

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN
FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN
INSTITUT FÜR WASSERBAU
UND TECHNISCHE HYDROMECHANIK
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner

DIPLOMARBEIT

Schwimmende Wellenbrecher

eingereicht von: Torsten Heyer

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner
Dr.-Ing. D. Carstensen
Dipl.-Ing. E. Bielitz

ausgehändigt am: 08. Juni 1999

eingereicht am: 08. Oktober 1999



Aufgabenstellung für die Diplomarbeit

in der Fachrichtung Wasserbau
Name des Diplomanden Heyer, Torsten
Thema: Schwimmende Wellenbrecher

Zielsetzung:

Im Zusammenhang mit den Planungen zur Flutung von stillgelegten Tagebaurestlöchern in der Lausitz und im Raum Leipzig wurden Untersuchungen ausgelöst und Bemessungen durchgeführt, die sich mit der Umformung von grenzsteilen Böschungen befaßten. Infolge von durch Wind auf einem Wasserkörper angefachten Wellen kommt es zur Ausbildung einer Gleichgewichtsböschung, wobei das im Wasserwechselbereich gelöste Sediment auf den Unterwasserhang bzw. im Fall der Tagebaurestlöcher zu einem großen Teil in größere Tiefen verfrachtet wird. Grundsätzlich wird bei aufsteigendem Wasserspiegel das randnahe Böschungsmaterial im gesamten Lamellenbereich umgegraben. Diesen Umbildungsprozeß kann man durch eine technische Vorprofilierung der gewachsenen oder Kippenböschungen vor dem Aufsteigen des Wasserspiegels einschränken. Der an den zukünftigen Ufern anstehende Boden sowie das Kippenmaterial weist hohe Anteile von Eisendisulfiden (Pyrit) auf, die innerhalb einer chemischen Reaktion mit Sauerstoff zu einer Freisetzung von Wasserstoffionen führen. Dadurch kommt es zu einer Senkung des pH-Wertes und damit zu einer Versauerung des Wasserkörpers. Dieser chemische Prozeß wird infolge der Wellenerosionsarbeit bei der Restlochfüllung dahingehend beschleunigt, daß die mechanischen Anhaftungen an den Sedimentkörnern abgewaschen sowie eingelagerte Salze gelöst werden und zusätzlich durch die brandende Welle Sauerstoff zugeführt wird. Damit der erodierende Einfluß der Wellen nicht in unmittelbarer Nähe zum Ufer zur Wirkung kommt, besteht die Möglichkeit, schwimmende Wellenbrecher einzusetzen. Dadurch kann der Welle im vorgelagerten Bereich des Ufers Energie entzogen, ihre Ausbreitungscharakteristik gestört und die maßgebenden Belastungsgrößen für das Ufer vermindert werden.

Der Diplomand erhält die Aufgabe, entsprechend den geometrischen und geologischen Gegebenheiten für Tagebaurestlöcher und den dafür prognostizierten Wellendimensionen, Entwurfskriterien für schwimmende Wellenbrecher zu erarbeiten. Die Wirkungsweise und die erreichbare Wellendämpfung für ein einfaches System ist in einem hydraulischen Modellversuch zu bestimmen. Vergleichende Betrachtungen mit Ergebnissen anderer Autoren sind auf der Grundlage eines umfangreichen Studiums der verfügbaren Literatur anzustellen.

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner / Dipl.-Ing. E. Biellitz / Dipl.-Ing. D. Carstensen

Ausgehändigt am: 08. Juni 1999

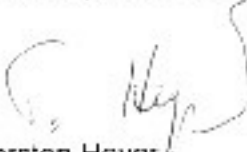
Einzureichen am: 08. September 1999


Verantwortlicher Hochschullehrer
Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner

Selbständigkeitserklärung

Hiermit erkläre ich, Torsten Heyer, daß die vorliegende Diplomarbeit zum Thema „Schwimmende Wellenbrecher“ ausschließlich von mir selbst und ohne Inanspruchnahme fremder Hilfe unter Verwendung der angegebenen Literatur und Hilfsmittel angefertigt worden ist.

Dresden, den 06.10.1999



Torsten Heyer

Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
Lehrstuhl für Fluß- und Seebau

Diplomarbeit „Schwimmende Wellenbrecher“, 1999
Heyer, Torsten

99 Seiten, 50 Abbildungen, 11 Tabellen, Anhang

Autorenreferat

Eine Folge der Flutung der Tagebaurestlöcher im mitteldeutschen Raum ist die Erosion der Böschungen durch die Wirkung von windinduzierten Wellen. Ein Resultat des stattfindenden Materialtransports ist neben der Gefährdung der Böschungsstabilität eine zunehmende Verschlechterung der Wasserqualität. Dieser, als Versauerung bezeichnete Vorgang, ist unmittelbar mit der Verwitterung von oberflächennahen Pyritschichten verbunden.

Durch schwimmende Wellenbrecher können Wellen in ihrer Höhe reduziert werden, woraus eine Verringerung des Massentransports an der Böschung resultiert. Eine Verlangsamung der Versauerungstendenz kann dadurch erreicht werden.

Vor diesem Hintergrund beinhaltet die vorliegende Arbeit eine grundsätzliche Recherche über schwimmende Wellenbrecher, wodurch Einsatzmöglichkeiten, Wirkungs- und Bauweisen dokumentiert werden konnten. Durch einen Modellversuch mit am Boden verankerten Schwimmkörpern und rechteckigem Querschnitt wurden diese Untersuchungen zusätzlich unterstützt. Innerhalb des Versuches wurden die Dimensionen der Wellen und des Wellenbrechers variiert und deren Einfluß auf die erreichbare Wellendämpfung ausgewertet. Eine Beachtung der dynamischen Eigenschaften des schwimmenden Wellenbrechers erwies sich als besonders wichtig.

Diese Arbeit bildet eine Grundlage für fortführende Untersuchungen hinsichtlich des Böschungsschutzes durch schwimmende Anlagen und dient als Anregung für Versuche mit weiteren Bauweisen.

Danksagung

An dieser Stelle gilt mein Dank allen Personen, die mich während der Bearbeitung dieser Diplomarbeit unterstützt haben. Bei meinen Betreuern, Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. H. Wagner, Herrn Dr.-Ing. D. Carstensen und Herrn Dipl.-Ing. E. Bielitz möchte ich mich dafür bedanken, daß sie mir die Motivation zu einem interessanten Thema gaben und mir während seiner Bearbeitung durch Hinweise und Anregungen stets behilflich waren.

Für die Unterstützung bei dem Aufbau des Modellversuches danke ich vor allem Herrn Dipl.-Ing. H. Martin und allen Handwerkern des Hubert-Engels-Laboratoriums. Nicht zuletzt bedanke ich mich bei meinen Kommilitonen, die mir bei der Durchführung der Versuche behilflich waren und so das Arbeiten angenehmer gestalteten. Der Firma Clement in Rostock gilt mein Dank für die Hinweise und Informationen durch die der Praxisbezug dieser Arbeit zusätzlich gesteigert werden konnte.

Thesen zur Diplomarbeit

1. Ufergebiete und Wasserflächen können durch schwimmende Wellenbrecher bedingt geschützt werden.
2. Wellenhöhen werden durch schwimmende Wellenbrecher reduziert. Der Grad der Reduktion ist von den Dimensionen der Wellen und des Wellenbrechers abhängig. Die Periode der gedämpften Welle ist gleich der Periode der initialen Welle.
3. Wellen großer Länge werden von schwimmenden Wellenbrechern nur schwach gedämpft.
4. Die Reduktion der Wellenhöhe ist Folge von Reflexion und Dissipation der initialen Wellenenergie am schwimmenden Wellenbrecher.
5. Die Ausdehnung eines schwimmenden Wellenbrechers in Wellenfortschrittsrichtung besitzt großen Einfluß auf den Grad der Wellendämpfung.
6. Schwimmende Wellenbrecher sollten die Alternative zu massiven Schutzbauwerken darstellen, wenn am Einsatzort große Wassertiefen und/oder schlechte Bodenverhältnisse anzutreffen sind und ein teilweises Eindringen von Wellen in das zu schützende Gebiet zugelassen werden kann.
7. Die Erosion der Böschungen in Tagebaurestlöchern durch Windwellen kann durch vorgelagerte, schwimmende Wellenbrecher reduziert werden. Die Böschungserosion ist eine Ursache der Versauerung der Tagebaurestlöcher. Somit wird der Versauerungsprozeß durch schwimmende Wellenbrecher verlangsamt.
8. In Modellversuchen kann das Dämpfungsverhalten schwimmender Wellenbrecher untersucht werden. Die Wahl der Verankerungen beeinflusst die Versuchsergebnisse in großem Maße.
9. Resonanzerscheinungen am Wellenbrechersystem führen zu großen Ankerkräften.

Inhaltsverzeichnis

1. EINLEITUNG.....	1
2. THEORETISCHE GRUNDLAGEN	3
2.1. WELLEN.....	3
2.1.1. Allgemeines	3
2.1.2. Theorie kleiner Wellenhöhen	5
2.1.3. Tiefeneinfluß auf Wellenbewegung	8
2.1.4. Energie und Energietransport in Wellen	10
2.1.5. Wellenanalyse.....	12
2.1.6. Einfluß teildurchlässiger Hindernisse auf Wellenbewegung	17
2.2. SCHWINGFÄHIGE SYSTEME.....	22
2.2.1. Schwingungen.....	22
2.2.2. Grundgleichung der ungedämpften Schwingung.....	23
2.2.3. Allgemeine Schwingungsgleichung der erzwungenen Schwingung	24
2.3. SCHWIMMENDE KÖRPER.....	30
2.3.1. Schwimmfähigkeit.....	30
2.3.2. Schwimmstabilität	30
2.3.3. Dynamik schwimmender verankerter Körper.....	32
3. SCHWIMMENDE WELLENBRECHER	40
3.1. ALLGEMEINES	40
3.2. WIRKUNGSWEISE UND KLASSIFIZIERUNG.....	42
3.2.1. Prinzip der Wellendämpfung.....	42
3.2.2. Klassifizierung schwimmender Wellenbrecher	43
3.2.3. Reflektive Systeme	43
3.2.4. Dissipative Systeme.....	51
3.3. DIMENSIONIERUNG	55
3.3.1. Grundsätzlicher Ablauf.....	55
3.3.2. Schwimmkörper	57
3.3.3. Verankerungsarten	58
3.3.4. Verankerungskörper	63
4. EROSIONSPROBLEMATIK DER TAGEBAURESTLÖCHER.....	65
4.1.1. Pyritoxidation.....	66
4.1.2. Einfluß der Wellenbelastung.....	67
4.1.3. Örtliche Gegebenheiten der Tagebaurestseen.....	69
4.1.4. Wasserstand und Windwellen	69
5. MODELLVERSUCHE	71
5.1. VERANLASSUNG UND ZIELSTELLUNG	71
5.2. VERSUCHSVORBEREITUNG UND VERSUCHSAUFBAU	72
5.2.1. Wellenkanal	72
5.2.2. Wellenmaschine	73
5.2.3. Bestimmung der Bemessungswelle.....	74
5.2.4. Maßstabsbetrachtungen	75
5.2.5. Schwimmkörper	77
5.2.6. Verankerung	79
5.3. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG.....	81
5.3.1. Versuche zur Bestimmung der Wellendämpfung und der Ankerkräfte	82
5.3.2. Auslenkversuch.....	84
5.4. ERGEBNISSE DER MODELLVERSUCHE	86
5.4.1. Eigenfrequenzen und Dämpfungsgrade	86
5.4.2. Transmissionskoeffizienten	88
5.4.3. Bewegungen	92
5.4.4. Ankerkräfte	93
5.5. VERGLEICH DER VERSUCHSERGEBNISSE	94
5.5.1. Feste Tauchwand	94

5.5.2. Fester Quader	95
5.6. FEHLERBETRACHTUNG UND VERBESSERUNGSVORSCHLÄGE	96
6. ERGEBNISSE UND AUSBLICK.....	98
7. LITERATURVERZEICHNIS.....	100

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1-1	Einteilung der Wasserwellen (EAK, 1993) _____	3
Abb. 2.1-2	Bezeichnung der Wellenparameter (EAK, 1993) _____	4
Abb. 2.1-3	Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien (Kohlhase, 1983) ____	4
Abb. 2.1-4	Richtung und Verteilung der Teilchengeschwindigkeiten (Dean, 1984), modifiziert _____	7
Abb. 2.1-5	Bahnlinie eines Wasserteilchens _____	8
Abb. 2.1-6	Bahnlinien im Tiefwasserbereich, $d/L \geq 0,5$; (Lengricht, 1999) _____	9
Abb. 2.1-7	Bahnlinien im Übergangsbereich, $0,05 < d/L < 0,5$; (Lengricht, 1999) _____	9
Abb. 2.1-8	Bahnlinien im Flachwasserbereich, $d/L < 0,05$; (Lengricht, 1999) _____	9
Abb. 2.1-9	Modellvorstellungen zur Nachbildung von Seegang, (EAK, 1993) _____	12
Abb. 2.1-10	Grafische Darstellung einer Wellenmessung (Dean, 1984) _____	12
Abb. 2.1-11	Verfahren zur Bestimmung von Wellenhöhen und Wellenperioden (EAK, 1993) _____	13
Abb. 2.1-12	Zusammenhang von Seegang, Zeitbereichs- und Frequenzbereichsanalyse (EAK, 1993) _____	13
Abb. 2.1-13	Auswertung einer Wellenaufzeichnung (EAU, 1980) _____	14
Abb. 2.1-14	Stehende Welle an einer senkrechten Wand (Kohlhase, 1983) _____	17
Abb. 2.1-15	Meßkurve bei Reflexion (EAK, 1993) _____	19
Abb. 2.2-1	Harmonische Schwingung (Kuchling, 1987) _____	23
Abb. 2.2-2	Linear gedämpftes Masse-Feder-Modell (Chakrabarti, 1987), modifiziert _	24
Abb. 2.2-3	Weg-Zeit-Beziehung einer freien positiv gedämpften Schwingung (Chakrabarti, 1987) _____	26
Abb. 2.2-4	Einschwingvorgang bei erzwungener Schwingung (Julius, 1999), modifiziert	28
Abb. 2.3-1	Schwimmende Körper (Bollrich/Preißler, 1992) _____	30
Abb. 2.3-2	Hydrostatische Schwimmstabilität (aus Wagner, P.; 1990) _____	31
Abb. 2.3-3	Schematische Darstellung einer schwimmenden, verankerten Anlage (PIANC, 1994), modifiziert _____	32
Abb. 2.3-4	Bewegungen eines schwimmenden Körpers (Wagner, P.; 1990), modifiziert	33
Abb. 2.3-5	Kennlinie einer Tiefwasserverankerung durch Ketten (Schellin, 1986) ____	36
Abb. 2.3-6	Druckverteilung bei totaler Wellenreflexion an einer senkrechten Wand nach Sainflou (aus Wagner, P., 1990) _____	37
Abb. 3.2-1	Klassifizierung schwimmender Wellenbrecher _____	43
Abb. 3.2-2	Modellvorstellung der Wellendämpfung durch eine feste Tauchwand; (Lengricht, 1999) _____	44
Abb. 3.2-3	Transmissionskoeffizienten an einer festen Tauchwand nach Wiegel (Kohlhase, 1983), modifiziert _____	45
Abb. 3.2-4	Transmissionskoeffizient für feste Quader nach Macagno (Kohlhase, 1983), modifiziert _____	46
Abb. 3.2-5	Einfluß der relativen Breite auf den Transmissionskoeffizienten (aus PIANC, 1994), modifiziert _____	48

Abb. 3.2-6	Schematische Darstellung eines Doppelpontons _____	48
Abb. 3.2-7	Wellenbrecherpatente nach dem Doppelpontonprinzip (Hales, 1963), modifiziert _____	49
Abb. 3.2-8	Skizze einer vertikalen, schwimmenden Gelenkwand (nach PIANC, 1994))	49
Abb. 3.2-9	oszillierende Wasserwand (feste Ausführung) (aus PIANC, 1994) _____	50
Abb. 3.2-10	Geschwindigkeitsfeld und Wirbelbildung an einer eingetauchten, horizontalen Platte (aus PIANC, 1994) _____	51
Abb. 3.2-11	Skizze und Bild ausgeführter Wellenbrecher aus Altreifen (aus Hales, 1963)	52
Abb. 3.2-12	Verankerungsmöglichkeiten von Bojenfeldern _____	53
Abb. 3.2-13	Skizze eines turbulenzgenerierenden Wellenbrechers (Typ Jarlan), (PIANC, 1994), modifiziert _____	54
Abb. 3.3-1	Segment eines Wellenbrechers aus Stahlbeton _____	57
Abb. 3.3-2	Verankerung eines Wellenbrechers mit Ankerseilen (Seaflex) _____	61
Abb. 3.3-3	Darstellung eines pierartig verankerten Bootssteiges _____	62
Abb. 3.3-4	Verankerung eines Wellenbrechers an Pfählen _____	62
Abb. 3.3-5	Beispiel einer Pfahlverankerung mit Reitergewichten (Hales, 1981) _____	64
Abb. 3.3-1	Darstellung der Versauerungsproblematik durch Wellenangriff (aus Luckner, 1996), modifiziert _____	68
Abb. 5.2-1	Darstellung des Versuchsaufbaus _____	72
Abb. 5.2-2	Entfernungen im Wellenkanal _____	73
Abb. 5.4-1	Einfluß der relativen Breite auf den Transmissionskoeffizienten _____	90
Abb. 5.4-2	Einfluß der Wellensteilheit auf den Transmissionskoeffizienten _____	91
Abb. 5.4-3	Einfluß der Wellenfrequenz auf den Transmissionskoeffizienten _____	91
Abb. 5.5-1	Vergleich eigener Dämpfungskoeffizienten mit Transmissionstheorien fester Tauchwände _____	95

Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1	Einflußgrößen auf den Transmissionskoeffizienten des einfachen Pontons (nach PIANC, 1985) _____	47
Tabelle 3.2	Aspekte einer Wellenbrecherdimensionierung _____	56
Tabelle 4.1	pH-Grenzwerte verschiedener Gewässer _____	66
Tabelle 4.2	prognostizierte maximale Wellendimensionen der Lausitzer Restseen ____	70
Tabelle 5.1	Maßstabsfaktoren nach Froudeschem Modellgesetz _____	76
Tabelle 5.2	Maßstabsfaktoren im Modellversuch _____	76
Tabelle 5.3	Parametervergleich der Schwimmkörper _____	78
Tabelle 5.4	Übertragung der Modellkettenparameter auf reale Verhältnisse _____	79
Tabelle 5.5	Transmissionskoeffizienten aller Versuche _____	89
Tabelle 5.6	Vergleich der Transmissionskoeffizienten mit Werten nach Macagno (Typ 1, H =10cm) _____	95
Tabelle 5.7	Vergleich der Transmissionskoeffizienten mit Werten nach Macagno (Typ 2, H =10cm) _____	96

Symbolverzeichnis

d	[m]	Wassertiefe
D	[kg/s]	Dämpfungskoeffizient
D_{kr}	[kg/s]	kritischer Dämpfungskoeffizient
H	[m]	Wellenhöhe
K	[N/m], [kg/s ²]	Federkonstante, Steifigkeit
L	[m]	Wellenlänge
T	[s]	Wellenperiode
k	[1/m]	Wellenzahl
m	[kg]	Masse
m_H	[kg]	hydrodynamische Masse
c	[m/s]	Wellengeschwindigkeit
ω	[1/s]	Kreisfrequenz
δ		Dämpfungsgrad, Lehr'sches Dämpfungsmaß
Θ		Phasenwinkel
$\eta(x,t)$	[m]	Wasserspiegelauslenkung
ρ	[kg/m ³]	Dichte von Wasser ($\rho \approx 1000 \cdot \text{kg/m}^3$)
l	[m]	Länge des Wellenbrechers in y-Richtung
b	[m]	Breite des Wellenbrechers in x-Richtung
h	[m]	Höhe des Wellenbrechers in z-Richtung
h_t	[m]	Tauchtiefe des Wellenbrechers
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung; ($g=9,81 \text{ m/s}^2$)
u,w	[m/s ²]	Orbitalbeschleunigung
x	[m]	Ortskoordinate (horizontal)
z	[m]	Ortskoordinate (vertikal)
y	[m]	Ortskoordinate (senkrecht zur x-z-Ebene)

$E_{\text{pot}}, E_{\text{kin}}$	[Nm]	potentielle bzw. kinetische Energie
t	[s]	Zeit
v_x, v_z	[m/s]	Geschwindigkeitskomponenten in x- bzw. z-Richtung
p	[Pa]	Druck
C_R		Reflexionskoeffizient
C_T		Transmissionskoeffizient
m_0		Moment 0-ter Ordnung eines Seegangsspektrum

1. Einleitung

Die Sanierung der Tagebaurestlandschaften im Leipziger Raum und in der Lausitz besitzt nach Einstellung der Braunkohleförderung in diesen Gebieten höchste Bedeutung. Aufgrund der abbautechnisch bedingten Absenkung des Grundwasserspiegels wurde das hydrologische Gleichgewicht in diesen Regionen erheblich gestört. Die Wiederherstellung stabiler hydrologischer Verhältnisse ist deshalb ein erklärtes Hauptziel der Sanierungsmaßnahmen.

Die Stilllegung der Tagebaue bedeutete zusätzlich den Verlust des größten wirtschaftlichen Potentials, der durch neue Nutzungskonzepte für die Tagebaurestlandschaften kompensiert werden mußte. In vielen Fällen wurde sich aufgrund dieser hydrologischen und wirtschaftlichen Überlegungen für eine Flutung der Tagebaurestlöcher entschieden. Mit dem Ansteigen des Wasserspiegels ergeben sich neue Probleme, von denen die Böschungsumbildung durch den Einfluß von windinduzierten Wasserwellen von besonderer Bedeutung ist.

Der bei Auftreffen der Wellen stattfindende Materialtransport führt neben einer Gefährdung der Böschungstabilität zu einer Beschleunigung chemischer Prozesse, die eine Verschlechterung der Wasserqualität bewirken. Dieser, als „Versauerung“ der Restseen bezeichnete, Vorgang wird hauptsächlich auf die Oxidation von Pyrit zurückgeführt. Eine Verringerung des Massentransports an der Böschung könnte diese Versauerungstendenz aufhalten. Neben Befestigungsmaßnahmen an der Böschung selbst ist eine Reduzierung der auftreffenden Wellenhöhen eine mögliche Variante, die transportierten Mengen einzuschränken.



Foto 2.1-1 Yachthafen Bockholmwik, Ostsee (CLEMENT YACHT HARBOUR SYSTEMS)

Der Einsatz schwimmender Wellenbrecher erscheint mit Hinblick auf die vorherrschenden Wassertiefen in den Tagebaurestseen als eine wirtschaftliche Variante zur Erreichung dieses Zieles. Da schwimmende Wellenbrecher bisher hauptsächlich in kleineren Sportboot- und Yachthäfen Anwendung fanden, war es die Motivation dieser Arbeit, die

Einsatzmöglichkeit dieser Anlagen zum Böschungsschutz in Tagebaurestlöchern zu prüfen. Aufgrund des geringen Bekanntheitsgrades dieser Art des Wellenrückhalts, wurde es als ein Teil der Aufgabe angesehen, einen grundsätzlichen Überblick über schwimmende Wellenbrecher zu geben und prinzipielle Wirkungsweisen aufzuzeigen. Durch Modellversuche konnte dieses Vorhaben unterstützt werden. Auf Grundlage dieser Versuche und einer Literaturrecherche sollte die erreichbare Reduzierung der Wellenhöhen in den Tagebaurestseen prognostiziert und dafür notwendige Wellenbrecherdimensionen empfohlen werden.

2. Theoretische Grundlagen

2.1. Wellen

2.1.1. Allgemeines

Wasserwellen sind Schwingungserscheinungen der Wasseroberfläche. Natürliche Wasserwellen werden durch Wind, durch den Einfluß von Mond und Sonne, durch tektonische Vorgänge oder durch Druckveränderungen in erdnahen Luftschichten erzeugt und durch Schwerkraft, Oberflächenspannung und Corioliskraft aufrecht erhalten. Wellenperioden werden von der Ursache ihrer Entstehung bestimmt, weshalb eine Einteilung der Wasserwellen nach Perioden bzw. Frequenzen, als Kehrwert der Periode, erfolgen kann [Tabelle 2.1.1].

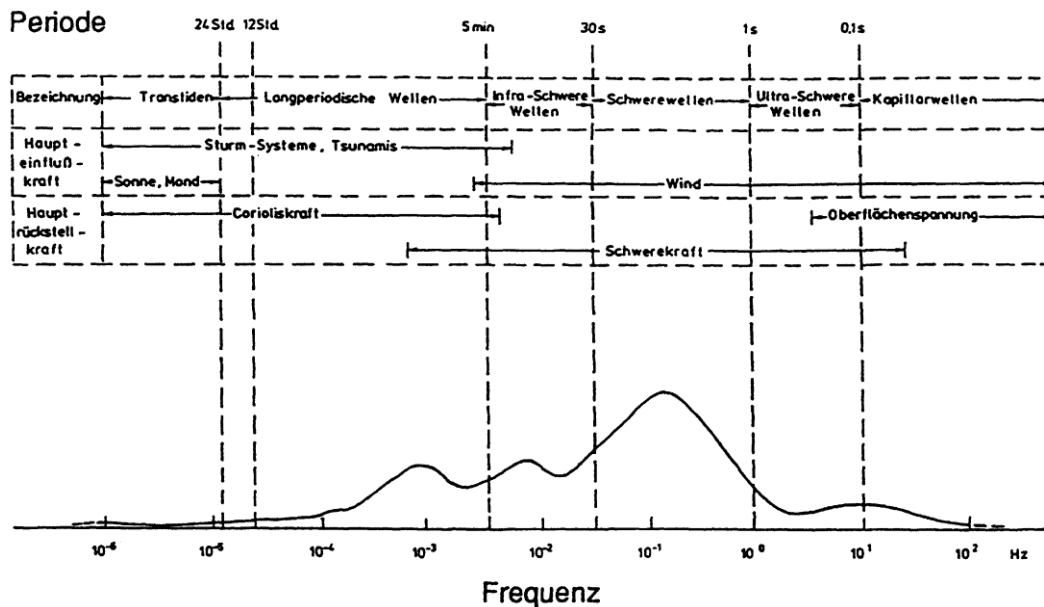


Tabelle 2.1.1 Einteilung der Wasserwellen (EAK, 1993)

Für die meisten Planungs- und Bemessungsaufgaben im Küsten- oder Uferbereich eines Seegebietes sind vor allem die Wind- und Dünungswellen von Interesse. Als Windwellen sind die Wellen definiert, die im unmittelbaren Untersuchungsgebiet durch Windwirkung entstanden sind. Sie bilden den Hauptanteil der wahrnehmbaren Wellenbewegung. Im Zusammenhang mit Wellenuntersuchungen an Binnengewässern stellen sie die interessierende Gruppe der Wasserwellen dar.

Um Ursachen, Erscheinungen und Auswirkungen der Wellenbewegung erklären zu können, wurden Wellentheorien unter Ansatz verschiedener Annahmen und Vereinfachungen entwickelt. Je nach örtlichen Bedingungen des betrachteten Seegebietes und der Ursache der Wellenbewegung sind unterschiedliche Theorien mehr oder weniger genau zutreffend.

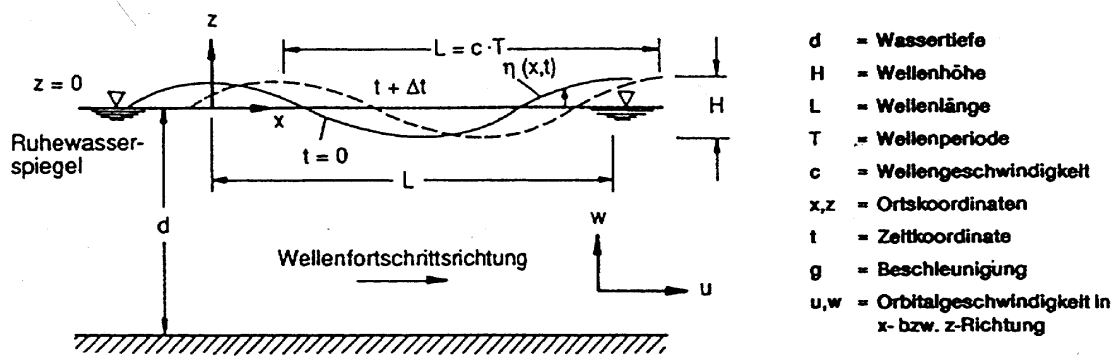


Tabelle 2.1.2 Bezeichnung der Wellenparameter (EAK, 1993)

In den meisten Theorien wird die Wellenbewegung als zweidimensionale Schwingungsbewegung ohne Massentransport vereinfacht. Die Anwendbarkeit verschiedener Wellentheorien kann in Abhängigkeit von den dimensionslosen Parametern

$$\frac{H}{g} \cdot T^2 \quad \text{und} \quad \frac{d}{g} \cdot T^2$$

sowie dem Ursellparameter:

$$U_R = \frac{H \cdot L^2}{d^3} \tag{Gl. 2.1}$$

erfolgen, wie in Tabelle 2.1.3 dargestellt ist:

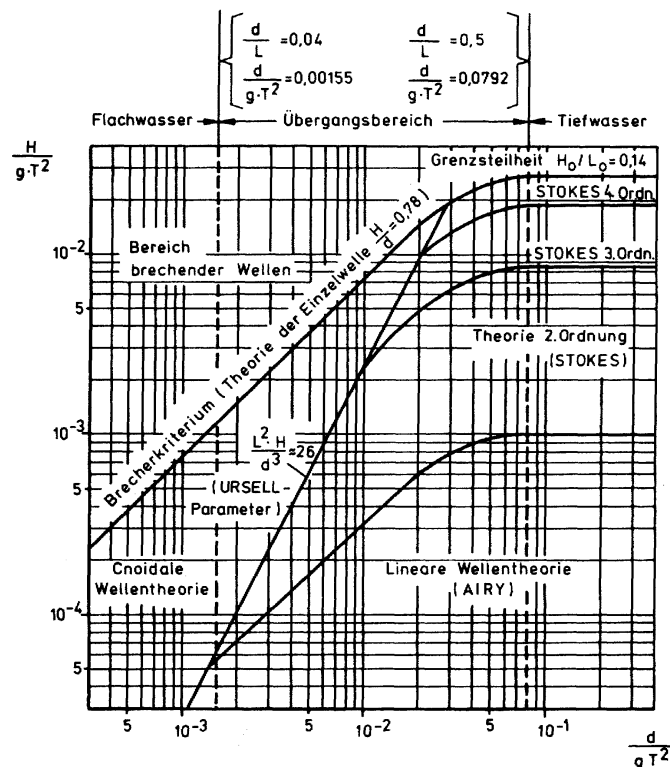


Tabelle 2.1.3 Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien (KOLHASE, 1983)

Wegen der einfachen Anwendbarkeit und der guten Übereinstimmung mit der Natur hat sich in der Ingenieurspraxis die lineare Wellentheorie (Theorie kleiner Wellenhöhen) durchgesetzt. Sie wurde deshalb den Untersuchungen an schwimmenden Wellenbrechern zugrundegelegt. Für eine genauere Herleitung der linearen Wellentheorie sei auf die Ausführungen von WAGNER (in BOLLRICH/PREIBLER, 1989) und auf DEAN (1984) verwiesen. Theorien höherer Ordnung werden in CHAKRABARTIE (1987) ausführlicher behandelt.

2.1.2. Theorie kleiner Wellenhöhen

Die Theorie kleiner Wellenhöhen betrachtet zweidimensionale Wellen, deren Oberflächenformen durch Sinus- bzw. Kosinusfunktionen beschreibbar sind. Es wird von folgenden Annahmen ausgegangen (EAK, 1993):

- sinusförmige Oberfläche, d.h. symmetrisches Wellenprofil
- kleine Amplituden im Vergleich zur Wassertiefe, d.h. $H \ll L$, $H \ll d$
- ebener, undurchlässiger Untergrund
- ideale Flüssigkeit, d.h. reibungsfrei, inkompressibel, homogen
- kein Einfluß der Luftbewegung auf die Wellenbewegung

Ausgehend vom Prinzip der Massenerhaltung kann die Kontinuitätsgleichung formuliert werden als:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad [\text{Gl. 2.2}]$$

Wegen Annahme einer reibungs- und wirbelfreien Bewegung unter ausschließlichem Einfluß der Erdanziehung existiert eine Funktion eines Geschwindigkeitspotentials $\varphi(x, z, t)$, aus der die einzelnen Geschwindigkeitskomponenten in die jeweilige Richtung ableitbar sind. Somit gilt:

$$v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad [\text{Gl. 2.3}]$$

$$v_z = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \quad [\text{Gl. 2.4}]$$

Durch Einsetzen der Gleichungen [2.3] und [2.4] in Gleichung [2.2] ergibt sich die Laplacesche Differentialgleichung:

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0 \quad [\text{Gl. 2.5}]$$

Die Funktion des Geschwindigkeitspotentials eingesetzt in die Bernoulligleichung führt auf:

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{1}{2} \cdot \left[\left(\frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \varphi}{\partial z} \right)^2 \right] + \frac{p}{\rho} + g \cdot z = 0 \quad [\text{Gl. 2.6}]$$

Mit dieser Gleichung und durch Einsetzen vorher genannter Randbedingungen am Seeboden und an der Wasseroberfläche kann die Funktion des Geschwindigkeitspotentials durch Lösen der Laplaceschen Gleichung bestimmt werden zu:

$$\varphi = \frac{H}{2} \cdot \frac{g}{\omega} \cdot \frac{\cosh(k \cdot (z + d))}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \cos(kx - \omega t) \quad [\text{Gl. 2.7}]$$

mit: $k = \frac{2\pi}{L}$ Wellenzahl

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

Aus dieser Gleichung können alle charakteristischen Parameter der Wellenbewegung abgeleitet werden.

