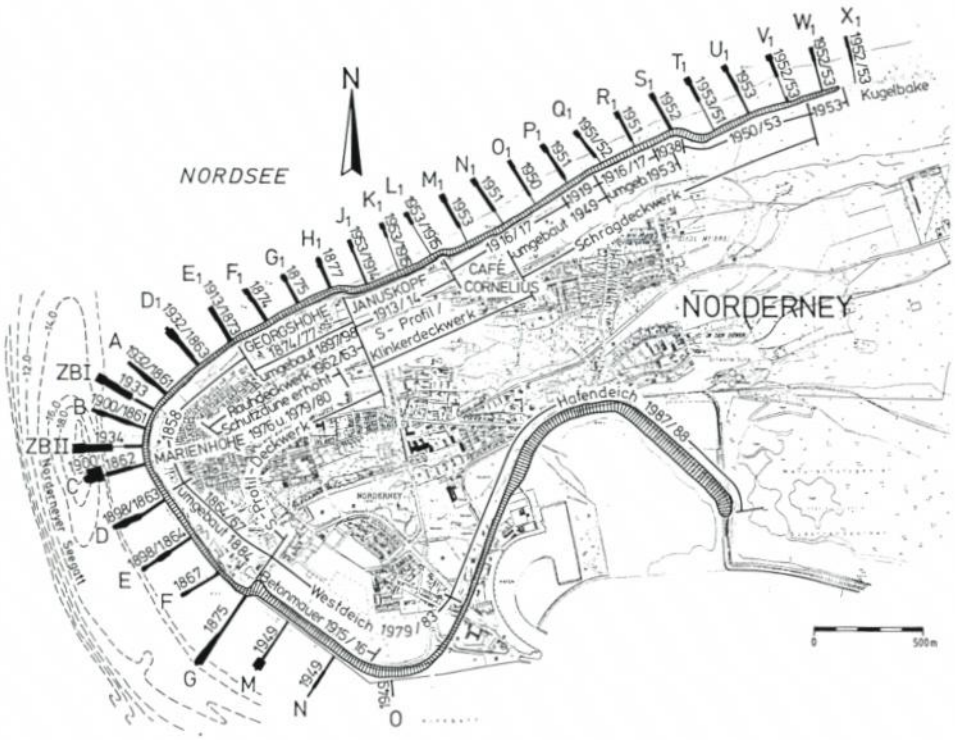


Abb. F 30. Buhnen am Westende der Insel Norderney



Abb. F 31. Gewölbte Buhne mit seitlichen Bermen in Steinbauweise auf Norderney



Abb. F 32. Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen, die im oberen Bereich durch Korrosion und Sandschliff starke Schäden aufweist

Seitenwand ihre Ladung seitlich über Bord entleeren. Der Vorteil ist, daß durch Entleerung einzelner Kästen kleine Teilladungen abgeworfen werden können, wodurch es besonders für Unterhaltungsarbeiten geeignet ist.

Aus einer Klappschute – geschleppt oder selbstfahrend – kann der Ladeinhalt durch zu öffnende Bodenklappen über der Einbaustelle abgeworfen werden. Wasserdichte Luftkammern halten die Schute schwimmfähig.

Zum Einbau von an Land hergestellten, mit Betonsteinen verbundenen Kunststoffmatten – 30 m × 200 m – dienen ebenfalls Großpontons. Die Abrolltrommeln schwimmen beim Verlegevorgang, der im Prinzip dem vorher beschriebenen entspricht.

Auf die beim Einbau unter Wasser in größeren Wassertiefen entstehenden Vermessungsprobleme sei hier nur am Rande verwiesen. Verwendet werden für Einbau und Ortung zunehmend elektronische Ortungsgeräte.

4.3 Unterhaltung von Buhnen

Bereits bei der Entwurfsgestaltung ist das Erfordernis einer notwendigen künftigen Unterhaltung zu berücksichtigen. Da jedes Seebauwerk dem natürlichen Kräftespiel im jeweiligen Uferstrandabschnitt ausgesetzt ist, ist mit der Planung des Bauwerkes bereits die Voraussetzung für seine ständige Unterhaltung gegeben.

Der Unterhaltungsaufwand hängt in erster Linie von der gewählten Konstruktion, den Baustoffen und den äußeren Einwirkungen (s. Empfehlungen A) sowie der Lebensdauer des

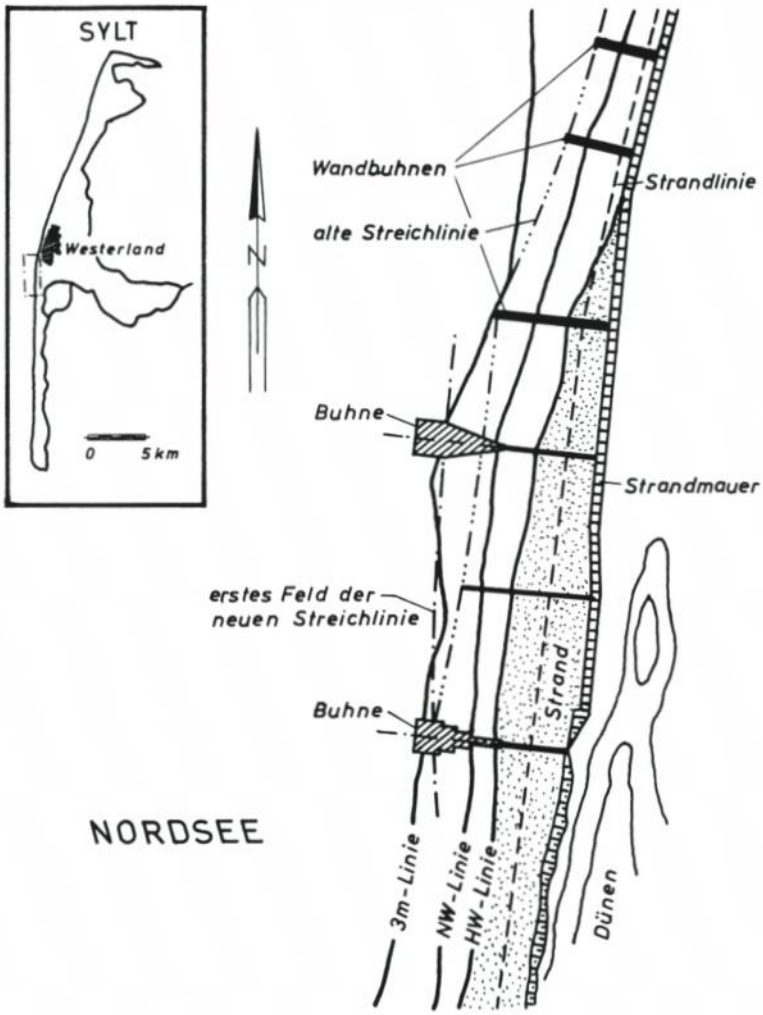


Abb. F 33. Buhnen vor Westerland auf Sylt

Bauwerkes ab. Beispielsweise muß bei einer Einwandbuhne aus Stahl bedacht werden, daß die mechanische Beanspruchung und der Abtrag durch Sandschliff und Eis erheblich sein können. Außerdem muß von vornherein mit einer stetigen Abrostung gerechnet werden. Gegen diese Einwirkung gibt es praktisch keine wirksame Schutzmaßnahme, sondern hier stellt sich die Frage nach der gewünschten Lebensdauer.

Bauweisen aus Steinschüttungen weisen – je nach den Stückgewichten – Abtragungserscheinungen und Umlagerungen durch Wellen, Strömung, Eisangriff usw. auf. An manchen Stränden läßt sich ein Zusammenhalten der Schüttung durch Seepockenbewuchs beobachten. Vor allem an Buhnenköpfen ist mit Sackungen durch Veränderungen der Sohle zu rechnen. Die Unterhaltung besteht im Normalfall in dem Ersatz der Materialverluste. Sind die Sackungen besonders stark, kann ein neuer Aufbau des Steinkörpers auf neu verlegten Sinkstücken erforderlich werden. Besteht die Deckschicht des Steinkörpers aus schweren



Abb. F 34. Buhne aus Tetrapoden vor Hörnum auf Sylt



Abb. F 35. Buhne aus Tetrapoden vor Hörnum auf Sylt

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

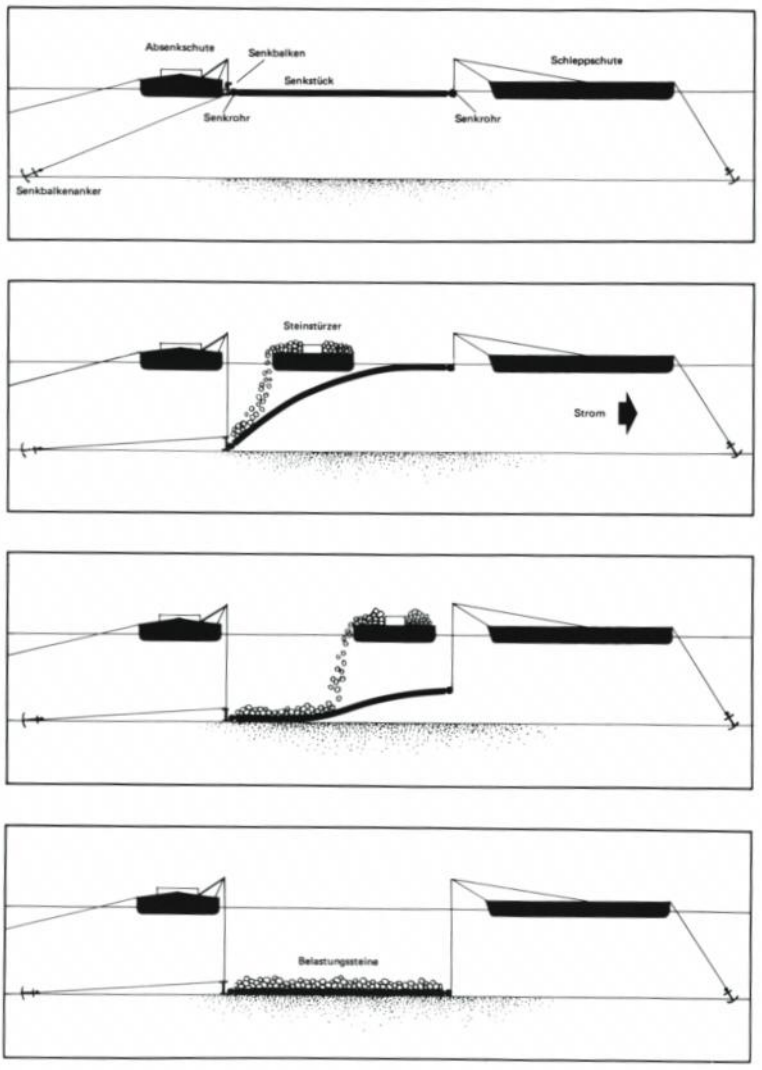


Abb. F 36. Einbau von Sinkstücken (nach VON ESSEN, 1978)

Steinen bis zum gebrochenen Fels oder Betonfertigteilen, so hat dies zwar den Vorteil eines großen Widerstandes gegen mechanische Angriffe, jedoch den Nachteil, daß bei Versackungen der Einsatz schwerer Geräte erforderlich wird, um die Deckelemente abzuheben, zu unterfüllen und neu zu setzen.

Für die Unterhaltung einer Buhne ist ihre Befahrbarkeit mit Baugeräten von großem Wert. Geböschte Buhnen ohne befahrbare Krone und Einwandbuhnen sind daher ungünstig zu unterhalten, besonders soweit der seitliche Strand während der Tidezeit nicht trocken fällt.

Mit Beton oder Asphalt vergossene Schüttsteinkonstruktionen sind widerstandsfähiger gegen äußere Einwirkungen als unvergossene Schüttungen. Die Unterhaltung – vor allem bei Nachsackungen – ist schwierig, da nachgeschüttete Steine einen erneuten Verguß – oft für kleine Steinmengen – erfordern und der Verbund der neu eingebrachten mit der alten

Vergußmasse nur schwer zu erreichen ist. Daher ist bei Neubauten oder Grundinstandsetzungen von Buhnen besonders darauf zu achten, daß der Sandkern gut verdichtet und durch seitliche Fußeinfassungen und Abdeckung mit dauerhaft funktionsfähigem geotextilen Filter wirksam gegen Ausspülungen umschlossen wird. Dann können Sackungen nahezu ausgeschlossen werden. Sollten trotzdem Sackungen oder Setzungen eintreten, so neigen betonvergossene Deckschichten infolge ihrer Plattenwirkung zum Überspannen von Hohlräumen, bis die Platte bei größeren Ausspülungen plötzlich einbricht und ein großer Schaden sichtbar wird. Der plastisch verformbare Asphaltverguß paßt sich den Sackstellen besser an. Einzelheiten des Vergusses mit Beton bzw. Asphalt können aus den Empf. E, Abschn. 3.1.3 bzw. 3.2.3 entnommen werden.

Der Unterhaltungsaufwand kann gering gehalten werden durch

- regelmäßige Beobachtung des Bauwerkes und des Strandabschnittes und Auswertung der Beobachtungsergebnisse in Verbindung mit Erfolgskontrollen über die Wirkung des Bauwerkes,
- Ergründung der Ursachen für aufgetretene Mängel und Schadensbeseitigung ggf. mit Behebung der eigentlichen Schadensursache, wie z. B. Fehlstelle im Filter oder dgl.

Die unverzügliche Beseitigung erkannter Schäden hält den Aufwand für die Unterhaltung von Seebauwerken gering. Treten erst Folgeschäden auf, wird der Aufwand unverhältnismäßig hoch.

Über Bau, Kontrolle sowie Unterhaltung sollte für jede Buhne ein Bestandsbuch geführt werden, damit die Entwicklung von Schäden, ihre Beseitigung und die finanziellen Aufwendungen systematisch verfolgt werden können. Daraus können Konsequenzen für die weitere Unterhaltung oder auch für einen Umbau oder Ausbau oder gar für eine Beseitigung oder einen Neubau gezogen werden.

5. Kontrolle von Buhnen und Strandzustand

Die Buhnen sind insbesondere Tide- und Brandungsströmungen sowie Seegangs- und Brandungskräften ausgesetzt, die ihren Bestand gefährden. Auch Eisbildung und Eisgang können Bauwerksschäden verursachen. Ebenso sind Schäden durch menschliche Einwirkungen bekannt, z. B. durch Entfernen oder Umpacken von Steinen. Witterungseinflüsse und ständiger Wasserwechsel lassen weniger geeignete Baustoffe verwittern. Vor allem aber kann durch Höhenänderungen des Strandes die Standsicherheit von Buhnen gefährdet werden.