Profil der freien Wasseroberfläche

Die Funktion der freien Wasseroberfläche ist orts- und zeitabhängig:

$$\eta = \frac{H}{2} \cdot \cos(\Theta) \quad [\text{Gl. 2.8}]$$

mit: $\Theta = kx - \omega t$ Phasenwinkel

Wellengeschwindigkeit

Die Wellengeschwindigkeit ist von der Wellenlänge und der Periode abhängig, wobei der Einfluß der Wassertiefe berücksichtigt wird:

$$c = \frac{L}{T} = \frac{g \cdot T}{2\pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right) = \sqrt{\frac{g}{k} \cdot \tanh(kd)} \quad [\text{Gl. 2.9}]$$

Wellenlänge

Die Bestimmung der Wellenlänge erfolgt iterativ, ausgehend von der Wellenperiode T:

$$L = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi} \cdot \tanh\left(\frac{2\pi}{L} \cdot d\right) \quad [\text{Gl. 2.10}]$$

Wellenperiode

Durch Umstellen der Gleichung [2.10] erhält man:

$$T = \sqrt{\frac{2\pi \cdot L}{g} \cdot \coth\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right)} \quad [\text{Gl. 2.11}]$$

Druckfunktion

Die Druckfunktion einer Welle wird aus der Potentialfunktion und der Bernoulli-Gleichung abgeleitet:

$$p = \rho \cdot g \cdot \left(\frac{H}{2} \cdot \frac{\cosh(k \cdot (d+z))}{\cosh(k \cdot d)} \cdot \cos(\Theta) - z \right) \quad [\text{Gl. 2.12}]$$

Geschwindigkeit

Folgende Gleichungen dienen der Berechnung der Geschwindigkeit eines Wasserteilchens in x-Richtung (horizontal) und in z-Richtung (vertikal):

$$u = v_x = \frac{H}{2} \cdot \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{\cosh(k \cdot (z+d))}{\sinh(k \cdot d)} \cdot \cos(\Theta) \quad [\text{Gl. 2.13}]$$

$$w = v_z = \frac{H}{2} \cdot \frac{2\pi}{T} \cdot \frac{\sinh(k \cdot (z+d))}{\sinh(k \cdot d)} \cdot \sin(\Theta) \quad [\text{Gl. 2.14}]$$

Die Richtung und Geschwindigkeitsverteilung der Wasserteilchenbewegung unter einer Welle ist in folgender Abbildung dargestellt:

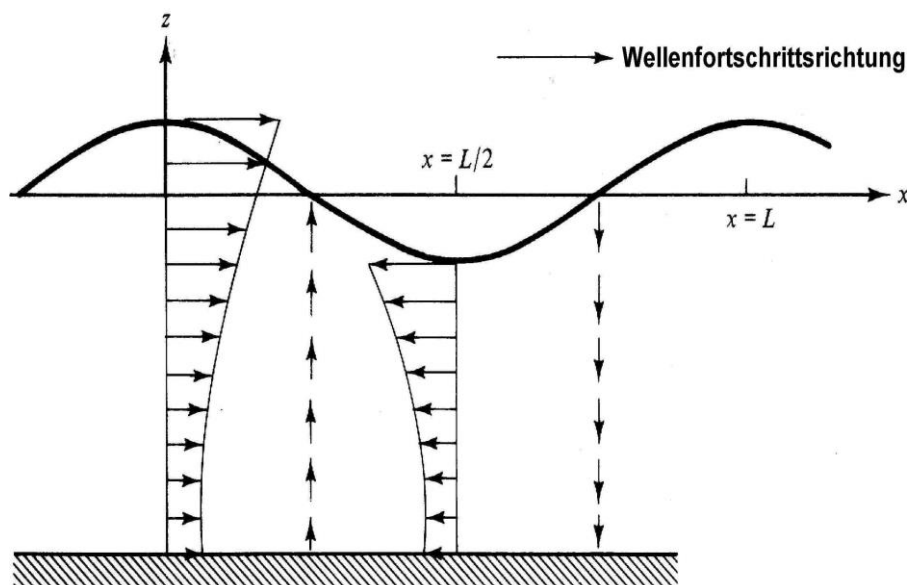


Tabelle 2.1.4 Richtung und Verteilung der Teilchengeschwindigkeiten (DEAN, 1984), modifiziert

Beschleunigung

Vertikale und horizontale Komponenten der Beschleunigung eines Wasserteilchens in einer bestimmten Tiefe werden bestimmt aus:

$$a_x = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{H}{2} \cdot \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \cdot \frac{\cosh(k \cdot (z + d))}{\sinh(k \cdot d)} \cdot \sin(\Theta) \quad [\text{Gl. 2.15}]$$

$$a_z = \frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \cdot \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \cdot \frac{\sinh(k \cdot (z + d))}{\sinh(k \cdot d)} \cdot \cos(\Theta) \quad [\text{Gl. 2.16}]$$

Bahncharakteristik

Die Bewegung der Wasserteilchen erfolgt auf Ellipsenbahnen mit großer horizontaler Halbachse und wird durch die Gleichung [2.17] beschrieben:

$$\frac{\varepsilon_x^2}{r_x^2} + \frac{\varepsilon_z^2}{r_z^2} = 1 \quad [\text{Gl. 2.17}]$$

$$r_z = \frac{H}{2} \cdot \frac{\sinh(k \cdot (z + d))}{\sinh(k \cdot d)} \quad [\text{Gl. 2.18}]$$

$$r_x = \frac{H}{2} \cdot \frac{\cosh(k \cdot (z + d))}{\sinh(k \cdot d)} \quad [\text{Gl. 2.19}]$$

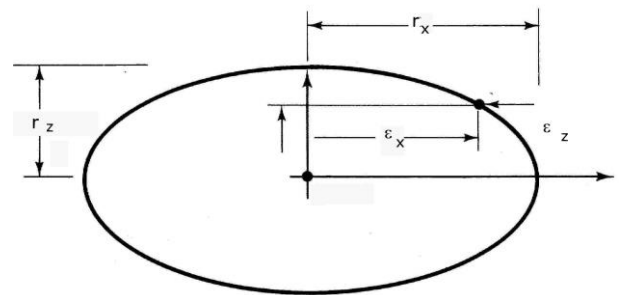


Tabelle 2.1.5 Bahnlinie eines Wasserteilchens

In Abhängigkeit von der relativen Wassertiefe, d/L , lassen sich alle aufgeführten Gleichungen für bestimmte Wassertiefenverhältnisse weiter modifizieren (vgl. Anlage A-1).

2.1.3. Tiefeneinfluß auf Wellenbewegung

Mittels der im Abschnitt 2.1.2 aufgeführten Gleichungen kann gezeigt werden, daß die Bahnliniencharakteristik der Wasserteilchen (ausgedrückt durch r_x/r_z) von der relativen Wassertiefe d/L abhängig ist. Für große Wassertiefen ergibt sich:

$$r_x \approx r_z$$

Somit bewegen sich Wasserteilchen unter Tiefwasserbedingungen ($d/L \geq 0,5$) auf Kreisbahnen, deren sogenannte Orbitalradien r mit zunehmendem Abstand von der freien Wasseroberfläche kleiner werden und in einer Tiefe von $z = -L/2$ praktisch gleich Null sind. Wasserschichten unterhalb dieser Tiefe bleiben von der Wellenbewegung der Oberfläche

unbeeinflusst. Weiterhin lässt sich für Wellen gleicher Höhe ableiten, daß die Orbitalradien in gleich tiefen Wasserschichten um so größer sind, je größer die Wellenlänge ist.

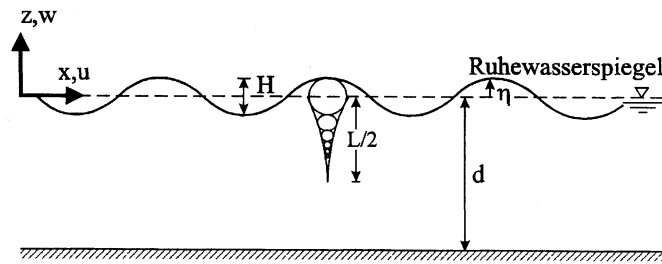


Tabelle 2.1.6 – Bahnlinien im Tiefwasserbereich, $d/L \geq 0,5$; (LENGRICHT, 1999)

Wird die relative Wassertiefe kleiner als die halbe Wellenlänge ($d/L \leq 0,5$), so ist die Teilchenbewegung vom Seeboden so beeinflusst, daß die kreisförmigen Bahnen zunehmend Ellipsenform annehmen. Diese Verhältnisse charakterisieren den Übergangsbereich.

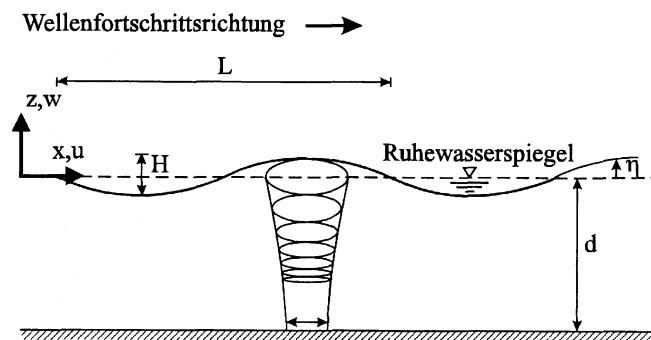


Tabelle 2.1.7 Bahnlinien im Übergangsbereich, $0,05 < d/L < 0,5$; (LENGRICHT, 1999)

Bei weiterer Reduzierung der Wassertiefe werden die Größen der vertikalen Hauptachsen zunehmend geringer. Bodennahe Wasserteilchen in diesem, als Flachwasser bezeichneten, Bereich führen oszillierende Translationsbewegungen auf annähernd horizontalen Bahnen aus.

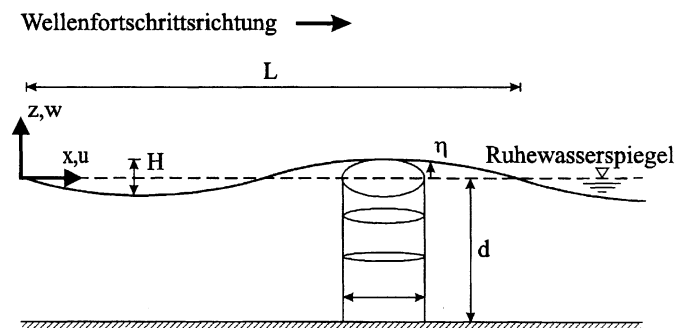


Tabelle 2.1.8 Bahnlinien im Flachwasserbereich, $d/L < 0,05$; (LENGRICHT, 1999)

2.1.4. Energie und Energietransport in Wellen

Die in der Wellenbewegung enthaltene Energie besteht aus potentieller Energie und kinetischer Energie. Potentielle Energie ist das Ergebnis der vertikalen Verschiebung der freien Oberfläche gegenüber der Ruhelage. Kinetische Energie resultiert aus der Bewegung der Wasserteilchen. Beide Energieformen sind in ihrer Ursache miteinander verknüpft und existieren bei Wasserwellenbewegungen stets gleichzeitig.

Mit Hilfe der linearen Wellentheorie kann gezeigt werden, daß bei unendlicher Wassertiefe die Größen und Verteilungen der kinetischen und der potentiellen Energie gleich groß sind. Ausgedrückt durch den Wert der spezifischen Energie ergibt sich für regelmäßige Wellen:

$$E_{\text{pot},z=0} = E_{\text{kin},z=0} = \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{16} \quad \text{in [N/m]} \quad [\text{Gl. 2.20}]$$

Die gesamte spezifische Energie je Flächeneinheit der Wasseroberfläche ist somit:

$$E_{W,z=0} = E_{\text{pot},z=0} + E_{\text{kin},z=0} = \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{8} \quad \text{in [N/m]} \quad [\text{Gl. 2.21}]$$

Die Gesamtenergie einer Welle der Länge L je Meter Wellenkammlänge (in y-Richtung) ist :

$$E_{WL} = \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{8} \cdot L \quad \text{in [N]} \quad [\text{Gl. 2.22}]$$

Die Gesamtenergie einer Welle ist direkt proportional dem Quadrat ihrer Höhe. Für den realen Zustand der natürlichen Wellenbewegung, der aus n überlagerten Wellen (vgl. 2.1.5) besteht, gilt:

$$E_{W,n,z=0} = \frac{\rho \cdot g}{8} \cdot \sum_{i=1}^n H_i^2 \quad \text{in [N/m]} \quad [\text{Gl. 2.23}]$$

Vertikale Energieverteilung

Die potentielle und die kinetische Energie einer Welle verteilen sich in der Tiefe nach der Funktion

$$E_{\text{pot}}(z) = E_{\text{kin}}(z) = \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{16} \cdot \left[\frac{\sinh(2 \cdot k \cdot (d + z))}{\sinh(2 \cdot k \cdot d)} \right] \quad (\text{für } z \leq 0) \quad [\text{Gl. 2.24}]$$

Die Abnahme der Energie ist proportional zur Abnahme der Orbitalgeschwindigkeit der Wasserteilchen (vgl. Gleichung [2.14]). Die Gesamtenergie ergibt sich aus der Summe beider Anteile zu:

$$E_W(z) = E_{\text{pot}}(z) + E_{\text{kin}}(z) = \frac{\rho \cdot g \cdot H^2}{8} \cdot \left[\frac{\sinh(2 \cdot k \cdot (d + z))}{\sinh(2 \cdot k \cdot d)} \right] \quad [\text{Gl. 2.25}]$$

Aus diesem Zusammenhang läßt sich die vertikale Energieverteilung über die Wassertiefe in Abhängigkeit von der relativen Wassertiefe d/L erstellen:

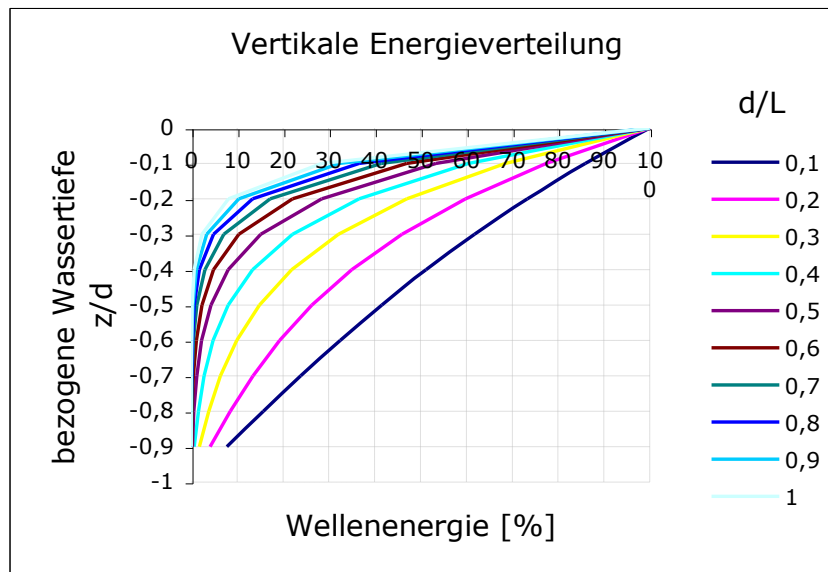


Tabelle 2.1.9 Verteilung der Wellenenergie über die Wassertiefe in Abhängigkeit von d/L

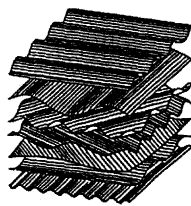
Aus Tabelle 2.1.9 ist ersichtlich, daß die Wellenenergie unter Tiefwasserverhältnissen ($d/L \geq 0,5$) im oberen Drittel des Wasserkörpers konzentriert ist. Dagegen verteilt sich die Energie mit abnehmender relativer Wassertiefe zunehmend linear über die gesamte Tiefe. Das Diagramm läßt bereits erkennen, unter welchen Bedingungen ein Einsatz schwimmender Wellenbrecher sinnvoll erscheint und welcher Verbauungsgrad für einen wirkungsvollen Energierückhalt nötig wäre.

2.1.5. Wellenanalyse

Seegang

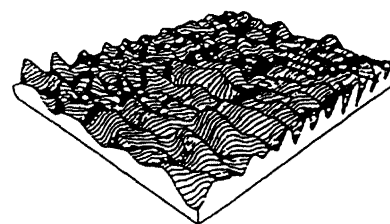
Der natürliche Seegang stellt sich dem Betrachter als relativ inhomogenes Feld von Wellenbergen und Wellentälern dar. Seegang entsteht aus der Überlagerung der örtlich vorhandenen Wellen, die sich in Wellenhöhen, Perioden und Ausbreitungsrichtungen unterscheiden können. In einer modellhaften Vorstellung kann Seegang als Überlagerung einer Vielzahl von regelmäßigen, sinusförmigen Wellen nachgebildet werden (Tabelle 2.1.10).

a)



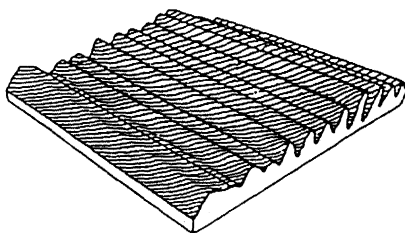
Überlagerung von Sinus-Komponenten

b)



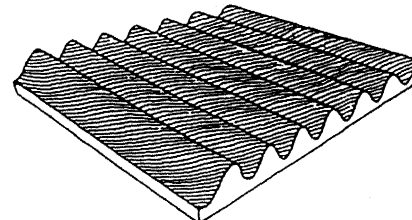
Kurzkämmiger, unregelmäßiger Seegang

c)



Langkämmiger, unregelmäßiger Seegang

d)



Regelmäßiger Seegang

Tabelle 2.1.10 Modellvorstellungen zur Nachbildung von Seegang, (EAK, 1993)

Um Aussagen über einen lokal vorhandenen Seegang treffen zu können, müssen verschiedene Messungen im Vorfeld dieser Untersuchung durchgeführt werden. Eine Grundlage hierfür ist die Wellenmessung, bei der die vertikale Auslenkung der Wasseroberfläche $\eta(t)$ gegenüber dem Ruhewasserspiegel in einen bestimmte Zeitraum registriert wird. Ein Ergebnis einer solchen Messung zeigt Tabelle 2.1.11.



Tabelle 2.1.11 Grafische Darstellung einer Wellenmessung (DEAN, 1984)

Aus dieser Meßreihe können Wellenhöhen und Wellenperioden ermittelt werden. Bei der Bestimmung dieser Parameter kommt es auf eine eindeutige Definition der Methodik an (Tabelle 2.1.12).

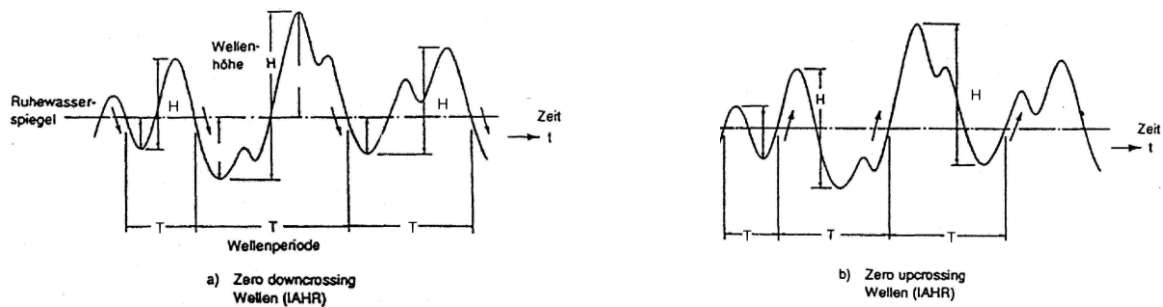


Tabelle 2.1.12 Verfahren zur Bestimmung von Wellenhöhen und Wellenperioden (EAK, 1993)

Auf der Grundlage ermittelter Wellenhöhen und -perioden aufbauend kann eine Auswertung im Zeitbereich oder im Frequenzbereich erfolgen. Beide Methoden sind ineinander überführbar. Zeitbereichs- und Frequenzbereichsanalysen liefern als Ergebnis eine qualitative und quantitative Einschätzung der natürlichen Wellenbewegung. Daraus können Belastungsparameter für wellenbeanspruchte Konstruktionen abgeleitet werden.

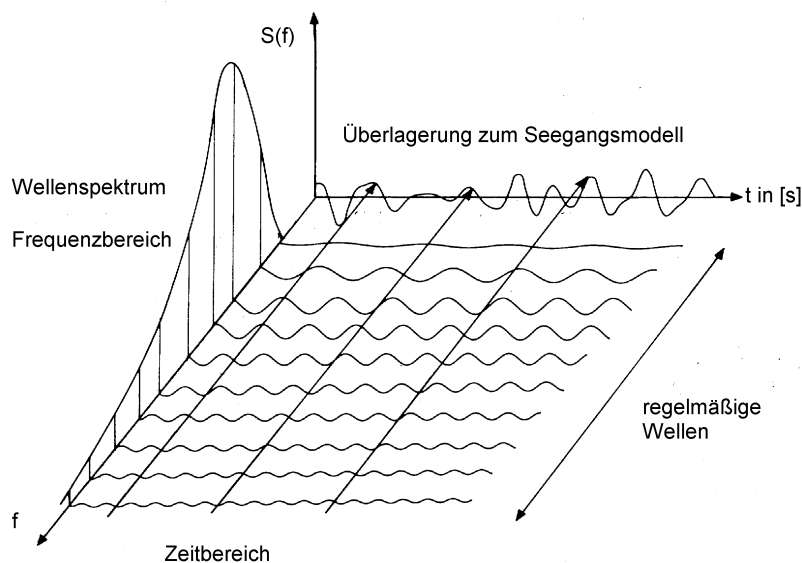


Tabelle 2.1.13 Zusammenhang von Seegang, Zeitbereichs- und Frequenzbereichsanalyse (EAK, 1993)

Zeitbereichsanalyse

In der Zeitbereichsanalyse werden die ermittelten Wellenhöhen und Wellenperioden nach Klassen innerhalb oberer und unterer Grenzwerte geordnet und in ein Histogramm übertragen. Aus der erhaltenen Häufigkeitsverteilung kann eine Summenhäufigkeitsdarstellung erstellt werden (Tabelle 2.1.14)

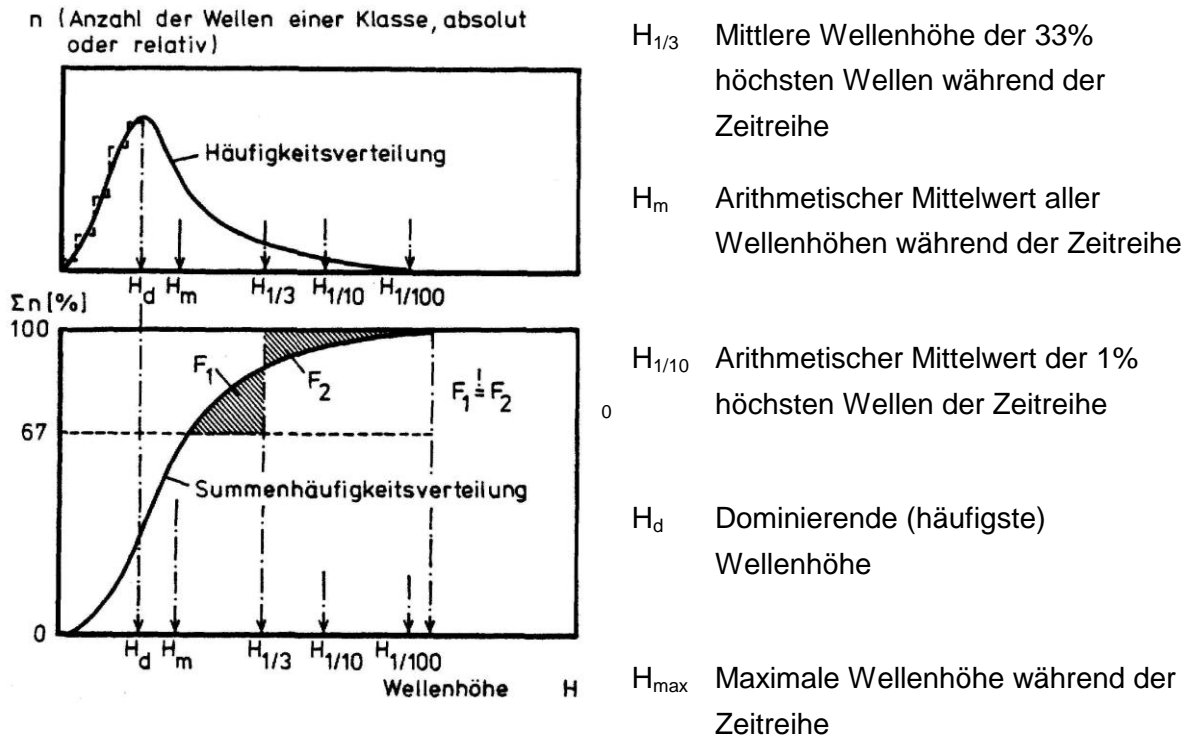


Tabelle 2.1.14 Auswertung einer Wellenaufzeichnung (EAU, 1980)

Der Kurvenverlauf der Summenhäufigkeitsverteilung entspricht annähernd einer Rayleigh-Verteilung. Für diese Verteilung gelten bestimmte statistische Zusammenhänge, die z.B. bei WAGNER (in BOLLRICH, 1989) ausführlicher behandelt sind.

Aufbauend auf der Rayleighschen Verteilungsfunktion lässt sich aus einer bekannten Wassertiefe d und einer vorher bestimmten mittleren Wellenhöhe H_m eines Seegebietes eine Wahrscheinlichkeit P errechnen, mit der ein Wellenereignis einer Höhe H nicht überschritten wird:

$$P = 1 - e^{-a \left(\frac{H}{H_m} \right)^b} \quad \text{[Gl. 2.26]}$$

mit:

$$a = \frac{\pi}{4} \cdot \left(1 + 0.4 \cdot \frac{H_m}{d} \right) \quad \text{[Gl. 2.27]}$$

$$b = \frac{2}{\left(1 - \frac{H_m}{d} \right)} \quad \text{(für: } 0 \leq \frac{H_m}{d} \leq 0.5 \text{)} \quad \text{[Gl. 2.28]}$$

Umgekehrt kann mit einer definierten Wahrscheinlichkeit das Auftreten einer Welle bestimmter Höhe errechnet werden. In gleicher Weise wie die Wellenhöhen können die Wellenperioden ausgewertet werden.

Frequenzbereichsanalyse

Wie vorher schon erwähnt, wird die natürliche Wellenbewegung modellhaft als Überlagerung von regelmäßigen Wellen angesehen. Die Meßkurve einer Wellenmessung kann deshalb aus einer Vielzahl überlagerter Sinuswellen mit unterschiedlichen Amplituden und Frequenzen nachgebildet werden. Die Bestimmung dieser als Elementarwellen bezeichneten Sinus- bzw. Kosinuswellen aus einer Wellenmessung erfolgt mit Hilfe des mathematischen Verfahrens der Fourier-Transformation. Die Gesamtheit aller so ermittelten Elementarwellen wird als Wellenspektrum bezeichnet. Einige Grundbegriffe der Frequenzbereichsanalyse seien an dieser Stelle erklärt.

Als Richtungsspektrum $D(f, \Theta)$ wird das, die Frequenzverteilung und die Richtungsverteilung umfassende, Energiespektrum bezeichnet:

$$D(f, \Theta) = F(f, \Theta) \cdot S(f) \quad [\text{Gl. 2.29}]$$

$$S(f) \quad \text{Frequenzverteilung}$$

$$F(f, \Theta) \quad \text{Richtungsfunktion}$$

Die Richtungsfunktion gibt die Verteilung der Wellenenergie in Abhängigkeit von der Wellenanlaufrichtung an. Dabei wird ein Sektor von $\pm 90^\circ$ ausgehend von der Hauptwellenrichtung betrachtet. Somit ist:

$$\int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} F(f, \Theta) = 1 \quad [\text{Gl. 2.30}]$$

Aus den Wellendimensionen Höhe H und Frequenz f der Elementarwellen, kann für jede Elementarwelle ein Energiebetrag proportional zu H^2 (vgl. Abschnitt 2.1.4) ermittelt werden. Innerhalb eines festgelegten Frequenzintervalls Δf ergibt sich ein darin enthaltener Gesamtenergiebetrag ΔE_n aus der Summe aller Energiebeträge all jener Elementarwellen, deren Frequenzen sich innerhalb dieses Intervalls befinden. Dieser Betrag wird normiert durch:

$$S(f) = \frac{1}{\rho \cdot g} \cdot \frac{\Delta E_n}{\Delta f} \quad [\text{Gl. 2.31}]$$

Diese Funktion, aufgetragen über die Frequenz f in Intervallen Δf wird als Dichtefunktion (oder Energiespektrum) bezeichnet. Die Frequenz, an der die Dichtefunktion ein Maximum erreicht, wird als Peakfrequenz f_p bezeichnet. Die Peakfrequenz umfaßt den Frequenzbereich des Seeganges, an dem die größte Energiehäufung auftritt. Die Gesamtfläche unter der Dichtefunktion $S(f)$ ist ein Maß für die im Seegang enthaltene Energie.

Für die Lösung ingenieurwissenschaftlicher Probleme ist man daran interessiert, Beziehungen zwischen der Dichtefunktion und den in einer Zeitreihe enthaltenen Wellenhöhen und den Wellenperioden herzustellen. Dabei ist der Begriff des Moments einer Dichtefunktion von Bedeutung, der definiert wird zu:

$$m_n = \int_0^{\infty} S(f) \cdot f^n df \quad \text{mit } n = 0, 1, 2 \quad [\text{Gl. 2.32}]$$

Einer der wichtigsten Parameter ist die signifikante Wellenhöhe H_s , die näherungsweise mit der aus der Zeitbereichsanalyse ermittelten Wellenhöhe $H_{1/3}$ übereinstimmt. Sie kann anhand der aus der Frequenzbereichsanalyse ermittelten Werte berechnet werden aus:

$$H_s = 4 \cdot \sqrt{m_0} \quad [\text{Gl. 2.33}]$$

2.1.6. Einfluß teildurchlässiger Hindernisse auf Wellenbewegung

Schwimmende Wellenbrecher sind ähnlich wie z.B. feste Tauchwände den teildurchlässigen Bauwerken zuzuordnen, da sie nur einen Teil der ankommenden Wellenenergie zurückhalten. Die Einschätzung der Effizienz schwimmender Wellenbrecher erfolgt durch die Erstellung einer Energiebilanz, in der die Wellenenergie vor und hinter dem Objekt verglichen wird. Die Vorgänge, auf denen die Wirkungsweise teildurchlässiger Hindernisse basiert, sind nachfolgend erläutert.

Reflexion

Trifft eine sich ausbreitende Wasserwelle auf ein Hindernis höherer Dichte, so wird sie reflektiert. Dabei gehorcht sie ähnlichen Gesetzen wie Licht- oder Schallwellen. Setzt man eine feste, vollkommen glatte und undurchlässige vertikale Wand voraus, die sich über die gesamte Wassertiefe erstreckt, so ist die reflektierte Welle das exakte Abbild der Initialwelle, das heißt, Wellenhöhe und Frequenz bleiben vollständig erhalten. Phasengleichheit und entgegengesetzte Fortschrittsrichtung erklären das Zustandekommen von sogenannten stehenden Wellen (Clapotis) beim senkrechten Auftreffen regelmäßiger Wellen auf feste Wände. Sie ist ein Sonderfall der Interferenz, bei dem sich die initiale und die reflektierte Welle phasengleich überlagern. Eine Clapotis besitzt Schwingungsknoten und Schwingungsbäuche (jeweils in Abständen von $L/2$ bzw. π). In den Schwingungsknoten weisen Wasserteilchen lediglich horizontale Geschwindigkeitskomponenten auf, während sie in Schwingungsbäuchen ausschließlich vertikal schwingen.

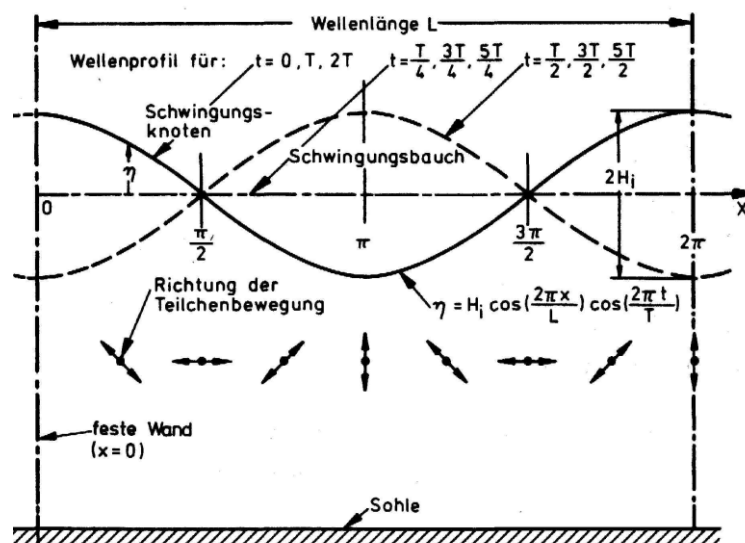


Tabelle 2.1.15 Stehende Welle an einer senkrechten Wand (KOHLMASE, 1983)

Die Wellenhöhe einer Clapotis ist bei vollständiger Reflexion doppelt so groß wie die Initialwellenhöhe, was sich aus folgender analytischer Betrachtung ergibt:

$$\eta_{li} = \frac{H_i}{2} \cdot \cos(kx - \omega t) \quad \text{Initialwelle} \quad [\text{Gl. 2.34}]$$

$$\eta_{ri} = \frac{H_R}{2} \cdot \cos(kx + \omega t) \quad \text{reflektierte Welle} \quad [\text{Gl. 2.35}]$$

mit:

$$H_R = H_i \quad [\text{Gl. 2.36}]$$

Die Funktion der freien Wasseroberfläche einer stehenden Welle lautet:

$$\eta_C = \eta_i + \eta_R = \frac{H_i}{2} \cdot [\cos(kx - \omega t) + \cos(kx + \omega t)] \quad [\text{Gl. 2.37}]$$

$$\eta_C = H_i \cdot \cos(kx) \cdot \cos(\omega t) \quad [\text{Gl. 2.38}]$$

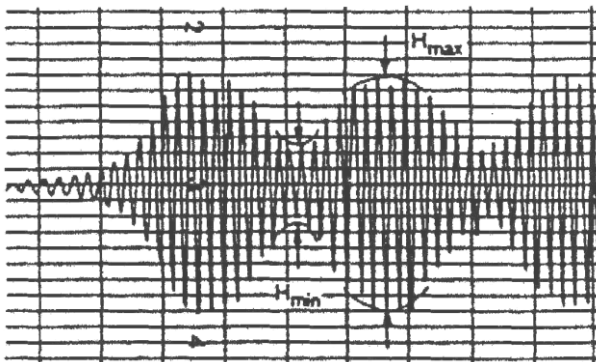
Da an einer reflektierenden Wand stets ein Teil der Wellenenergie infolge von Stoßverlusten umgewandelt wird, ist eine vollständige Reflexion und somit das Auftreten einer doppelten Wellenhöhe praktisch nicht möglich. Dennoch konnte beobachtet und nachgewiesen werden, daß bei schräg einfallenden Wellen maximale Werte bis zum 2,34-fachen der Ausgangswellenhöhe auftreten können. Diese Erscheinung wird als MACH-Reflexion bezeichnet. Bei KOHLHASE (1983) ist dieses Problem ausführlicher behandelt.



Foto 2.1-1 Reflexion von Wellen an einer Mole – (Lake Huron / Ontario; privat)

Der Reflexionsgrad von Wasserwellen kann durch Einführung eines Reflexionskoeffizienten C_R erfaßt werden. Er beschreibt das Verhältnis von reflektierter Wellenhöhe H_R zur Ausgangswellenhöhe H_i . Die Größe des Koeffizienten ist bei starren Objekten von der Beschaffenheit der reflektierenden Fläche (Neigung, Rauigkeit), von der Wellensteilheit und der Wassertiefe abhängig (KÖHLHASE, 1983).