Den stärksten Beanspruchungen sind Buhnen in den Herbst- und Wintermonaten durch Sturmfluten und Frost ausgesetzt. Eingetretene Schadstellen können sich sehr schnell vergrößern. Sie müssen daher möglichst bald nach ihrer Entstehung erkannt und beseitigt werden. Erforderlich ist deshalb eine Kontrolle nach jeder Sturm- und Eislage. Wegen der rauhen Seegangsverhältnisse ist das im allgemeinen nur im Überwasserbereich möglich. Der Unterwasserbereich kann erst nach Beginn ruhiger Wetterlagen untersucht werden. Das muß jährlich so zeitig im Frühling geschehen, daß festgestellte Schäden bis zum Herbst beseitigt werden können.

Die oberhalb des Tideniedrigwassers gelegenen Bauwerksteile können durch Besichtigung überprüft werden. Das gleiche gilt für tiefergelegene Teile bei außergewöhnlich niedrigen Wasserständen, wie sie z. B. an der Nordseeküste bei Ostwindlagen auftreten. Diese gilt es zu nutzen, weil eine Überprüfung unter Wasser schwierig und ungenau ist.

Die Kontrolle kann eine einfache Besichtigung und Abschätzung der Schäden sein. Eine gute Hilfe leisten dabei Fotoaufnahmen für die Dokumentation. Diese erhält eine erhöhte

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Aussagekraft, wenn die Aufnahmen regelmäßig (z. B. jährlich oder halbjährlich) von jeweils gleichen, fest vermarkten Standpunkten aus mit gleichem Blickwinkel gemacht werden.

Die ständig unter Wasser liegenden Bauwerksteile müssen durch Bauwerkspeilungen kontrolliert werden. Im Bereich des Buhnenkopfes wird vielfach eine sogenannte Sternpeilung um einen auf den Buhnenkopf fixierten Punkt durchgeführt.

Wichtig für die Kontrolle der Wirkung und für die Standsicherheit von Buhnen sind die Höhenänderungen des Strandes und Vorstrandes. Durch Sandabtrag in den Buhnenfeldern bis unter die die Standsicherheit der Fußeinfassung gewährleistende Geländehöhe verlieren die Buhnen ihren seitlichen Halt. Das kann Seiten- und Kopfsicherungen der Buhnen oder auch Strandauffüllungen erforderlich machen. Um die Strandentwicklung zu verfolgen, sind deshalb regelmäßig zu wiederholende Strandbeobachtungen angebracht.

Quantitative Angaben über Strandveränderungen lassen sich am besten durch Nivellements und Lotungen in Strandprofilen in 50 m bis 200 m Abstand oder durch tachymetrische Aufnahmen gewinnen, die in Höhenplänen aufgetragen und verglichen werden können. Qualitativ lassen sich Höhenänderungen des Strandes auch mittels Luftbildern erkennen, die bei niedrigen Tidewasserständen aufgenommen worden sind und deren Aufnahmezeitpunkt und Tidewasserstand bekannt sind. Derartige Luftbilder lassen meistens auch die Verlagerung von Sandplaten erkennen, so daß die wahrscheinliche Strandentwicklung beurteilt werden kann.

6. Beispiele ausgeführter Buhnenkonstruktionen

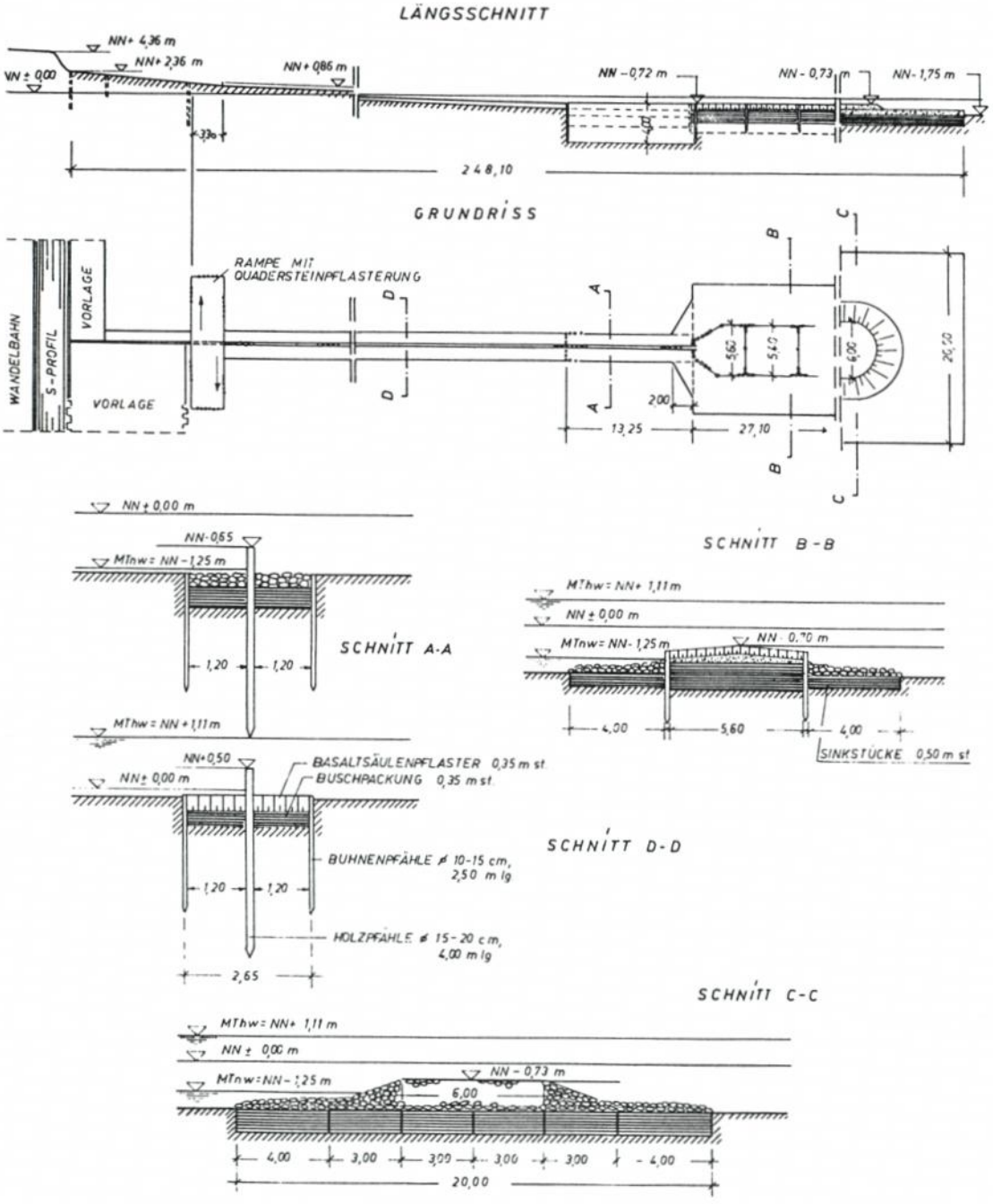
Beispiel 1: Einwandbuhne aus Holzpfählen
Beispiel 2: Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen
Beispiel 3: Geböschte Buhne in Steinbauweise mit Mittelspundwand
Beispiel 4: Geböschte Buhne in Steinbauweise mit breiter Krone
Beispiel 5: Gewölbte Buhne in Steinbauweise mit seitlichen Bermen
Beispiel 6: Gewölbte Buhne in Steinbauweise mit seitlich dichter Einfassung
Beispiel 7: Buhne in Steinbauweise mit Asphaltverguß (Flunderbuhne)
Beispiel 8: Kastenbuhne mit Holzspundwänden
Beispiel 9: Kastenbuhne mit Stahlspundbohlen
Beispiel 10: Kastenbuhne mit Stahlbetonbohlen
Beispiel 11: Kastenbuhne mit Stahlbetonfertigteilen
Beispiel 12: Buhne aus Betonformkörpern
Beispiel 13: Unterwasserbuhne als Sinkstückkörper
Beispiel 14: Einreihige Holzpfahlbuhne (Ostseeküste)
Beispiel 15: Einreihige Holzpfahlbuhne (Ostseeküste)

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Beispiel 1:

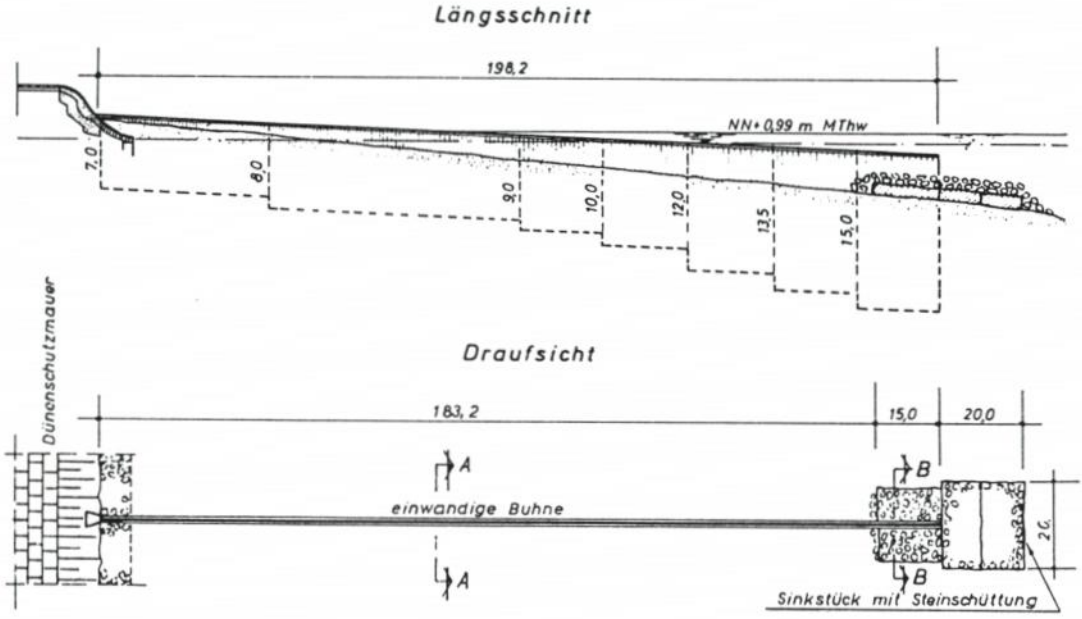
Buhnentyp: Einwandbuhne aus Holzpfählen
Lage: Buhne L1 am Nordweststrand der Insel Norderney (Abb. F 30)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung
Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1917, verlängert 1953
Bauweise: Einwandige Holzpfahlreihe ohne Holm mit seitlicher, waagerechter Berme aus Schüttsteinen oder Basaltpflaster auf Buschpackung. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (Norderneyer S-Profil) an. Die Kopfsicherung besteht aus einer bis zu 20 m breiten Steinschüttung auf Sinkstücken.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Holzpfähle wurden erst 1953 ausgewechselt; sie hielten sich damit relativ lange. Der Buhnenkopf mußte 1953 durch eine 29 m lange Sinkstückvorlage gesichert werden. Der übrige Bereich der Buhne war standfest.
b) funktionell: Die Buhne L1 ist vor allem Seegang und Brandungsströmungen ausgesetzt. Ihre Aufgabe sollte es sein, den weiteren Strandabbruch zu verhindern. Im Zusammenwirken mit den gleichzeitig gebauten Nachbarbuhnen J1 und K1 sowie den anschließenden, bereits vorher und noch später gebauten Buhnen ist es weitgehend gelungen, den Sandabtrag zu verlangsamen, doch wurden seit 1951/52 7 Strandaufspülungen durchgeführt, die auch den Strand im Bereich der Buhne L1 verbessert haben.

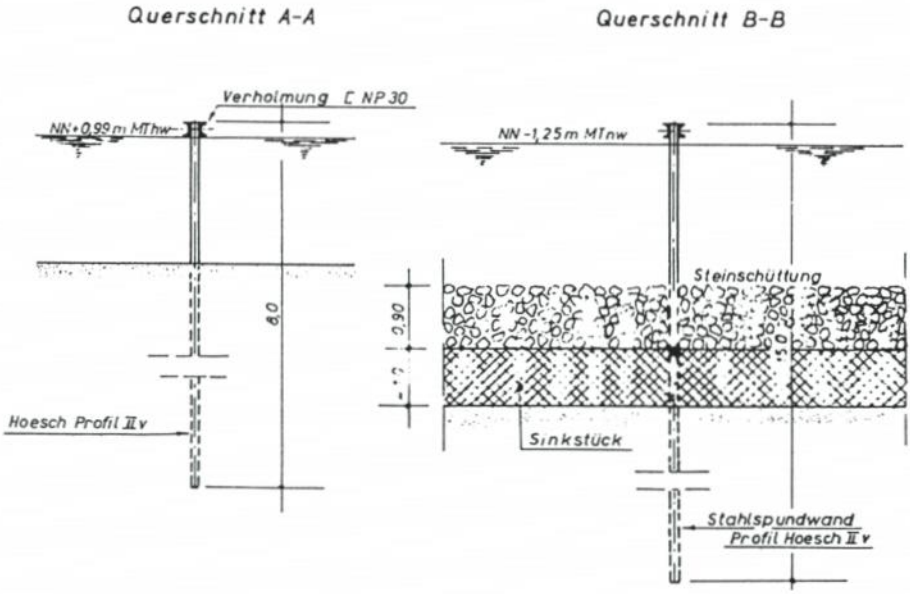
Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Beispiel 2:

Buhnentyp: Einwandbuhne aus Stahlspundbohlen
Lage: Buhne 17 am Westkopf der Insel Borkum (Abb. F 27)
Beanspruchung: Seegang, Tide- und Brandungsströmung
Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1937
Bauweise: Einreihige Stahlspundwand mit beiderseitigem Holm. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (S-Profil) an. Der Buhnenkopf ist durch eine Unterwasserbuhne aus Schüttsteinen auf Sinkstücken gesichert.
Beurteilung: a) konstruktiv: Nachteilig sind Korrosion und beidseitiger Sandschliff an den Stahlspundbohlen.
b) funktionell: Die Buhne hält Längsströmungen vom Inselsockel fern und behindert die Ausbildung von Brandungsströmungen um so mehr, je schräger die Brandungswellen anlaufen. Die Brandung steilt sich vor der senkrechten Wand auf. Bei höheren Wasserständen schlagen Wellenköpfe über die Buhne und fachen auf der Leeseite neue Wellen und Strömungen an.


Längsschnitt
198,2
NN+0,99 m MThw
7,0
8,0
9,0
10,0
12,0
13,5
15,0
Dünenschutzmauer
Draufsicht
183,2
15,0
20,0
A
B
einwandige Buhne
2,0
Sinkstück mit Steinschüttung


Querschnitt A-A
Querschnitt B-B
Verholmung C NP 30
NN+0,99 m MThw
8,0
Hoesch Profil IIv
NN-1,25 m MTnw
Steinschüttung
0,90
Sinkstück
Stahlspundwand
Profil Hoesch IIv

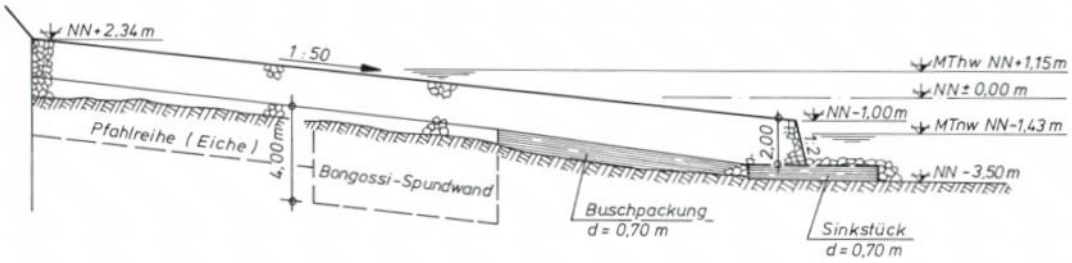
Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Beispiel 3:

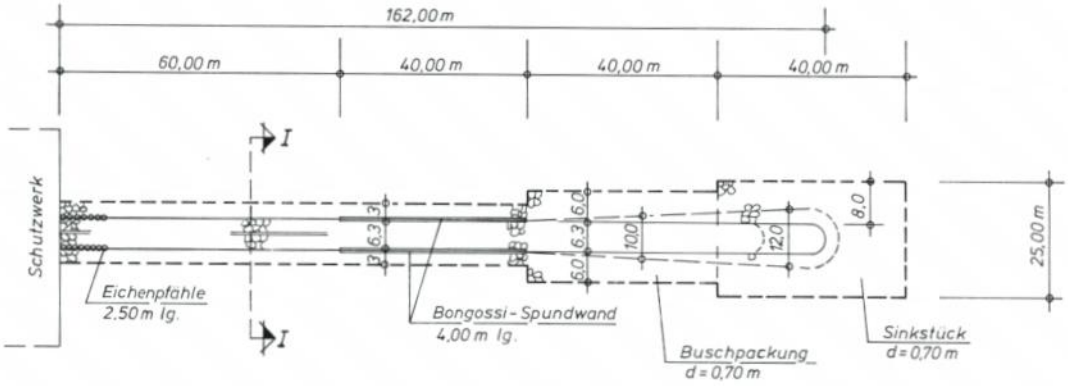
Buhnentyp: Geböschte Buhne in Steinbauweise mit Mittelspundwand
Lage: Buhne A im Westen der Insel Spiekeroog
Beanspruchung: Seegang, Tide- und Brandungsströmung
Baugrund: Feinsand
Baujahr: 1873, 1961
Bauweise: Die Buhne wurde 1873 als flachgewölbte Buhne mit seitlichen Pfahleinfassungen gebaut. 1961 wurde sie erhöht und erhielt das Profil einer geböschten Buhne. Als Einfassung an beiden Seiten des Buhnenkörpers wurden landseitig Eichen-Pfahlreihen, ∅ 18–20 cm, im Mittelabschnitt Bongossi-Spundwände, jeweils mit Fußvorlage aus Buschpackung mit Steinlage, und am Kopfende unterhalb MTnw lediglich eine Buschpackung mit Steinlage angeordnet. Die Deckschicht besteht aus Steinsatz mit Asphaltverguß.
Beurteilung: Die erhöhte Buhne hat den Sandlängstransport verzögert und führt in Zeiten mit stärkerem Litoraltransport zu deutlicher Aufhöhung des Strandes, vor allem an der Luvseite (Nordseite). Die vergossene Deckschicht hat sich bewährt, wenngleich in den Fugen an der Oberfläche vom Verguß nur noch wenig zu sehen ist. Vermutlich ist er aufgrund zu weicher Einstellung in tiefere Schichten gesickert.
In Zeiten mit niedriger Strandlage kann die offene Pfahlreihe im Wurzelbereich zu Sandverlusten führen.
Ohne befahrbare Krone ist die geböschte Buhne mit Bau- und Transportgerät nur zu unterhalten, soweit der seitliche Strand jeweils für längere Zeit um Tnw trockenfällt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

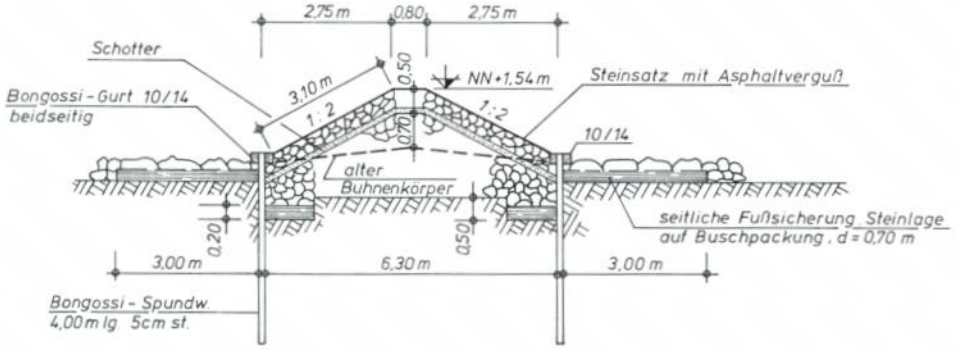
Seitenansicht



Draufsicht



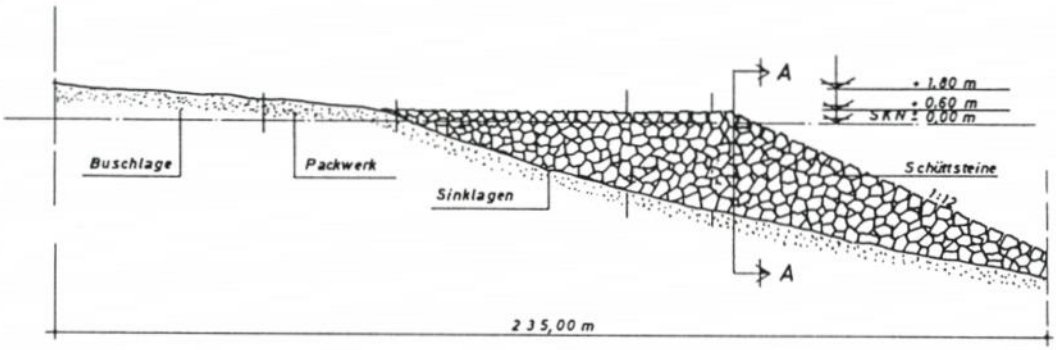
Querschnitt I - I



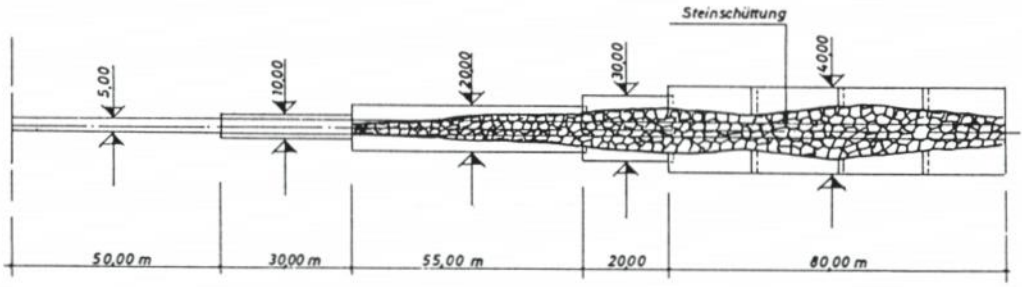
Beispiel 4:

Buhnentyp:	Geböschte Buhne in Steinbauweise mit breiter Krone
Lage:	Buhne in der Außenweser bei km 68,4
Beanspruchung:	Tideströmung, Wellenkräfte, Eisgang
Baugrund:	Toniges, festes Watt (gleiche Bauweise auf Sanduntergrund üblich)
Baujahr:	1974
Bauweise:	Schüttsteine auf Sinkstücken. Die 30 cm dicken Sinklagen sind mit Kunststoffmatten verstärkt. Die Kunststoffmatten überlappen an den Stößen, so daß das Kernsinkstück entfallen konnte. Die Kronenbreite beträgt auf ganzer Länge 4,00 m. Die Buhnenwurzel schließt an das hohe Watt an. Der Buhnekopf hat keine besondere Sicherung.
Beurteilung:	a) konstruktiv: Die Buhne mit 4 m breiter Krone bietet den angreifenden Wasserkräften größeren Widerstand als Buhnen ohne oder mit schmaler Krone. Der Wattanschluß mit Packwerk und Buschlage verhindert die bei Buhnenbauten häufig auftretende Hinterläufigkeit. b) funktionell: Die Buhne gehört zu einer Gruppe von Buhnen, deren Aufgabe es ist, das Weserufer zu schützen und die Strömung zur Regulierung des Fahrwassers zu führen, was voll erreicht wird.

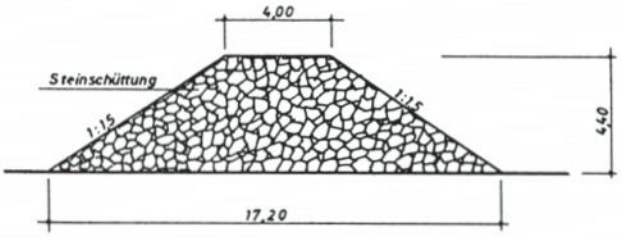
Längsschnitt



Draufsicht



Querschnitt A-A



Beispiel 5:

Buhnentyp: Gewölbte Buhne in Steinbauweise mit seitlichen Bermen

Lage: Buhne G1 am Nordweststrand der Insel Norderney (Abb. F 30)

Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung

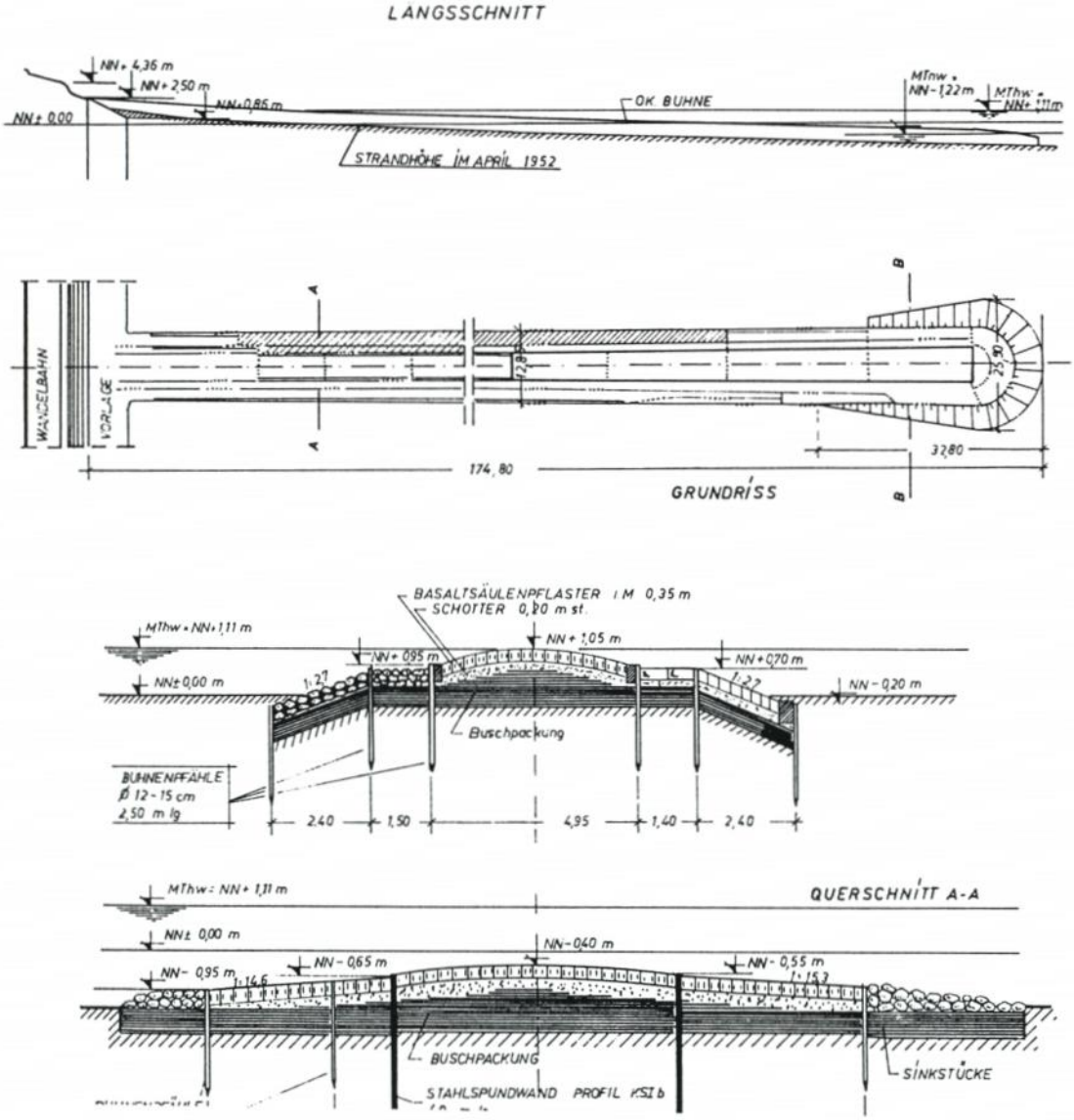
Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)

Baujahr: 1875, Sicherung durch Seitenbermen 1911, Buhnenkopfsicherung 1931

Bauweise: 1875 als gewölbte Steinbuhne aus Basaltpflaster zwischen zwei Pfahlreihen auf Buschpackung erbaut. Beiderseits sind 1911 zwei von Pfahlreihen eingefaßte Bermen aus Pflaster bzw. Packlage auf Buschpackung ergänzt worden. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (Norderneyer S-Profil) an. Der Buhnenkopf ist verbreitert und besonders flach gehalten.

Beurteilung: a) konstruktiv: Die Holzpfahleinfassungen verwittern zwar langsam, erforderten jedoch zunehmend das Auswechseln abgängiger Pfähle, weil sonst die ursprüngliche Abdeckung aus Quadersteinen ihren Halt verloren hätte. 1951 war der Buhnenkörper nach 76 Jahren so abgängig, daß er mit einer Stahlspundwand eingefaßt und die Quadersteine durch Basaltsäulen ersetzt werden mußten. Außerdem mußten der Buhnenkopf und die westliche Seite der Buhne durch Steinschüttungen gesichert werden.

b) funktionell: Die Buhne G1 ist überwiegend Seegang und Brandungsströmungen und weniger Tideströmungen ausgesetzt. Ihr war, zusammen mit den gleichzeitig gebauten Buhnen E1, F1, H1 die Aufgabe zugedacht, den weiteren Strandabbruch zu verhindern. Das ist zwar im erheblichen Maße, aber nicht voll erreicht worden, so daß der Strand langsam weiter abnahm. Daher wurde es erforderlich, den Strand seit 1951/52 sieben mal durch Aufspülungen wieder zu erhöhen.