Experimentell kann ein Reflexionskoeffizient für regelmäßige Wellenbelastung bestimmt werden, indem vor der Bauwerkswand ein verfahrbarer Meßpegel oder eine gestaffelte Anordnung von Pegeln erfolgt, um so die Auslenkung der Wasseroberfläche über mindestens eine Wellenlänge registrieren zu können. Maximale und minimale Werte der Überlagerung aus ankommender und reflektierter Welle werden somit erfaßt (Tabelle 2.1.16). Daraus wird der Reflexionskoeffizient mit Gleichung [2.39] ermittelt.



$$C_R = \frac{H_R}{H_i} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{H_{\max} + H_{\min}} \quad [\text{Gl. 2.39}]$$

Tabelle 2.1.16 Meßkurve bei Reflexion (EAK, 1993)

Die Ermittlung des Reflexionskoeffizienten bei einer Untersuchung unregelmäßiger Wellen muß durch den Vergleich der reflektierten und der initialen Energie erfolgen. Ausgedrückt durch die, aus der Frequenzbereichsanalyse (siehe 2.1.5) ermittelten, Parameter m_0 wird C_R berechnet aus:

$$C_R = \frac{\sqrt{m_{0,R}}}{\sqrt{m_{0,I}}} \quad [\text{Gl. 2.40}]$$

Transmission

Trifft eine Wasserwelle auf ein Hindernis, welches sich nicht über die gesamte Wassertiefe erstreckt, so pflanzt sich ein Teil der ursprünglichen Wellenenergie unter dem oder über Hindernis fort. Analog zur Definition des Reflexionskoeffizienten C_R kann das Verhältnis der ursprünglichen zur durchgedrungenen (transmittierten) Wellenenergie aus dem Vergleich der Wellenhöhen vor (H_i) und nach (H_T) dem Hindernis ermittelt werden, der als Transmissionskoeffizient bezeichnet wird:

$$C_T = \frac{H_T}{H_i} \quad [\text{Gl. 2.41}]$$

Der Transmissionskoeffizient C_T wird ähnlich dem Reflexionskoeffizienten durch die Wellensteilheit und den Wellenangriffswinkel, in verstärktem Maße aber von der Art des Bauwerkes beeinflusst.

Die Abhängigkeit des Transmissionskoeffizienten vom Verbauungsverhältnis war der Inhalt zahlreicher Untersuchungen. Als Verbauungsverhältnis wird der Quotient aus eingetauchtem Querschnitt eines Objekts und dem Querschnitt des unverbauten Wasserkörpers bezeichnet. Bei zweidimensionalen Betrachtungen und Objekten ohne Seebodenkontakt reduziert sich dieses Verhältnis auf den Ausdruck:

$$r = \frac{h_t}{d} \quad [\text{Gl. 2.42}]$$

r Verbauungsverhältnis

h_t Tauchtiefe des Objekts

d Gesamtwassertiefe

Ein einfacher analytischer Ausdruck zur Bestimmung eines Transmissionskoeffizienten in Abhängigkeit von der Tauchtiefe wurde von WIEGEL für eine feste Tauchwand der Eintauchtiefe h_t ermittelt:

$$C_T = \sqrt{\frac{\frac{4\pi}{L}(d - h_t) + \sinh\left(\frac{4\pi}{L} \cdot (d - h_t)\right)}{\frac{4\pi}{L} \cdot d + \sinh\left(\frac{4\pi}{L} \cdot d\right)}} \quad [\text{Gl. 2.43}]$$

Die Einschätzung der wellendämpfenden Wirkung schwimmender Wellenbrecher unter natürlichen Verhältnissen erfolgt über den Vergleich der seeseitigen und küstenseitigen Energiespektren (Dichtefunktionen). Der Transmissionskoeffizient wird bestimmt aus dem Verhältnis der Gesamtenergie des küstenseitigen Spektrums zur Gesamtenergie des seeseitigen Spektrums.

Da die Wellenenergie proportional dem Quadrat der Wellenhöhe ist (vgl. Abschnitt 2.1.4), gilt:

$$\frac{E_T}{E_i} \sim (C_T)^2$$

worin:

E_T Gesamtenergie des küstenseitigen Spektrums

E_i Gesamtenergie des seeseitigen Spektrums

Dissipation

Neben Reflexion und Transmission ist die Dissipation die dritte Komponente, die im Zusammenhang mit der Wellendämpfung durch teildurchlässige Hindernisse betrachtet werden muß.

Ausgedrückt durch einen Dissipationskoeffizienten C_D werden alle die Vorgänge erfaßt, die zu einer Umwandlung der initialen Wellenenergie in irreversible Energieformen wie Wärme oder Schall führen (LENGRICHT, 1999). Der Vorgang der Energiedissipation ist im Vergleich zu Reflexion und Transmission ein relativ unerforschter Bereich, der erst in den letzten Jahren größere Beachtung fand.

In einer aktuellen Arbeit von LENGRICHT (1999) wurden zu dieser Problematik Modellversuche an einer festen Tauchwand durchgeführt, bei denen die Bewegungen von Wasserteilchen beim „Durchtauchen“ beobachtet und ausgewertet wurden. Daraus resultierend sind Dissipationskoeffizienten für feste Tauchwände in Abhängigkeit von dem Verbauungsverhältnis angegeben. Der Einfluß der relativen Wassertiefe wurde dabei berücksichtigt. Die von LENGRICHT ermittelten Dissipationskoeffizienten sind in Anlage A-2 beigefügt.

Diffraktion

Als Diffraktion wird das „Beugen“ der Wellen um Bauwerke oder durch Öffnungen zwischen Hindernissen bezeichnet. Bei der Einschätzung von zu erwartenden Wellenhöhen hinter Hindernissen muß die Diffraktion von Wellen unbedingt berücksichtigt werden. Diffraktionserscheinungen sind ein wichtiges Kriterium bei der Festlegung der notwendigen Länge des Wellenbrechers. Auf eine ausführlichere Darstellung dieser Problematik wird hier verzichtet, da hinsichtlich der Modellversuche keine zu große Beeinflussung durch Diffraktion zu erwarten ist. Es wird auf die Erläuterungen von DEAN (1984) und KOHLHASE (1983) verwiesen.

2.2. Schwingfähige Systeme

Praktische Versuche und theoretische Betrachtungen an schwimmenden, verankerten Körpern sind stets an die Kenntnis von Grundgesetzen der Schwingungslehre geknüpft. In diesem Abschnitt sollen die wichtigsten Eigenschaften und Begriffe erläutert werden, sofern sie in Beziehung zu den durchgeführten Modellversuchen stehen. Eine sinnvolle Deutung erhaltener Ergebnisse muß zwangsläufig und vorrangig durch die Analyse der dynamischen Vorgänge geschehen. Bei der Herausstellung von Begriffen und Definitionen der Schwingungslehre wurde sich, sofern nicht anderweitig erwähnt, hauptsächlich auf die Arbeiten von KUHLING (1987) und KÖRNER (1987) gestützt.

2.2.1. Schwingungen

Bewegungen schwimmender Wellenbrecher sind als mechanische Schwingungen beschreibbar. Eine mechanische Schwingung ist eine ungleichmäßig beschleunigte Bewegung um eine ursprüngliche Ruhelage unter Einfluß der Schwerkraft, deren typisches Merkmal die Periodizität des Ablaufs ist. Eine Schwingung entsteht, wenn einem schwingfähigen System einmalig oder über einen Zeitraum Energie zugeführt wird.

In der Theorie werden gedämpfte und ungedämpfte Schwingungen unterschieden. Bei ungedämpften Schwingungen bleibt die zugeführte Energie über den gesamten Zeitraum der Bewegung erhalten, während bei gedämpften Schwingungen ein Teil der für die Bewegung aufzuwendenden Energie verlorengelht bzw. umgewandelt wird. Somit werden mit dem Begriff Dämpfung jegliche Energieverluste beschrieben, die während des Schwingungsvorganges auftreten.

Wird einem schwingfähigen System einmalig Energie zugeführt, um es kurz darauf sich selbst zu überlassen, so spricht man von einer freien Schwingung. Dieser Bewegungsablauf hängt lediglich von systemeigenen Parametern ab. Erfolgt eine freie Schwingung ungedämpft so behält sie die Amplitude der initialen Auslenkung während des gesamten Zeitraumes bei. Bei vorhandener Dämpfung verändert sich die Amplitude mit der Anzahl der erfolgten Schwingungen.

Erfolgt eine Energiezufuhr auch während der Bewegung des Schwingensystems, so spricht man von einer erzwungenen Schwingung, deren Charakteristik sowohl von systemeigenen Parametern als auch von den Eigenschaften der erregenden Kraft abhängt.

Ein Sonderfall einer Schwingung ist die harmonische Schwingung, bei der die grafische Darstellung der Bewegung in einem Weg-Zeit-Diagramm eine Sinus- oder Kosinuskurve ergeben würde.

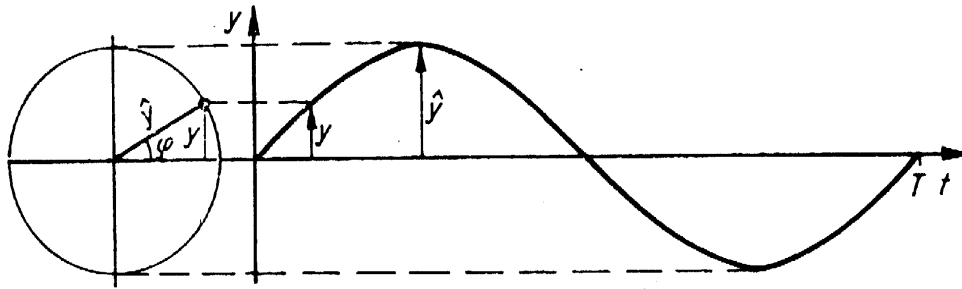


Tabelle 2.2.1 - Harmonische Schwingung (KUCHLING, 1987)

2.2.2. Grundgleichung der ungedämpften Schwingung

Mit der Auslenkung eines Schwingensystems tritt eine Rückstellkraft auf, die stets in Richtung der Ruhelage wirkt. Diese Beziehung kann vereinfacht als linear angenommen werden. Wenn F die für die Auslenkung x aufzubringende Kraft ist, so kann diese geschrieben werden als:

$$K = \frac{F}{x} \quad \text{bzw.} \quad F = K \cdot x \quad [\text{Gl. 2.44}]$$

K lineare Federkonstante

somit wird die der Kraft F entgegengesetzt gerichtete Rückstellkraft F_R :

$$F_R = -K \cdot x \quad [\text{Gl. 2.45}]$$

Daraus läßt sich das dynamische Grundgesetz ableiten, welches besagt, daß die Rückstellkraft eines Schwingungssystems gleich dem Produkt aus Masse m und Beschleunigung \ddot{x} ist:

$$-K \cdot x = m \cdot \ddot{x} \quad [\text{Gl. 2.46}]$$

$$m\ddot{x} + Kx = 0 \quad [\text{Gl. 2.47}]$$

Diese Differentialgleichung gilt für ungedämpfte Schwingensysteme mit einem Freiheitsgrad und einmaliger äußerer Krafteinwirkung. Eine mögliche Lösung der Differentialgleichung [2.47] lautet:

$$x = A \sin(\omega t) + B \cos(\omega t) \quad [\text{Gl. 2.48}]$$

$$\text{mit:} \quad \omega = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad [\text{Gl. 2.49}]$$

$$\text{und:} \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}} \quad [\text{Gl. 2.50}]$$

$$\text{wird: } f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} = \frac{\sqrt{K}}{2\pi m} \quad [\text{Gl. 2.51}]$$

Die Frequenz f wird unter oben genannten Voraussetzungen als Eigenfrequenz, ω als Eigenkreisfrequenz und T als Eigenperiode des Schwingensystems bezeichnet. A und B sind Konstanten, die sich aus der Anfangsbedingung der Schwingung ergeben. Die Eigenfrequenz f ist die Frequenz, mit der das System nach einmaliger Auslenkung um seine Ruhelage schwingen würde, ohne weitere Beeinflussung durch eine äußere Kraft. Ihre Größe ist von der Masse und der Federkonstante bzw. der Steifigkeit des Systems abhängig.

2.2.3. Allgemeine Schwingungsgleichung der erzwungenen Schwingung

Ausgehend von einem System mit nur einem Freiheitsgrad kann die zeitabhängige Verschiebung x im Modell mit einer masselosen Feder (Steifigkeit K), einem masselosen, viskosen Dämpfer (Dämpfungskoeffizient D) und einer punktförmig konzentrierten Masse m dargestellt werden durch die Differentialgleichung:

$$m \cdot \ddot{x} + D \cdot \dot{x} + K \cdot x = F \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad [\text{Gl. 2.52}]$$

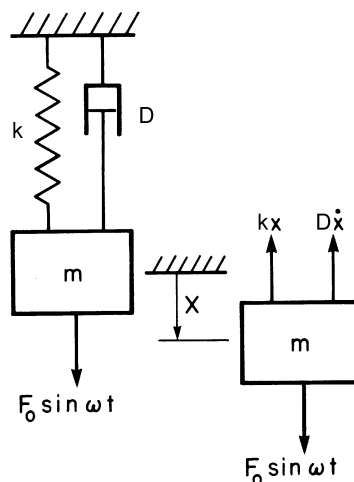


Tabelle 2.2.2 Linear gedämpftes Masse-Feder-Modell (Chakrabarti, 1987), modif.

Eine Kraft wirkt darin als zeitlich veränderliche harmonische Belastung der Frequenz ω mit der Amplitude F_0 ein. Die Lösung dieser Differentialgleichung besteht aus der Summe zweier Komponenten, der homogenen und der partikulären Lösung.

$$x = x_{\text{hom}} + x_{\text{part}} \quad [\text{Gl. 2.53}]$$

Homogene Lösung

Die homogene Lösung ist die Lösung der freien gedämpften Schwingung des Systems. Sie wird erhalten, wenn man den Term der Krafteinwirkung auf der rechten Seite der Gleichung [2.52] gleich Null setzt:

$$m \cdot \ddot{x} + D \cdot \dot{x} + K \cdot x = 0 \quad [\text{Gl. 2.54}]$$

Unter Ansatz einer Exponentialfunktion der Form:

$$x = X \cdot e^{qt} \quad [\text{Gl. 2.55}]$$

mit:

$$\dot{x} = X \cdot q \cdot e^{qt} \quad [\text{Gl. 2.56}]$$

$$\ddot{x} = X \cdot q^2 \cdot e^{qt} \quad [\text{Gl. 2.57}]$$

erhält man nach Einsetzen der Gleichungen [2.56] und [2.57] in Gleichung [2.54]:

$$X \cdot (mq^2 + Dq + K) \cdot e^{qt} = 0 \quad [\text{Gl. 2.58}]$$

Daraus ergibt sich die triviale Lösung $X = 0$ (System in Ruhe) sowie eine quadratische Gleichung innerhalb der Klammer, deren beiden Lösungen lauten:

$$q_{1,2} = -\frac{D}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{D}{2m}\right)^2 - \frac{K}{m}} \quad [\text{Gl. 2.59}]$$

wodurch sich die allgemeine homogene Lösung der Schwingungsgleichung ergibt zu:

$$x_{\text{hom}} = A_1 e^{q_1 t} + A_2 e^{q_2 t} \quad [\text{Gl. 2.60}]$$

worin A_1 und A_2 Konstanten sind, die sich aus den Anfangsbedingungen der Bewegung ergeben. Man erkennt in Gleichung [2.59], daß man lediglich eine Lösung für q erhält, wenn gilt:

$$\left(\frac{D}{2m}\right)^2 - \frac{K}{m} = 0 \quad [\text{Gl. 2.61}]$$

Diesen Sachverhalt bezeichnet man als kritische Dämpfung. Der Dämpfungskoeffizient D , der diese Gleichung erfüllt, ist somit:

$$D_{\text{kr}} = 2 \cdot \sqrt{K \cdot m} \quad [\text{Gl. 2.62}]$$

Das Verhältnis der im Schwingensystem tatsächlich vorhandenen Dämpfung zu der systemeigenen kritischen Dämpfung wird als Dämpfungsgrad (auch: Lehr'sches Dämpfungsmaß) bezeichnet. Er wird aus folgender Gleichung berechnet:

$$\delta = \frac{D}{D_{kr}} = \frac{D}{2 \cdot m \cdot \omega_n} = \frac{D}{2 \cdot \sqrt{m \cdot K}} \quad [\text{Gl. 2.63}]$$

mit: $\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}}$ ungedämpfte Eigenfrequenz (vgl. 2.2.2)

Gedämpfte Schwingsysteme lassen sich in Abhängigkeit vom Dämpfungsgrad einteilen in:

$\delta = 1$ kritisch gedämpft (keine oszillierende Bewegung)

$\delta < 1$ unterkritisch gedämpft (z.B. Rollbewegung von Schiffen (vgl. 2.3.3))

$\delta > 1$ überkritisch gedämpft (z.B. Tauchschwingung von Schiffen)

Unter Verwendung des Dämpfungsgrades δ kann die homogene Lösung geschrieben werden als:

$$x_{\text{hom}} = X \cdot e^{-\delta \omega_n t} \cdot \sin(\sqrt{1 - \delta^2} \cdot \omega_n \cdot t + \beta) \quad (\text{für } \delta < 1) \quad [\text{Gl. 2.64}]$$

Die gedämpfte Eigenfrequenz ergibt sich zu:

$$\omega_d = \sqrt{1 - \delta^2} \cdot \omega_n \quad (\text{für } \delta < 1) \quad [\text{Gl. 2.65}]$$

Eine grafische Darstellung einer gedämpften Eigenschwingung ist in nachfolgender Abbildung gegeben, aus der die Bedeutung von X und β in der Schwingungsgleichung deutlich hervorgeht:

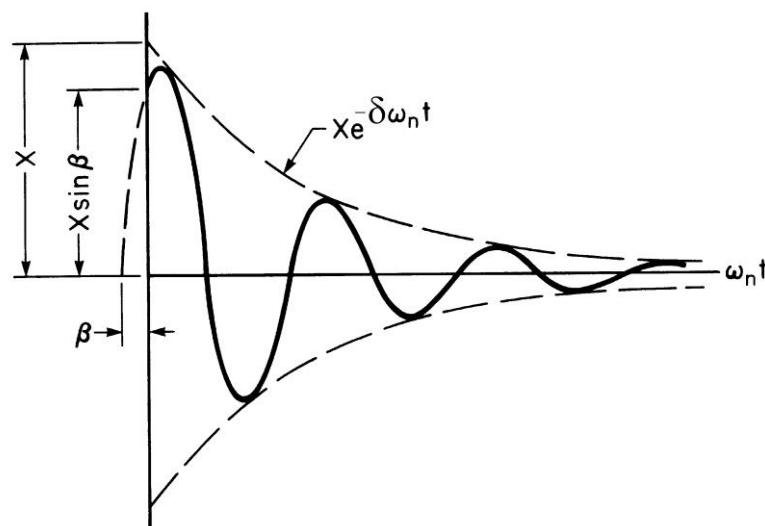


Tabelle 2.2.3 Weg-Zeit-Beziehung einer freien positiv gedämpften Schwingung (CHAKRABARTI, 1987)

Partikulärlösung

Die Partikulärlösung berücksichtigt den Anteil der erzwungenen Schwingung mit harmonisch veränderlicher Krafteinwirkung. Sie wird allgemein ausgedrückt durch:

$$x_{\text{part}} = X_p \cdot \sin(\omega \cdot t - \beta) \quad [\text{Gl. 2.66}]$$

Darin ist X_p die Amplitude der Bewegung und β der Winkel der Phasenverschiebung als Ausdruck der zeitlich verzögerten Reaktion des Schwingsystems auf die Erregung. Sie werden durch Differenzieren von Gleichung [2.66] und Einsetzen in Gleichung [2.54] bestimmt zu:

$$\tan\beta = \frac{D \cdot \omega}{K - m \cdot \omega^2} \quad [\text{Gl. 2.67}]$$

$$X_p = \frac{F_0}{\sqrt{(K - m\omega^2)^2 + (D\omega)^2}} \quad [\text{Gl. 2.68}]$$

Aus den Gleichungen zur Bestimmung der homogenen und partikulären Lösungen geht hervor, daß bei bekannter Amplitude der Krafteinwirkung F_0 , ihrer zeitlichen Veränderung, ausgedrückt durch den Term $\sin(\omega t)$, und bei einer konstanten Steifigkeit K und Dämpfung D der Bewegungsablauf dieser harmonischen Schwingung eindeutig bestimmt ist. Die Ermittlung der Werte F , K und D stellt das eigentliche Problem bei der Untersuchung von schwingfähigen Systemen dar.

Der gesamte Schwingungsvorgang ist durch die Überlagerung von Eigenschwingung (homogene Lösung) und erzwungener Schwingung (partikuläre Lösung) charakterisiert. In Worten ausgedrückt kann der Ablauf der Bewegung wie folgt beschrieben werden. Zu Beginn, beim sogenannten Einschwingvorgang, ist die Bewegung durch das Eigenschwingverhalten des Objekts und durch die erzwungene Schwingung aus äußeren Kräften geprägt. Der Einfluß der Eigenschwingung reduziert sich mit fortlaufender Zeit und der Anzahl erfolgter Schwingungen und verschwindet praktisch völlig (theoretisch im Unendlichen). Die Dauer des Einschwingvorgangs hängt von der vorhandenen Dämpfung ab. Nach Beendigung des Einschwingens und dem Verschwinden der homogenen Lösung wird die Bewegung nur noch durch die Partikulärlösung beschrieben, weshalb sie auch als stationäre Lösung bezeichnet wird. Das System schwingt dann phasenverschoben mit der Frequenz der erregenden Kraft. In Abhängigkeit von den Größen der Eigen- und der Erregerfrequenz ergeben sich folgende Weg-Zeit-Diagramme für den Einschwingvorgang:

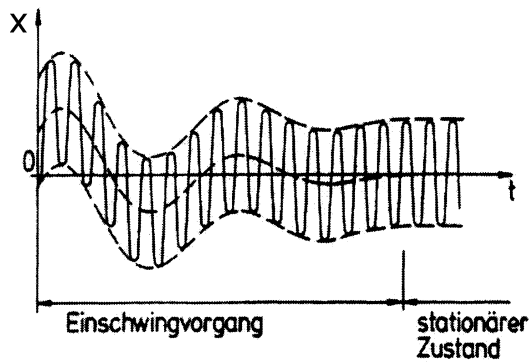
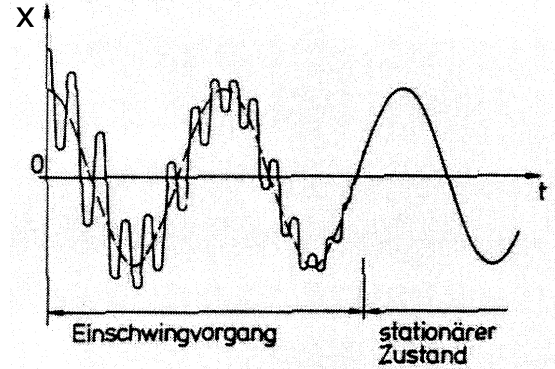
a) $\omega_d < \omega$ b) $\omega_d > \omega$

Tabelle 2.2.4 Einschwingvorgang bei erzwungener Schwingung (JULIUS, 1999), modif.

Mit Hinblick auf die Modellversuche an schwimmenden Wellenbrechern seien an dieser Stelle weitere Zusammenhänge hinsichtlich der Schwingungsgleichung erklärt.

Bezogen auf eine statische Auslenkung des Schwingensystems, die berechnet wird nach der Gleichung:

$$X_{\text{stat}} = \frac{F_0}{K} \quad [\text{Gl. 2.69}]$$

mit:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad \delta = \frac{D}{D_{\text{kr}}} \quad D_{\text{kr}} = 2 \cdot \omega_n \cdot m$$

können die Gleichungen [2.67] und [2.68] dargestellt werden zu:

$$\tan \beta = \frac{2\delta \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \quad [\text{Gl. 2.70}]$$

$$\frac{X}{X_{\text{stat}}} = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + 4\delta \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}} \quad [\text{Gl. 2.71}]$$

woraus der Einfluß des Verhältnisses von Erregerfrequenz ω zu Eigenfrequenz ω_n deutlich hervorgeht. Die Lösungen dieser Gleichungen sind in dem nachfolgenden Resonanzdiagramm für verschiedene Dämpfungsgrade $\delta = D/D_{\text{kr}}$ dargestellt:

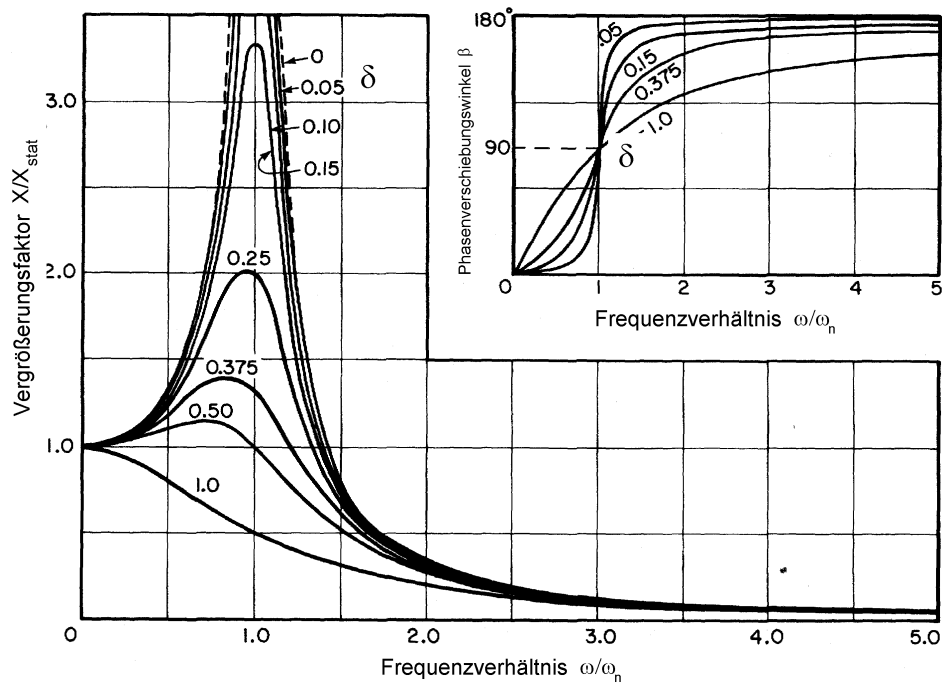


Tabelle 2.2.5 Resonanzdiagramm einer erzwungenen, gedämpften Schwingung (aus Chakrabarti, 1987), modifiziert

In der Nähe des Resonanzbereiches besitzt die Dämpfung einen erheblichen Einfluß auf die möglichen maximalen Auslenkungen. Eine geringe Dämpfung hat bei Resonanz zur Folge, daß sich die Auslenkungen sehr stark vergrößern. Weiterhin ist zu erkennen, daß der Dämpfungseinfluß unbedeutend wird wenn die Erregerfrequenz groß gegenüber der Eigenfrequenz ist. Der Phasenverschiebungswinkel β beträgt im Resonanzfall $\pi/2$.

2.3. Schwimmende Körper

2.3.1. Schwimmfähigkeit

Ein Körper schwimmt in einer Flüssigkeit, wenn ein Gleichgewicht zwischen der Gewichtskraft G und dem Auftrieb F_A besteht. Der Auftrieb ist dabei gleich der Gewichtskraft der verdrängten Masse der Flüssigkeit.

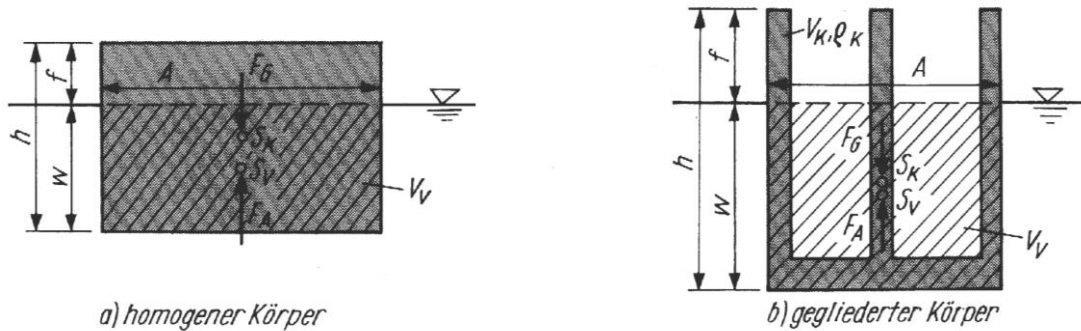


Tabelle 2.3.1 Schwimmende Körper (BOLLRICH/PREISLER, 1992)

$$F_G = F_A \quad [\text{Gl. 2.72}]$$

$$F_A = \rho_w \cdot g \cdot V_v \quad \text{Auftriebskraft in Wasser} \quad [\text{Gl. 2.73}]$$

$$F_G = \rho_k \cdot g \cdot V_k \quad \text{Gewichtskraft (homogener Körper)} \quad [\text{Gl. 2.74}]$$

mit:

- ρ_k Dichte des Körpers
- ρ_w Dichte von Wasser
- V_v verdrängtes Flüssigkeitsvolumen
- V_k Volumen des Schwimmkörpers

Daraus lassen sich die Tauchtiefe und der Freibord bestimmen (homogene Körper mit rechteckigem Querschnitt):

$$h_t = \frac{V_v}{A} = \frac{F_G}{\rho_w \cdot g \cdot A} = h \cdot \frac{\rho_k}{\rho_w} \quad \text{Tauchtiefe} \quad [\text{Gl. 2.75}]$$

$$f = h - h_t = h \cdot \left(1 - \frac{\rho_k}{\rho_w}\right) \quad \text{Freibord} \quad [\text{Gl. 2.76}]$$

2.3.2. Schwimmstabilität

Die Schwimmstabilität kann nach hydrostatischen und hydrodynamischen Aspekten untersucht werden.

Hydrostatische Schwimmstabilität

Hydrostatische Stabilität ist gegeben, wenn ein schwimmender Körper nach erfolgter Verdrehung (Krängung) wieder zurück in seine Ausgangslage strebt. Das wird durch ein ausreichend großes, der Auslenkung entgegengerichtetes Moment erreicht, das aus einem Kräftepaar aus Auftrieb und Gewichtskraft gebildet wird (Tabelle 2.3.2).

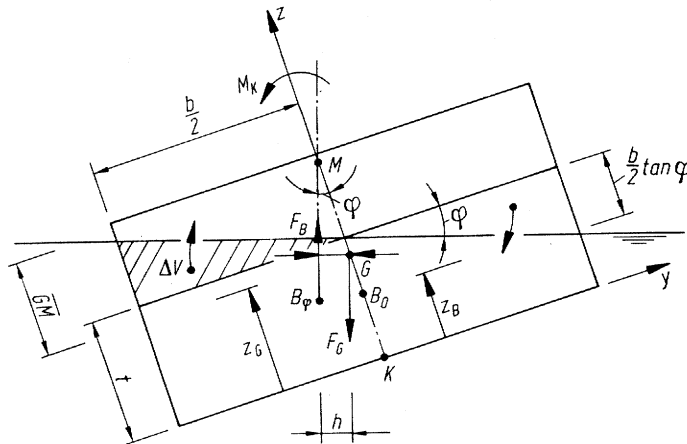


Tabelle 2.3.2 Hydrostatische Schwimmstabilität (Wagner, P.; 1990)

Ein Maß der Stabilität ist die metazentrische Höhe eines Schwimmkörpers. Sie ist der Abstand des Schwerpunktes G zum Metazentrum M . Die Lage des Metazentrums M ist durch den Schnittpunkt der vertikalen Achse durch den Körperschwerpunkt mit der Richtungsgeraden des Auftriebsvektors in Abhängigkeit von dem Krängungswinkel φ geometrisch festgelegt. Die metazentrische Höhe muß zur Erhaltung der Schwimmstabilität stets größer Null sein.

Folgende Gleichungen können für die Stabilitätsberechnung schwimmender Quader verwendet werden (Definitionen siehe Tabelle 2.3.2):

$$\overline{GM} = z_B - z_G + \frac{b^2}{12t} \cdot \left(1 + \frac{1}{2} \tan^2 \varphi\right) \quad \text{metazentrische Höhe} \quad [\text{Gl. 2.77}]$$

$$h = \overline{GM} \cdot \sin \varphi \quad \text{Hebelarm} \quad [\text{Gl. 2.78}]$$

$$M_{\text{st}} = F_G \cdot h \quad \text{Stabilitätsmoment} \quad [\text{Gl. 2.79}]$$

Für schwimmende Körper mit beliebiger Grundfläche und senkrechten Wänden gilt:

$$\overline{GM} = z_B - z_G + \frac{I}{V} \left(1 + \frac{1}{2} \tan^2 \varphi\right) \quad [\text{Gl. 2.80}]$$

I Flächenträgheitsmoment in der Wasserlinie

V Verdrängungsvolumen

Aus den Gleichungen ist erkennbar, daß durch eine möglichst tiefe Schwerpunktslage eine erhöhte hydrostatische Stabilität erzielt werden kann (z.B. durch künstliche Ballastierung).

Unter einer Untersuchung der dynamischen Stabilität versteht man die Analyse des Bewegungsverhaltens einer schwimmenden Konstruktion im Seegang (WAGNER, P.; 1990), worauf im folgenden Abschnitt näher eingegangen wird.

2.3.3. Dynamik schwimmender verankerter Körper

Allgemeines

Eine dynamische Untersuchung einer schwimmenden Anlage wird immer dann notwendig, wenn die Peakfrequenz des vorhandenen Seeganges (siehe 2.1.5) einen Wert besitzt, der das Auftreten von Resonanzerscheinungen an der Anlage erwarten läßt. Resonanzen können dazu führen, daß sich die Amplituden der Schwimmkörperbewegung so erhöhen, daß entweder die hydrostatische Schwimmstabilität gefährdet ist oder die Bewegungen zu hohe Kräfte hervorrufen. Dies ist vor allem bei verankerten schwimmenden Anlagen zu beachten, um einem plötzlichen Versagen der Verankerungsmittel vorzubeugen.

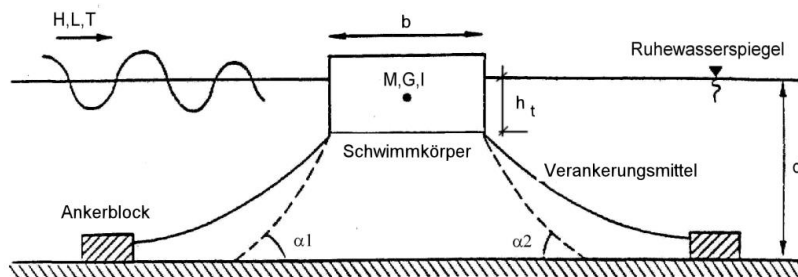


Tabelle 2.3.3 Schematische Darstellung einer schwimmenden, verankerten Anlage (PIANC, 1994), modifiziert

Hydrodynamische Berechnungen erfolgen unter Ansatz der allgemeinen Schwingungsgleichung (siehe Abschnitt 2.2.3), die den vorhandenen Rahmenbedingungen angepaßt werden muß. Das dynamische System wird aus dem Schwimmkörper, den Befestigungsmitteln und dem umgebenden Wasserkörper gebildet, das durch eine Vielzahl von Kräften über und unter der Wasseroberfläche (z.B. Wind, Strömung, Wellen) erregt werden kann.

Wie auch in vielen anderen Anwendungsbereichen der Schwingungsgleichung bereitet die Bestimmung der einzelnen Gleichungsterme (z.B. Massen, Dämpfungen) Schwierigkeiten, was aufgrund der Komplexität der Hydrodynamik noch zusätzlich erschwert wird.

Bewegungen

Bei der dynamischen Untersuchung freischwimmender Objekte geht man in den meisten Fällen davon aus, daß der Schwimmkörper in sich steif ist. Ein solcher Körper kann sechs verschiedene Bewegungen vollführen.