LÄNGSSCHNITT
NN + 4,36 m
NN + 2,50 m
NN + 0,85 m
NN ± 0,00
OK BUHNE
MThw = NN + 1,22 m
MThw = NN + 1,11 m
STRANDHÖHE IM APRIL 1952
WANGELBAHN
VORLAGE
A
B
174,80
32,80
GRUNDRISS
BASALTSÄULENPFLASTER i M 0,35 m
SCHOTTER 0,20 m st.
MThw = NN + 1,11 m
NN + 1,05 m
NN + 0,95 m
NN + 0,70 m
NN ± 0,00 m
NN - 0,20 m
1:2,7
Buschpackung
BUHNENPFÄHLE
Ø 12 - 15 cm
2,50 m lg
2,40
1,50
4,95
1,40
2,40
QUERSCHNITT A-A
MThw = NN + 1,11 m
NN ± 0,00 m
NN - 0,40 m
NN - 0,95 m
NN - 0,65 m
NN - 0,55 m
1:14,6
1:15,2
BUSCHPACKUNG
SINKSTÜCKE
STAHLSPUNDWAND PROFIL KSI b

Beispiel 6:

Buhnentyp: Gewölbte Buhne in Steinbauweise mit seitlich dichter Einfassung

Lage: Buhne E1 am Nordweststrand der Insel Norderney (Abb. F 30)

Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung

Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)

Baujahr: 1873, Sicherung der Seitenbermen 1913, Buhnenkopfsicherung 1931, Verlängerungen von 148 m auf 172 m 1925 und auf 205 m 1954

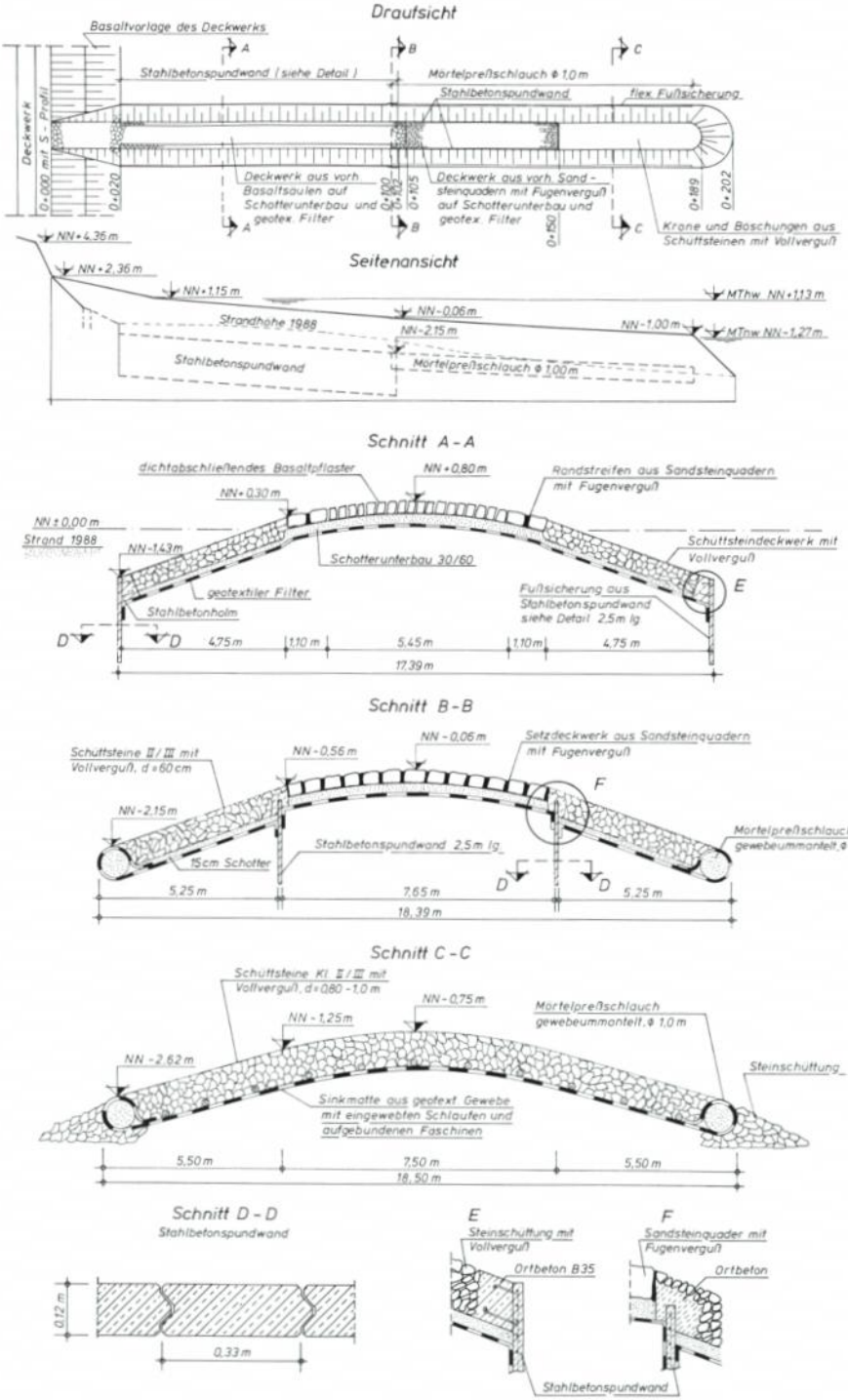
Bauweise: 1873 als gewölbte Steinbuhne wie die Buhne G1 nach Beispiel 5 gebaut. 1989 fand die Grundinstandsetzung statt, bei der der Buhnenquerschnitt völlig neu aufgebaut worden ist. Hauptmerkmal der neuen Bauweise ist die seitlich dichte Einfassung des Buhnenkörpers

- mit Stahlbetonspundwänden, deren Holm vor Ort zusammen mit dem Schüttsteinverguß betoniert wird, und
- mit einem Mörtelpreßschlauch, ∅ 1,0 m, im Unterwasserbereich.

Der Buhnenkern aus Sand ist mit einem geotextilen Filter bedeckt, der Ausspülungen verhindert. Die Buhnendecke besteht aus Schüttsteinen mit Vollverguß, im oberen Bereich ist die Krone mit der aus der alten Buhne vorhandenen Basaltpflasterschicht bzw. der Sandsteinquaderlage bedeckt und letztere in den Fugen vergossen.

Beurteilung: Die dichte seitliche Einfassung – auch im Unterwasserbereich – und die Kernbedeckung mit dem die Sperrbedingung erfüllenden geotextilen Filter (s. Empf. E, Abschn. 2.3.4) verhindern ein Ausspülen von Kernmaterial. Die weitgehend vergossene Decke verringert die Schadensmöglichkeiten durch Seegang, Strömung und Eis. Die nach diesem Verfahren seit 1983 grundinstandgesetzten Buhnen haben bisher keine Mängel erkennen lassen. Funktionell gilt das zu Beispiel 5 Gesagte.

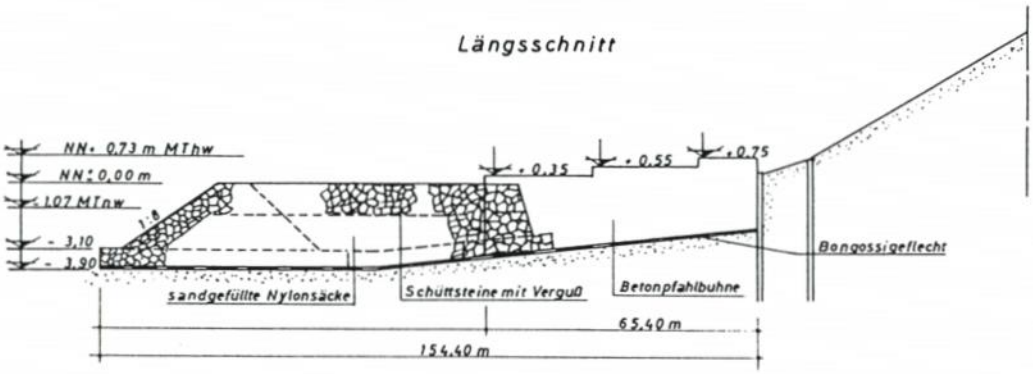
Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



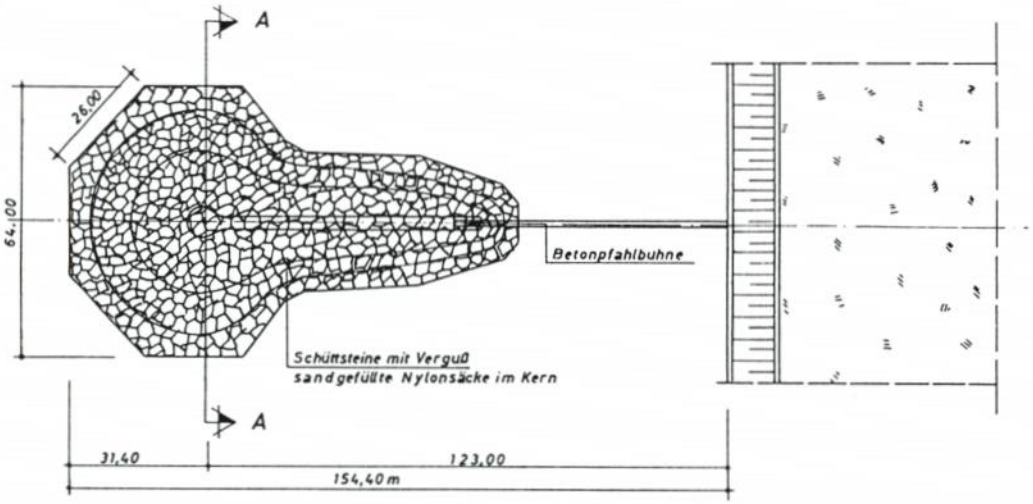
Beispiel 7:

Buhnentyp: Buhne in Steinbauweise mit Asphaltverguß (Flunderbuhne)
Lage: Buhne 2a vor der Strandmauer von Westerland (Abb. F 33)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung
Baugrund: Fein- bis Grobsand (Körnung 0,315–0,63 mm, Feinsand weniger als 10 %)
Baujahr: 1959
Bauweise: Als Unterlage für den Buhnenkörper dient eine Bongossiflechtmatte. Der Buhnenkern besteht aus sandgefüllten Nylonsäcken. Er ist mit Senksteinen abgedeckt, die im unteren Bereich 700–1500 kg, im mittleren 100–700 kg und im oberen 20–40 kg Stückgewicht haben. Die Steinschüttung wurde durch Asphaltverguß festgelegt. Die Buhnenkopfform erübrigt eine besondere Kopfsicherung. Der Anschluß der Buhnenwurzel an die Strandmauer erfolgt durch eine einwandige Betonpfahlwand.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Neigung des Buhnenkopfes beträgt 1:8 und geht nach hinten hin in eine Neigung von 1:3 über. Diese Formgebung ist hydraulisch günstig, so daß Auskolkungen vor dem Buhnenkopf nahezu ausbleiben. Durch den Einbau von sandgefüllten Nylonsäcken als Füllkörper für den Kern konnten die Baukosten um rd. 5 % vermindert werden.
b) funktionell: Durch die Form der Buhne soll das Brechen der Wellen vermieden und deren Beugung am Buhnenkopf sowie die Umlenkung der auflaufenden Wellen erreicht werden, um dadurch den Energieumsatz im Buhnenfeld und damit den Sandabtrag zu vermindern.

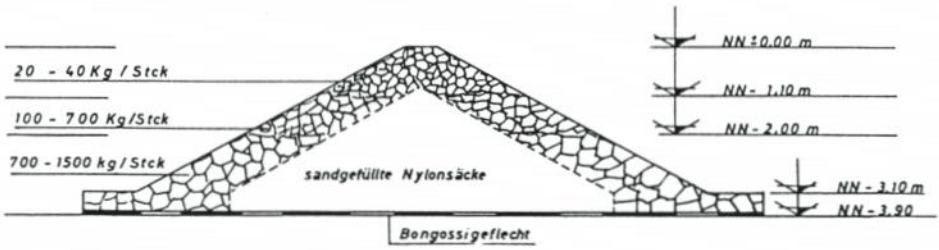
Längsschnitt



Draufsicht



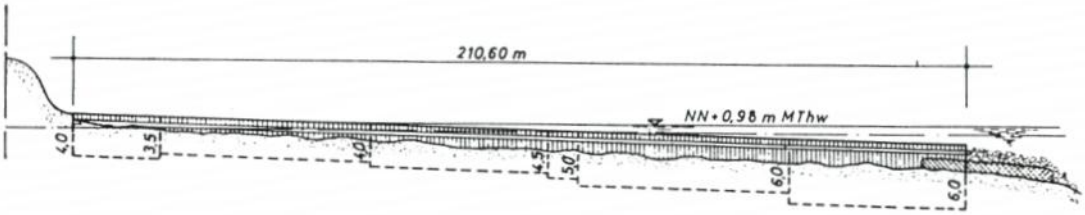
Querschnitt A - A



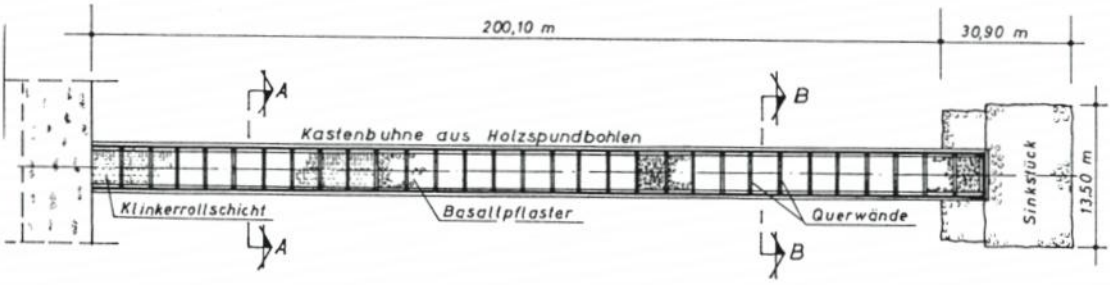
Beispiel 8:

Buhnentyp: Kastenbuhne mit Holzspundwänden
Lage: Buhne 1 am Nordweststrand der Insel Borkum (Abb. F 27)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung
Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,20 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1928
Bauweise: Kastenbuhne mit gegeneinander verankerten Seitenwänden aus teerölgetränkten Holzspundbohlen. Die Fugen sind mit Dichtungsbrettern abgedeckt. Der Kasten ist von unten nach oben mit Sand, Splitt und Schotter gefüllt und im hinteren Bereich mit einer Klinkerrollschicht, im vorderen mit Basaltpflaster abgedeckt. Die Buhnenwurzel schließt an eine Steilmauer an. Der Buhnenkopf ist durch ein Sinkstück mit Steinschüttung gesichert.
Beurteilung: a) konstruktiv: 1950 war eine Instandsetzung erforderlich, weil das Pflaster teilweise abgesackt war und sich die Spundwände dadurch auf kurzer Strecke geneigt hatten. Die Holzbauweise hat sich bewährt; sie war allerdings auch keiner schweren Dauerbelastung ausgesetzt, weil sie die meiste Zeit nur wenig aus dem Strand ragte oder zeitweise – zumindest in Teilabschnitten – auch unter Sand lag.
b) funktionell: In den zwanziger Jahren bildete sich vor dem Weststrand von Borkum eine Rinne, die sich immer näher an die Insel heran verlagerte, nach Norden ausdehnte und vertiefte. Um die weitere Annäherung der Rinne zu verhindern, wurde u. a. als nördlichste eines Buhnensystems die Buhne 1 gebaut. Sie erfüllte die ihr zugedachte Aufgabe als Strombuhne, bis die Rinne (Strandgatje) im Jahre 1933 im Südteil verbaut worden war und sich der Strand u. a. auch im Bereich der Buhne 1 allmählich erhöhte, so daß die Strömungs- und Wellenbeanspruchung nachließen, wodurch sie sich von einer Strombuhne allmählich zu einer Strandbuhne wandelte.