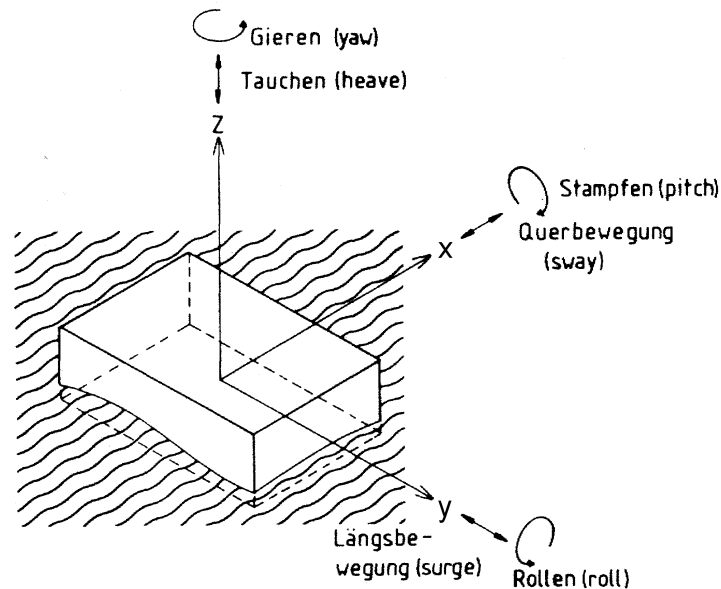


Tabelle 2.3.4 Bewegungen eines schwimmenden Körpers (WAGNER, P.; 1990), modif.

Durch entsprechende Verankerung können die Amplituden jeder dieser Bewegungen eingeschränkt oder verhindert werden.

Im Rahmen dieser Arbeit soll hauptsächlich der zweidimensionale Fall betrachtet werden, in dem die drei Bewegungsformen Tauchen, Versetzen (in Tabelle 2.3.4: Querbewegung) und Rollen auftreten können.

Tauchen ist die translatorische Bewegung in z-Richtung (vertikal), bei der ein schwimmender Körper seinen Tiefgang verändert, woraus eine Änderung des Auftriebs resultiert. Die Tauchbewegung eines freischwimmenden Objekts ist Folge eines Ungleichgewichts zwischen Auftrieb, Gewichtskraft und weiteren vertikal angreifenden äußeren Kräften.

Versetzen ist die translatorische Bewegung in x-Richtung (horizontal). Das Versetzen erfolgt aufgrund eines Druckpotentials, daß aus Druckunterschieden auf gegenüberliegenden Körperflächen resultiert. Die Bewegung erfolgt in Richtung der resultierenden Kraft.

Rollen ist die Rotationsbewegung eines schwimmenden Körpers um seine Längsachse. Sie entstehen aufgrund von Momenten, die durch Kräfte in x-Richtung und/oder in z-Richtung mit Abstand zum Schwerpunkt des eingetauchten Querschnitts hervorgerufen werden.

Rollbewegungen sind eng mit dem Problem der Schwimmstabilität (siehe 2.3.2) eines Objekts verknüpft.

Massen

In die Schwingungsgleichung gehen alle sich an der Bewegung beteiligenden Massen ein. Das sind die Massen der Festkörper m , welche die Masse des Schwimmkörpers selbst und die Massen der an der Bewegung teilnehmenden Verankerungsmittel (inklusive aller Verbindungsmittel) beinhalten. Dabei muß die Wirkung des Auftriebs berücksichtigt werden.

Die zweite Komponente bildet die hydrodynamische Masse m_H . Sie wird durch einen Teil des den Schwimmkörper und die Verankerungsmittel umgebenden Wasservolumens erbracht, wenn eine Bewegung dieser Objekte stattfindet. Diese hydrodynamische Masse ist bei oszillierender Bewegung abhängig von der Frequenz, weshalb eine genaue Ermittlung der Masse bei natürlicher Wellenbewegung schwierig ist. Für Ingenieuraufgaben wird die hydrodynamische Masse durch einen Faktor C_m berücksichtigt, mit dem die Masse der Festkörper multipliziert wird.

Eine Einschätzung der Größe der hydrodynamischen Massen kann beispielsweise mit den Diagrammen von Grim erfolgen:

$$m_v = m + m_H = C_m \cdot m \quad \text{Gesamtmasse} \quad [\text{Gl. 2.81}]$$

$$C_m = 1 + C_{tw} \cdot C_{fw} \quad \text{Massenfaktor} \quad [\text{Gl. 2.82}]$$

mit:

C_{tw} Koeffizient für Tiefwasserverhältnisse

C_{fw} Koeffizient zur Berücksichtigung von Flachwasserverhältnissen

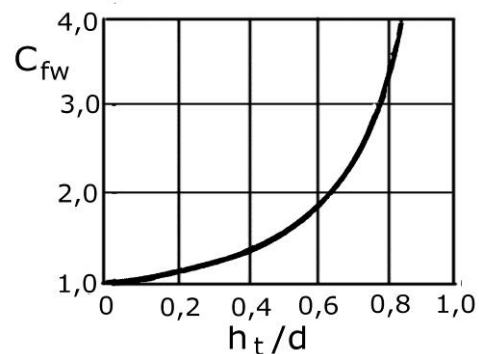
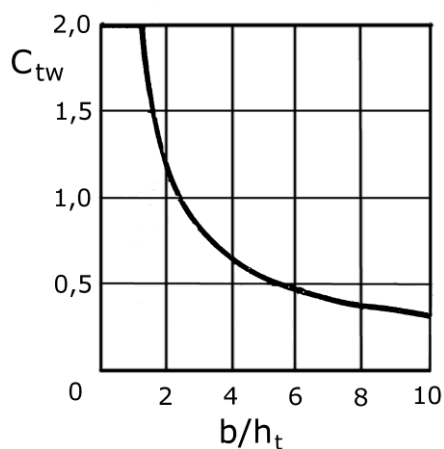


Tabelle 2.3.5 Koeffizienten zur Bestimmung der hydrodynamischen Masse (aus WAGNER, H.; modifiziert)

Dämpfung

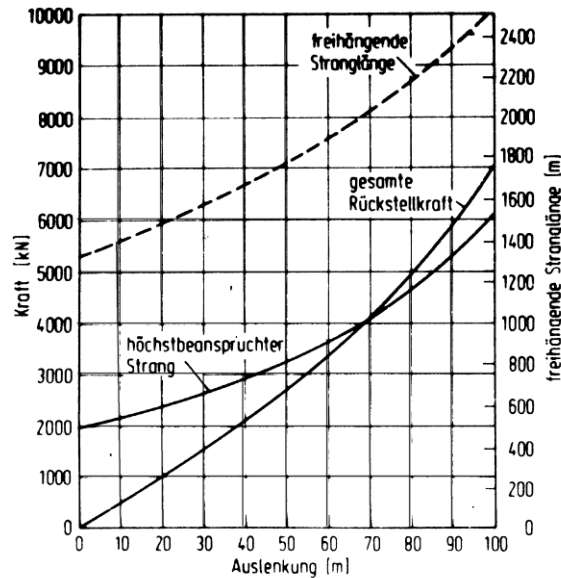
Eine Dämpfung der Schwingungsbewegung schwimmender Objekte entsteht aus der Bewegung der Objekte in der Flüssigkeit. Sie wird als viskose Dämpfung bezeichnet. Der Betrag einer viskosen Dämpfung ändert sich proportional zur Geschwindigkeit der Bewegung. Bei schwimmenden verankerten Anlagen ist die Dämpfung ein nichtlinearer Vorgang, wodurch eine analytische Behandlung erheblich erschwert wird.

Experimentell ist die Bestimmung einer vorhandenen Dämpfung durch Auslenkversuche möglich, bei denen die Amplituden der freien Schwingung eines schwingfähigen Systems nach erfolgter einmaliger Auslenkung ausgewertet werden. Die Dämpfung ist ein Maß für die Veränderung der Amplitude mit dem Zeitfortschritt. Konservative Ergebnisse einer dynamischen Schwingungsbetrachtung werden erhalten, wenn die Dämpfung vernachlässigt ($\delta = 0$) wird (siehe 2.2.3).

KULMAC, 1964 gibt in seiner Arbeit einen Wert von $\delta = 0,2$ an, der für schwimmende Wellenbrecher einer besonderen Bauweise ermittelt wurde. In der selben Arbeit wird auf die Literatur zur Theorie der Bewegungen von Schiffen verwiesen, da gerade für Schiffsbewegungen eine größere Anzahl an Erfahrungswerten hinsichtlich des Dämpfungseinflusses vorliegen soll.

Steifigkeit

Aus der Steifigkeit der Verankerung, die in der dynamischen Schwingungsgleichung der Federkonstante K entspricht, ergeben sich die Rückstellkräfte auf des schwingende System in Abhängigkeit von seiner momentanen Position. Die Änderung der Steifigkeit erfolgt in der Regel nichtproportional zur Auslenkungsänderung. Die jeweilige Steifigkeitscharakteristik, die durch eine Arbeits- bzw. Kennlinie dargestellt wird (Tabelle 2.3.6), ist abhängig von der Art der verwendeten Verankerung (z.B. Ankerketten oder dehnbare Seile) und deren geometrischen Parametern.



1. Kennlinien einer Kettenverankerung für tiefes Wasser.
 Wassertiefe $h = 600$ m; Vorspannung $T_0 = 1972$ kN;
 Vorspannwinkel $\theta = 47,3^\circ$; Gesamtlänge $S = 2670$ m.

Tabelle 2.3.6 Kennlinie einer Tiefwasserverankerung durch Ketten (SCHELLIN, 1986)

Die Federsteifigkeit $K(x)$ entspricht dem Anstieg einer solchen Kennlinie. Ist die Kennlinie bekannt, so kann in der Schwingungsgleichung ein konstanter Faktor K verwendet werden, sofern sich die Betrachtung auf einen kleinen Bereich der Auslenkung beschränkt. Dadurch kann die Kennlinie in diesem Abschnitt linearisiert werden.

Kräfte

Für die Lösung der Bewegungsgleichung müssen alle äußeren Krafteinwirkungen auf das verankerte System nach Größe und zeitlicher Veränderung bekannt sein. Die Bestimmungsgleichungen der möglichen Kräfte auf schwimmende, verankerte Anlagen wurden aus WAGNER, P. (1990) entnommen:

Wellendruck

Bei der Ermittlung des Wellendrucks auf schwimmende Objekt geht man oft davon aus, daß die Bewegungen des Schwimmkörpers in Wellenfortpflanzungsrichtung gering sind, so daß die Wellendruckkräfte vereinfacht, wie auf feste Uferwände wirkend, errechnet werden können. Dabei wird die Druckfigur bis in Höhe der eingetauchten Körperunterkante angesetzt.

Die Berechnung der Druckverteilung bei einer vollständig reflektierten Welle an einer festen senkrechten Ufermauer kann beispielsweise nach SAINFLOU erfolgen mit:

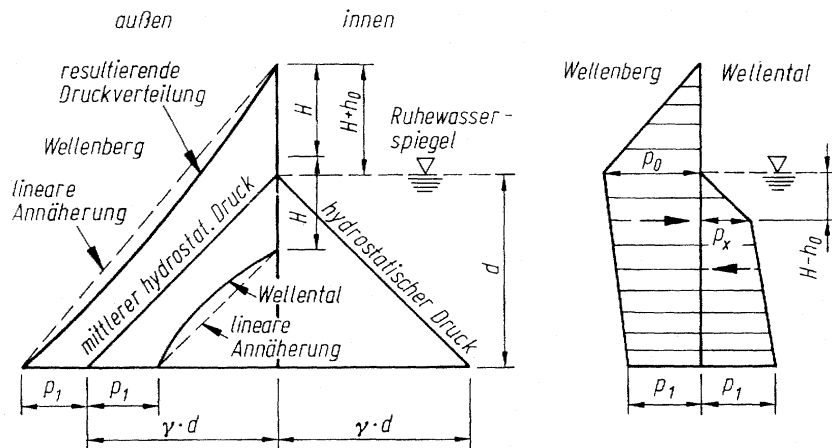


Tabelle 2.3.7 Druckverteilung bei totaler Wellenreflexion an einer senkrechten Wand nach SAINFLOU (WAGNER, P., 1990)

$$h_0 = \frac{\pi \cdot H^2}{L} \cdot \coth\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right) \quad \text{Wasserspiegelanhebung} \quad [\text{Gl. 2.83}]$$

$$p_1 = \frac{\gamma \cdot H}{\cosh\left(\frac{2\pi \cdot d}{L}\right)} \quad \text{dynamischer Druckanteil am Bauwerksfuß} \quad [\text{Gl. 2.84}]$$

$$p_0 = (\gamma \cdot d + p_1) \cdot \frac{H + h_0}{H + h_0 + d} \quad \text{dynamischer Druckanteil} \quad [\text{Gl. 2.85}]$$

in Höhe Ruhewasserspiegel

$$p_x = \gamma \cdot (H - h_0) \quad \text{küstenseitige Druckkomponente (Wellental)} \quad [\text{Gl. 2.86}]$$

H Initialwellenhöhe (ohne Reflexion)

Schwingt ein schwimmender Körper bei Auftreffen der Welle bereits in Wellenrichtung, so ist eine Verringerung der Druckkraft zu erwarten. Eine Erhöhung der nach Sainflou berechneten Druckkraft könnte auftreten, wenn sich der Schwimmkörper entgegen der anlaufenden Welle bewegt. Daraus könnten Druckschläge resultieren.

Strömungskräfte

Durch ein mit konstanter Geschwindigkeit fließendes Medium (z.B. einströmendes Grundwasser in Tagebaurestlöchern) wird beim Auftreffen auf ein Hindernis ein Druck q ausgeübt, der berechnet wird aus:

$$q = \frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma}{g} \cdot v^2 = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v \quad [\text{Gl. 2.87}]$$

- mit: v Strömungsgeschwindigkeit
- ρ Dichte des strömenden Mediums

woraus sich die auf den Körper wirkende Kraft errechnen läßt aus:

$$F_s = C \cdot q \cdot A \cdot \sin \alpha \quad [\text{Gl. 2.88}]$$

darin sind:

C	Formbeiwert
q	Staudruck
A	Angriffsfläche
α	Winkel der Anströmung

Windkraft

Beachtet werden muß der Fall einer länger andauernden Windbelastung, die eine deutliche Änderung der mittleren Windgeschwindigkeit über einen Zeitraum bewirkt. Mit Hinblick auf die Berechnung der Ankerkräfte besitzt eine plötzliche Änderung der Windgeschwindigkeit (Windböe) geringen Einfluß. Die Windkraft wird berechnet aus:

$$W_w = C_w \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_L \cdot v_w^2 \cdot A \cdot \sin \alpha \quad [\text{Gl. 2.89}]$$

mit:	C_w	Formbeiwert; $C_w \approx 2.0$
	ρ_L	Dichte von trockener Luft (10°), $\rho_L = 1.25 \cdot \text{kg} / \text{m}^3$
	v_w	mittlere Windgeschwindigkeit in Höhe des Bauwerks
	A	Angriffsfläche
	α	Angriffswinkel

Eisbelastung

Für die Berechnung von Eiskräften stehen einige, als konservativ einzustufende Empfehlungen zur Verfügung, von denen hier die Richtlinien der EAU zur Bemessung von Ufereinfassungen bzw. Pfahlbauwerken angeführt werden soll.

- Druckfestigkeit:

Nordsee	$\sigma_0 = 1,5 \text{ MN/m}^2$
Ostsee	$\sigma_0 = 1,8 \text{ MN/m}^2$
Süßwasser	$\sigma_0 = 2,5 \text{ MN/m}^2$
- Zugfestigkeit: $\sigma_z = 0,3 - 1,5 \text{ MN/m}^2$
- Biegefestigkeit: $\sigma_b \approx \frac{1}{3} \cdot \sigma_0$
- Scherfestigkeit: $\tau \approx \frac{1}{6} \cdot \sigma_0$

- Adhäsionsfestigkeit: $\sigma = 0,3 - 1,0 \text{ MN/m}^2$

Bei der Bemessung auf Eislasten müssen die Eisverhältnisse am Einsatzort ungefähr bekannt sein. Darunter fallen Angaben über Festigkeiten, Konsolidierungsgrad, Porenvolumen, Driftgeschwindigkeiten (Wind, Strömung) und die Größe möglicher Eisschollen. Durch die geometrische Gestaltung des Bauwerks kann auf die Art des Eisfestigkeitsversagens und somit auf die größte Eisbelastung des Bauwerks eingewirkt werden. Für unbewegliche Körper unter horizontaler Eislast wird die einwirkende Kraft berechnet aus der KORZHAVIN-Formel:

$$F_H = C_1 \cdot m \cdot k \cdot \sigma_0 \cdot l \cdot t_i \quad [\text{Gl. 2.90}]$$

mit: C_1 Faktor in Abhängigkeit vom Verhältnis der Eisabmessungen zur Bauwerksbreite

$$C_1 = 2,6 \quad (\text{für } l/t_i \ll 1)$$

$$C_1 = 1,0 \quad (\text{für } l/t_i > 5)$$

$$C_1 = 1,2 - 1,4 \quad (\text{für } l/t_i \text{ groß})$$

m Formbeiwert

$$m = 0,9 \quad (\text{Zylinder})$$

$$m = 1,0 \quad (\text{allgemein})$$

k Kontaktfaktor (abhängig von Driftgeschwindigkeit)

$$k = 0,5 - 0,3 \quad (\text{hohe Driftgeschwindigkeit})$$

l Breite des Bauwerks

t_i Eisdicke

3. Schwimmende Wellenbrecher

3.1. Allgemeines

Als schwimmende Wellenbrecher können generell alle schwimmenden Objekte bezeichnet werden, deren Hauptaufgabe der Schutz von Wasserflächen und Küstenbereichen vor Wellenangriff ist, wobei sie zur Lagestabilisierung oder auch zur Erhöhung ihrer Wirksamkeit durch ein Verankerungssystem mit dem Seeboden verbunden sind. Sie sind sowohl in Binnengewässern als auch unter maritimen Bedingungen einsetzbar. Neben einer zivilen Nutzung für den Wellenschutz kleinerer Yachthäfen, fanden sie bisher vor allem im militärischen Bereich ihre Anwendung.



Foto 3.1-1 Schwimmender Wellenbrecher, Warnemünde/Ostsee (CLEMENT)

Prinzipiell ist die Schutzfunktion schwimmender Wellenbrecher verglichen mit massiven Bauwerken (geschüttete Wellenbrecher, Caisson-Wellenbrecher) geringer. Schwimmende Wellenbrecher weisen gute bis sehr gute Dämpfungseigenschaften bei Wellen hoher Frequenz auf. Lange, niederfrequente Wellen werden nur sehr schwach beeinflusst. Oberflächlich betrachtet erscheint der Einsatz schwimmender Anlagen zum Schutz vor Wellen sogar widersprüchlich, da schwimmende Körper durch Welleneinwirkung in eine oszillierende Bewegung geraten und somit selbst wellenerzeugend wirken. Um dennoch einen effektiven Schutz zu erreichen, kommt es bei der Dimensionierung solcher Anlagen darauf an, diese vom Wellenbrecher selbst verursachten Wellen möglichst klein zu halten, oder aber die Schwimmkörperbewegung konstruktiv so zu beeinflussen, daß sie aufgrund einer entsprechenden Phasenverschiebung der Ursache genau entgegenwirkt.

Unter bestimmten Bedingungen stellen schwimmende Wellenbrecher im Vergleich zu massiven Bauwerken die weitaus günstigere Alternative dar. Ihr entscheidender Vorteil gegenüber massiven Konstruktionen ist die nur geringfügige Kostenerhöhung bei einem Einsatz in großen Wassertiefen. Die Kosten z.B. eines geschütteten Wellenbrechers steigen

aufgrund seiner Form quadratisch mit der Tiefe an. HALES (1963) gibt hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit schwimmender Wellenbrecher gegenüber festen Bauwerken an, daß bereits ab Wassertiefen von 10 Fuß (ca. 3 m) ein Einsatz schwimmender Anlagen in Abhängigkeit von den vorhandenen Wellenperioden in Erwägung gezogen werden kann. Ab Wassertiefen von 30-40 Fuß (ca. 10-13 m) bzw. bei sehr schwierigen Untergrundverhältnissen erscheint die Verwendung fester Konstruktionen unwirtschaftlich.

Die Vorteile schwimmender Wellenbrecher gegenüber massiven Konstruktionen sind:

- Wirtschaftlichkeit bei großen Wassertiefen
- Anpassbarkeit an Bodenverhältnisse
- Mobilität
- geringe Bau- bzw. Errichtungszeit bei gleichzeitiger Reduzierung von wetterbedingten Ausfallzeiten
- geringerer technischer und finanzieller Aufwand bei der Installation und Deinstallation
- Gewährleistung der Gewässerzirkulation
- geringe Beeinflussung der Fischwanderung
- Anpassbarkeit an veränderliche Verhältnisse (z.B. Wasserstandsänderungen)
- Möglichkeit des saisonalen Einsatzes
- Funktionalität (Mehrfachfunktion möglich, z.B. als Bootssteg)

Als nachteilig gegenüber einem Einsatz massiver Wellenbrecher kann angeführt werden:

- geringere Wellendämpfung
- Begrenztheit des Wellenschutzes gegen lange Wellen
- effektive Dämpfung nur bei Wellenperioden von maximal $T = 4 - 5$ Sekunden bei wirtschaftlichen Abmaßen des Schwimmkörpers und der Verankerung (HALES, 1981)
- höhere Beweglichkeit (funktionsabhängig)
- Möglichkeit eines plötzlichen Versagens ohne vorherige Anzeichen
- Überdimensionierung aufgrund bestehender Unklarheiten hinsichtlich der auftretenden Ankerkräfte und somit Erhöhung der Kosten
- Geringere Akzeptanz in den Augen der Öffentlichkeit hinsichtlich ihrer Effektivität

3.2. Wirkungsweise und Klassifizierung

3.2.1. Prinzip der Wellendämpfung

Die Wirkung von schwimmenden Wellenbrechern basiert auf dem Rückhalt der in der Wellenbewegung enthaltenen Energie, die seeseitig auf den Wellenbrecher auftrifft. Die Wellenbewegung der küstenseitigen Wasserfläche resultiert aus dem Energieanteil, der vom Wellenbrecher durchgelassen bzw. übertragen wurde. Die küstenseitige Wellenbewegung ist demnach der verbliebene Teil der seeseitigen Wellenbewegung, welche infolge des schwimmenden Wellenbrechers durch folgende Vorgänge beeinflusst wurde (nach SEYMOUR und HANES, 1979):

1. Reflexion
2. Turbulenz und Reibung am Wellenbrecher
3. Verformungen des Schwimmkörpers und der Verankerungsmittel
4. Wechselwirkung ankommender Wellen mit durch die Wellenbrecherbewegung induzierten Wellen

Die Beurteilung der Wirksamkeit schwimmender Wellenbrecher erfolgt durch die Erstellung einer Energiebilanz. Die Energiebilanz teildurchlässiger Konstruktionen, die den Spezialfall „schwimmender Wellenbrecher“ mit einschließen, lautet:

$$E_I = E_R + E_T + E_D \quad [\text{Gl. 3.1}]$$

worin:

- E_I Energie der anlaufenden Welle
- E_T transmittierte (übertragene) Energie
- E_R reflektierte Energie
- E_D dissipierte (umgewandelte) Energie

Aus der linearen Wellentheorie und aus den in Abschnitt 2.1.6 erläuterten Definitionen ergibt sich die Beziehung:

$$(C_T)^2 + (C_R)^2 + (C_D)^2 = 1 \quad [\text{Gl. 3.2}]$$

mit:

- C_T Transmissionskoeffizient
- C_R Reflexionskoeffizient
- C_D Dissipationskoeffizient

Aus Gleichung [3.2] ergeben sich die grundlegenden theoretischen Prinzipien für das Erreichen einer beruhigten Wasseroberfläche. Durch Erhöhung des Dissipations- und des Reflexionskoeffizienten erfolgt eine Absenkung des Transmissionskoeffizienten C_T , der sich direkt proportional zu der Wellenhöhe verhält.

3.2.2. Klassifizierung schwimmender Wellenbrecher

Nach der vorherrschenden Wirkungsweise können schwimmende Wellenbrecher in reflektive und dissipative Systeme eingeteilt werden (nach PIANC, 1994).

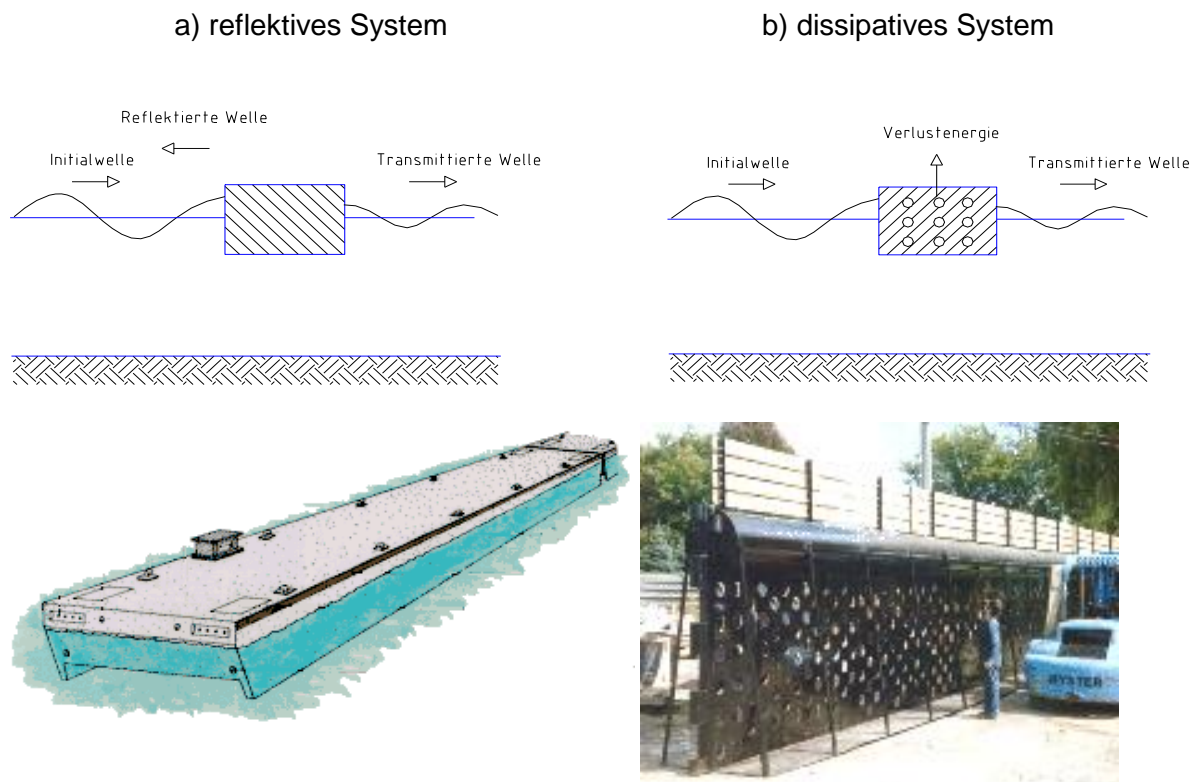


Tabelle 3.2.1 Klassifizierung schwimmender Wellenbrecher

Reflektive Systeme sind so ausgebildet, daß ankommende Wellen an der Wellenbrecherwand zurückgeworfen werden. Die Oberflächen dissipativer Systeme fördern durch ihre Beschaffenheit das Auftreten von Turbulenzen und Reibung in der ankommenden Welle, so daß ein Teil der initialen Energie in Wärme und Schall umgewandelt wird.

3.2.3. Reflektive Systeme

Starre Konstruktionen

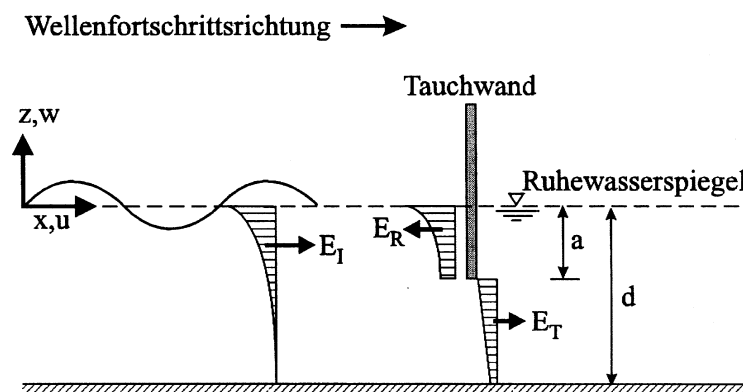
Zu reflektiven Systemen zählen alle schwimmenden Wellenbrecher, die einen Energierückhalt überwiegend aufgrund von Reflexion erreichen. Aus Gründen möglicher Analogiebetrachtungen soll in diesem Abschnitt auch auf feste, teildurchlässige Konstruktionen eingegangen werden, die letztlich einen Sonderfall eines schwimmenden

Wellenbrechers mit unendlich großer Steifigkeit darstellen. Sie bilden die Grundlage für die Vordimensionierung schwimmender Wellenbrecher.

1) Feste Tauchwand

Untersuchungen an festen Tauchwänden zählen zu den ersten Versuchen, die zur Beschreibung der Wellendämpfung durch eingetauchte Körper durchgeführt wurden. Betrachtet wird eine unendlich dünne eingetauchte Platte, die oberhalb des Wasserspiegels befestigt ist. Über die Variation des Verbauungsverhältnisses r , als Verhältnis von Tauchtiefe h_t zur Wassertiefe d , wurden für verschiedene Wellenparameter Transmissions- und Reflexionskoeffizienten ermittelt. Diese Werte wurden oft empirisch bestimmt, wodurch eine allgemeingültige Interpretation nur schwer möglich war.

In der nationalen und internationalen Literatur werden die Ergebnisse von WIEGEL als hinreichend genau und für Ingenieuraufgaben gut anwendbar erachtet. WIEGEL ging bei der Bestimmung davon aus, daß lediglich der bis in die Tauchtiefe der Wand enthaltene Energieanteil durch die Wand reflektiert würde. Eine Wellenbewegung hinter der Wand resultiert demnach aus dem „durchgetauchten“ Energieanteil zwischen der Wandunterkante und dem Seeboden.



- E_I - Initialenergie der anlaufenden Welle,
- E_T - unter dem Hindernis transmittierte Energie,
- E_R - am Hindernis reflektierte Energie und
- a/d - Verbauungsgrad.

Tabelle 3.2.2 Modellvorstellung der Wellendämpfung durch eine feste Tauchwand; (LENGRICH, 1999)

Besonders für Tiefwasserverhältnisse stellen die nach WIEGEL bestimmten Koeffizienten eine gute Näherung an reale Verhältnisse dar (PIANC, 1994).

Das von WIEGEL erhaltene Diagramm ist deshalb nachfolgend für verschiedene relative Wassertiefen und verschiedene Verbaungsgrade dargestellt:

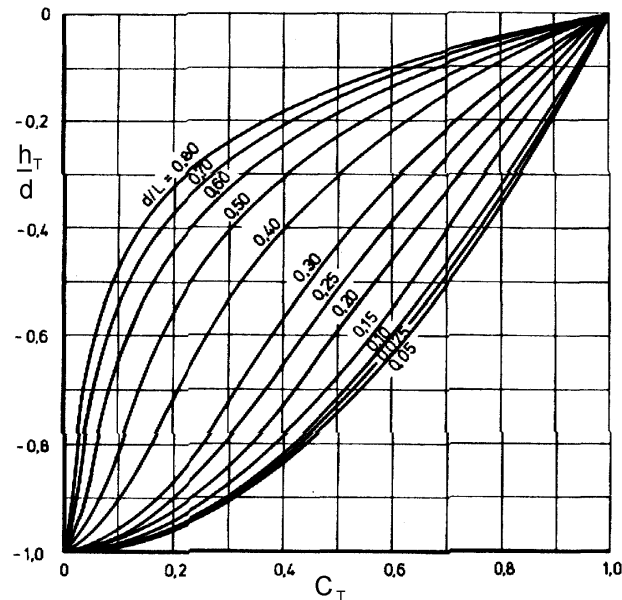


Tabelle 3.2.3 Transmissionskoeffizienten an einer festen Tauchwand nach WIEGEL (Kohlhase, 1983), modifiziert

Fester Quader

Feste Quader stellen den Sonderfall einer festen Tauchwand mit endlicher Ausdehnung in Wellenfortschrittsrichtung dar. Experimentell wurde nachgewiesen, daß die Breite des Quaders zusätzlichen Einfluß auf den Energierückhalt besitzt. Der Breiteneinfluß wird durch die Behinderung der Ausbildung der Orbitalbahnen der Wasserteilchen durch den benetzten Quaderboden in Verbindung mit Reibungseinflüssen erklärt (GLATZIK, 1967).

Arbeiten von MACAGNO werden allgemein in Verbindung mit Untersuchungen an festen Quadern angegeben. Die von ihm aufgestellte Formel zur Berechnung des Transmissionskoeffizienten bei regelmäßigen Wellen lautet (HALES, 1981):

$$C_T = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\pi \cdot b}{L} \cdot \frac{\sinh(k \cdot d)}{\cosh(k \cdot (d - h_t))} \right)^2}} \quad [\text{Gl. 3.3}]$$

Ein Diagramm (für $L/d = 2,5$ bzw. $d/L = 0,4$) in Abhängigkeit von der relativen Tauchtiefe (hier: D/d) und der Körperbreite sei beispielhaft hier dargestellt. Weitere Diagramme sind in Anlage B-2 beigelegt:

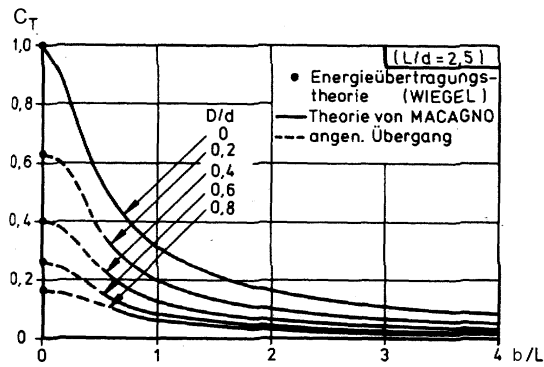
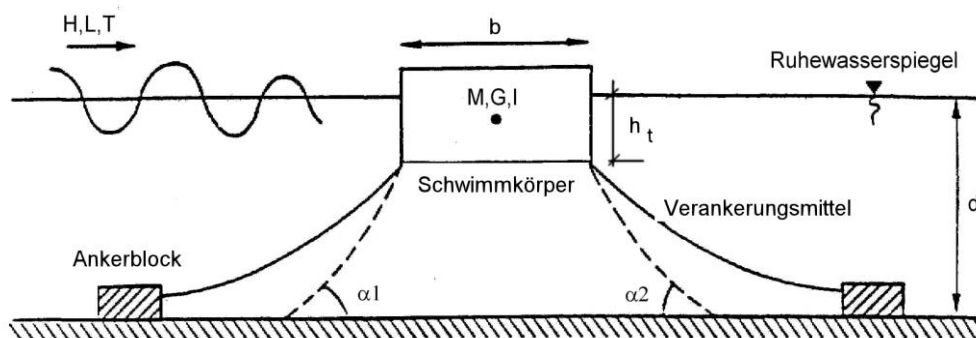


Tabelle 3.2.4 Transmissionskoeffizient für feste Quader nach Macagno (Kohlhase, 1983), modifiziert

Oszillierende Konstruktionen

Einfacher Ponton (single pontoon)



Der einfache Ponton verkörpert die allgemeine Vorstellung eines schwimmenden Wellenbrechers. Der Großteil sowohl theoretischer als auch praktischer Untersuchungen bezieht sich auf diese Gruppe Wellenbrecher. Sein größter Vorteil besteht in der multifunktionalen Nutzbarkeit, die sich aus der prismatischen Form des Schwimmkörpers ergibt.

Obwohl der einfache Ponton den einfachsten Fall eines schwimmenden Wellenbrechers darstellt, müssten bei einer Untersuchung des Transmissionskoeffizienten bereits eine große Anzahl dimensionsloser Parameter Eingang finden (nach PIANC, 1994). Diese Abhängigkeiten sind in nachfolgender Tabelle aufgeführt.