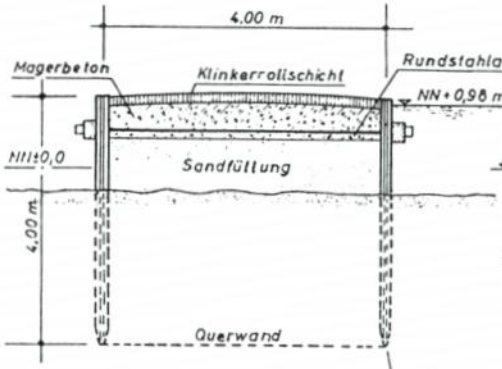
Längsschnitt



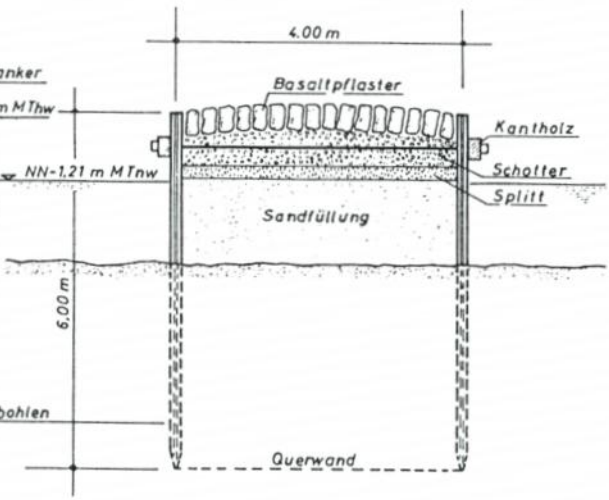
Draufsicht



Querschnitt A-A

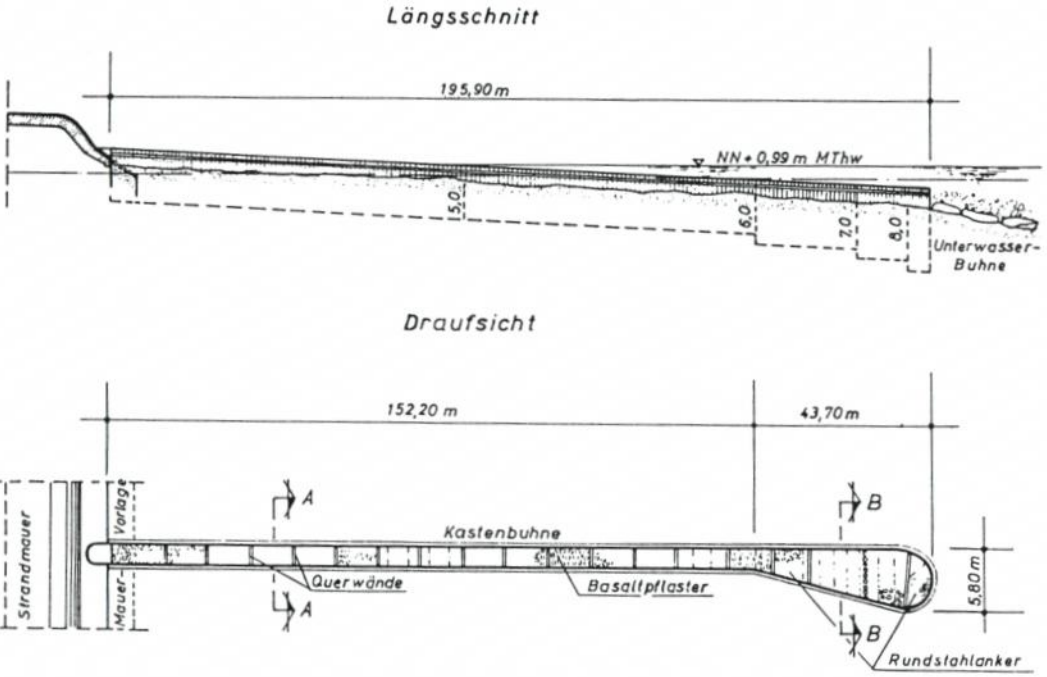


Querschnitt B-B



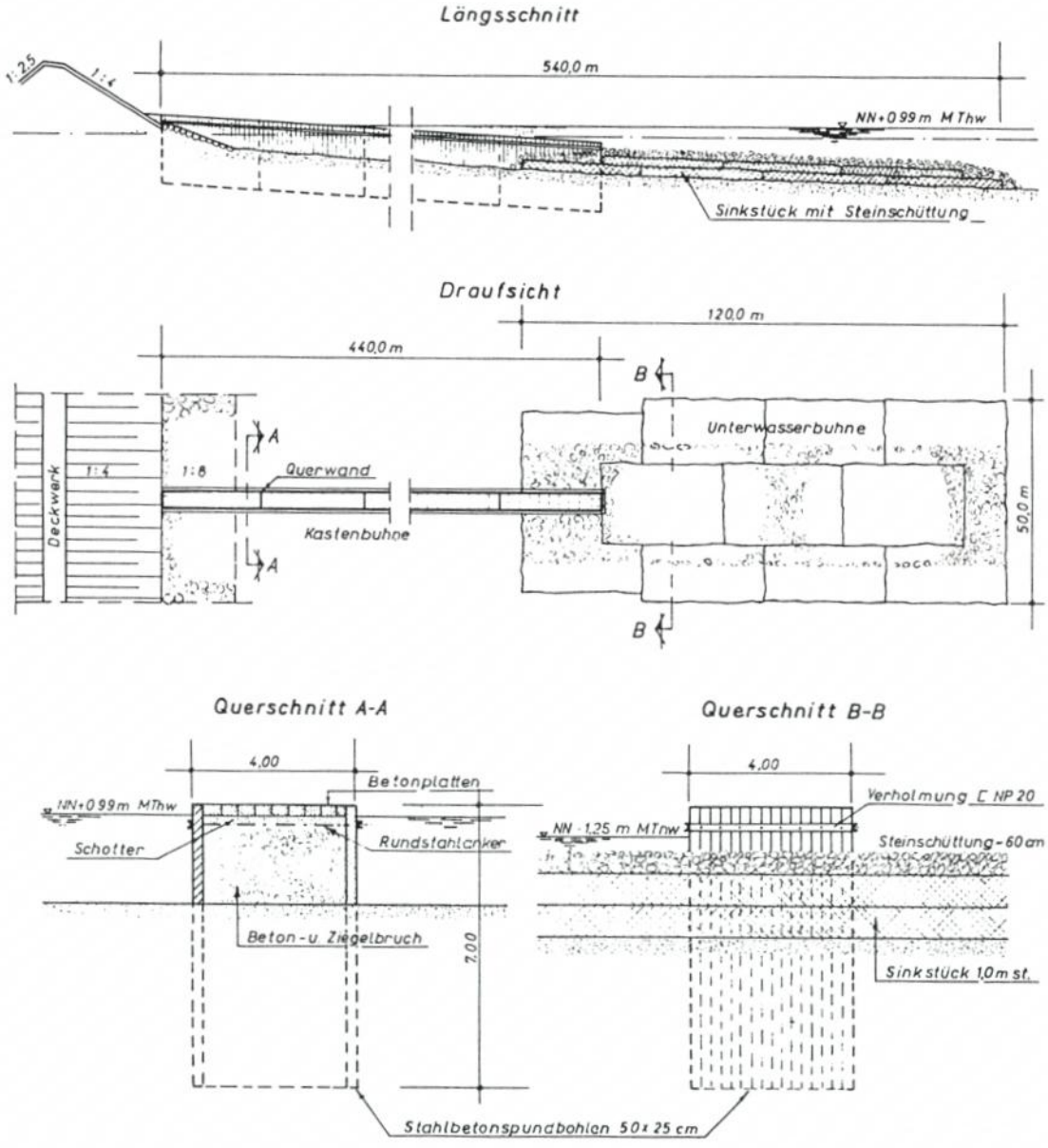
Beispiel 9:

Buhnentyp: Kastenbuhne mit Stahlspundbohlen
Lage: Buhne 21 am Südweststrand der Insel Borkum (Abb. F 27)
Beanspruchung: Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1950/51
Bauweise: Die ursprünglich 1891 erbaute, gewölbte Steinbuhne mußte 1950/51 erneuert werden. Dabei wurde sie zu einer Kastenbuhne aus 5 bis 7 m langen Stahlspundbohlen umgebaut. Der Kasten ist mit Schotter auf Sand gefüllt und mit Basaltpflaster abgedeckt. Die Querwände bestehen aus Holzpfählen. Die Buhnenwurzel schließt an ein Deckwerk (S-Profil) an. Der Buhnenkopf ist durch eine 150 m lange Unterwasserbuhne aus Schüttsteinen auf Sinkstücken geschützt, die bereits 1938 der ursprünglichen gewölbten Steinbuhne hinzugefügt worden war.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Stahlspundbohlen rosten sehr stark und zeigen Schäden durch Sandschliff. Die Basaltabdeckung hält sich gut. Die Schüttsteinabdeckung der Unterwasserbuhne war teilweise erodiert und mußte 1976 ergänzt werden.
b) funktionell: Die Buhne 21 ist eine Strombuhne, welche die weitere Annäherung der Stromrinne der Ems verhindern soll. Die Hauptbelastung trägt die Unterwasserbuhne. Das Bauwerk erfüllt voll seine Aufgabe.


Längsschnitt
195,90 m
NN + 0,99 m MThw
5,0
6,0
7,0
8,0
Unterwasser-Buhne
Draufsicht
152,20 m
43,70 m
Strandmauer
Vorlage
Mauer
A
A
B
B
Kastenbuhne
Querwände
Basaltpflaster
5,80 m
Rundstahlanker
Querschnitt A-A
2,00 m
NN + 1,55 m
Basalt
Schotter
NN+0,99 m MThw
Anker 1 1/2"
NN± 0,0
Sandfüllung
5,00 m
KS Ib
Querwand
Querschnitt B-B
4,00 m
Basaltpflaster
NN-0,40 m
Schotter
NN-1,25 m MTnw
NP 26
Sandfüllung
6,00 m
Holzpfahlreihe
KS Ib
1,0 m
Querwand
1,0 m

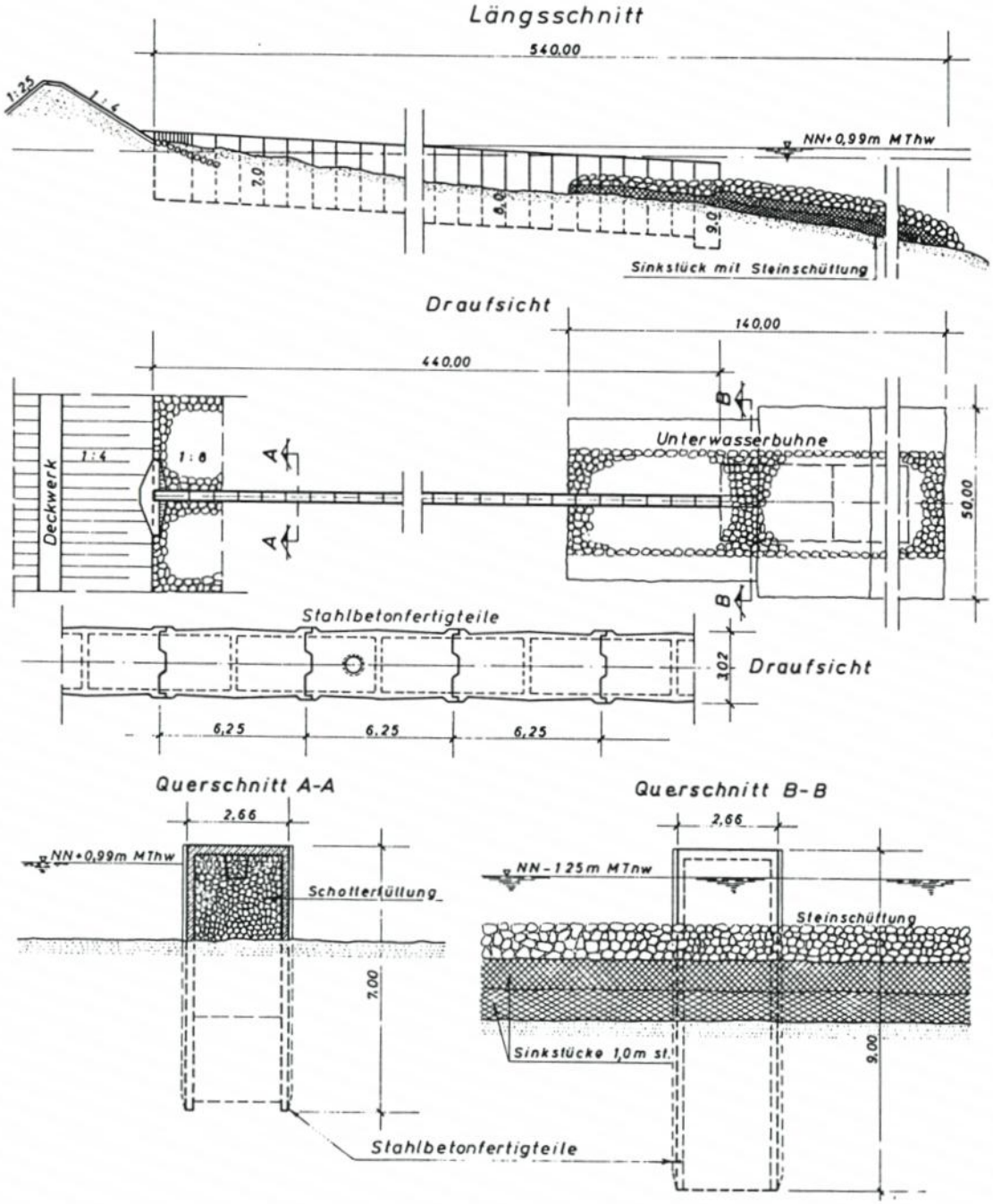
Beispiel 10:

Buhnentyp: Kastenbuhne mit Stahlbetonbohlen
Lage: Buhne 31 am Südstrand der Insel Borkum (Abb. F 27)
Beanspruchung: Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1975/76
Bauweise: Kastenbuhne mit gegeneinander verankerten Seitenwänden aus schlaffbewehrten Stahlbetonbohlen. Der Kasten ist mit Beton und Ziegelbruch gefüllt und oben mit Betonplatten abgedeckt. In Abständen von 25 m sind Querwände aus den gleichen Stahlbetonbohlen wie die Seitenwände angeordnet. Die Buhne schließt an ein 1:4 geneigtes Asphaltdeckwerk an. Der Buhnenkopf hat im vorderen Bereich eine seitliche Sicherung aus Steinschüttung auf Sinkstücken und ist vor Kopf durch eine 100 m lange und 50 m breite Unterwasserbuhne gesichert, die das weitere Abbrechen des Unterwasserhanges verhindern soll.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Konstruktion hat sich bisher bewährt. Die Betonbohlen sowie die Abdeckung aus Betonplatten sind im Wasserwechselbereich stark von Algen bewachsen. Durch den Algenbewuchs ist die Buhnenkrone glitschig und das Begehen und Befahren gefährlich. Die seitlichen Stahlholme sind einer starken Korrosion ausgesetzt, wodurch die Standfestigkeit der Buhne bei den im übrigen verwendeten langlebigen Bauelementen beeinträchtigt werden kann.
b) funktionell: Im Bereich des Südstrandes der Insel Borkum wich in den letzten Jahren das Ufer zunehmend zurück; das Strombett wandert an die Insel heran. Das zur Festlegung des Ufers zunächst gebaute Asphaltdeckwerk wurde durch eine Buhnengruppe ergänzt. Davon ist die Buhne 31 als Strombuhne konzipiert. Seit der Fertigstellung hat sich der Strand im vorderen Bereich der Buhne deutlich aufgehöht, und die Tiefenlinien haben sich uferparallel geordnet.


Längsschnitt
1:2,5
1:4
540,0 m
NN+0,99 m MThw
Sinkstück mit Steinschüttung
Draufsicht
120,0 m
440,0 m
B
A
Unterwasserbuhne
1:4
1:8
Querwand
Deckwerk
Kastenbuhne
50,0 m
Querschnitt A-A
4,00
Betonplatten
NN+0,99 m MThw
Schotter
Rundstahlanker
Beton-u. Ziegelbruch
7,00
Querschnitt B-B
4,00
Verholmung C NP 20
NN -1,25 m MTnw
Steinschüttung-60cm
Sinkstück 1,0m st.
Stahlbetonspundbohlen 50x25 cm

Beispiel 11:

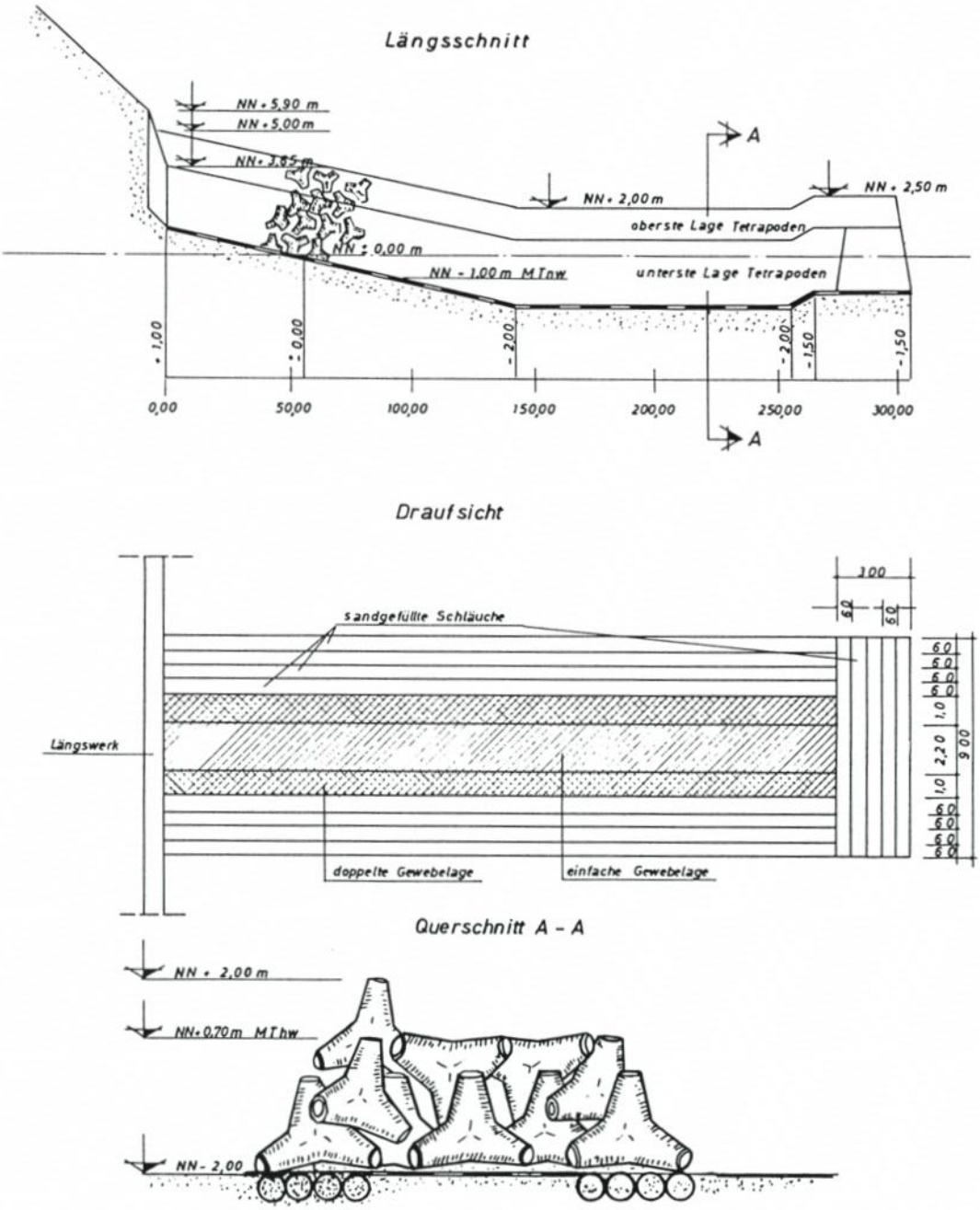
Buhnentyp: Kastenbuhne aus Stahlbetonfertigteilen
Lage: Buhne 33 am Südweststrand der Insel Borkum (Abb. F 27)
Beanspruchung: Tide- und Brandungsströmung, Seegang, Eisgang
Baugrund: Feinsand (fs 0,15 bis 0,2 mm Korndurchmesser)
Baujahr: 1977/78
Bauweise: Die Buhne ist aus an Land gefertigten, über See transportierten und rd. 100 t schweren U-förmigen Betonfertigteilen gebaut worden, die mittels eines Kranschiffes versetzt wurden. Trotz der an der Baustelle herrschenden Seegangsbedingungen konnten die Fertigteile mit befriedigender Genauigkeit eingespült werden. Die Buhnenkrone ist rd. 3 m breit und befahrbar, so daß die Hohlräume durch verschließbare Öffnungen in der oberen Plattform mit Schotter verfüllt werden konnten, der mit Lastwagen angefahren wurde.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Fertigteilkonstruktion zeigt bisher keine Verwitterungsschäden. Sie ist jedoch von Algen bewachsen, so daß die für Unterhaltungszwecke erwünschte Befahrbarkeit der Buhne schwierig ist.
b) funktionell: Die Buhne 33 ist eine Strombuhne, welche die weitere Annäherung der Stromrinne der Ems verhindern und Sedimente im Buhnenfeld durch Minderung von Strömung und Turbulenz anlagern bzw. halten soll. Das Bauwerk erfüllt seine Aufgabe.


Längsschnitt
540,00
1:2,5
1:4
NN+0,99m MThw
2,0
9,0
9,0
Sinkstück mit Steinschüttung
Draufsicht
140,00
440,00
B
Unterwasserbuhne
Deckwerk
1:4
1:6
A
A
50,00
B
Stahlbetonfertigteile
3,02
Draufsicht
6,25
6,25
6,25
Querschnitt A-A
2,66
NN+0,99m MThw
Schotterfüllung
7,00
Querschnitt B-B
2,66
NN-1,25m MTnw
Steinschüttung
Sinkstücke 1,0m st.
9,00
Stahlbetonfertigteile

Beispiel 12:

Buhnentyp: Buhne aus Betonformkörpern
Lage: Buhne am Strand vor Hörnum auf Sylt (Abb. F 33)
Beanspruchung: Seegang, Brandungs- und Tideströmung, Eisgang
Baugrund: Fein- bis Grobsand (Feinsand 30 bis 50 %, Körnung 0,2–0,63 mm)
Baujahr: 1967/68
Bauweise: Tetrapodenpackung auf Nylongewebematten, die an beiden Seiten aufgenähte, mit Sand gefüllte Taschen haben, damit ein Aufschwimmen und Aufklappen verhindert wird.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Tetrapoden stellen eine hohlraumreiche Konstruktion dar. Sie sind im Verbund gesetzt und halten damit auch Brandungs- und Strömungskräften stand. Die Wellenreflektion wird stark vermindert.
b) funktionell: Die Buhne ist weniger durchlässig als erwartet wurde. Sie unterbricht die Sandwanderung so weitgehend, daß es zwar zur Sandablagerung und Strandverbesserung in Luv kam, aber auch zum Sandabtrag in Lee, so daß der Strand stark zurückweicht und die Randdüne im Abbruch liegt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541



Beispiel 13:

Buhnentyp: Unterwasserbuhne als Sinkstückkörper
Lage: Buhne II am Westkopf Norderney
Beanspruchung: starke Tideströmung
Baugrund: Feinsand
Baujahr: 1934
Bauweise: Die Unterwasserbuhne der Buhne II ist als Sinkstückkörper auf dem Unterwasserhang und der Sohle des Norderneyer Seegats in Verlängerung der 176 m langen Strandbuhne in Spundwandbauweise von März bis Juli 1934 hergestellt worden. Die einzelnen Sinkstücke sind auf einer Senkbank (wahrscheinlich am nahegelegenen Strand) aus längs- und querliegenden Buschfaschinen gefertigt und um Thw zur Einbaustelle geschleppt worden. Dort sind sie abgesenkt worden durch Beschweren mit Steinmaterial (s. Abschn. 4.2 u. Abb. F 36). Ein lagegenaues Absenken der Sinkstücke bei bis zu 25 m Wassertiefe und unterschiedlichen Tideströmungen setzt schwierige Vermessungen voraus und erfordert erfahrene Fachkräfte und Schiffsbesatzungen.

Eingebaut wurden in dem 218 m langen und bis zu 50 m breiten Sinkstückkörper 56 Sinkstücke mit Einzellängen von 20 bis 50 m und Breiten von 10 bis 12 m. Weitere 10 Sinkstücke wurden seitlich als Kolkschutz verlegt.

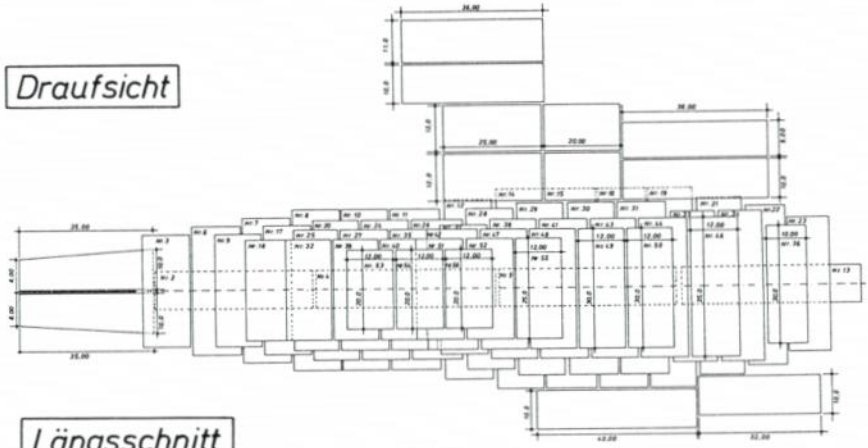
Für den Bau wurden verwendet:

Sinkstücke:	31 407 m^3
Schüttsteine:	6 790 m^3
Belastungssteine:	12 563 m^3

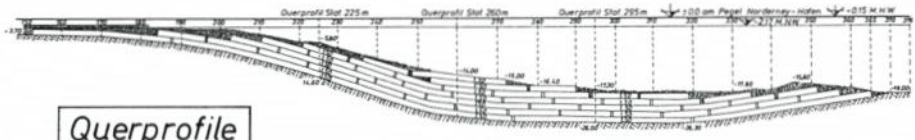
Beurteilung: Die Unterwasserbuhnen im Norderneyer Seegat sollten den trotz des Strandbuhnenbaus seit 1858 stets weiter an den Westkopf der Insel drängenden Hang des Seegats endgültig festlegen und einen weiteren Abbau des ohnehin schmalen Inselsockels stoppen. Dieses Ziel ist durch die aufwendigen Sinkstückkörper voll erreicht worden.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