	Dimensionslose Größe	Definition
Wellencharakteristik	d/L	Relative Wassertiefe
	H/L	Wellensteilheit
	θ	Anlaufwinkel
Schwimmkörpergeometrie	b/L	Breiteneinfluß
	h_i/d	Verbauungsverhältnis
Massen	$\frac{M}{\rho \cdot b \cdot h}, \frac{I_m}{M \cdot b^2}$	Einfluß der hydrodyn. Masse
Verankerungscharakteristik	h_G/h	Schwerpunktlage
	$\frac{K \cdot b}{M \cdot g}$	Steifigkeit
Viskosität	$\frac{b \cdot \sqrt{g \cdot d}}{\nu}$	Reynoldszahl

Tabelle 3.2.5 Einflußgrößen auf den Transmissionskoeffizienten des einfachen Pontons (PIANC, 1985)

Aufgrund der erkennbaren Komplexität dieses Problems ist eine Beschränkung zu untersuchender Abhängigkeiten in Modellversuchen unumgänglich. Hinsichtlich des Grades der Beeinflussung des Transmissionskoeffizienten hat es sich erwiesen, daß die relative Wassertiefe d/L , aufgrund der Energieverteilungscharakteristik (siehe Abschnitt 2.1.4), und die relative Schwimmkörperbreite b/L den größten Einfluß auf den Transmissionskoeffizienten besitzen (PIANC 1994).

Wie sich in einer Vielzahl von Versuchen mit verankerten Pontons gezeigt hat, stellt sich die Abhängigkeit des Transmissionskoeffizienten von der relativen Schwimmkörperbreite qualitativ folgendermaßen dar:

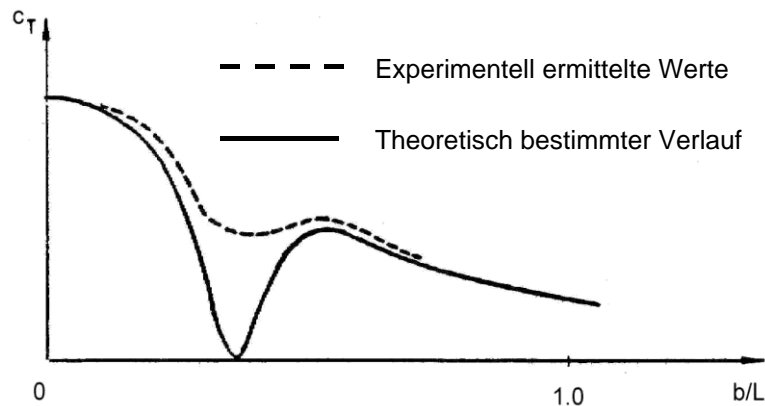


Tabelle 3.2.6 Einfluß der relativen Breite auf den Transmissionskoeffizienten (PIANC, 1994), modif.

Das deutlich zu erkennende lokale Minimum der theoretisch ermittelten als auch der empirisch gefundenen Kurve befindet sich im Bereich der Resonanz von Wellenfrequenz und Eigenfrequenz der horizontalen Schwingung des Pontons. Die Abweichung der experimentellen Ergebnisse von der Theorie in diesem Bereich wird durch den in der Praxis nie exakt erreichbaren Resonanzfall (da z.B. auch regelmäßige Wellen nie exakt gleich sind) begründet.

Doppelponton (double pontoon)

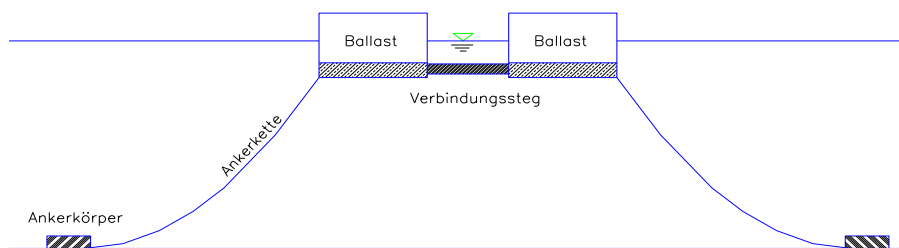


Tabelle 3.2.7 Schematische Darstellung eines Doppelpontons

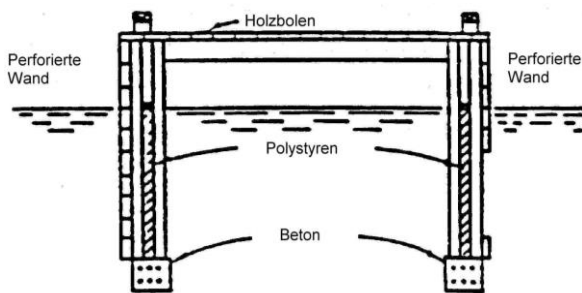
Durch die Anordnung zweier Einzelpontons mit Abstand zueinander, erhält man eine Konstruktion mit einem erhöhten Trägheitsmoment, ohne daß die Gesamtmasse erheblich gesteigert werden mußte. Dadurch wird eine erhöhte hydrostatische als auch hydrodynamische Stabilität des Schwimmkörpers erzielt. Somit wird der Krängungswinkel begrenzt, was vor allem bei begehbaren Stegen ein wichtiges Nutzungskriterium darstellt.

Zusätzlich zu der reflektiven Wirkung, ähnlich der des Einzelpontons, wird Wellendämpfung durch den vorhandenen Raum zwischen den Schwimmkörpern erreicht. Dieser, Resonatorprinzip genannte, Sachverhalt beruht auf der Wirkung einer oszillierenden

Wassersäule im Zwischenraum des Doppelpontons. GLAZIK, (1967) geht in seiner Arbeit näher auf dieses Prinzip ein.

Im Laufe der Jahre wurde eine Vielzahl von Wellenbrechern entwickelt und patentiert, die der Gruppe der Doppelpontons zuzuordnen sind. Zwei dieser Konstruktionen sind nachfolgend beispielhaft aufgeführt. Bei den meisten Typen wurde versucht, die Effizienz des Wellenbrechers zusätzlich zu seiner reflektiven Wirkung durch dissipative Vorgänge zu erhöhen.

a) Typ „Alaska“



b) Typ „A-Frame“

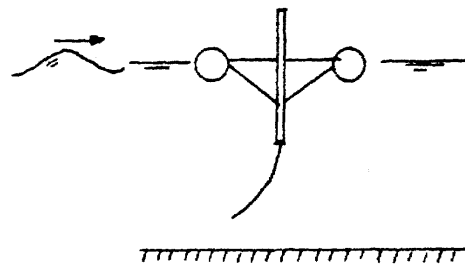


Tabelle 3.2.8 Wellenbrecherpatente nach dem Doppelpontonprinzip (HALES, 1963), modifiziert

Vertikale, schwimmende Gelenkwand (rigid, hinged floating breakwater)

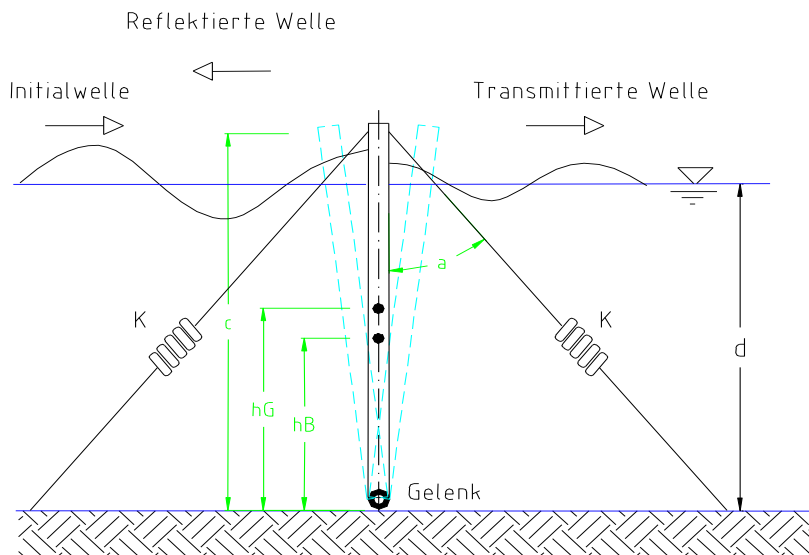


Tabelle 3.2.9 Skizze einer vertikalen, schwimmenden Gelenkwand (PIANC, 1994))

Im Gegensatz zu den vorher betrachteten Konstruktionen erstreckt sich dieser Wellenbrecher über die gesamte Wassertiefe. Wie in Tabelle 3.2.9 dargestellt, wird der Wellenschutz durch einen senkrechten, schwimmenden Schirm erbracht, der am Seeboden gelenkig gelagert ist und beiderseits durch abgeseigte Seile fixiert wird. Bei Wellenangriff führt die Wand geringe oszillierende Bewegung aus. Die Rückstellkraft wird durch den sich bei Verdrehung erhöhenden Auftrieb und durch die elastischen Abspannungen auf der Seite

des Kraftangriffs erbracht, woraus eine reflektierende Wirkung resultiert. Da durch die Wandbewegungen Wellen generiert werden, ist diese Konstruktion den teildurchlässigen Konstruktionen zuzuordnen. Untersuchungen zur genauen Wirkungsweise und Effizienz wurden durch LEACH/MC DOUGAL UND SOLLITT, 1975 dokumentiert.

Oszillierende Wasserwand (oscillating water wall, nach GUEVEL et al)

Die „oszillierende“ Wasserwand ist eine weitere Variante, die allgemein nicht unmittelbar als schwimmender Wellenbrecher erkannt wird, in der internationalen Literatur jedoch überall als solcher klassifiziert ist (z.B. bei PIANC, 1994). Aus Gründen der Vollständigkeit soll sie deshalb auch innerhalb dieser Arbeit erwähnt werden.

Die Konstruktion besteht aus einer horizontalen Platte, die entweder fest (Tabelle 3.2.10) oder auch horizontal verschieblich verankert werden kann.

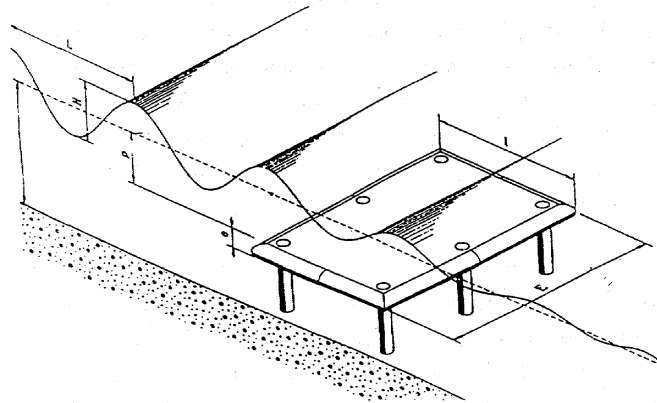


Tabelle 3.2.10 oszillierende Wasserwand (feste Ausführung) (PIANC, 1994)

Eine Wellendämpfung wird erreicht, indem lange Wellen, die über der Platte propagieren aufgrund der geringeren Wassertiefe aufgestellt werden und schließlich brechen, während sich gleichzeitig am küstenseitigen Rand der Platte ein Wirbel (Tabelle 3.2.11) ausbildet. Dieser Wirbel bewirkt einerseits Energieverluste und zusätzlich erzeugt er eine Strömung, die dem Energieanteil der Welle, der sich unterhalb der Platte fortpflanzt, entgegenwirkt. Demzufolge entsteht eine Art stehende „Wasserwand“ unterhalb der Platte, an der die ankommende Welle reflektiert wird.

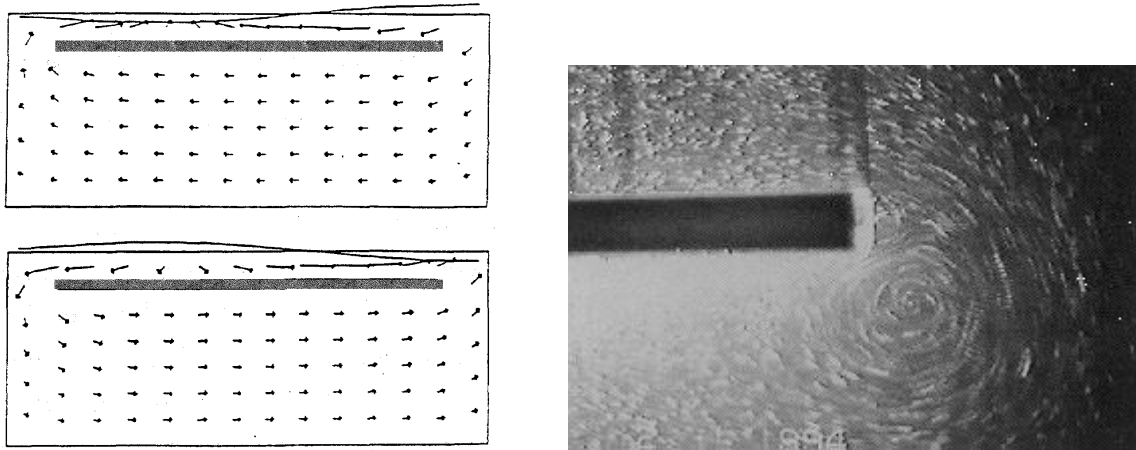


Tabelle 3.2.11 Geschwindigkeitsfeld und Wirbelbildung an einer eingetauchten, horizontalen Platte (PIANC, 1994)

3.2.4. Dissipative Systeme

Als dissipativ wirkend werden alle schwimmenden Wellenbrecher erachtet, die durch die Umwandlung der ankommenden Wellenenergie in irreversible Energieformen eine Verminderung der Wellenbelastung bewirken. Dies geschieht durch die Begünstigung von Reibungs- und Turbulenzeffekten und wird durch entsprechende konstruktive Ausbildung erreicht. Energieumwandelnde Wellenbrecher können weiter in Oberflächensysteme und in Turbulenzerzeuger unterteilt werden.

Oberflächensysteme

Schwimmender Wellenbrecher aus Altreifen (scrap-tire floating breakwater)

Diese Konstruktion eignet sich lediglich zur Dämpfung von Wellen mit sehr kurzen Perioden. Der Wellenbrecher besteht aus aneinandergfügten alten Autoreifen, die um einen Kern aus Polystyren oder Polyurethan angeordnet sind, um die Schwimmfähigkeit zu verbessern bzw. herzustellen. Diese Variante eines schwimmenden Wellenbrechers ist vor allem deshalb interessant, da sie eine Möglichkeit der Altstoffwiederverwertung darstellt, woraus sich ihre Wirtschaftlichkeit ableitet. Aus ästhetischer Sicht besitzen Reifenwellenbrecher eindeutige Nachteile (siehe Tabelle 3.2.12). Durch unterschiedliche Anordnung der Reifen sind verschiedene Wellenbrechertypen entstanden, von denen bei PIANC (1994) oder bei HALES (1981) einige Varianten aufgeführt sind.

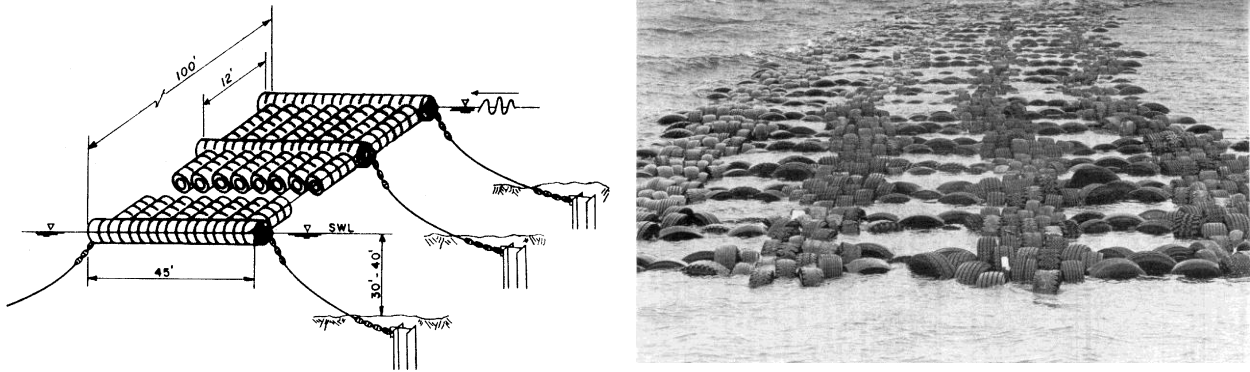


Tabelle 3.2.12 Skizze und Bild ausgeführter Wellenbrecher aus Altreifen (HALES, 1963)

Das Wirkungsprinzip der Reifenwellenbrecher kann wie folgt zusammengefaßt werden:

- Reflexion der Wellen aufgrund der Masse, des Massenträgheitsmoments und der Dämpfungscharakteristik des Systems
- Wirkung als halbelastische, horizontale Ebene, die den Wasserspiegelauslenkungen bei entsprechender Steifigkeit entgegenwirkt
- Energieverluste aus Widerstandskräften in den Zwischenräumen der Konstruktion

Da die Tauchtiefe solcher Konstruktionen gering ist, ist ihr Wirkungsbereich auch lediglich auf die oberen Schichten des Wasserkörpers begrenzt. Deshalb kommen sie hauptsächlich bei großen relativen Wassertiefen zum Einsatz, in denen die Wellenenergie oberflächennah konzentriert ist. In Versuchen wurde ermittelt, daß Wellenbrecher aus Altreifen dann am effektivsten sind, wenn ihre Breite mindestens der Hälfte der ankommenden Wellenlänge entspricht.

Bojenfelder (tethered-float breakwater)

Solche Wellenbrecher bestehen aus einem Feld voneinander unabhängiger bojenartiger Objekte, die am Seeboden oder wenig darüber befestigt sind und deren Schwimmkörper sich kurz unterhalb der Wasseroberfläche befinden. Üblicherweise sind die Schwimmkörper kugelförmige Elemente unter hohem Auftrieb, deren Durchmesser, verglichen zu auftretenden Wellenlängen, klein ist. Die Länge eines solchen Bojenfeldes parallel zur Küste ist abhängig von der Länge des zu schützenden Bereiches, während die Anzahl der in Wellenanlaufrichtung angeordneten Reihen, die Größe des erreichbaren Transmissionskoeffizienten bestimmt.

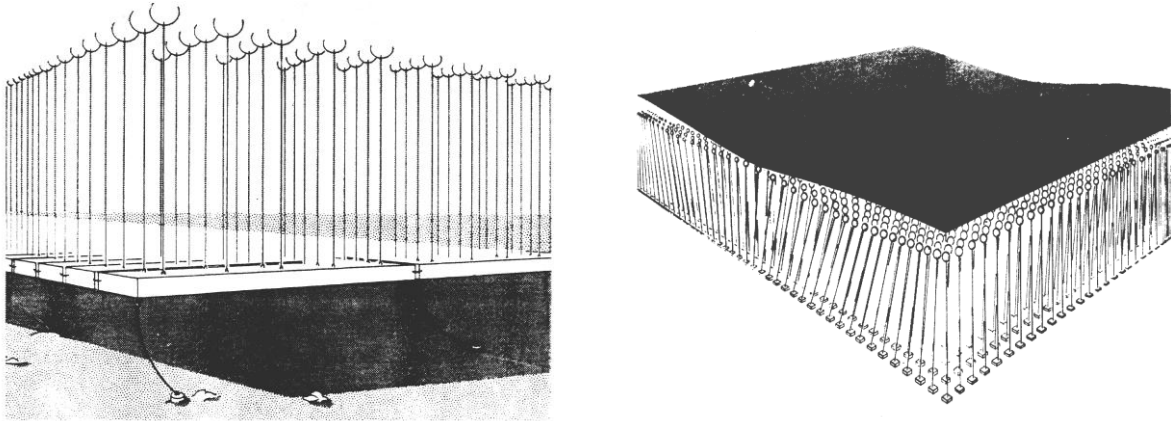


Tabelle 3.2.13 Verankerungsmöglichkeiten von Bojenfeldern

Die Wirkungsweise dieser Wellenbrecher basiert auf der Idee, daß Energieverluste aus Reibung und Turbulenz kubisch zur Relativgeschwindigkeit eines sich in einer Flüssigkeit bewegendem Körper anwachsen. Schwimmkörper geringer Dichte, die sich kurz unterhalb der Wasseroberfläche befinden, entwickeln bei Auslenkung aufgrund ihres Auftriebs eine Rückstellkraft, die der Wellenanlaufkraft entgegenwirkt. Somit wird der Wellenbewegung ein Widerstand entgegengebracht, wodurch sich die Umströmungsgeschwindigkeiten an den Schwimmkörpern erhöhen. Durch Anordnung einer großen Anzahl Bojen wird eine Vergrößerung der für Dissipationsvorgänge zur Verfügung stehenden Oberfläche erreicht. Weitere Ausführungen zu dieser durchaus interessanten Variante der Wellendämpfung finden sich in HALES (1981).

Flexible Folien bzw. Flächen (flexible membranes)

1) horizontal schwimmend

Es soll innerhalb dieser Arbeit lediglich erwähnt sein, daß eine Reduzierung von Wellenhöhen durch horizontalschwimmende Folien erreicht werden kann, die sich auf oder unmittelbar unter der Wasseroberfläche befinden. Weitere Angaben über die genaue Wirkungsweise und Effektivität horizontal schwimmender Folien konnten trotz ausgiebiger Literaturrecherche nicht gefunden werden. Eine Abhängigkeit des Transmissionskoeffizienten von der Masse und der Elastizität der flächenhaften Abdeckung einer Wasseroberfläche wird vermutet.

2) vertikal schwimmend

Untersuchungen an vertikal schwimmenden Folien oder sogenannten Folientauchwänden wurden z.B. durch HABI und KRANAWETTREISER, 1998 an der Bauhaus-Universität Weimar durchgeführt und deren Ergebnisse veröffentlicht.

Dabei wurde das Dämpfungsverhalten einer an einem Schwimmkörper befestigten Folie untersucht, die durch eine zusätzliche Beschwerung am herabhängenden Foliende in etwa senkrechte Lage gebracht wurde. Nachdem ursprünglich ein Vergleich des Dämpfungsverhaltens einer flexiblen Folie mit dem einer Tauchwand geplant war, ergaben die Versuche, daß ein solcher Vergleich nicht direkt möglich war. Während bei Tauchwänden eine deutliche Abhängigkeit des Transmissionskoeffizienten vom Verbauungsverhältnis erkennbar ist, konnte ein solcher Zusammenhang für Folien nicht nachgewiesen werden. Trotz teilweiser großer Verbauungsverhältnisse konnten Transmissionskoeffizienten von $C_T = 0.8$ nicht unterschritten werden. Selbst diese Dämpfung ist vermutlich auf den Einfluß des auf der Oberfläche schwimmenden Körpers, an der die Folie befestigt war zurückzuführen.

Nach eigenen Vermutungen könnte eine Untersuchung für vertikal hängende Folien derart geführt werden, indem die Steifigkeit der Folie schrittweise erhöht (über die Dicke oder durch Unterteilung in eingefaste Segmente) und einem erreichten Transmissionskoeffizienten gegenübergestellt wird.

Turbulenzgeneratoren

Eine große Anzahl schwimmender Wellenbrecher ist speziell so entworfen worden, daß der größte Teil des Energierückhaltes durch Turbulenz herbeigeführt wird. Alle auf diesem Prinzip basierenden Systeme haben gemeinsam, daß ankommende Wellen durch Öffnungen geleitet werden, in denen durch Turbulenz und Reibungen infolge der Strömung eine Energieumwandlung erfolgt. Die Form und Orientierung dieser turbulenzgenerierenden Öffnungen kann hierbei höchst unterschiedlich sein.

Bei verschiedenen ausgeführten Anlagen werden perforierte Wände mit Abstand zum Hauptteil des Schwimmkörpers angeordnet, wodurch ein zusätzlicher Resonatoreffekt (siehe GLATZIK, 1967) aufgrund einer oszillierenden Wassersäule erzeugt wird. Dieses Konstruktionsprinzip ist in folgender Skizze dargestellt.

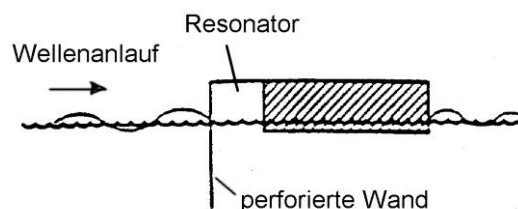


Tabelle 3.2.14 Skizze eines turbulenzgenerierenden Wellenbrechers (Typ Jarlan), (PIANC, 1994), modifiziert

Abschließend soll bemerkt werden, daß die im vorangegangenen Abschnitt erwähnten Wellenbrechertypen nur eine kleine Auswahl existierender Konstruktionen darstellen. Weiterhin kann eine Klassifizierung auch nach anderen Gesichtspunkten (nach Einsatzbereichen, Materialien o.ä.) durchgeführt werden.

3.3. Dimensionierung

Der Entwurf eines schwimmenden Wellenbrechers stellt grundsätzlich eine Optimierungsaufgabe dar, bei der die Kosten für die gesamte Anlage letztlich über die Möglichkeit des Einsatzes entscheiden. In den meisten Fällen werden schwimmende Wellenbrecher einem Vergleich mit festen Bauwerken gleicher Funktion unterzogen, wobei sich die Vorteile mit zunehmender Wassertiefe und Verschlechterung der Baugrundverhältnisse am Einsatzort auf die Seite schwimmender Anlagen verschieben werden.

Weitere Aspekte, die eine Entscheidung für oder gegen den Einsatz schwimmender Anlagen beeinflussen könnten, wurden bereits unter Abschnitt 3.1 aufgeführt.

Viele der nachfolgend angeführten praktischen Hinweise wurden aus Informationen der Firma Clement in Rostock erhalten, die sich u.a. auf den Bau und die Installation schwimmender Wellenbrecher aus Beton nach dem Prinzip des einfachen Pontons spezialisiert hat.

3.3.1. Grundsätzlicher Ablauf

Eine Dimensionierung eines schwimmenden Wellenbrechers muß stets die besonderen örtlichen Gegebenheiten des geplanten Einsatzortes berücksichtigen. Wichtigste Eingangsinformationen hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung sind:

- Wellenklima
- Windverhältnisse
- Beschaffenheit des Untergrundes (Zusammensetzung, Profil)
- Wassertiefe
- Schwankungen des Wasserstandes
- chemische Eigenschaften des Wassers
- klimatische Verhältnisse (Eisbeanspruchung)

- geforderter Transmissionskoeffizient
- Art und geplante Dauer der Nutzung (evtl. Mehrfachnutzung)

Ziel der Optimierungsaufgabe eines Wellenbrecherentwurfs ist einen geringen Kostenaufwand zu erzielen. Folgende Aspekte müssen berücksichtigt werden:

technisch	finanziell
Dauerbeständigkeit	Initialkosten
Mobilität	Instandhaltungskosten
einfache Installation	Kosteneffektivität
geringer Transmissionskoeffizient	Marktpotential (Absatzmöglichkeiten)

Tabelle 3.3.1 Aspekte einer Wellenbrecherdimensionierung

Da für schwimmende Wellenbrecher nach eigenen Erkundungen zwar Empfehlungen, jedoch keine spezifischen Normen und Vorschriften existieren, wird in vielen Fällen zwischen dem Auftraggeber und dem ausführenden Vertragspartner eine Vereinbarung hinsichtlich der Gewährleistungsgrenzen getroffen. Vor allem die Dimensionierung der Verankerung ist unmittelbar von dieser Vereinbarung abhängig, da die Wahrscheinlichkeit des Auftretens extremer Wellenbelastungen mit der geplanten Einsatzdauer wächst (siehe Abschnitt 2.1.5). Aus der Tatsache, daß die Verankerung in der Regel die prozentual höchsten Kosten eines schwimmenden Wellenbrechers verursacht, geht der Stellenwert der Gewährleistungsvereinbarung deutlich hervor.

Je nach Einsatzgebiet einer schwimmenden verankerten Anlage existieren Empfehlungen (teilweise auch Vorschriften) für Lastannahmen, Nachweise der Gebrauchsfähigkeit sowie für Sicherheitskonzepte.

Soll eine schwimmender Anlage die Doppelfunktion des Wellenbrechers und des Bootsanlegesteges übernehmen, so wird für die Gewährleistung seiner Funktionstüchtigkeit als Steg das Merkblatt für schwimmende Landebrücken (1994) empfohlen welches vom Amt für Strom- und Hafenbau der Behörde für Wirtschaft der Freien Hansestadt Hamburg herausgegeben wurde. Darin werden neben der Erörterung der formellen Vorgehensweise (rechtliche Vereinbarungen, einzureichende Unterlagen) für den Bau von Landungsbrücken auch Bemessungsgrundsätze angegeben. Die wichtigsten technischen Grundsätze und Lastannahmen wurden als Teil der hier dokumentierten Arbeit zusammengefaßt und sind in Anlage B-2 enthalten. Für genauere Betrachtungen sei auf das Merkblatt verwiesen.

3.3.2. Schwimmkörper

Im Folgenden soll sich lediglich auf den einfachen Ponton als Sonderfall eines schwimmenden Wellenbrechers beschränkt werden. Er stellt den am weitesten verbreiteten Typ dar und besitzt häufig eine weitere Funktion als Bootssteg. Ein solcher Ponton kann sowohl aus Stahl als auch aus Stahlbeton gefertigt werden, wobei die letztere Variante am häufigsten (militärische Anwendungen ausgenommen) anzutreffen ist.

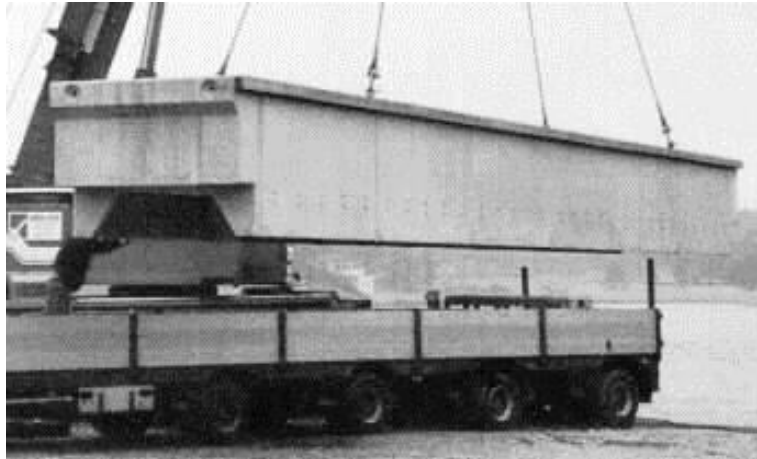


Tabelle 3.3.2 Segment eines Wellenbrechers aus Stahlbeton

Ein derartiger Ponton besteht in der Regel aus einem Schaumstoffkern geringer Dichte (meist Polystyren), der von einer armierten Betonschicht allseitig umhüllt ist. Der Schaumstoffkern erbringt die Schwimmfähigkeit des Wellenbrechers und wird von der Betonschicht vor mechanischer Beschädigung geschützt. Die Betonschicht bestimmt aufgrund ihrer Masse maßgeblich die Schwimm- und Schwingstabilität des Pontons. Unter Beachtung der im Abschnitt 3.2.3 erläuterten Zusammenhänge und der wirtschaftlichen Aspekte sollte eine Dimensionierung eines solchen Schwimmkörpers nach folgenden Punkten durchgeführt werden:

1. Die Breite des Wellenbrechers in Wellenanlaufrichtung sollte 30-40% der Bemessungswelle betragen
2. Der Tiefgang sollte $\frac{2}{3}$ der Gesamthöhe betragen, welche sich ihrerseits nach der Höhe der Bemessungswelle und dem geforderten Freibord richtet
3. Der Wellenbrecher sollte einen rechteckigen Querschnitt besitzen, sofern nicht eine eisbrechende Wirkung oder wellendämpfende Rollbewegung des Wellenbrechers verlangt ist

Bei sehr langen Wellen muß von der unter Punkt 1 getroffenen Aussage abgewichen werden, da ein solcher Wellenbrecher unwirtschaftliche Abmessungen annehmen würde. Durch die unter Punkt 2 aufgeführte Forderung wird ein tief liegender Schwerpunkt erreicht, welcher sich positiv auf die dämpfende Wirkung und auf die Schwimmstabilität des Systems

auswirkt. Die Aussage unter Punkt 3 stützt sich auf die Versuchsergebnisse von KATO/HAGINO und UEKITA, 1966, die den Einfluß der Querschnittsform auf den Transmissionskoeffizienten experimentell untersucht hatten.

Hinsichtlich der Länge der einzelnen Segmente, die später je nach Länge des zu schützenden Küstenbereiches in entsprechender Anzahl zusammengefügt werden wird bei HALES, 1981 erwähnt, daß bei Segmentlängen, die das vier- bis fünffache der Bemessungswellenlänge erreichen, die geringsten (relativen) Ankerkräfte gemessen wurden. Der Grund dafür ist, daß ein Wellenberg nicht, wie unter Bedingungen des Modellversuchs, an allen Punkten gleichzeitig auf den Wellenbrecher auftrifft („averaging“ effect).

Begrenzt werden die Dimensionen der Segmente dadurch, daß ein problemloser Antransport zum Einsatzort möglich sein muß. Das Gewicht der Segmente muß so groß sein, daß eine Installation mit vor Ort verfügbarer Technik erfolgen kann. Besonders diese beiden logistischen bzw. technologischen Aspekte wurden in der Vergangenheit schon oft vernachlässigt (laut Firma Clement), obwohl sie herausragende Bedeutung besitzen.

Die Verbindung der einzelnen Segmente untereinander muß elastisch erfolgen, so daß plötzliche Druckstöße bzw. Zugbelastungen abgefangen werden können. Diese Verbindungen unterliegen hohen Belastungen und Ermüdungsbeanspruchungen, weshalb sie eine häufige Versagensursache darstellen.

Bei der Fertigung der Segmente ist darauf zu achten, daß Festmachvorrichtungen (Poller u.ä.) und Versorgungskanäle (Kabelkanäle, Verbindungskanäle) vorgesehen und ausgebildet werden.

3.3.3. Verankerungsarten

Die Verankerungsmittel bilden die Verbindung des Schwimmkörpers zum Seeboden. Sie haben zum einen die Aufgabe, die Bewegungen des Schwimmkörpers durch das Aktivieren von Rückstellkräften zu begrenzen. Andererseits dürfen in den am Seeboden befindlichen Ankerkörper keine zu großen Kräfte eingetragen werden, da ein Herausreißen der Verankerung ein Versagen des kompletten Wellenbrechersystems bedeutet. Somit muß das Verankerungssystem sowohl Bewegungen verhindern, um die Wellendämpfung zu fördern, als auch Bewegungen zulassen, um Ankerkräfte gering zu halten.

Vor allem die Dimensionierung der Verankerung erfolgt als Optimierungsaufgabe zwischen Sicherheit, Funktionsweise und Wirtschaftlichkeit. Daraus folgt, daß Verankerungen durchaus nicht immer so ausgelegt sind, allen möglichen auftretenden Belastungen zu widerstehen. Zum Beispiel würde eine Bemessung auf Eisstoß oder Schwallwellen zu sehr großen Abmessungen führen, wodurch der finanzielle Aufwand erheblich gesteigert werden würde.