Draufsicht

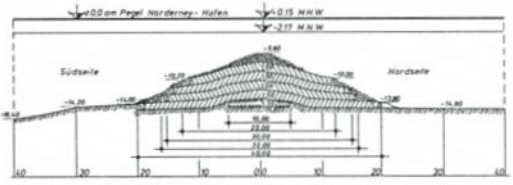


Längsschnitt



Querprofile

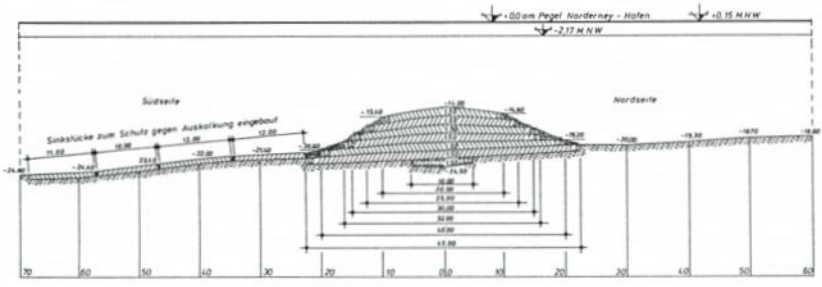
Querprofil Stat. 225 m



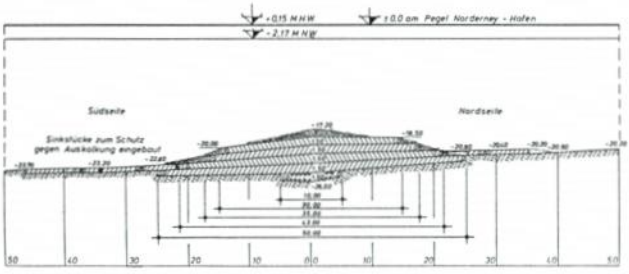
Stat. 225

Querprofil Stat. 260 m

Stat. 260



Querprofil Stat. 295 m



Stat. 295

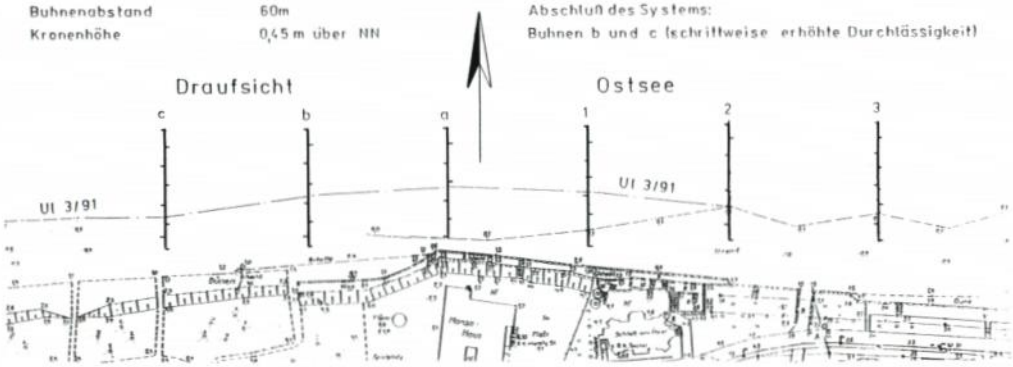
Beispiel 14:

Buhnentyp: Einreihige Holzpfahlbuhne
Lage: Buhnensystem vor Bansin/Usedom
Beanspruchung: Seegang, Brandungsströmung, Sandschliff, Eis
Baugrund: ganze Tiefe rezente, marine Sande; mittlerer Korndurchmesser 0,2 mm
Baujahr: 1980/81 und 1985/86
Bauweise: System von 18 Buhnen in 2 Etappen gebaut. Zuerst (1980/81) im westl. Bereich 10 Buhnen, davon 7 Stück mit hoher Dichte (s. Standardbuhnen Nr. 7) und 3 Stück östlich angrenzend mit schrittweiser Öffnung (bis max. 15 cm Pfahlabstand). In der 2. Etappe (1985/86) Bau von 8 Buhnen. Die Buhnen Nr. 11 bis 15 übernehmen die Durchlässigkeit der Buhne Nr. 10 (gesamte Länge 15 cm Pfahlabstand), dagegen werden die Buhnen Nr. 16, 17 und 18 schrittweise weiter geöffnet (s. Buhne Nr. 17). Die letzte Buhne erreicht am Kopf einen Pfahlabstand von 50 cm. Der Landanschluß reicht unter Berücksichtigung der erwarteten seewärtigen Uferlinienverlagerung weit über Strandmitte landwärts.
Beurteilung: a) konstruktiv: Seit Fertigstellung allgemein gleichbleibend guter Zustand, allerdings auch keine extreme Belastung. Eine Besonderheit war im südöstlichen Buhnensystemabschluß die Verlagerung der Rinne und damit örtliche Vertiefung. Die Einspannlänge einiger Pfähle der Buhnen Nr. 14, 15 und 16 wurde dadurch zu kurz, wodurch Lücken entstanden. Bei der Pfahllängenbemessung sind größtmögliche morphologische Änderungen zu berücksichtigen.

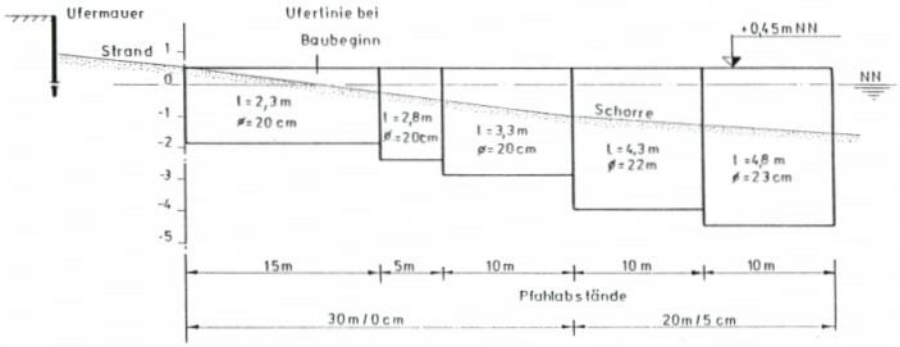
b) funktionell: Die westlichen Buhnen Nr. 1 bis 7 haben auf Grund ihrer Länge, des Abstandes und der geringen Druchlässigkeit bei gleichzeitigem großen Sandangebot in West-Ost-Transportrichtung zu beachtlichen Aufsandungen geführt. Die geringe Buhnenhöhe (0,2–0,25 m über NN) war nicht nachteilig. Über die Systemmitte hin zum östlichen Abschluß erfolgt eine günstige Auflösung. Die Überführung in den unverbauten, natürlichen Nachbarabschnitt findet bisher ohne Lee-Wirkung statt.

Buhnensystem Kühlungsborn West

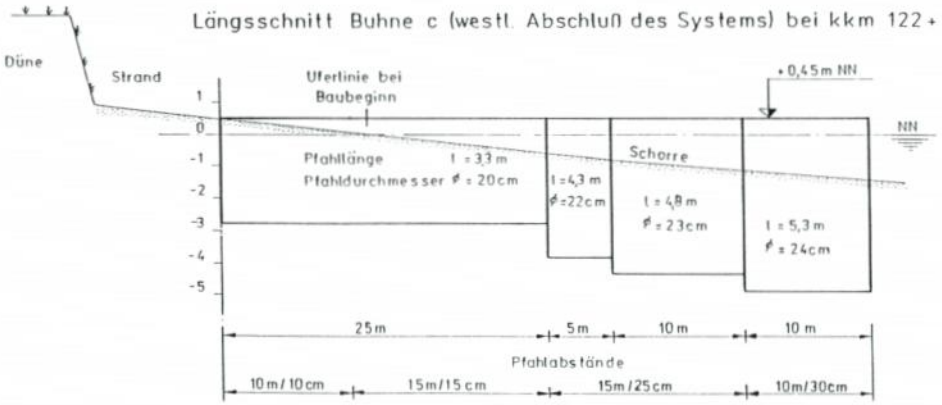
Buhnenlänge in See i.M.	40 m	Standardbuhnen:	
Landanschluß i.M.	10 m	Buhnen a, 1, 2, 3 u.f.	
Buhnenabstand	60 m	Abschluß des Systems:	
Kronenhöhe	0,45 m über NN	Buhnen b und c (schrittweise erhöhte Durchlässigkeit)	



Längsschnitt Buhne 1 (Standardbuhne) bei kkm 122 + 380



Längsschnitt Buhne c (westl. Abschluß des Systems) bei kkm 122 + 200



Beispiel 15:

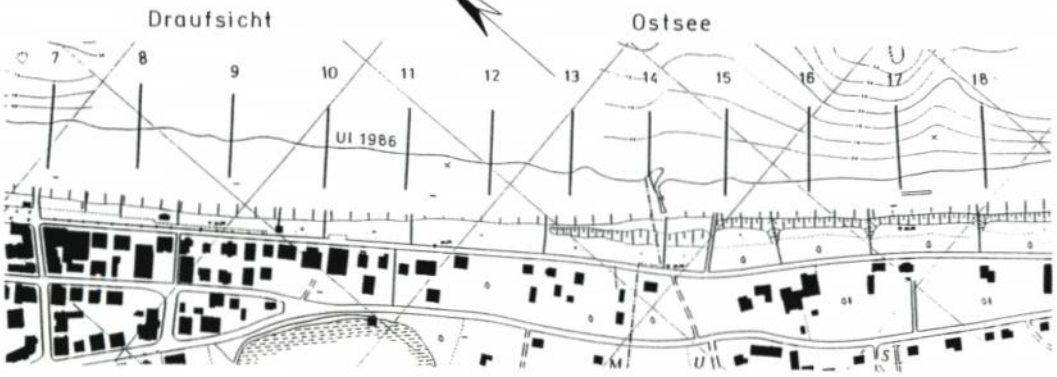
Buhnentyp: Einreihige Holzpfahlbuhne
Lage: Buhnensystem Kühlungsborn/West
Beanspruchung: Seegang, Brandungsströmung, Sandschliff, Eis
Baugrund: oberflächlich (0–1 m Tiefe) marine Sande mit mittl. Korndurchmesser von 0,3 mm, darunter Geschiebemergel mit Blockreichtum im Wechsel mit interglazialen Sanden.
Baujahr: 1952; 1990/91
Bauweise: Das gesamte Buhnensystem Kühlungsborn besteht aus 54 Holzpfahlbuhnen, darin besitzt der Westteil (Buhne Nr. 1–9 und a, b, c) selbständigen Charakter. Im Jahre 1952 als dichte Buhnen gebaut (Nr. 1–9) wurde nach 40jähriger Belastung eine Rekonstruktion erforderlich (1990), gleichzeitig eine Verlängerung des Systems um 3 Buhnen (a, b, c) in westlicher Richtung, wobei b und c die Auflösung bilden. Bei Beibehaltung des Buhnenabstandes kommt es im Interesse der angestrebten seewärtigen Verlagerung der Uferlinie zur Vergrößerung der Buhnenlänge. Die Standardbuhnen besitzen hohe Dichtigkeit (s. Buhne 1). Bei der Auflösung erreicht der größte Pfahlabstand (am Kopf von Buhne c) 30 cm. Die Kronenhöhe beträgt aus funktionellen Gründen 45 cm über NN.
Beurteilung: a) konstruktiv: Die Buhnen von 1952 haben alle Belastungsformen erfahren, dabei Lücken und Schäden im Kopfbereich erhalten. Die neu gerammten Buhnen zeichnen sich durch eine exakte Einhaltung der vorgegebenen Pfahlabstände aus.
b) funktionell: Trotz der Schadhaftigkeit der Buhnen von 1952 konnte die Uferline gegen landwärtige Verlagerung (Küstenrückgang) bewahrt werden. Im westlichen Anschlußbereich entstand bei Nord- und Nordostwetterlagen (Hochwasser) Leewirkung mit starkem Rückgang. Die 1990/91 gebauten Buhnen a, b und c haben in kurzem Zeitraum zum Ausgleich und seewärtigem Zuwachs geführt.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

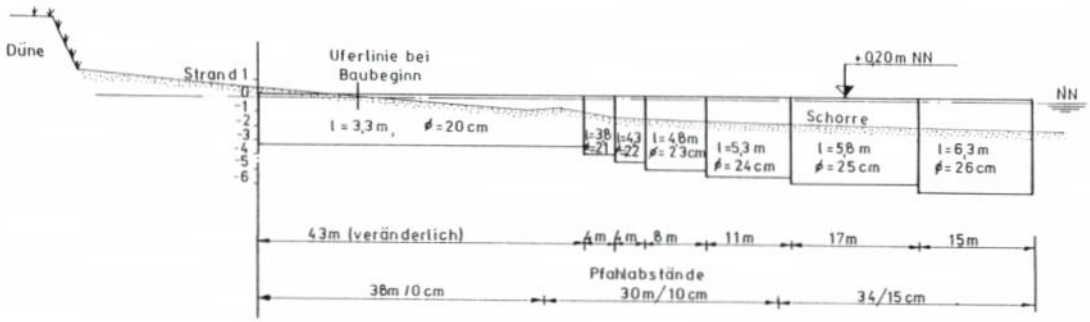
Buhnensystem Bansin / Usedom

Buhnenlänge in See i.M. 70 m
Landanschluß i.M. 30 m
Buhnenabstand 80–100 m
Kronenhöhe i.M. 0,20 m über NN

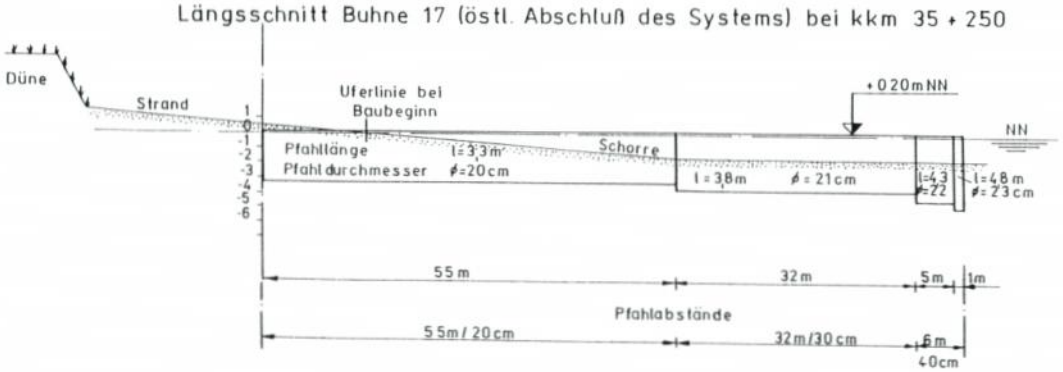
Standardbuhnen:
Buhnen 1–8; 9–15
Abschluß des Systems:
Buhnen 16, 17, 18 (schrittweise erhöhte Durchlässigkeit)



Längsschnitt Buhne 7 (Standardbuhne) bei kkm 34 + 325



Längsschnitt Buhne 17 (östl. Abschluß des Systems) bei kkm 35 + 250



7. Schriftenverzeichnis

[1] Anderson, G.L., Hardaway, C.S. u. Gunn, J.R.: Beach Response to Spurs and Groins. Proceeding Coastal Structures '83, p. 727–739, 1983.

[2] Aster, D., Jürgens, H,-H. u. Weitzel, H.: Buhnenbauten auf Borkum. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Band 44, Schiffahrts-Verlag Hansa C. Schroeder und Co., Hamburg.

[3] Bakker, W.T.: The Dynamics of a Coast with a Groyne System (Dynamische Vorgänge an einer Küste mit Buhnen). Proc. 11th Coastal Eng. Conf., Vol. I, London, 1968.

[4] Bakker, W.T.: One Aspect of the Dynamics of a Coast Partly Protected by a Row of Groynes (Bemerkung zu den dynamischen Vorgängen an einer Küste, die z.T. durch ein Buhnensystem geschützt wird). Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Afd. Kustonderzoek, Studienrapport WWK 67-5, 1967.

[5] Bakker, W.T., Hulsbergen, G.H., Roelse, P., de Smit, C. u. Svasek, J.N.: Permeable Groynes: Experiments and Practice in the Netherlands. Proceedings 19th Coastal Engineering Conference, ASCE, New York, Vol. II, p. 2026–2041, 1984.

[6] Balsiellie, J.H. u. Berg, D.W.: State of Groin Design and Effectiveness (Stand der Planung beim Bau von Buhnen und ihre Wirksamkeit). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. II, Vancouver, Canada, 1972.

[7] Balsiellie, J.H. u. Bruno, R.O.: Groins: An Annoted Bibliography (Buhnen: Eine Bibliographie mit Erläuterungen), 463 Schrifttumsangaben für den Zeitraum 1900 bis 1972 (einschl. deutsch. Schrifttum). U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Eng. Research Center, Washington, USA, 1972.

[8] Brampton, A.H. u. Goldberg, D.G.: Mathematical Model of Groyned Shingle Beaches. Coastal Sediments '91, Vol. II, p. 1842–1855, 1991.

[9] Brampton, A.H. u. Motkya, J.K.: The Effectiveness of Groyness. Proceedings, Conference on Shoreline Protection, Southampton. Thomas Telford, London, 1983.

[10] Brinckmann, M. u. Holz, K.-P.: Investigations on 3-D Flow Structures in Combined Systems of Groynes and Harbour Basins. Hydraulic Engineering, Richard M. Shane, p. 728–733, 1991.

[11] Coastal Engineering Research Center: Shore Protection Manual (4th edn), US Army Corps of Engineers, US Government Printing Office, Washington, DC, 1984.

[12] Flemming, C.A., Prince, W.A. u. Bramley, M.E.: The Principles and Effectiveness of Groynes. Third International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Vol. I, p. 273–287, 1991.

[13] Flemming, C.A.: Guide on the Uses of Groynes in Coastal Engineering. Construction Industry Research and Information Association. Technical Report 119, ISSN 0305-408X, CIRIA, Westminster, London, 1990.

[14] Fukuoka, S.: Groins and Vanes Developed Basing Upon a New Concept of Bank Protection. Hydraulic Engineering, Michael Ports, p. 224–229, 1989.

[15] Fülscher: Über Schutzbauten zur Erhaltung der Ost- und Nordfriesischen Inseln. Zeitschrift für Bauwesen, 1905.

[16] Gutsche, H.: Über den Einfluß von Strandbuhnen auf die Sandwanderung an Flachküsten. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 20, 1961.

[17] Hale, J.S.: Calculated Sand Fills and Groin Systems (Berechnete Sanddefizite und Buhnensysteme). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. II, Vancouver, Canada, 1972.

[18] Hensen, W.: Modellversuche über den Strandabbruch an den Enden von befestigten Küstenstrecken – Lee-Erosion –. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 10, 1957.

[19] Hentze, T.: Wasserbau. Teubner Verlag, Stuttgart, 14. Aufl., 1967.

[20] Jackson, N.L. u. Nordstrom, K.F.: Estuarine Beach Processes and Protection Methods. Coastal Zone '89, Orville T. Morgen, et al., p. 3360–3376, 1989.

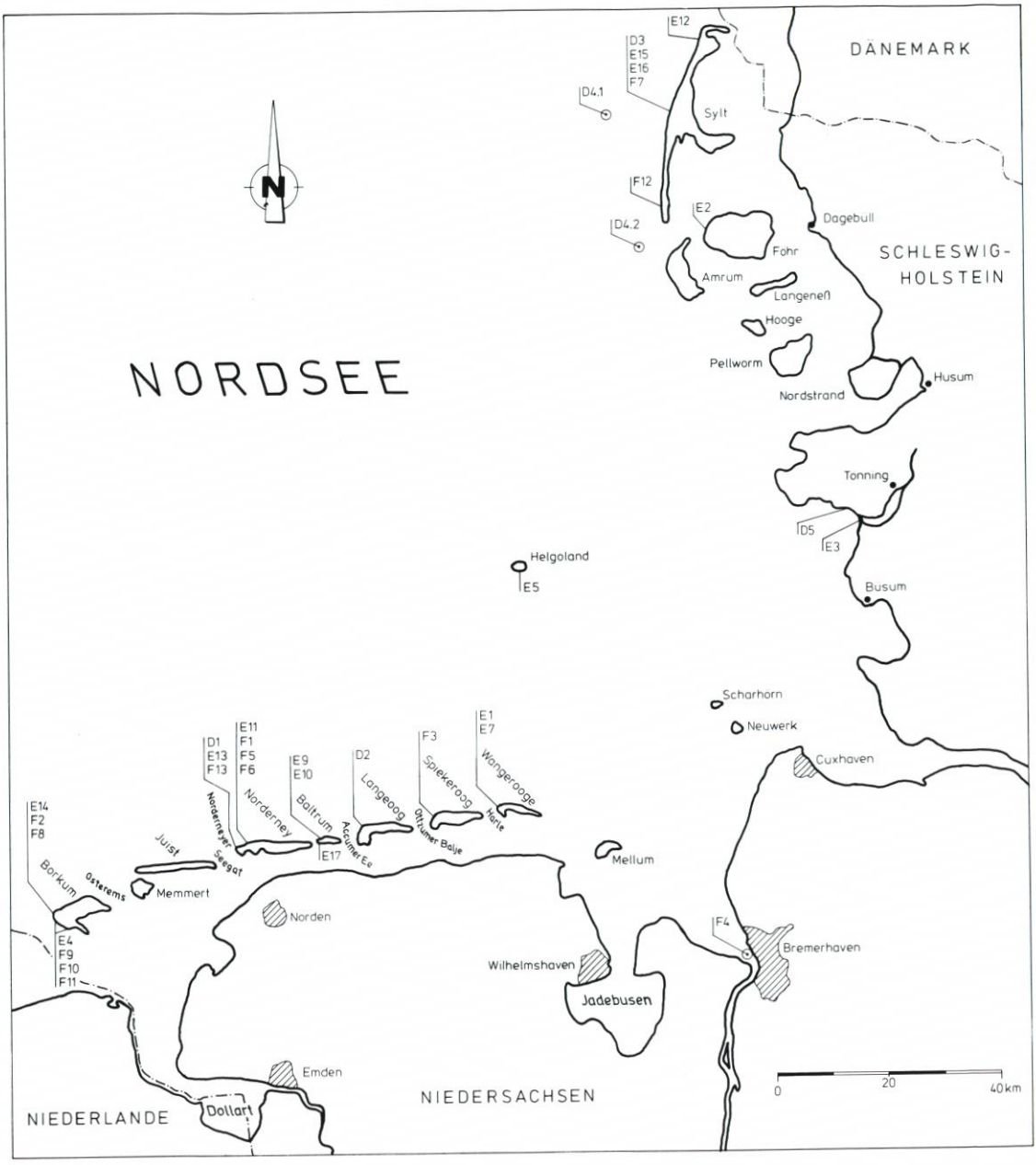
[21] Klumpp, C.C. u. Baird, D.C.: Design of Groins on the Middle Rio Grande. Hydraulic Engineering, Richard M. Shane, p. 148–153, 1991.

[22] Kolp, O.: Untersuchungen über die Wirksamkeit von Seebuhnen mit farbigem Sand. Beiträge zur Meereskunde, Inst. für Meereskunde, Berlin, H. 17/18, 1966.

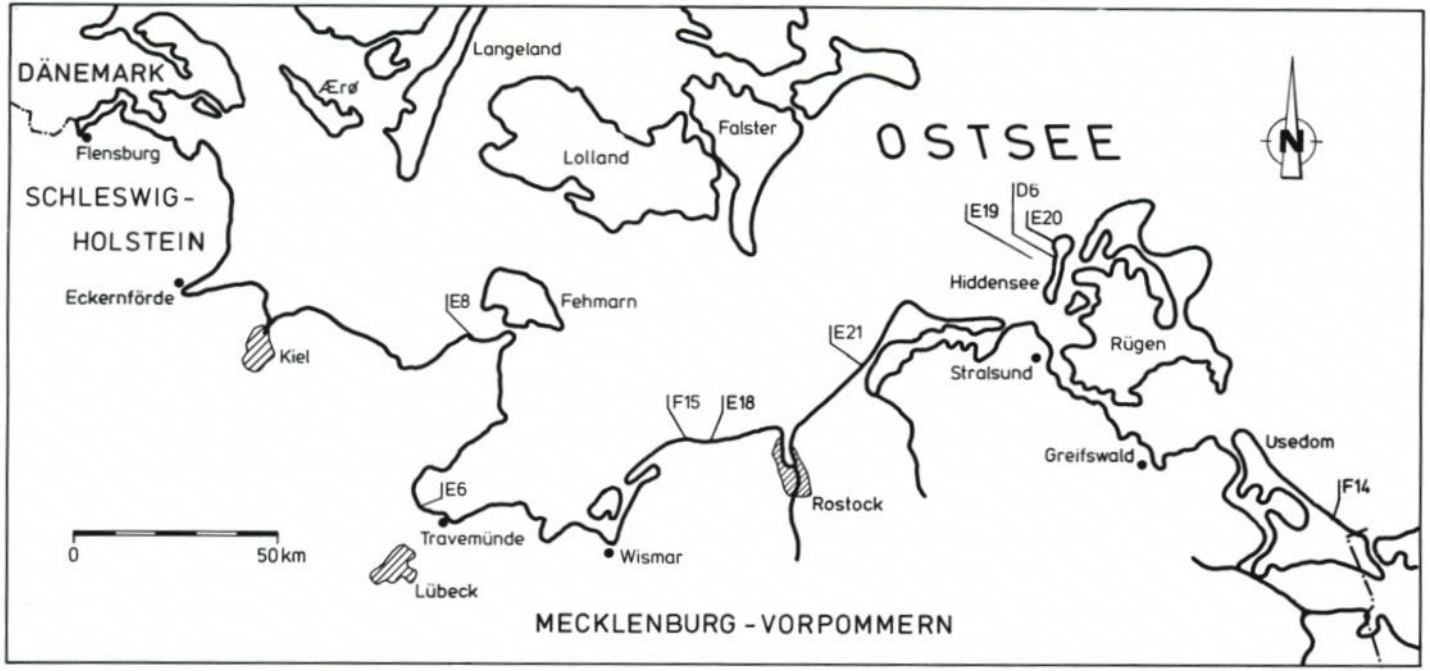
[23] Khaskhachikh, G.D., Tsaturiyan, G.A. u. Shulgin, Y.S.: New Designs for Beach Protection Structures (Neuartige Pläne für Küstenschutzbauwerke). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. III, Vancouver, Canada, 1972.

Die Küste, 55 EAK (1993), 1-541

[24] Ludwick, J. C., Kang, H. J. u. Reynolds, R. N.: Loss of Filled Sand form an Estuarine Groin System. Coastal Sediments '87. Vol. I, p. 1158–1173, 1987.
[25] Lüders, K. u. Luck, G.: Kleines Küstenlexikon. Verlagsbuchhandlung Lax, Hildesheim, 1976.
[26] Magens, C.: Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. Mitt. des Franzius-Inst. der TU Hannover, H. 14, 1958.
[27] Nagai, S.: Arrangement of Groins on a Sandy Beach (Anordnung von Buhnen auf einem Sandstrand). Jour. of Waterw. and Harb. Div., Vol. 82, No. WW 4, 1956.
[28] Niemeyer, H. D.: Measurements of Tidal Currents in Groyne Fields (In German: Tidestrommessungen in Buhnenfeldern). Jahresberichte 1986 Forschungsstelle Küste, Vol. 38, 1987b.
[29] O. V.: Groynes – Documentation Catalogue Arranged on Subjects (in company with Petersen, 1961). (Buhnen-Dokumentation – Aufteilung nach verschiedenen Gesichtspunkten in Anlehnung an Petersen, 1961). Rijkswaterstaat – Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, Afdeling Kustonderzoek. Studienrapport 1-1, 1968.
[30] O. V.: Shore Protection Manual (Handbuch für die Praxis im Küstenwasserbau). U.S. Army, Coastal Eng. Research Center, Washington, USA, 1975.
[31] Petersen, M.: Das deutsche Schrifttum über Seebuhnen an sandigen Küsten. Die Küste, Jg. 9, 1961.
[32] Press, H.: Seewasserstraßen und Seehäfen. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin/München, 1962.
[33] Price, W. A., Tomlinson, K. W. u. Willis, D. H.: Field Tests on Two Permeable Groynes (Naturmessungen an zwei durchlässigen Buhnen). Proc. 13th Coastal Eng. Conf., Vol. II, Vancouver, Canada, 1972.
[34] Schleicher, F.: Taschenbuch für Bauingenieure. Springer-Verlag, Berlin, 1955.
[35] Summers, L. u. Flemming, C. A.: Groynes in Coastal Engineering: A Review. construction Industry Research and Information Association, Technical Note 111, CIRIA, Westminster, London, 1990.
[36] Syamsudin: Characteristics of Several Types of Groynes along the Manado Beach. International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Vol. I, p. 243–253, 1983.
[37] Weggel, J. R., Escajadillo, J. C. u. Ting, T.: A Comparison of the Performance of three Types of Groynes. Second International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Vol. I, p. 370–383, 1987.
[38] Witte, H.-H.: Die Schutzarbeiten auf den Ostfriesischen Inseln. Die Küste, Heft 19, 1970.
[39] Wood, A. M.: Coastal Hydraulics, Verlag Macmillan and Co. Ltd. London, England, 1969.
[40] WSA Emden: 175 Jahre staatlicher Wasserbau in Emden 1814–1989. Emden, 1991.
[41] Yahya, M.: Perpendicular Groyne System along the Particular Beach of Sanuar-Ball. International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Vol. I, p. 264–274, 1983.
[42] Zitscher, F. F.: Schutz des Weststrandes der Insel Sylt durch Flachbuhnen. Wasser und Boden, H. 9, 1960.
[43] Zitscher, F. F. et al.: Empfehlung für die Anwendung von Asphalt im Wasserbau. Die Bauechnik, H. 11/12, 1977, u. H. 1, 1978.



Übersichtskarte zu den Ausführungsbeispielen in den
EMPFEHLUNGEN D: Sandaufspülungen als Küstenschutz
EMPFEHLUNGEN E: Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz
EMPFEHLUNGEN F: Buhnen als Küstenschutz
Karte A für die deutsche Nordseeküste



Übersichtskarte zu den Ausführungsbeispielen in den
EMPFEHLUNGEN D: Sandaufspülungen als Küstenschutz
EMPFEHLUNGEN E: Deckwerke und andere Längswerke als Küstenschutz
EMPFEHLUNGEN F: Buhnen als Küstenschutz
Karte B für die deutsche Ostseeküste