In der Praxis begegnet man diesem Problem dadurch, indem bis zu bestimmten Belastungen die Sicherheit der Schwimmstege oder Wellenbrecher garantiert wird. Werden diese Belastungen überschritten, so löst sich das verankerte System an dafür vorgesehenen Sollbruchstellen. Diese Sollbruchstellen werden üblicherweise am oberen Ende der Ankerkette in der Nähe der Klüsenpunkte vorgesehen. Damit erreicht man, daß man nach z.B. Abklingen des Sturmereignisses anhand der Ankerkette wieder zum Anker zurückfindet, um dann den schwimmenden Körper erneut damit zu fixieren. Die Anwendung dieses Konzepts ist selbstverständlich von der Bedeutung und der Größe des Wellenbrecher abhängig.

Als Entwurfsgrundsatz für Verankerungen gilt in der Praxis: „Ein flexibles Verankerungssystem ist sicherer als ein steifes.“

Hinsichtlich der Verankerungsarten können unterschieden werden:

1. Ankerketten
2. Ankerseile
3. Pfahlanker
4. Pieranker

Ausgeführte Verankerungen werden meist aus Kombinationen daraus gebildet. Mögliche Verankerungsvarianten sind in Anlage B-3 beigefügt. Auf die Verankerung durch Ketten soll im Hinblick auf die Modellversuche etwas tiefer eingegangen werden, während die anderen Arten lediglich innerhalb dieser Arbeit nur kurz erwähnt sein sollen.

Ankerketten

Ankerketten erbringen eine Rückstellkraft aufgrund ihres Gewichts. Ketten zur Verankerung schwimmender Anlagen sollten so bemessen sein, daß eine absolute Straffung der Kette ausgeschlossen wird, da eine bei gestrafftem Zustand auftreffende Welle hohe Druckschläge bewirkt.

Zur Vermeidung von Druckschlägen und ruckartigen Belastungen am Schwimmkörper und der Verankerung werden deshalb elastische Zwischenstücke innerhalb der Ankerketten angeordnet. Die in der Regel aus Nylonseilen bestehenden Segmente dämpfen über ihr Verformungsverhalten plötzliche Kräfteinwirkungen. Mit Sicht auf mechanische Beschädigung werden diese Elemente weder am Seeboden (mögliches Durchscheuern der Seile) noch direkt am oberen Haltepunkt der Schwimmkörper angeordnet (Zerschneiden der Seile durch scharfe Kanten oder Boote).

Überschlägig kann die erforderliche Kettenlänge als das Dreifache der Wassertiefe angenommen werden. Bei starken Wasserstandsschwankungen werden die Verankerungsketten relativ flach abgespannt, um so eine gewisse vertikale Beweglichkeit zuzulassen. Dies geschieht meistens unter Anbringen von Reitergewichten, da dadurch die horizontale Verschieblichkeit der Schwimmkörper bei schlaff liegenden Ketten stärker eingeschränkt wird. Maximal zulässige Kettenneigungen am Ankerpunkt werden mit 1:5 angenommen (HARRIS, 1996).

Die Geometrie einer Ankerkette zwischen Ankerpunkt und Klüsenpunkt des Schwimmkörpers kann eindeutig bestimmt werden, wenn alle angreifenden Kräfte entlang der Kette und an den Kettenenden bekannt sind. Angreifende Kräfte sind dabei Gewichtskräfte, Strömungskräfte und Kräfte aus der Auslenkung des Schwimmkörpers am oberen Kettenende.

Für die zweidimensionale Analyse der Kettenlinie ergeben sich folgende Gleichungen zur Anwendung auf schwere Ankerketten unter der Bedingung eines geringen Verhältnisses von Strömungs- zu Gewichtskräften der Kette (HERBICH, 1990).

$$T \cdot d\phi = P \cdot \cos\phi \cdot ds \quad [\text{Gl. 3.4}]$$

$$dT = P \cdot \sin\phi \cdot ds \quad [\text{Gl. 3.5}]$$

worin:

P Gewichtskraft der Kette je m Länge unter Auftrieb [kN/m]

ϕ Winkel der Tangente am Punkt (x,y) der Kette [°]

s Weg entlang der Kette [m]

Nach Integration der Gleichungen [3.4] und [3.5] über die Seillänge s ausgehend von $\phi = 0$ am Ursprung der Kettenfunktion bis zum Winkel ϕ_s an der Stelle (x,y) :

$$T \cdot \cos\phi_s = T_0 \quad \text{Horizontalkomponente (mit } T_0 \text{ als Zugkraft am Ursprung)}$$

$$T \cdot \sin\phi_s = P \cdot s \quad \text{Vertikalkomponente (mit } s \text{ als Kettenlänge vom Ursprung bis zur Stelle } (x,y))$$

Daraus ist ersichtlich, daß die horizontale Kraftkomponente entlang einer Kette konstant ist, während die vertikale Komponente an einem beliebigen Punkt genau dem Gewicht der Kette unter Auftrieb vom Ursprung bis zu diesem Punkt beträgt. Somit können die Koordinaten der Kettenlinie berechnet werden aus:

$$x = \frac{T_0}{P} \cdot \sinh^{-1} \left(\frac{P \cdot s}{T_0} \right) \quad [\text{Gl. 3.6}]$$

$$y = \frac{T_0}{P} \cdot \cosh \left[\left(\frac{P \cdot x}{T_0} \right)^{-1} \right] \quad [\text{Gl. 3.7}]$$

$$s = \frac{T_0}{P} \cdot \sinh \left(\frac{P \cdot x}{T_0} \right) \quad [\text{Gl. 3.8}]$$

Entspricht der Verankerungspunkt nicht dem Kettenlinienursprung, wird der Ursprung fiktiv angenommen. Davon ausgehend können die Verhältnisse am eigentlichen Verankerungspunkt ermittelt werden.

Ankerseile

Die Rückstellkraft von straff abgespannten Ankerseilen resultiert aus ihren elastischen Eigenschaften. Ein beispielhaftes System ist in Tabelle 3.3.3 dargestellt. In großen Wassertiefen werden Ankerseile stets in Verbindung mit Ankerketten angewendet.

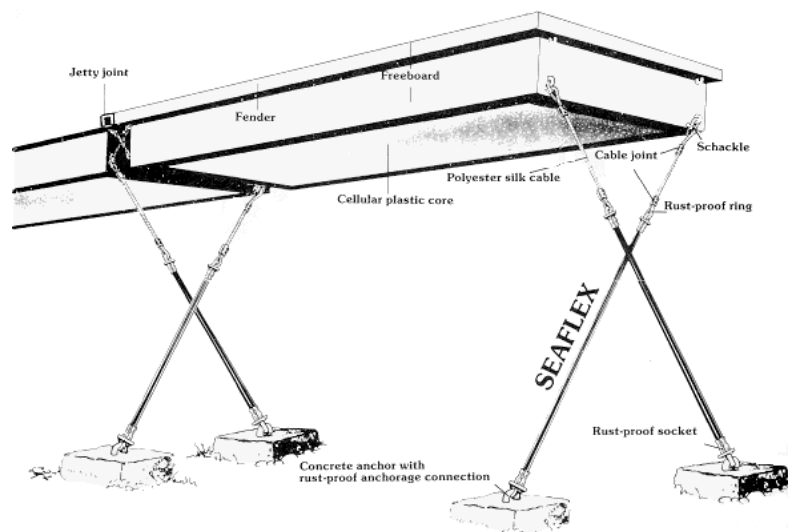


Tabelle 3.3.3 Verankerung eines Wellenbrechers mit Ankerseilen (Seaflex)

Pieranker

Bei böschungsnaher Anordnung von Wellenbrechern, die gleichzeitig als Bootsstege genutzt werden sollen ist eine pierartige Verankerung möglich. Die landseitige Verankerung wird dabei nicht in Form von abgespannten Ketten zum Seeboden realisiert, sondern durch eine pierartige, Konstruktion. Vom böschungsparell verlaufenden Wellenbrecher werden an beiden Enden Zugangsstege senkrecht zur Böschung angeordnet. Im Grundriß gleicht diese Konstruktion einem horizontal beweglichen Rahmen, welcher durch eine Pfahlkonstruktion an der Böschung fixiert ist. Im. Eine Beweglichkeit dieser Verbindung senkrecht zur Böschung als auch in vertikaler Richtung ist erwünscht und notwendig, um Wasserspiegelschwankungen aufzunehmen und plötzliche Druckschläge zu vermeiden. Die

horizontale Dämpfung erfolgt durch sogenannte Silentblöcke aufgrund ihrer Elastizität. Aus Anschaulichkeitsgründen ist eine pierartige Verankerung eines Bootssteiges nachfolgend dargestellt.

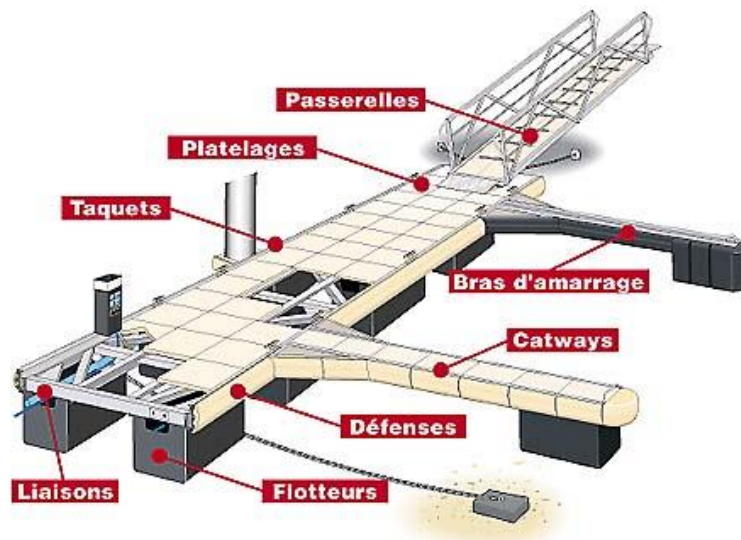


Tabelle 3.3.4 Darstellung eines pierartig verankerten Bootssteiges

Pfahlanker

Pfahlanker sind eine weitere Methode, starken Wasserspiegelschwankungen innerhalb eines Gewässers zu begegnen. Bei diesen Verankerungen ist eine vertikale Beweglichkeit der Schwimmkörper entlang von senkrecht stehenden, fest im Boden verankerten Pfählen möglich. Nachfolgende Abbildung zeigt beispielhaft ein solches Prinzip.



Tabelle 3.3.5 Verankerung eines Wellenbrechers an Pfählen

Wassertiefen, in denen sich unwirtschaftliche Abmessungen der Pfähle ergeben, begrenzen die Anwendbarkeit dieser Verankerungsvariante.

3.3.4. Verankerungskörper

Äußere Kräfte auf den Schwimmkörper und die Verankerungsmittel werden durch Ankerkörper in den Seeboden eingetragen. Zusätzlich werden die Ankerkörper selbst durch äußere Kräfte, z.B. Strömungskräfte, belastet. Die Beständigkeit von Ankerkörpern ist wichtigste Voraussetzung für die Sicherheit einer schwimmenden, verankerten Anlage.

Schwerkraftanker

Schwerkraftanker sind massive Körper hoher Dichte deren Ankerwirkung aus ihrer Masse (reduziert um den Auftrieb) resultiert. Sie müssen so dimensioniert sein, daß sie allen angreifenden Kräften und Momenten widerstehen können, ohne dabei ihre Lage zu verändern. Für praktische Zwecke muß beachtet werden, daß diese Ankerkörper immer noch so leicht sind, daß sie bei der Installation am Einsatzort auch stets handhabbar bleiben. Ankerkörper besitzen unter Ansatz gemäßiger Einsatzbedingungen Massen um 5 Tonnen. Sie werden an dem vorgesehenen Platz durch einen Schwimmkran abgesenkt, begleitet von Tauchern, die eine genaue Positionierung steuern. Die massiven Körper können entweder freistehend oder auch versenkt auf dem Seeboden angeordnet werden. Das Versenken erfolgt nach dem Prinzip der Senkkastengründung, bei dem unter Einsatz einer Ausspüllanze durch Druckluft das Seebodenmaterial aus seitlichen Öffnungen herausgespült wird, wodurch sich der Körper allmählich absetzt. Schwerkraftanker werden häufig aus Beton hergestellt. Eine Darstellung eines Schwerkraftankers ist in Tabelle 3.3.3 gegeben.

Pfahlanker

Die Ankerwirkung solcher Anker beruht auf der Mantelreibung zwischen dem Ankerpfahl und dem umgebenden Erdstoff (bei körnigem Material). Bei felsigem Untergrund erfolgt ein Auspressen der Ankerpfähle mit geeignetem Material (z.B. Unterwasserbeton), so daß auf diese Art der Kontakt zwischen Pfahl und Erdreich hergestellt wird. Pfahlanker können je nach Art des Untergrundes aus Stahl, Holz oder Stahlbeton bestehen. Ein besonderes Problem bei Ankerpfählen aus Stahl stellt die Korrosion dar, die unter gewissen chemischen Bedingungen zwischen dem Seeboden (oft bei felsigem Untergrund) und dem Anker auftritt. Sie gefährdet langfristig die Sicherheit des schwimmenden, verankerten Systems.

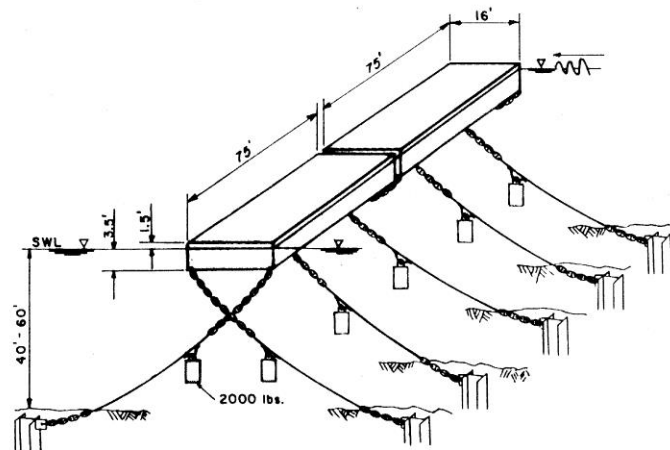


Tabelle 3.3.6 Beispiel einer Pfahlverankerung mit Reitergewichten (HALES, 1981)

Bemerkungen zu Ankerkräften

Die Problematik der Ankerkraftberechnung stellt auch heute eines der schwierigsten Gebiete bei der Bemessung schwimmender, verankerter Anlagen dar.

Ein allgemeingültiger Ansatz zur Berechnung der Ankerkräfte kann nicht gegeben werden, da sich je nach Art der gewählten Verankerung verschiedene Ansätze und Besonderheiten ergeben, die der entwerfende Ingenieur zu beachten hat. Dies für alle Verankerungsmethoden herauszustellen wurde nicht als Bestandteil dieser Arbeit angesehen.

Deshalb sollen lediglich einige allgemeine Bemerkungen zu dieser Problematik getroffen werden.

Werden experimentelle Untersuchungen zum Zwecke einer Vordimensionierung durchgeführt, so besteht die Schwierigkeit oft darin, die Steifigkeiten des Verankerungssystems unter realen Bedingungen genau nachzustellen. Oftmals werden dabei die Ankerkräfte in Modellversuchen mittels regelmäßiger Wellen und nichtelastischen Verankerungen ermittelt, so daß eine unmittelbare Übertragung der Ergebnisse des Modellversuches auf natürliche Verhältnisse problematisch ist. Neben den schon erwähnten zu hohen Steifigkeiten der Verankerungen stellt das gleichzeitige Auftreffen einer Welle über die gesamte Länge des Wellenbrechers einen weiteren Sachverhalt dar, der so in der Natur nicht auftreten wird.

Neben der maximalen Belastung ist die Art der Dauerbelastung der Verankerung ein weiterer zu berücksichtigender Aspekt im Hinblick auf die Ermüdungsfestigkeit der Verankerungsmittel.

4. Erosionsproblematik der Tagebaurestlöcher

Mit der fast kompletten Einstellung der übertagestattfindenden Braunkohleförderung in den neuen Bundesländern seit 1990 entstand die Problematik der zukünftigen Nutzung dieser großflächigen Gebiete. Während ihrer Betreibung hatten die Tagebaue erheblichen Einfluß auf den Wasserhaushalt der umliegenden Regionen, da u.a. eine Absenkung des Grundwasserspiegels erfolgen mußte. Wichtigste Maßgabe nach der Einstellung der Braunkohleförderung war somit die Wiederherstellung des natürlichen Wasserhaushalts unter Einbindung aller ihn beeinflussenden Faktoren.

Neben den offensichtlichen umwelttechnischen Problemen sind vor allem auch regionalpolitische Aspekte bei der notwendigen Sanierung zu berücksichtigen. Die Braunkohleförderung war sowohl in den Gebieten um Leipzig/Halle als auch in der Lausitzer Gegend ein wichtiger, vielerorts sogar der wichtigste, Wirtschaftsfaktor. Der Wegfall dieses Industriezweiges bedeutete eine enorme Beeinträchtigung des wirtschaftlichen Potentials dieser Regionen, für den in der Zukunft ein Ausgleich geschaffen werden muß. Aus diesen Überlegungen entstanden verschiedene Konzepte zur fischereilichen und touristischen Nutzung der Tagebaurestlöcher, bei denen sich an ortsspezifischen Gegebenheiten orientiert wurde. Daraus, und aus der Tatsache, daß die Restseen außerdem mit den Aquifern der Umgebung korrespondieren, erwächst der Anspruch an die Wasserqualität dieser zukünftigen Seen.

Aufgrund der erwähnten hydrologischen und wirtschaftlichen Faktoren erfolgt in den meisten Fällen eine beschleunigte Füllung der Restlöcher, indem der natürliche Grundwasseranstieg durch zusätzliche Zuleitung von Oberflächenwasser unterstützt wird. Der steigende bzw. schwankende Wasserspiegel ruft dabei in Verbindung mit weiteren Umwelteinflüssen besondere Beanspruchungen des Tagebaurestlochs hervor. Vor allem das Zusammenwirken mit Wind, das eine Entstehung von Wellen bewirkt, stellt ein besonderes Problem dar. In verschiedenen Untersuchungen stellte sich heraus, daß die Belastung von Böschungen durch Windwellen nicht nur einen mechanischen Einfluß auf die Böschungsgeometrie (z.B. HOPPENZ, 1996), sondern auch einen chemischen Einfluß auf den gesamten Wasserkörper des Restlochs besitzt (LUCKNER, 1996). Die sogenannte chemische „Versauerung“ des Wassers stellt derzeit eines der wichtigsten zu lösenden Probleme der Tagebausanierung dar. Im folgenden Abschnitt soll dieser Sachverhalt deshalb erklärt und seine Ursachen näher beleuchtet werden.

4.1. Pyritoxidation

Der Vorgang der Pyritoxidation hat sich als die Hauptursache der Versauerung gefluteter Tagebaurestlöcher herausgestellt. Unter Versauerung versteht man das Absinken des pH-Wertes des Wassers. Der pH-Wert ist ein Maß für die Konzentration freier Wasserstoff-Ionen in einer Lösung und ist ein entscheidendes Kriterium zur Einschätzung der Wasserqualität, welche schließlich die mögliche Art der Nutzung bestimmt. Nach LUCKNER, 1996 sind folgende pH-Werte Grenzwerte für verschiedene Möglichkeiten der Nutzung eines Gewässers:

Gewässerart	Minimaler pH-Wert
Reines Badegewässer	3,5
Naturnahes Gewässerökosystem	5,5
Gewässer zur fischereilichen Nutzung	6,5
chemisch neutraler pH-Wert	7,0

Tabelle 4.1.1 pH-Grenzwerte verschiedener Gewässer

In den betrachteten Tagebaurestlöchern wird die hauptsächliche Senkung des pH-Wertes, die einer Erhöhung der Konzentration an Wasserstoff-Ionen H^+ entspricht, durch die Verwitterung (Oxidation mit Luftsauerstoff) von sulfidhaltigen Mineralien begründet, die in relativ hoher Konzentration im Abraum enthalten sind. Die chemische Reaktion von Pyrit und Luftsauerstoff bildet darin den Hauptanteil (LUCKNER, 1996). Die chemische Verbindung Pyrit sei zum besseren Verständnis anschließend erklärt, wobei sich auf die Ausführungen von KRINGEL (1998) gestützt wurde.

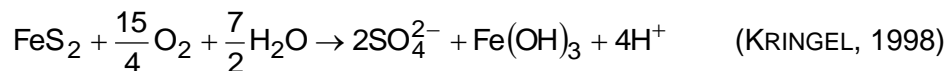
Pyrit ist eine Erscheinungsart von Eisendisulfid (FeS_2). Es kann als Gesteinsbestandteil in sedimentären, magmatischen und metamorphen Gesteinen enthalten sein. Es ist ein stabiles Endprodukt entweder einer mikrobiellen Sulfatreduktion, aus Magma primär entstanden oder wurde durch hydrothermale Prozesse gebildet. Da nicht die Pyritbildung sondern dessen Oxidation zu einer Versauerung führt, soll für genauere Ausführungen hinsichtlich der Entstehung von Pyrit auf PFEIFFER (1997) und KRINGEL (1998) verwiesen werden.

Da Pyrit eine aus einer Reduktionsreaktion entstandene chemische Verbindung ist, besitzt es gute Reaktionseigenschaften für die Umkehrreaktion, im Sinne einer Oxidation. Mögliche und stark reagierende Oxidationsmittel sind durch den in der Luft enthaltenen Sauerstoff und durch vorhandene Eisenionen in der Tagebauumgebung ausreichend vorhanden.

Die Pyritverwitterung (Pyritoxidation) ist ein oberflächenabhängiger Prozeß. Pyrit selbst besitzt aufgrund seiner Struktur eine große Oberfläche. Die großflächigen Böschungen der Tagebaurestlöcher, die überwiegend aus ungesättigtem Lockergestein bestehen und relativ große Durchlässigkeiten aufweisen, bieten gute Bedingungen für das Eindringen von Sauerstoff. Die Eindringtiefe des Sauerstoffs ist unter anderem abhängig von den bodenphysikalischen Eigenschaften der vorhandenen Böschung, insbesondere von ihrer Lagerungsdichte. Je nach Möglichkeit des Eindringens von Sauerstoff ist demnach die verwitterte Pyritschicht mehr (bei lockerer Lagerung) oder weniger (bei dichter Lagerung) stark. Die das Versauerungspotential enthaltende, verwitterte Pyritschicht kann für die ostdeutschen Tagebaue im Durchschnitt mit 2-3 m angenommen werden (nach LUCKNER, 1996).

Gerät nun diese verwitterte Schicht in Kontakt mit Wasser, so bilden die bei der Oxidation entstandenen Sulfat-Ionen (SO_4^{2-}) durch die Verbindung mit H^+ -Ionen Schwefelsäure (H_2SO_4), die den pH-Wert des Gewässers senkt. Durch die Bewegung des Wassers erfolgt ein Weitertransport der Stoffe in den gesamten Wasserkörper .

Die chemische Gleichung der Pyritoxidation kann in Kurzform zusammengefaßt werden zu:



Eine zunehmende Versauerung schafft wiederum beste Bedingungen für die Bildung von Eisenionen, die ihrerseits als Oxidationsmittel die Pyritoxidation fördern, so daß eine zusätzliche Beschleunigung des gesamten Versauerungsvorganges erfolgt.

4.2. Einfluß der Wellenbelastung

Aus dem vorigen Kapitel läßt sich ableiten, daß die Versauerung der Gewässer verlangsamt werden kann, indem Einfluß auf den Kontakt zwischen Wasser und verwitterter Pyritschicht genommen wird. Neben der landseitigen Anströmung der Böschung durch das Grundwasser ist dies vor allem durch eine wasserseitige Beeinflussung durch Dämpfung auftretender Windwellen möglich. Die Wellenbelastung hat folgende beschleunigende Auswirkungen innerhalb des Versauerungsprozesses:

- Eintrag von Wasser und Luft in den Böschungskörper
- Erosion verwitterter Schichten und Materialtransport in tiefere Wasserschichten
- Freilegung unverwitterter Schichten, Beginn neuer Oxidationsvorgänge

Diese Sachverhalte sind in folgender Abbildung dargestellt:

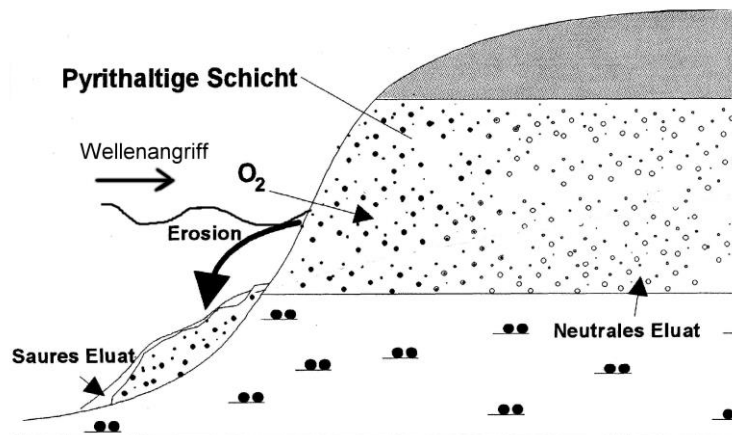


Tabelle 4.2.1 Darstellung der Versauerungsproblematik durch Wellenangriff (Luckner, 1996), modif.

Über den prozentualen Anteil der Wellenerosion auf den gesamten Versauerungsvorgang bestehen nach eigenen Erkundungen bei Grundwassergutachtern verschiedene Meinungen. Eine pauschale Aussage für alle Restlöcher kann ohnehin nicht getroffen werden, da eine Vielzahl von Faktoren (Art des Erdstoffs, Grundwasserandrang, Wellenhöhen, Böschungsneigungen usw.) die Größe dieses Verhältnisses beeinflusst.

Aus oben genannten Gründen ist eine Einschätzung der Auswirkung einer Wellenhöhenreduzierung durch schwimmende Wellenbrecher auf den gesamten Versauerungsprozeß der Tagebaurestlöcher nicht ohne weiteres möglich. Durchführbar ist jedoch ein überschlägiger Vergleich des Massentransports an Böschungen für unterschiedliche Wellenhöhen. Dafür muß die Zusammensetzung des Böschungsmaterials in Form einer Sieblinie und der Grad der Wellendämpfung, ausgedrückt durch das Verhältnis der Wellenhöhen bekannt sein. Mit Hilfe von Bemessungsformeln (z.B. nach HUDSON oder WAGNER) können in Abhängigkeit von verschiedenen Faktoren, wie z.B. Böschungsneigung, Steindichte oder Steindurchmesser (um nur einige zu nennen) Steingewichte bestimmt werden, die einer Belastung durch Wellenspektren mit einer bestimmten signifikanten Wellenhöhe gerade noch widerstehen können. Allen diesen Formeln ist gemeinsam, daß das widerstehende Korngewicht G direkt abhängig ist von der dritten Potenz der signifikanten Wellenhöhe H_s .

$$G \sim H_s^3$$

da: $G = \rho_s \cdot V$ und: $V \sim D^3$

gilt: $D \sim H_s$

worin:

G widerstehendes Korngewicht

ρ_s Korndichte

V Kornvolumen

Aus einer Sieblinie sind die prozentualen Anteile verschiedener Gruppen eines Korngrößenbereichs entnehmbar. Die Reduzierung des Massentransports bei gedämpfter Wellenhöhe entspricht dann genau dem Differenzprozentsatz auf der Sieblinie zwischen ursprünglichem widerstehenden Korndurchmesser und dem kleineren widerstehenden Korndurchmesser bei reduzierter Wellenhöhe.

4.3. Örtliche Gegebenheiten der Tagebaurestseen

Unter der Maßgabe der Untersuchung eines möglichen Einsatzes schwimmender Wellenbrecher in den Tagebaurestseen der Lausitz und des Raumes Leipzig, können in diesem Abschnitt nur allgemeine Aussagen zu örtlichen Bedingungen in diesen Gewässern getroffen werden. Dadurch können die Entwurfskriterien schwimmender Wellenbrecher lediglich eingegrenzt werden. Eine Optimierung des Wellenbrechers kann jedoch nur auf der Grundlage spezifischer Angaben über den genauen Einsatzort dieser Anlagen erfolgen.

Geometrische und geologische Rahmenbedingungen

Für den Entwurf schwimmender Wellenbrecher sind vor allem die geometrischen Bedingungen des Böschungsprofils bzw. des Seebodens vor der Böschung von Bedeutung, da dadurch die Art der Verankerung und die genaue Platzierung bestimmt werden. Steilheit und bodenphysikalische Eigenschaften der Böschungen (z.B. Lagerungsdichte und Kornzusammensetzung) sind Kriterien bei der Dimensionierung der küstenseitigen Verankerungen, da sie u.a. die Reflexionseigenschaften und somit die küstenseitige Wellenbelastung beeinflussen. In den Tagebaurestlöchern ist grundsätzlich zwischen Böschungen aus gewachsenem und gekipptem Lockergestein zu unterscheiden. Böschungen aus gekipptem Lockergestein weisen aufgrund ihrer Entstehung eine weitaus geringere Lagerungsdichte auf, als die natürlich gewachsenen, sofern sie nicht nachträglich verdichtet wurden. Sie sind deshalb weitaus mehr erosionsgefährdet und stellen somit die vor Wellenangriff hauptsächlich zu schützenden Bereiche dar.

4.4. Wasserstand und Windwellen

Wasserstand

Aufgrund der Einstellung der Entwässerungsmaßnahmen mit der Schließung der Tagebaue kommt es derzeit zu einem jährlichen Grundwasseranstieg in den betroffenen Regionen. Erfolgt zusätzlich eine Fremdeinspeisung in die Tagebaurestseen so steigt der Wasserstand dort um so stärker. Beispielsweise beträgt er im Lausitzer Tagebaurestsee Lohsa nach Angaben des Grundsatzgutachtens ca. 5 m/Jahr. Für die meisten Restseen kann ein

derzeitiger Wasserstand von überschlägig 20-30 Metern angenommen werden. Die endgültige Wassertiefe und die jährliche Wasserstandsänderung hängt von den jeweiligen hydrologischen und geometrischen Bedingungen des betrachteten Sees ab und kann deshalb nicht allgemeingültig für alle Gewässer definiert werden.

Windwellen

Da für viele Seen keine gemessenen Daten (siehe Abschnitt 2.1.5 Wellenanalyse) zur Einschätzung auftretender windgenerierter Wellendimensionen verfügbar sind, ist eine theoretische Vorhersage zu erwartender Werte nötig. Dabei bilden in der Natur gemessene Windverhältnisse und geografische Bedingungen des betrachteten Gebietes die wichtigsten Grundlagen der Wellenprognose. Das Verfahren von WAGNER ist besonders für kleine Seegebiete eine gut anwendbare Methode und wurde auch bei der Wellenprognose durch BIELITZ und CARSTENSEN, 1999 genutzt. Eine genauere Beschreibung der Vorgehensweise ist in BOLLRICH/PREISLER, 1985 enthalten.

Die Ergebnisse der Wellenprognose für 7 Lausitzer Tagebaurestlöcher stellte im Hinblick auf die Aufgabenstellung eine Grundlage der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche dar. Eine Wellenprognose für die Tagebaurestseen des Leipziger Raumes stand nicht zur Verfügung. Die für die Bemessung wellenbelasteter Anlagen relevanten Parameter der signifikanten Wellenhöhe, der mittleren Wellenhöhe und der mittleren Wellenperiode wurden für alle zur Verfügung stehenden Prognosepunkte in Abhängigkeit von einem Wiederkehrintervall von 20 bzw. 100 Jahren ausgewertet. Aus dem Wert der mittleren Wellenlänge ließ sich unter Anwendung der linearen Wellentheorie unter Annahme von Tiefwasserverhältnissen (siehe 2.1.2) die mittlere Wellenperiode bestimmen.

Wellenparameter	Prognosezeitraum	
	20 Jahre	100 Jahre
Signifikante Wellenhöhe [m]	0,58	0,70
Mittlere Wellenhöhe [m]	0,37	0,44
Mittlere Wellenlänge [m]	8,22	9,47
Mittlere Wellenperiode [s]	2,29	2,46

Tabelle 4.4.1 prognostizierte maximale Wellendimensionen der Lausitzer Restseen

Diese Wellenparameter stellen Werte dar, deren Beträge innerhalb des jeweiligen Prognosezeitraumes mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit nicht überschritten werden. Auf Grundlage dieser Werte können Objekte, die einer Windwellenbelastung ausgesetzt sind, in Abhängigkeit von der geplanten Nutzungsdauer dimensioniert werden.

5. Modellversuche

5.1. Veranlassung und Zielstellung

Ein formuliertes Ziel der Diplomarbeit war, die Wirkungsweise und die erreichbare Wellendämpfung für ein einfaches System in einem hydraulischen Modellversuch zu bestimmen. Da bisher im Institut noch keine Versuche an schwimmenden, verankerten Anlagen durchgeführt wurden, bestand ein wesentlicher Teil der hier dokumentierten Arbeit darin, einen Versuchsaufbau grundsätzlich zu entwerfen und herzustellen. Der Nachweis eines zuverlässig funktionierenden Versuchsstandes sollte somit als notwendige Grundlage für weiter durchzuführende Versuche angesehen werden. Am fertigen Modellversuch (inklusive aller Meßeinrichtungen) wurden erste Meßreihen durchgeführt, wobei sich stets an der speziellen Problematik des Themas (Böschungsschutz von Tagebaurestlöchern) orientiert werden mußte.

Die Ziele des hier durchgeführten Modellversuchs können stichpunktartig wie folgt formuliert werden:

1. Dimensionierung einfacher Schwimmkörper unter Beachtung der spezifischen Wellenparameter in Tagebaurestlöchern
2. Entwurf und Bau eines Versuchsstandes zur Messung der Ankerkräfte
3. Messung der Wasserspiegelauslenkung über eine Zeitreihe vor und hinter dem Wellenbrecher, auf deren Grundlage eine Bestimmung der erzielten Wellendämpfung erfolgen kann
4. Messung der Ankerkräfte an den seeseitigen (der Wellenmaschine zugewandten) Verankerungen
5. Aufzeichnung der Schwimmkörperbewegungen

Unter den Gegebenheiten der hydraulische Versuchsrinne war die Untersuchung eines einfachen schwimmenden Pontons, der durch Ketten an der Kanalsole verankert wurde, bei senkrechtem Wellenangriff durch regelmäßige Wellen und Wellenspektren durchführbar.

5.2. Versuchsvorbereitung und Versuchsaufbau

Die Modellversuche wurden im Hubert–Engels–Laboratorium des Instituts für Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden durchgeführt. Im Folgenden sind die vor Durchführung der Versuche angestellten Überlegungen und der gesamte Aufbau des Versuchsstandes prinzipiell erläutert.

Der Versuchsstand ist schematisch in Tabelle 5.2.1 dargestellt:

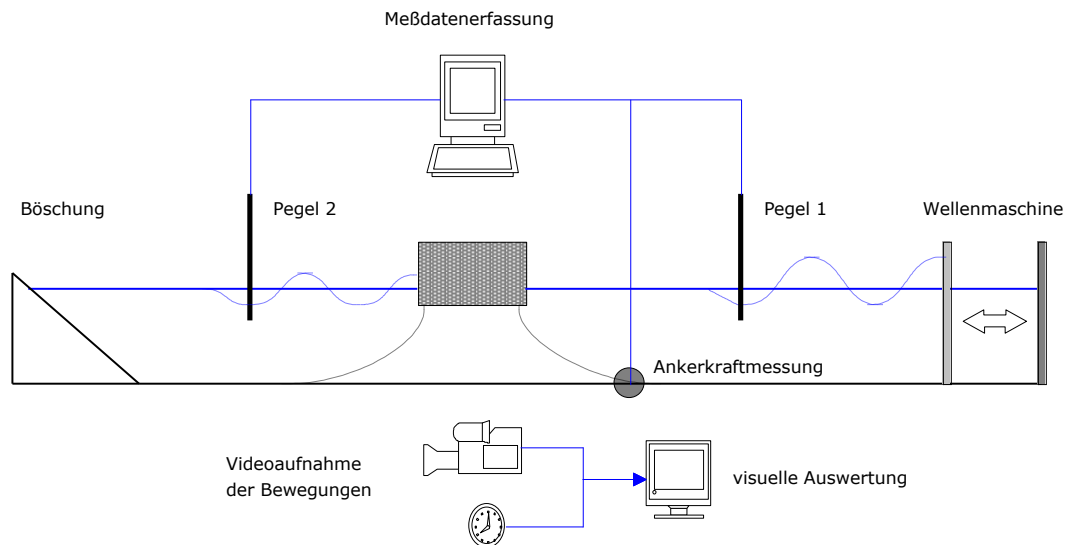


Tabelle 5.2.1 Darstellung des Versuchsaufbaus

5.2.1. Wellenkanal

Der Wellenkanal des Hubert-Engels-Labortatoriums innerhalb des Instituts für Technische Hydromechanik besteht aus einer rahmenartigen oben offenen Konstruktion mit verglasten Seitenwänden. Die Rahmen werden aus Stahlhohlprofilen mit kastenförmigen Querschnitt gebildet, die in einem Abstand von 1m unverschieblich angeordnet sind.



Foto 5.2-1 Versuchsstand im Wellenkanal des Labors (KÖHLER, 1999)

Geometrie des Wellenkanals:

- Länge $l = 30,0 \text{ m}$
- Höhe $h = 0,80 \text{ m}$
- Breite $b = 0,80 \text{ m}$

Die verglasten Seitenwände ermöglichen eine visuelle Kontrolle des Wasserstandes, der generierten Wellenhöhen sowie die Aufzeichnung von Körper- und Teilchenbewegungen. Oberhalb der Seitenwände sind über die gesamte Länge des Kanals beidseitig Laufschienen angeordnet, die den Einsatz von verfahrenbaren Meßwagen ermöglichen, auf denen Meßgeräte zur Messung von Wasserspiegelauslenkungen am Pegel 1 und Pegel 2 platziert werden konnten.

Der Wellenkanal wird an einem Ende durch die Wellenmaschine auf dem anderen durch eine aus Bruchsteinen bestehende Böschung begrenzt. Die relativ raue Böschungsoberfläche hatte auf die Versuche positiven Einfluß, da die Reflexion der Wellen dadurch vermindert wurde. Die Entfernungsverhältnisse sind in folgender Abbildung dargestellt:

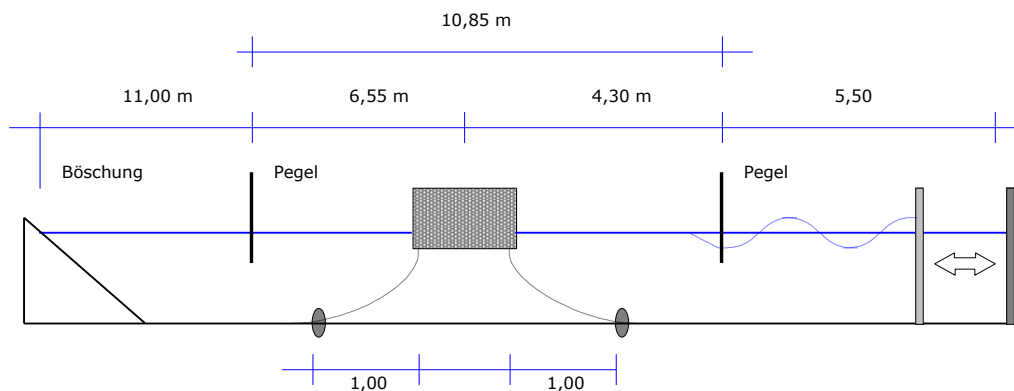


Tabelle 5.2.2 Entfernungen im Wellenkanal

5.2.2. Wellenmaschine

Durch die vorhandene Wellenmaschine können im Kanal sowohl regelmäßige Wellen als auch definierte Wellenspektren erzeugt werden. Die Wellen werden durch eine oszillierende Parallelbewegung einer senkrechten Platte in Richtung der Kanallängsachse erzeugt. Die Eingangswerte der regelmäßigen Wellen (Höhe, Frequenz und Anzahl) werden durch ein MATHCAD-Programm nach linearer Wellentheorie errechnet. Die Übertragung der Information auf die Wellenmaschine erfolgt über die Steuereinheit „Compax“. Genauere Informationen zur Funktionsweise und Ansteuerung der Wellenmaschine in der hydraulischen Versuchsrinne sind bei KÖHLER (1999) gegeben.

Aufgrund der technischen und elektronischen Charakteristik der Wellenmaschine und durch die geometrischen Bedingungen des Wellenkanals können Wellen innerhalb folgender Parameter erzeugt werden:

Optimaler Wasserstand:	$d = 50 - 55\text{cm}$
Wellenhöhe:	$H = 3 - 25\text{cm}$
Wellenfrequenz:	$f = 0,4 - 2,0\text{ Hz}$
Wellenperiode:	$T = 0,5\text{ s} - 2,5\text{ s}$

5.2.3. Bestimmung der Bemessungswelle

Die den Modellversuchen zugrundegelegten Wellenkennwerte wurden aus der Auswertung der durch BIELITZ/CARSTENSEN (1999) durchgeführten Prognose windinduzierter Wellen für die betrachteten Tagebaurestlöcher ermittelt. Mit Hinblick auf die geschätzte Einsatzdauer eines schwimmenden Wellenbrechers, wurden die Werte für ein innerhalb von 20 Jahren auftretendes Sturmereignis ausgewertet. Die dem Modellversuch zugrundegelegte maximale Wellenhöhe wurde aus dem Vergleich der prognostizierten, signifikanten Wellenhöhen ermittelt. Der ermittelte Maximalwert der Wellenlänge entspricht dem Maximalwert aller mittleren prognostizierten Wellenlängen eines Windereignisses mit einem Wiederkehrintervall von 20 Jahren. Aus diesem Wert ergibt sich nach linearer Wellentheorie die maximale Periode bzw. die minimale Frequenz für die Bemessungswelle. Der dargestellte Bereich der auftretenden Wellensteilheiten wurde aus den Quotienten der mittleren Wellenhöhen und Wellenlängen ermittelt.

Die Auswertung prognostizierter realer Wellenparameter der Tagebaurestlöcher ergab:

Wellenhöhe:	58 cm	(Maximalwert aller signifikanten Wellenhöhen)
Wellenlänge:	8,22 m	(Maximalwert aller mittleren Wellenlängen)
Wellenfrequenz:	0,44Hz	
Wellenperiode:	2,29 s	
Wellensteilheit:	0,009 – 0,052	

Basierend auf diesen Wellenkennwerten wurden die Parameter für die Versuchsreihen auf den Modellmaßstab umgerechnet und für die Untersuchung verschiedener Abhängigkeiten hinsichtlich der Wellendämpfung und der Ankerkräfte variiert. Die Annahme dieser Wellenkennwerte als Grundlage für die Modellversuche soll nachfolgend begründet werden.

Ein schwimmender Wellenbrecher, der für eine entsprechende Wellenhöhe und –periode dimensioniert wurde, dämpft auch jegliche Wellen kleinerer Periode mit mindestens gleicher

Effizienz. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit ist eine Bemessung für absolute Maximalwerte nicht sinnvoll (siehe Abschnitt 3.3.). Unter dem Gesichtspunkt der Verminderung der Böschungserosion muß genau die Welle gedämpft werden, die über einen bestimmten Zeitraum den prozentual höchsten erodierenden Einfluß ausübt, weshalb eine Bemessung für die signifikante Höhe sinnvoll erscheint.

5.2.4. Maßstabsbetrachtungen

Bei der Durchführung von Modellversuchen ist man stets bestrebt, einen relativ großen Maßstab zu wählen, um sich so gut wie möglich natürlichen Verhältnissen anzunähern. Die Maßstabsbegrenzung der hier durchgeführten Versuche ergab sich aus den geometrischen Verhältnissen des Wellenkanals. Für die Modellversuche wurde aus folgenden Überlegungen ein Maßstab von 1:6 gewählt:

Aus hydraulischer Sicht liegen in einem gefluteten Tagebaurestloch Tiefwasserverhältnisse vor, da die Wassertiefe in der Regel mehr als die Hälfte der auftretenden Wellenlängen beträgt (siehe 2.1.3). Mit einem für die Wellenerzeugung notwendigen Mindestwasserstand von 50cm ist eine unbeeinflusste Teilchenbewegung im Wellenkanal nur gegeben, wenn die maximale Wellenlänge 1m (also das Doppelte der Wassertiefe) nicht überschreitet. Aufgrund der geringen Rauigkeit des Kanalbodens konnte dennoch von einem Vorherrschen von Tiefwasserverhältnissen bis zu einer relativen Wassertiefe von $d/L = 0,3$ ausgegangen werden. Daraus ergibt sich eine maximale Wellenlänge von ca. 1,50m. Verglichen mit der natürlichen Wellenlänge von 8,22 m würde sich also ein Faktor von

$$\frac{L_{\text{Natur}}}{L_{\text{Modell}}} = \frac{8,22}{1,50} = 5,48$$

ergeben, woraus sich alle weiteren physikalischen Maßstabsfaktoren unter Einhaltung des Froudeschen Modellgesetzes ableiten lassen.

Das Froudesche Modellgesetz mußte Grundlage für die Modellversuche sein, da Wechselwirkungen zwischen schwimmenden Körpern und Wasserwellen vor allem durch Schwere- und Trägheitskräfte dominiert werden, wogegen der Einfluß der zähen Reibung vernachlässigbar gering ist. Die Umrechnung der Maßstabsfaktoren für verschiedene physikalische Größen erfolgt durch eine Dimensionsanalyse ausgehend von der Gleichheit der Erdbeschleunigung g in der Natur und im Modell. Weitere Ausführungen zu Modellgesetzen sind in BOLLRICH/PREIßLER (1989) nachlesbar.

Die sich ergebenden Maßstabsfaktoren für die relevanten physikalischen Größen können folgender Tabelle entnommen werden, in der M_L den Längenmaßstabsfaktor darstellt:

Länge, Breite, Höhe	M_L
Flächen	M_L^2
Volumen	M_L^3
Kräfte	M_L^3
Zeit	$\sqrt{M_L}$
Geschwindigkeit	$\sqrt{M_L}$
Beschleunigung	1
Dichte	1

Tabelle 5.2.3 Maßstabsfaktoren nach Froudeschem Modellgesetz

Mit dem gewählten Maßstabsfaktor $M_L=6$ ergibt sich somit:

Parameter	Wellenkanal		Natur	Maßstabsfaktoren M
	möglich	gewählt		
sign. Wellenhöhe [cm]	0,03-0,25	10	60	6,00
mittl. Wellenhöhe [cm]		7	40	6,00
mittl. Wellenlänge [cm]		142	850	6,00
Wassertiefe [m]	50-55	50	30	
Wellenfrequenz [1/s]	0,4-2	1,06	0,43	0,41
Wellenperiode [s]	0,5-2,5	0,94	2,3	2,45
Peakperiode [s]	0,5-2,5	1,02	2,5	2,45
Wellensteilheit (H_m/λ_m)		0,047	0,03-0,06	1

Tabelle 5.2.4 Maßstabsfaktoren im Modellversuch

Mit dem gewählten Maßstab von 1:6 ist eine geometrisch maßstabsgetreue Anpassung des Modells an die realen Tiefenverhältnisse nicht möglich. Insbesondere die Ankerkettengeometrie weicht von natürlichen Verhältnissen stark ab.

5.2.5. Schwimmkörper

Aus Vorüberlegungen im Zusammenhang mit der zukünftigen Nutzung der Tagebaurestlöcher ergab sich, daß bei einem Einsatz von schwimmenden Wellenbrechern eine Mehrfachnutzung als Wellenschutz und als Bootssteg angestrebt werden soll. Deshalb wurde sich für die Untersuchung eines an Ketten verankerten einfachen Pontons entschieden.

Ein Ziel der Modellversuche war es, den Einfluß des Verbauungsverhältnisses auf den Transmissionskoeffizienten zu untersuchen. Aus diesem Grund wurden die Wellenbrechermodelle (WBM) oben offen ausgebildet. Dadurch ist eine Regulierung der Tauchtiefe über die Variation der Masse der WBM möglich. Die Masse konnte weiterhin mit Hinblick auf die Schwimmstabilität niedrig innerhalb des eingetauchten Querschnitts konzentriert werden.

Aus Vorstudien wurde entnommen, daß die Ausdehnung eines Wellenbrechers in Wellenfortschrittsrichtung entscheidenden Einfluß auf die Größe des Transmissionskoeffizienten besitzt. Um diesen Einfluß zu untersuchen, wurden drei WBM unterschiedlicher Breite bei sonst gleichen Abmessungen angefertigt.

An den Seiten der WBM wurden Abstandhalter in Form von Hartgummistreifen angeordnet, die drei Funktionen erfüllten:

- Schutz der Kanalwand vor Stoßbelastung durch querschwingenden Wellenbrecher
- Reduzierung von Diffraktionserscheinungen
- Gewährleistung eines annähernd senkrechten Wellenanlaufs auf die Wellenbrecherwand

Dimensionierung

Bei der Dimensionierung der WBM mußte sich vor allem nach den geometrischen Gegebenheiten des Wellenkanals und nach den möglichen generierbaren Wellen gerichtet werden, worauf im Abschnitt Maßstabsbetrachtungen näher eingegangen wurde.

Für den Bau der WBM wurde der hartplastische Kunststoff Trovidur[®] mit einer Dichte von 1500 kg/m³ verwendet. Die Wandstärken der WBM ergaben sich aus den Kriterien Schwimmfähigkeit, Schwimmstabilität und aufnehmbarer Wellendruck zu denen im Vorfeld Berechnungen durchgeführt wurden, die den Anlagen beigefügt sind.

Hinsichtlich der Schwimmfähigkeit und der Tauchtiefe war eine Abgrenzung durch ein limitiertes Verbauungsverhältnis gegeben. Der Einfluß des Verbauungsverhältnisses sollte in den Abstufungen $d/3$, $d/4$ und $d/5$ untersucht werden, was sich aus Voruntersuchungen zur

vertikalen Energieverteilung ergeben hatte. Aus diesen Überlegungen ergaben sich die Wanddicken und zweckmäßige Schwimmkörpermassen. Um die Steifigkeit der WBM gegen Wellendruck zu erhöhen, wurden die beiden Längswände durch eine querspannende Zwischenwand verstärkt.

Die Höhe der WBM ergab sich aus der Überlegung, daß bei maximalem Tiefgang, vorhandener Kastendrehung um die Längsachse und vollständiger Reflexion ($C_R = 1,0$) der höchsten Welle kein Wasser in die Kammern eindringt:

$h_t=17\text{cm}$	maximale Tauchtiefe
$H_{\max}=12\text{cm}$	maximale Wellenhöhe im Versuch
$h_{\text{WB}}=h_t+0,5*(H_I+H_R)$	
$h_{\text{WB}}=17\text{cm}+12\text{cm} = 29\text{cm}$	notwendige Schwimmkörperhöhe bei vollständiger Reflexion
$h_{\text{WB,Gewählt}} = 35\text{cm}$	gewählte Schwimmkörperhöhe (aufgrund zusätzlicher Verdrehung)

An der Außenseite der Bodenplatte waren jeweils 4 Ösen vorgesehen, an denen die Ankerketten mittels Karabinern befestigt werden konnten. Die WBM weisen folgende geometrische Dimensionen auf:

Länge l	75cm
Höhe h	35cm
Breite b	30cm (Typ 1), 40cm (Typ 2), 60cm (Typ 3)
Wandstärke	10mm (senkrechte Wände) 12mm (Sohlplatte)

Konstruktionsskizzen der einzelnen WBM-Typen sind in der Anlage beigefügt. Die Übertragung der Modellparameter auf reale Verhältnisse ist in folgender Tabelle dargestellt.

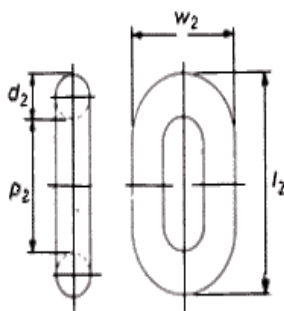
Dimension	Typ 1		Typ 2	
	Modell	Natur	Modell	Natur
Breite [m]	0,3	1,8	0,4	2,4
Höhe [m]	0,35	2,1	0,35	2,1
Länge [m]	0,75	4,5	0,75	4,5
Masse [kg]	15,91	3436,56	18,78	4056,48

Tabelle 5.2.5 Parametervergleich der Schwimmkörper

5.2.6. Verankerung

In den Versuchen wurden die Schwimmkörper durch vier Metallketten in Kanalbodenhöhe befestigt. Die Ketten wurden paarweise, symmetrisch, seeseitig und küstenseitig angebracht. Im Grundriß verlaufen die Kettenlinien parallel zur Kanalwandung. Bei der Wahl der Dimensionen der Modellankerketten wurde sich an ausgeführten Anlagen und überschlägigen Berechnungen zu möglichen Belastungen in Tagebaurestlöchern orientiert.

Um sich realen Massenverhältnissen anzunähern, mußten an den Modellketten zusätzliche Gewichte verteilt über die gesamte Länge angebracht werden. Die Parameterbetrachtung ist im Anhang enthalten. Eine geometrische Ähnlichkeit des im Modell verwendeten Verankerungssystems zu den real auszuführenden Verankerungen in den Tagebaurestlöchern ist nicht gegeben. Eine Übertragung der verwendeten Kettencharakteristik auf natürliche Verhältnisse ist in nachfolgender Tabelle dargestellt:



	Parameter		Modell	Natur
Kettenglied	Durchmesser d	[mm]	6	36
	Länge l	[mm]	52	312
	Breite w	[mm]	24	144
	Öffnungslänge p	[mm]	40	240
Kette	Länge	[mm]	1050	6300
	Gesamtmasse	[kg]	1,14	246,89
	Masse je m	[kg/m]	1,089	39,19
	horizontaler Abstand	[mm]	1000	6000
	vertikaler Abstand	[mm]	485	2910
			440	2640
			400	2400

Tabelle 5.2.6 Übertragung der Modellkettenparameter auf reale Verhältnisse

Die Befestigung der Ketten am Schwimmkörper erfolgte mit Hilfe von Karabinern und an den Ankerpunkten auf der Kanalsohle mit Schäkeln. In den in Tabelle 5.2.6 aufgeführten Werten sind diese Befestigungsmittel bereits berücksichtigt.

Die horizontalen Abstände der Ankerpunkte zu den Klüsenpunkten wurden für alle WBM konstant gehalten. Der vertikale Abstand variierte mit der Tauchtiefe des Schwimmkörpers. Daraus ergeben sich unterschiedliche Kettenlinien und somit Steifigkeitscharakteristiken für unterschiedliche Tauchtiefen eines WBM-Typs, jedoch gleiche Steifigkeiten für unterschiedliche WBM-Typen gleicher Tauchtiefe.

Die seeseitigen Ankerpunkte an der Kanalsohle sind Bestandteil der Ankerkraftmeßanlage. Die wellenabgewandten Ankerpunkte bildet ein quergespannter Stab. Dabei wurde eine Querverschiebung der Schäkeln durch Kontermuttern verhindert.

An allen Ankerpunkten war eine mögliche Verdrehung gegeben. Verschiebungen in Kanallängsrichtung waren an den küstenseitigen Meßpunkten nicht und an seeseitigen Ankerpunkten in geringem Maße (aufgrund der Ankerkraftmessung) möglich.

Ankerkraftmessvorrichtung

Zur Messung bei Wellenangriff hervorgerufener Ankerkräfte mußte eine Meßvorrichtung konstruiert werden. Dabei wurden folgende Aspekte berücksichtigt:

- 1) Art und Einsatzbereich vorhandener Meßgeräte
- 2) Zuverlässige Anzeige erhaltener Werte
- 3) Eichbarkeit
- 4) Dauerhafte Funktionstüchtigkeit
- 5) Geringe Beweglichkeit an Meßpunkten

Verschiedene Möglichkeiten der Meßwertaufnahme wurden in Erwägung gezogen. Letztlich wurde sich für den Einsatz einer außerhalb des Wassers befindlichen Zugkraftmeßdose entschieden, welche gegenüber anderen möglichen Methoden, wie z.B. der Messung über Dehnungsmeßstreifen oder durch einen induktiven Wegaufnehmer folgende Vorteile aufweist:

- gute Montierbarkeit
- Dauerhaftigkeit
- Justierbarkeit
- Auslagerung elektrischer Geräte aus dem Wasserkörper
- keine Beeinflussung durch Wasserbewegung

Ein direktes Zwischenschalten der Zugkraftmeßdose in die Ankerketten war nicht möglich, da zu erwartende Kräfte außerhalb des Meßbereichs der Zugkraftdose liegen würden. Um Meßbarkeit zu erreichen wurden die an den Ankerpunkten eingetragenen Kräfte über das Hebelprinzip in aufnehmbare Werte transformiert. Dies wurde durch Konstruktion eines senkrechten, drehbar gelagerten Metallstabes mit den Hebelverhältnissen 1:8 realisiert. Beachtet wurden dabei die geometrischen Gegebenheiten des Wellenkanals, die zur Fixierung der Meßvorrichtung ausgenutzt wurden. Im Anhang sind Abbildungen der Ankerkraftmeßanlage gegeben.

Um die Ankerkräfte in die lediglich axial beanspruchbare Zugkraftmeßdose eintragen zu können, wurde der Metallstab über einen Pendelstab mit der Dose verbunden. Dadurch konnte zusätzlich die geforderte Steifigkeit der Ankerpunkte in x- und y-Richtung erbracht werden. Die Zugkraftmeßdose selbst war an einem festen Widerlager platziert. Aus den differential kleinen Verformungen der S-förmigen Meßdose bei Kräfteintrag resultieren dann Spannungsänderungen, die erfaßt und über eine vorher ermittelte Eichkurve in Kräfte umgerechnet werden können.

Die Meßwertaufnahme und -verarbeitung erfolgte mit dem Programm DASYLAB mit einer Taktfrequenz von 50 Hz. Dieses Programm liefert sowohl grafische als auch numerische Ergebnisse im ASCII-Format. Dadurch wurde eine Meßwertauswertung mit dem Programm EXCEL möglich.

Meßung der Wasserspiegelauslenkung

Eine Meßung der Wasserspiegelauslenkung erfolgte vor und hinter dem Wellenbrecher. Im voraus wurde am Wellenkanal ohne Einbauten geprüft und sichergestellt, daß vorgegebene Wellenhöhen und Perioden auch auf Höhe des schwimmenden Wellenbrechers eingehalten werden. Die Wasserstandsmessung im Wellenkanal erfolgt mit Hilfe eines kapazitiven Meßverfahrens. Für eine genauere Erklärung des Meßverfahrens und damit verbundener Fehlerquellen wird auf KÖHLER, 1999 verwiesen. Die aufgenommenen Spannungsänderungen bzw. Wasserspiegelauslenkungen werden mit Hilfe des Programmes DASYLAB erfaßt. Dort werden Meßwerte im Takt von 50Hz aufgenommen. Die beiden Zeitreihen der Wasserspiegeländerung konnten als Datensatz statistisch mit dem Programm EXCEL ausgewertet werden. Wellenhöhen wurden mit EXCEL nach dem Zero-Down-Crossing-Verfahren ermittelt (siehe Abschnitt 2.1.5).

5.3. Versuchsdurchführung

Innerhalb des gegebenen zeitlichen Rahmens dieser Arbeit wurden Versuche durchgeführt, deren Ziel es war, grundsätzliche Zusammenhänge der Wellenbelastung auf schwimmende verankerte Körper aufzuzeigen. Sie sollten als Grundlage für weitere Versuche im Hinblick auf die Problematik „Böschungsschutz an Tagebaurestlöchern“ dienen. In der hier durchgeführten Versuchsreihe wurde die erreichbare Wellendämpfung, tretende Ankerkräfte und die Bewegungen eines schwimmenden, verankerten Systems in Abhängigkeit von der Belastung und veränderlichen Systemparametern aufgenommen und ausgewertet. Aus Zeitgründen konnten die Versuche lediglich mit den WBM-Typen 1 und 2 durchgeführt werden.

Das Problem der Wellendämpfung durch schwimmende verankerte Anlagen ist eng mit der Dynamik aller beteiligten Komponenten verknüpft. Deshalb ist neben der Untersuchung geometrischer Abhängigkeiten eine Betrachtung dynamischer Eigenschaften von Belastungsgrößen und Reaktionen unumgänglich. Besonders das Verhältnis der Erregerfrequenz der Wellen zur Eigenfrequenz des schwimmenden Wellenbrechers ist dabei von großer Bedeutung. Aus Auslenkversuchen bei ruhender Wasseroberfläche wurden deshalb für beide Wellenbrechertypen und alle drei Verbauungsverhältnisse die gedämpften Eigenfrequenzen und Dämpfungen der möglichen Bewegungen (Versetzen, Tauchen und Rollen) erhalten.

5.3.1. Versuche zur Bestimmung der Wellendämpfung und der Ankerkräfte

Hinsichtlich der erreichbaren Wellendämpfung und der Ankerkräfte erfolgte eine Variation von:

- Wellenfrequenz f
- Wellenhöhe H
- Wellenbrecherbreite b
- Verbauungsverhältnis r
- Wellensteilheit H/L

Wasserspiegelauslenkungen und Ankerkräfte wurden in allen Versuchen parallel aufgenommen. Die Aufzeichnung der Bewegungen des Wellenbrechermodells erfolgte für einen Teil der Meßreihe am Typ 1.

Wellenmessung

Um Aussagen über die Zuverlässigkeit einer aufgenommenen Zeitreihe der Wasserspiegelauslenkungen und der Ankerkräfte treffen zu können, wurde zu Beginn der Versuchsreihe ein Versuch unter Beibehaltung aller möglicher Einflußgrößen (Schwimmkörper, Wellenparameter, Tauchtiefen usw.) mehrmals wiederholt. Beispielhaft ist in Tabelle 5.3.1 die grafische Darstellung der Wasserspiegelauslenkungen hinter dem Wellenbrecher für drei Messungen an dieser Stelle dargestellt:

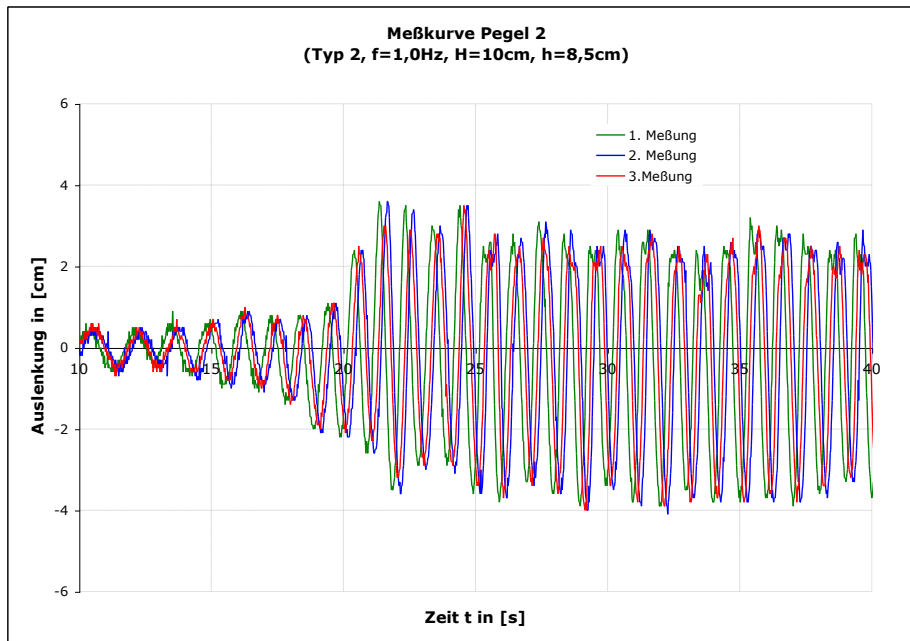


Tabelle 5.3.1 Überlagerung der Ergebnisse von 3 Wellenmessungen (gleiche Versuchsbedingungen)

Die sehr gute Übereinstimmung der Werte ist deutlich erkennbar. Somit konnten die Ergebnisse einer einzelnen Messung als repräsentativ angesehen werden. Die geringen Phasenunterschiede der Meßkurven erklären sich aus dem manuellen Starten von Wellenmaschine und Meßgerät. Zwischen den Messungen mußten ausreichend große Zeitabstände eingehalten werden, um den Ruhewasserspiegel als Anfangsbedingung ungefähr einhalten zu können.

Ankerkraftmessung

Hinsichtlich der Messung der Ankerkräfte wurden sowohl vor, als auch nach der Durchführung aller Versuche an den seeseitigen Ankerpunkten Eichkurven aufgenommen. Dazu wurden an den Ankerpunkten Stahlseile befestigt, an deren freien Enden definierte Massekörper angehängt werden konnten, was durch eine entsprechende Seilführung über Umlenkrollen möglich wurde. Die Eichkurven zeigten in allen Fällen eine gute Übereinstimmung.

Aus der gemessenen Zeitreihe der Ankerkräfte wurden die mittlere und die maximale Ankerkraft für alle durchgeführten Versuche bestimmt. Wegen der auf Hebelwirkung basierenden Wirkungsweise des Versuchsstandes stellen die erhaltenen Ankerkräfte lediglich die Horizontalkomponenten der tatsächlich vorhandenen Kräfte an den Ankerpunkten dar. Eine Einschätzung der tatsächlichen Kräfte war über die Auswertung der Kettenneigungswinkel mit Hilfe der Videoaufzeichnungen dennoch möglich. In Abhängigkeit von der Tauchtiefe und von der erregenden Wellenfrequenz ergab sich ein maximal aufgetretener Neigungswinkel von 31° (Typ 1, $h_t = 17\text{cm}$; $f = 0,5\text{Hz}$; $H = 5\text{cm}$). Aus der Winkelbeziehung ergibt sich, daß die tatsächliche Ankerkraft ca. 17% größer war, als die von der Meßdose aufgezeichnete, der zusätzlich mit einem Anteil aus Reibungsverlusten

erhöht werden muß. Um eine Aussage über die Zuverlässigkeit der ermittelten Werte auch hier treffen zu können, wurden mehrere Versuche unter gleichen Bedingungen durchgeführt. Die Meßreihen sind in der Anlage enthalten.

Der Vergleich der Meßreihen zeigt die teilweise hohen Abweichungen der Messungen nach anfänglicher Übereinstimmung (siehe Anlage). Um zuverlässige Aussagen über die Größe der Ankerkräfte treffen zu können müßten deshalb eine größere Anzahl Messungen erfolgen.

Versuchsablauf

1. Reihe: regelmäßige Wellen unter den Bedingungen:

Wellenbrecher:	Typ 1 (mit $b = 30\text{cm}$)
Wellenhöhen:	5 cm; 8 cm; 10 cm; 12 cm
Frequenzen:	0,5Hz; 1,0Hz; 1,5Hz
Tauchtiefe:	8,5 cm; 13 cm; 17 cm

2. Reihe: regelmäßige Wellen unter den Bedingungen:

Wellenbrecher:	Typ 2 (mit $b = 40\text{cm}$)
Wellenhöhen:	5 cm; 8 cm; 10 cm; 12 cm
Frequenzen:	0,5Hz; 1,0Hz; 1,5 Hz
Tauchtiefe:	8,5 cm; 13 cm; 17 cm

Die Variation der Tauchtiefe erfolgte durch die Erhöhung der Masse der Kästen durch Gewichtskörper und kleinere Zusatzgewichte. Die Gewichte wurden in jeder Kastenkommer mittig konzentriert angeordnet und innerhalb der Kammern lagestabil fixiert. Diese Art der Tauchtiefenregelung erwies sich bereits während der Versuche als nachteilig und sollte in zukünftigen Versuchen verbessert werden.

5.3.2. Auslenkversuch

Die Untersuchung dynamischer Zusammenhänge hinsichtlich der Wellendämpfung, dem Schwingungsverhalten und daraus resultierenden Ankerkräften setzt die Kenntnis der Eigenfrequenzen und der vorhandenen Schwingungsdämpfungen voraus. Deshalb wurden für beide Wellenbrechertypen und alle Verbauungsverhältnisse die Eigenfrequenzen aller drei möglichen Bewegungen in einem Auslenkversuch bestimmt.

Im Auslenkversuch erfolgt eine einmalige Auslenkung des schwimmenden, verankerten Körpers in die jeweils betrachtete Richtung (horizontal, vertikal, gekrängt). Anschließend wird das System losgelassen und schwingt um seine ursprüngliche Gleichgewichtslage bis diese schließlich in Abhängigkeit von der vorhandenen Dämpfung und der initialen Auslenkung nach einer bestimmten Zeit erreicht ist. Im durchgeführten Versuch erfolgte die Aufnahme dieser Bewegung mittels einer Videokamera in Echtzeit. Versuche unter gleichen Bedingungen wurden mehrmals durchgeführt um zuverlässigere Werte zu erhalten. Das an den Seitenwandungen des Wellenkanals vorher angebrachte Raster ermöglichte die Bestimmung der Weg-Zeit-Beziehung dieser Bewegung. Betrachtet wurde die Position eines unteren Eckpunktes jedes Wellenbrechermodells sowie der Verdrehungswinkel der Wellenbrecherwand im Bezug zur Vertikalen in Abhängigkeit von der Zeit. Unter der Voraussetzung einer zweidimensionalen Bewegung eines vollkommen starren rechteckigen Körpers sind daraus die Position aller weiteren Punkte bestimmbar. Aus dem Grafen der Weg-Zeit-Beziehung konnten Perioden bzw. Frequenzen als auch die vorhandene Dämpfung sowie Geschwindigkeiten und Beschleunigungen abgeleitet werden.

5.4. Ergebnisse der Modellversuche

5.4.1. Eigenfrequenzen und Dämpfungsgrade

Eigenfrequenzen und Dämpfungsgrade der Wellenbrechermodelle werden aus der Auswertung der unter 5.3.2 beschriebenen Auslenkversuche erhalten. Auf die theoretischen Grundlagen für die verwendeten Formeln und Gleichungen wurde im Abschnitt 2.2.3 ausführlich eingegangen.

Die Videoauswertung ergab die im Anhang beigefügten Weg-Zeit-Funktionen für alle Bewegungen. Stellvertretend für alle Grafen soll die Bestimmung der gedämpften Eigenfrequenz anhand eines Diagramms bei horizontaler Auslenkung erläutert werden.

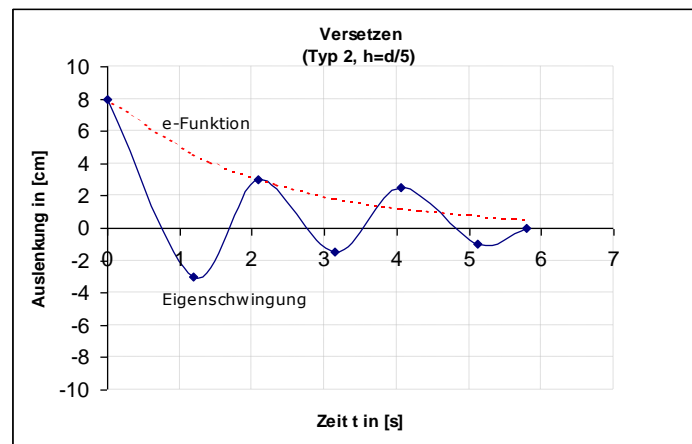


Tabelle 5.4.1 Weg-Zeit-Diagramm bei Versetzen

$$\delta \cdot \omega_n = - \frac{\ln\left(\frac{x}{x_{\text{Anfang}}}\right)}{t} \quad \text{Exponent der e-Funktion} \quad [\text{Gl. 5.1}]$$

$$\delta = \frac{(\delta \cdot \omega_n)^2}{\sqrt{(\omega_d^2 + (\delta \cdot \omega_n)^2)}} \quad \text{Dämpfungsgrad} \quad [\text{Gl. 5.2}]$$

$$\omega_n = \frac{\delta \cdot \omega_n}{\delta} \quad \text{ungedämpfte Eigenfrequenz} \quad [\text{Gl. 5.3}]$$

Diese Eigenfrequenzen konnten nun den Erregerfrequenzen der Wellen gegenübergestellt werden, so daß eine Einschätzung des Resonanzverhaltens der Wellenbrecher geführt werden konnte. Die Ergebnisse sind im Anhang aufgeführt.

Dämpfungsgrad δ

a) Horizontalschwingung (Versetzen)

Für die Horizontalschwingungen wurden Dämpfungsgrade zwischen 0,4 und 0,8 ermittelt. Dabei scheint eine Abhängigkeit von der Tauchtiefe und damit der Masse zur Schwingungsdämpfung dahingehend zu bestehen, daß mit zunehmender Tauchtiefe und Masse ein erhöhter Dämpfungsgrad erzielt wird bei gleichzeitiger erhöhter Dauer beobachtbarer Schwingungen. Erklärt werden kann die Zunahme der Dämpfung zum einen damit, daß aufgrund der größeren Tauchtiefe ein erhöhter Widerstand durch den vorgelagerten Wasserkörper erbracht wird. Weiterhin muß ein Rückströmen des bei der Bewegung verdrängten Wasservolumens zwischen Wellenbrecher und Kanalsohle erfolgen. Bei großen Tauchtiefen steht dafür aber eine geringere Querschnittsfläche zur Verfügung als bei niedrigen, so daß die Durchströmgeschwindigkeit steigen muß. Dadurch erhöht sich der Strömungswiderstand und somit die Dämpfung. Die Tatsache, daß die Anzahl beobachtbarer Schwingungen dennoch steigt, ist auf die höhere Trägheit des Wellenbrechers aufgrund größerer Masse zurückzuführen.

b) Rollschwingung

Die Messungen ergaben für den Wellenbrecher Typ 1 einen fast konstanten Dämpfungsgrad von 0,79 für alle Tauchtiefen. Für den Typ 2 reduzierte sich der Grad der Dämpfung mit zunehmender Tauchtiefe von 0,44 bis 0,82.

c) Tauchschwingung

Die Auswertung ergab relativ hohe Dämpfungsgrade zwischen 0,8 und 0,9 unabhängig vom Wellenbrechertyp oder dessen Tauchtiefe. Wegen der sehr kurzen Schwingungsdauer gestaltete sich eine visuelle Aufnahme der Tauchbewegungen und somit deren Auswertung als schwierig. Deshalb können besonders die ermittelten dynamischen Werte der Tauchschwingung nicht als exakt angesehen werden. Sie vermitteln dennoch einen Eindruck über den hohen Grad der Schwingungsdämpfung in vertikaler Bewegungsrichtung.

Verhältnis der Eigenfrequenzen zu den Erregerfrequenzen

Die Verhältnisse der Eigenfrequenzen der schwimmenden Wellenbrecher zu den Erregerfrequenzen der anlaufenden Wellen sind für alle Bewegungen in der Anlage aufgelistet. Wie aus dieser Tabelle ersichtlich ist, lag das Verhältnis der Eigenfrequenz zur Erregerfrequenz bei einer Wellenfrequenz von 1,5 Hz für alle Wellenbrechervarianten und alle Bewegungsrichtungen in einem Bereich von 1,18 – 6,00 und somit stets oberhalb des Resonanzbereiches.

Bei einer Wellenfrequenz von 1,0 Hz gelangten die Eigenfrequenzen der Rollschwingung des Wellenbrechers Typ 2 bei Tauchtiefen von 13cm und 17cm in die Nähe des Resonanzbereiches und zusätzlich der Wellenbrecher Typ 1 bei einer Tauchtiefe von 13cm.

Für die Wellenfrequenz von 0,5 Hz lagen alle Wellenbrechervarianten bei mindestens einer Bewegungsrichtung in einem Bereich innerhalb oder kurz unterhalb des Resonanzbereiches.

5.4.2. Transmissionskoeffizienten

Die Dauer eines Versuches betrug ungefähr 1 Minute. Bei Belastung durch Wellen mit der Frequenz von 0,5Hz mußten die Versuche teilweise schon vorher abgebrochen werden, da durch zu starkes Aufschwingen des Wellenbrechers eine Beschädigung des Versuchsstandes drohte.

Aus den Kurven der Wasserspiegelauslenkung wurden an beiden Pegeln die aufgetretenen Wellenhöhen nach dem Nulldurchgangsverfahren (zero-down-crossing-Methode) mit Hilfe des Programmes EXCEL ermittelt. In Abhängigkeit von der gewählten Wellenfrequenz ergaben sich auswertbare Zeitbereiche, in denen von einer relativ unverfälschten Messung der initialen und transmittierten Wellenhöhe ausgegangen werden konnte. Mit zunehmender Versuchsdauer beeinflussten Reflexions-, Diffraktions- und Kreuzwelleneffekte die Messung. Die in der Anlage dargelegte Zeitfensterbetrachtung ergab für die generierten Frequenzen folgende auswertbaren Wellenanzahlen:

f = 0,5Hz:	9 Wellen
f = 1,0Hz:	25 Wellen
f = 1,5:	38 Wellen

Nach Bestimmung der mittleren Wellenhöhe dieser betrachteten Anzahl der Welle an den Meßpunkten vor und nach dem Wellenbrecher erhält man den Transmissionskoeffizienten aus dem Quotienten dieser beiden Werte.

Frequenz [Hz]	Wellenhöhe [cm]	Tauchtiefe [cm]	C_t	
			Typ 1	Typ 2
0,50	5	13	0,668	0,616
0,50	5	17	0,851	0,620
0,50	10	8,5	0,629	0,721
0,50	10	13	0,528	0,646
0,50	10	17	0,770	0,618
1,00	5	8,5	0,505	0,524
1,00	5	13	0,409	0,312
1,00	5	17	0,393	0,384
1,00	8	8,5	0,560	0,549
1,00	8	13	0,536	0,444
1,00	8	17	0,564	0,323
1,00	10	8,5	0,562	0,547
1,00	10	13	0,585	0,459
1,00	10	17	0,548	0,458
1,00	12	8,5	0,561	0,606
1,00	12	13	0,568	0,482
1,00	12	17	0,643	0,351
1,50	10	8,5	0,342	0,124
1,50	10	13	0,364	0,248
1,50	10	17	0,324	0,286

Tabelle 5.4.2 Transmissionskoeffizienten aller Versuche

a) Wellendämpfung der Bemessungswelle

	C_T	Wellenbrecher	Frequenz	Wellenhöhe	Verbauungsverhältnis
minimal	0,46	Typ 2	1,0	10	d/3; d/4
maximal	0,59	Typ 1	1,0	10	d/4

b) Extreme Transmissionskoeffizienten der gesamten Versuchsreihe

	C_T	Wellenbrecher	Frequenz	Wellenhöhe	Verbauungsverhältnis
minimal	0,12	Typ 2	1,5	10	d/5
maximal	0,85	Typ 1	0,5	5	d/3

c) Breiteneinfluß

Da es innerhalb der durchgeführten Versuchsreihe versäumt wurde, eine Variation der Wellenfrequenz mit kleinen Schrittweiten durchzuführen, kann eine exakte Einschätzung des Breiteneinflusses auf die Wellendämpfung nicht gegeben werden. Eine Darstellung der Abhängigkeit des Transmissionskoeffizienten von dem Verhältnis der Wellenbrecherbreite zur Wellenlänge, wie er qualitativ in Tabelle 3.2.6 auf Seite 48 ersichtlich ist, konnte aufgrund des Vorhandenseins von nur drei Meßwerten nicht erfolgen. Mit den vorhandenen Meßwerten ergibt sich beispielhaft folgende grafische Darstellung:

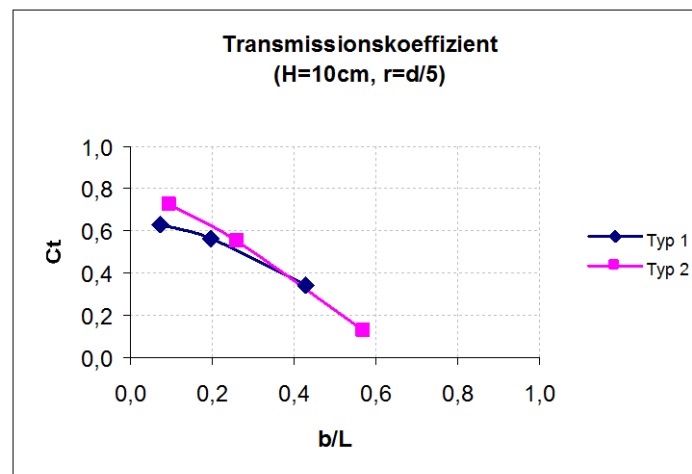


Tabelle 5.4.3 Einfluß der relativen Breite auf den Transmissionskoeffizienten

d) Abhängigkeit von Wellensteilheit

Eine Gegenüberstellung der Transmissionskoeffizienten gegen die Wellensteilheit zeigt, daß die Steilheit einen großen Einfluß auf das Dämpfungsverhalten eines Wellenbrechers besitzt. Transmissionskoeffizienten vergleichbarer Werte steigerten sich um maximal 25 % (Typ 1; $d/3$) bei einer Wellenerhöhung von 5cm auf 12 cm bei gleicher Frequenz von 1Hz. Der Vergleich ergibt also, daß eine Verringerung der Wellendämpfung mit wachsender Wellensteilheit eintritt. Diese Tendenz ist in Tabelle 5.4.4erkennbar.

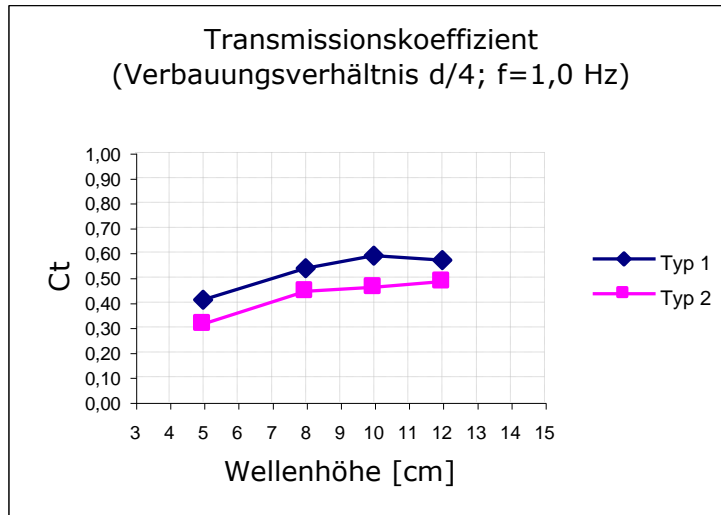


Tabelle 5.4.4 Einfluß der Wellensteilheit auf den Transmissionskoeffizienten

e) Abhängigkeit von der Erregerfrequenz

Eine Betrachtung des Einflusses der Wellenfrequenz auf das Dämpfungsverhalten der Wellenbrecher ergab eine starke Reduzierung des Transmissionskoeffizienten mit zunehmender Frequenz der anlaufenden Wellen. Während die hohen Transmissionskoeffizienten bei einer Frequenz von 0,5 Hz auf die vom Wellenbrecher ausgeführten Rollbewegungen zurückzuführen sind, resultiert die Verringerung der Dämpfung bei 1,0 Hz auf erhöhte horizontale und vertikale Schwingbewegungen. Ermittelte Diagramme für beide Wellenbrechertypen sind nachfolgend dargestellt:

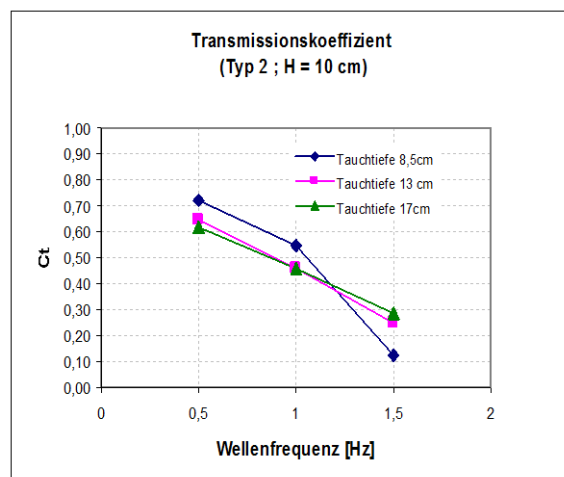
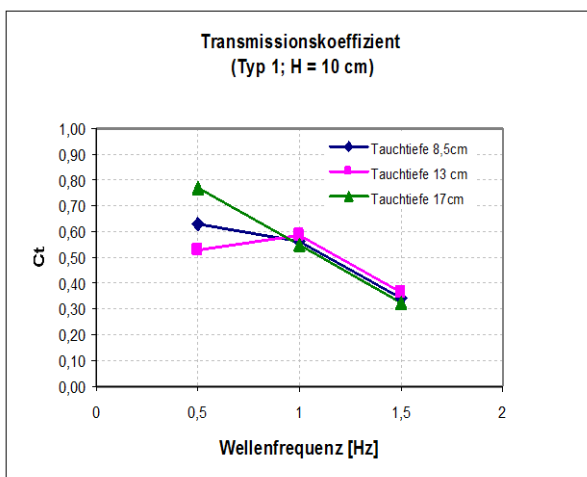


Tabelle 5.4.5 Einfluß der Wellenfrequenz auf den Transmissionskoeffizienten

f) Einfluß des Verbauungsverhältnisses

Eine Abhängigkeit des Transmissionskoeffizienten konnte aufgrund der Regulierung des Tiefganges über die Massen nicht erfolgen. Die dadurch ausgeübte Beeinflussung der dynamischen Eigenschaften der Wellenbrecher läßt eine reine Beurteilung dieser Abhängigkeit nicht zu.

5.4.3. Bewegungen

Die Frequenz der erregenden Wellen beeinflusste in großem Maße die Bewegungsmuster der WBM. Die Änderung der Ankerkräfte und der Transmissionskoeffizienten sind letztlich Ergebnisse der jeweiligen Schwingungscharakteristik.

Im Anhang sind die Bewegungen der WBM innerhalb einer Schwingungsperiode dokumentiert.

a) Wellenfrequenz 1,5 Hz

Der WBM vollführte bei hochfrequenter Erregung sehr geringe wippende Diagonalebewegungen in Wellenfortschrittsrichtung. Es konnte eine annähernd konstante Schrägstellung des WBM in Richtung der wellenabgewandten Seite während des gesamten Schwingungsvorganges beobachtet werden. Die horizontalen und vertikalen Amplituden der Schwingung waren äußerst gering, so daß ein starker Durchhang der Ankerketten stets gegeben war. Es konnte eine sehr gute Dämpfung auftreffender Wellen beobachtet werden.

b) Wellenfrequenz 1,0 Hz

Der WBM vollzieht wippende Bewegungen in Wellenfortschrittsrichtung. Im Vergleich zu der niederfrequenten Erregung nehmen die Rollbewegungen des Schwimmkörpers zu bei gleichzeitigem Anwachsen der Amplituden der Tauch- und Versetzungsschwingung. Der Durchhang der Ankerketten nimmt mit der Vergrößerung der Amplituden ab, ohne daß eine vollständige Straffung erreicht wurde. Mit steigender Wellenhöhe ist eine Zunahme der durchschnittlichen Schrägstellung zu beobachten. Bei diesen Versuchen konnte eine Beibehaltung der Periode der Wellen vor und hinter dem Wellenbrecher gut erkannt werden. Die Schwingungsperiode des WBM betrug ca 1 Sekunde.

c) Wellenfrequenz 0,5 Hz

Bei einer Belastung durch lange Wellen verändert sich das Schwingungsverhalten des WBMs erheblich. Ein allmähliches Einschwingen des Systems ist nicht erkennbar, so daß mit der ersten Welle eine vollständige Auslenkung erzielt wird.

Der Schwimmkörper „reitet“ auf den ankommenden Wellen, so daß eine dämpfende Wirkung kaum zu beobachten ist. Dieser Vorgang ist begleitet durch starke horizontale Auslenkungen, die zu einer vollständigen Straffung der seeseitigen Ankerketten führen. Bei gestraffter Kette läuft die Welle auf den Schwimmkörper auf, wodurch dieser um den Klüsenpunkt gekrängt und getaucht wird. Erreicht das Wellental die seeseitige Wellenbrecherwand, so erfolgt eine stark beschleunigte Bewegung in Richtung der

anlaufenden Wellen. In diesem Fall führt das zu einer Straffung der küstenseitigen Ketten, wodurch wiederum eine Rollbewegung entgegen der Wellenanlafrichtung erfolgt. Durch diese Bewegung werden Wellen erzeugt, die der Wellenmaschine entgegen laufen. Bei Auftreffen des nächsten Wellenberges beginnt die Schwingung erneut. Die Periode der Schwingung beträgt 2 Sekunden.

Der Schwingungsvorgang verläuft unter hohen Beschleunigungen und Geschwindigkeiten. Druckschläge auf die Verankerung sind Folge dessen. Unter den Bedingungen Typ 1, $H = 10\text{cm}$ und einem Verbauungsverhältnis von $d/3$ führten die Druckschläge während des Rückschwingvorganges zu einem Herausreißen der küstenseitigen Verankerung am Kanalboden.

5.4.4. Ankerkräfte

Aus den gemessenen Versuchsreihen wurden folgende Ankerkräfte ermittelt. Aufgeführte Werte stellen die Gesamtankerkraft aus Wellenbelastung dar.

Frequenz [1/s]	Wellenhöhe [cm]	Tauchtiefe [cm]	Verbauungs- verhältnis	Typ 1		Typ 2	
				A_m [N]	A_{max} [N]	A_m [N]	A_{max} [N]
0,50	5	13	d/4	234,71	306,07	206,86	294,30
0,50	5	17	d/3	18,74	49,05	208,41	288,41
0,50	10	8,5	d/5	127,22	311,96	133,63	368,86
0,50	10	13	d/4	352,94	588,60	337,03	600,37
0,50	10	17	d/3	135,44	606,26	299,48	688,66
1,00	5	8,5	d/5	16,79	47,09	7,40	27,47
1,00	5	13	d/4	9,43	25,51	8,60	27,47
1,00	5	17	d/3	11,11	41,20	7,23	31,39
1,00	8	8,5	d/5	25,62	72,59	27,86	186,39
1,00	8	13	d/4	24,27	66,71	10,69	72,59
1,00	8	17	d/3	18,29	52,97	7,56	33,35
1,00	10	8,5	d/5	45,13	109,87	66,10	209,93
1,00	10	13	d/4	47,42	109,87	18,01	96,14
1,00	10	17	d/3	24,53	54,94	10,40	41,20
1,00	12	8,5	d/5	67,71	158,92	47,52	155,00
1,00	12	13	d/4	47,62	156,96	46,61	168,73
1,00	12	17	d/3	37,73	74,56	35,06	105,95
1,50	10	8,5	d/5	14,66	39,24	17,47	52,97
1,50	10	13	d/4	6,87	45,13	8,98	25,51
1,50	10	17	d/3	12,84	29,43	6,58	37,28

Tabelle 5.4.6 Ergebnisse der Ankerkraftmessungen (A_m –mittlere Ankerkraft; A_{max} –maximale Ankerkraft)

Maximale Ankerkräfte traten bei Belastungen durch Wellen der Frequenz 0,5 Hz auf, während die geringsten Ankerkräfte bei Wellen der Frequenz 1,5 Hz gemessen wurden.

Im folgenden wird versucht, die erhaltenen Ergebnisse zu interpretieren. Solange die seeseitigen Ankerketten einen Durchhang aufweisen, kann eine Ermittlung der am oberen Kettenende vorhandenen Kräfte über die gemessene Auslenkung der Kette und die gemessenen Ankerkräfte erfolgen. Dies ist für die Wellenbelastungen mit den Frequenzen 1,0Hz und 1,5Hz der Fall. Die aufgetretene vollständige Kettenstraffung bei einer Wellenfrequenz von 0,5Hz bedeutet, daß die Kraft resultierend aus der Bewegung des Schwimmkörpers unmittelbar in die Verankerung eingetragen werden. Die gemessenen Kräfte entsprechen den Horizontalkomponenten der am oberen Kettenende tatsächlich wirkenden Kräften.

Ein Vergleich der gemessenen mit den theoretisch bestimmbareren Werten konnte aufgrund des limitierten Zeitrahmens dieser Arbeit nicht mehr durchgeführt werden.

Ein Ansteigen der Ankerkräfte bei wachsender Wellenhöhe ist durch den erhöhten Wellendruck begründet, der größere Auslenkungen des Wellenbrechers bewirkt.

Der Einfluß der Tauchtiefe kann wie bei der Auswertung der Transmissionkoeffizienten mit der durchgeführten Versuchsreihe nicht eindeutig nachgewiesen werden. Aufgrund der Massenerhöhung der WBM sind die Werte verschiedener Tauchverhältnisse nicht vergleichbar.

5.5. Vergleich der Versuchsergebnisse

Die durchgeführte Literaturrecherche ergab, daß besonders innerhalb der letzten zwanzig Jahre eine große Anzahl von Versuchen durchgeführt wurde. Dennoch gestaltet sich ein Vergleich schwierig, da die jeweiligen Versuchsbedingungen die erhaltenen Ergebnisse stark beeinflussen. Dabei spielen besonders die Art der Verankerungen und die verwendeten Wellenbrecherformen eine entscheidende Rolle.

Eine Möglichkeit der Auswertung von Versuchen an schwimmenden Wellenbrechern bietet ein Vergleich der Transmissionkoeffizienten fester Anlagen mit vergleichbaren Dimensionen.

5.5.1. Feste Tauchwand

Eine umfangreiche Betrachtung der analytischen Berechnung der Transmissionkoeffizienten an festen Tauchwänden ist bei GLATZIK (1967) enthalten. Bei einem Vergleich der verschiedenen, oft empirisch gefundenen Formeln ist eine gute Übereinstimmung aller dort erwähnter Formeln im Tiefwasserbereich zu beobachten. Mit

abnehmender relativer Wassertiefe d/L differieren die ermittelten Transmissionskoeffizienten jedoch beträchtlich. Diese Tatsache sollte auch im Hinblick auf die Wertung der hier erhaltenen Ergebnisse beachtet werden.

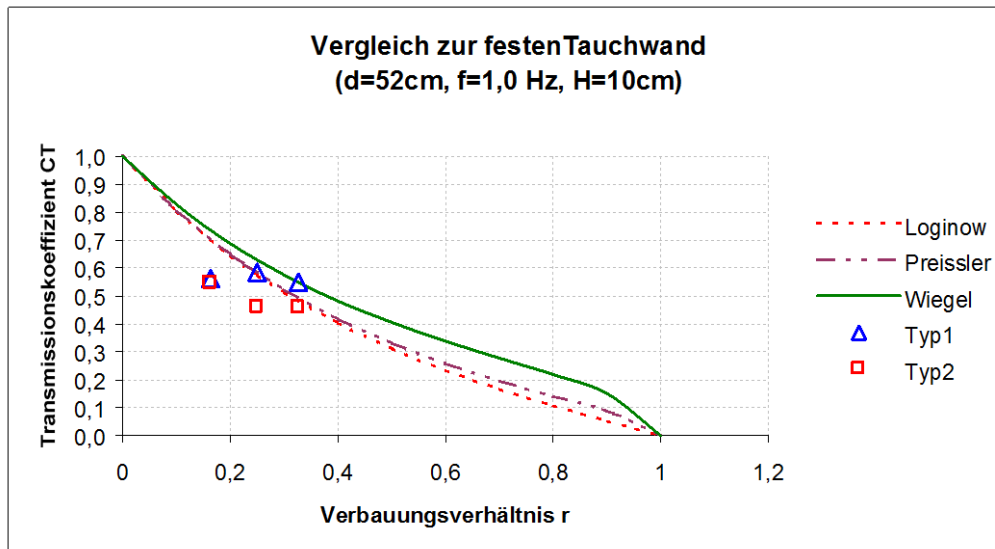


Tabelle 5.5.1 Vergleich der Dämpfungskoeffizienten mit Transmissionstheorien fester Tauchwände

5.5.2. Fester Quader

Aus den im Anhang beigefügten Diagrammen von MACAGNO für feste Quader konnten überschlüssig Transmissionskoeffizienten für die beiden verwendeten Wellenbrechertypen ermittelt und den Meßwerten gegenübergestellt werden. Die Ergebnisse sind in folgenden Tabellen und Diagrammen dargestellt. Die gemessenen Transmissionskoeffizienten stellen die Werte bei Belastung mit einer Wellenhöhe von 10 cm dar.

r	Tauchtiefe h [cm]	C_T					
		f = 0,5 Hz		f = 1,0 Hz		f = 1,5 Hz	
		gemessen	nach Macagno	gemessen	nach Macagno	gemessen	nach Macagno
d/5	8,5	0,63	0,93	0,56	0,70	0,34	0,40
d/4	13	0,53	0,80	0,59	0,55	0,36	0,20
d/3	17	0,77	0,75	0,55	0,45	0,32	0,15

Tabelle 5.5.2 Vergleich der Transmissionskoeffizienten mit Werten nach Macagno (Typ 1, H = 10cm)

r	Tauchtiefe h [cm]	C_T					
		f = 0,5 Hz		f = 1,0 Hz		f = 1,5 Hz	
		gemessen	nach Macagno	gemessen	nach Macagno	gemessen	nach Macagno
d/3	8,5	0,72	0,90	0,55	0,65	0,12	0,30
d/4	13	0,65	0,80	0,46	0,55	0,25	0,23
d/5	17	0,62	0,75	0,46	0,45	0,29	0,20

Tabelle 5.5.3 Vergleich der Transmissionskoeffizienten mit Werten nach Macagno (Typ 2, $H = 10\text{cm}$)

5.6. Fehlerbetrachtung und Verbesserungsvorschläge

Die hier aufgeführte Fehleranalyse soll sich mit Hinblick auf den limitierten Umfang der Arbeit mehr auf qualitative Mängel im Aufbau und bei der Durchführung der Versuche beziehen. Die Auswertung soll Fehlerquellen aufzeigen, die es bei weiteren Versuchen so weit wie möglich auszulöschen gilt.

Wellenkanal und Wellenmaschine

Durch die geometrischen Bedingungen im Wellenkanal treten verschiedene Effekte auf, die den natürlichen Verhältnissen nicht genau entsprechen können. Dabei soll sich auf die speziell in den hier durchgeführten Versuchen vermuteten Fehler bezogen werden. Neben dem vorhandenen Einfluß der Kanalwandung und der Kanalsohle auf die Wellenbewegung besaß die Wellenreflexion einen Effekt auf die Ergebnisse der Versuche. Der Transmissionskoeffizient für regelmäßige Wellenbelastung konnte nur so lange ermittelt werden, bis eine reflektierte Welle einen Meßpegel erreicht. Wählt man einen Versuchsaufbau, mit dem eine Bestimmung der reflektierten Wellenhöhe möglich wird (verfahrbarer Pegel bzw. gestaffelte Pegel) so könnte dieser Einfluß herausgerechnet werden.

Ankerkraftmessung

Die begrenzte Beweglichkeit der seeseitigen Ankerpunkte in Längs- und in Querrichtung ist in der Natur nicht gegeben. Durch die Beweglichkeit verringern sich die tatsächlichen Ankerkräfte und Steifigkeiten der Verankerungsmittel.

Obwohl an den Drehpunkten der senkrechten Hebelarme Kugellager angeordnet wurden, bewirkt die Reibung in diesen Punkten eine zusätzliche Reduzierung der tatsächlichen Ankerkräfte. Eine weitere Folge dieser Tatsache ist die mögliche Verbiegung der Hebelarme bei Lasteintrag, da sie nicht ideal gelenkig gelagert sind.

Eine Fehlerquelle stellt die Widerlagerkonstruktion dar, an der die Zugkraftdosens zur Ankerkraftmessung befestigt wurden. Während der Durchführung der Versuche konnten leichte Kippbewegungen des U-Profiles und der darauf angeordneten Winkel beobachtet werden.

Elektrische Probleme der Meßwertübertragung wurden durch Spannungsschwankungen hervorgerufen, deren Ursache in der Stromversorgung der Wellenmaschine zu suchen ist. Bei eingeschalteter Wellenmaschine waren leichte Ausschläge der Ankerkraftmeßkurven zu verzeichnen, die durch Festlegen eines unteren Grenzwertes bei der Ermittlung der mittleren Ankerkräfte eliminiert wurden. Ein weitaus größeres Problem stellt der an der zweiten

Zugkraftmeßdose befindlicher Spannungstransformator dar. Er verursachte plötzliche Spannungsspitzen in Größenordnungen, die ein Herausfiltern dieser Werte unmöglich machten. Dennoch konnte aus dem Vergleich der beiden Ankerkraftmeßkurven auf einen gleichmäßig verteilten Ankerkrafteintrag geschlossen werden.

Wellenmeßung

Die Messung der Wasserspiegelauslenkung ist hauptsächlich durch adhesive Effekte und durch die Oberflächenspannung des Wassers an den Meßpunkten beeinträchtigt. Da diese Erscheinungen jedoch an beiden Meßpunkten zu verzeichnen sind, wird der Transmissionskoeffizient nur wenig beeinflusst.

Schwimmkörper

Als größtes Problem erwies sich bereits während der Durchführung der Versuche die Art der Tiefgangsregelung der WBM über Massenerhöhung. Eine Beschwerung der WBM durch Massekörper bewirkt eine ungleichmäßige Verteilung der Massen, wodurch das Schwingverhalten entscheidend beeinflusst wird. Dieser Tatsache konnte auch durch die möglichst symmetrische und lagestabile Anordnung der Massekörper nicht ausreichend begegnet werden. Als Folge dessen konnte ein ursprünglicher Nachweis des Verbauungsverhältnisses auf die Größe des Transmissionskoeffizienten nicht erfolgen.

Die Abstandhalter an den Seiten der WBM beeinflussten die Messungen durch die Reibung an der Kanalwand. Dies stellte sich besonders bei den Auslenkversuchen als nachteilig heraus.

Der in der Vorbemessung bestimmte Freibord der WBM erwies sich bei Wellenfrequenzen von $f = 0,5\text{Hz}$ als nicht ausreichen. Aufgrund der unerwartet starken Rollbewegungen der Schwimmkörper konnten geringe Mengen Wasser in die Innenkammern eindringen.

Verankerung

Als die Hauptfehlerquellen lassen sich die ungenügend beachtete Verteilung der Masse des Schwimmkörpers sowie die Beweglichkeit der Vorrichtung zur Ankerkraftmessung herausstreichen. In zukünftig durchzuführenden Versuchen ist eine Behebung dieser Fehler dringend empfohlen. Dies kann mit relativ einfachen Mitteln erreicht werden. Um das Schwingungsverhalten der Schwimmkörper eindeutiger beurteilen zu können, sollten zusätzliche Gewicht so angeordnet werden, daß sie sich über die gesamte Schwimmkörpersohle gleichmäßig verteilen. So könnte z.B durch Platten entsprechender Dichte mit den Abmaßen der Kastenkammern eine solche Gleichmäßigkeit erzielt werden. Die Steifigkeit der Ankerkraftmeßanlage könnte zum einen dadurch erhöht werden, indem auf die senkrecht stehenden vertikalen U-Profile seitlich Laschen aufgeschweißt werden, wodurch sich das Widerstandsmoment erhöht. Die auf Gummistücken gelagerten Querträger der Konstruktion, die derzeit mit Schraubzwingen in Lage gehalten werden,

müßten in ihrer Beweglichkeit hinsichtlich Kippen stärker eingeschränkt werden (durch Lagerung auf weniger elastischen Stoffen und durch stärkeres Befestigen)

6. Ergebnisse und Ausblick

Allgemeines

Eine grundlegende Erkenntnis dieser Arbeit sollte es sein, daß sich der Begriff „schwimmender Wellenbrecher“ nicht nur auf die weitverbreitete Art des verankerten, einfachen Pontons bezieht, sondern daß er verschiedenste schwimmende Konstruktionen umschreibt, deren Ziel es ist, Wasserflächen und Küstenabschnitte vor Wellenangriff zu schützen.

Im Hinblick auf die Versauerungsproblematik der Tagebaurestseen sollten neben der Variante des einfachen Pontons weitere Konstruktionen in Betracht gezogen werden. In Abhängigkeit vom geplanten Einsatzort könnten sich einige Varianten im Vergleich mit dem einfachen Ponton als kostengünstiger erweisen (z.B. Wellenbrecher aus Altreifen). Sollte eine Mehrfachnutzung des Wellenbrechers als Bootssteg geplant sein, wird der einfache oder doppelte Ponton stets die Vorzugsvariante darstellen.

Jede der aufgezeigten Wellenbrechertypen könnte so dimensioniert werden, daß eine bestimmte Wellendämpfung erreicht wird. Der notwendige finanzielle Aufwand wird letztlich über einen Einsatz entscheiden.

Empfehlungen für einen einfachen Ponton

Anhand der durchgeführten theoretischen und praktischen Untersuchungen über schwimmende Wellenbrecher wurde deutlich, daß eine Dimensionierung nur unter Beachtung der besonderen örtlichen Gegebenheiten des Einsatzortes erfolgen kann. Ausgehend von der Verwendung eines einfachen Pontons sind folgende Prinzipien bei der Dimensionierung für Tiefwasserverhältnisse empfohlen:

Breite (in Wellenanlaufrichtung): $B = 0,3-0,4 * L_d$ (L_d – Länge der Bemessungswelle)

Länge eines Segments: $L = 20 \text{ m}$

Tauchtiefe: $h_t = 0,1-0,2 * L_d$

Gesamthöhe: $h_{Ges} = 1,5 * h_t$ wobei: $h_{Ges} \geq h_t + H_s/2 + f$
 $f = 0,50 \text{ m}$ (Freibord)

Die zulässige Gesamtmasse des Wellenbrechers ergibt sich aus der verdrängten Wassermasse bei angestrebtem Tiefgang, reduziert um das Gewicht der Verankerungsmittel. Da die Verankerungsart lokal angepaßt werden muß, können keine genaueren Aussagen darüber getroffen werden. Die Eigenfrequenzen des verankerten Systems sollen sich für alle Bewegungsrichtungen von der Peakfrequenz unterscheiden. Dem veränderlichen Wasserstand der Tagebaurestlöcher kann bei reinen Kettenverankerungen durch lange Ketten begegnet werden, die für die Bedingungen bei

maximalem Wasserstand bemessen wurden. Durch Reitergewichte ist eine Einschränkung der Bewegungen des Wellenbrechers für jeden Wasserstand möglich.

Wenn ein alljährlicher Einsatz der Wellenbrecher geplant sein sollte, so ist eine trapezförmige Schwimmkörperform zu verwenden. Die Neigungen der Seitenwände sollten 30° (bei abtauchenden WB) bzw. 60° (bei sich heraushebenden WB) betragen. Damit wird einer Überbelastung aus Eisdruck vorgebeugt. Eine entsprechende Flexibilität der Verankerung ist vorzusehen.

Modellversuche

Der Modellversuch trug in großem Maße dazu bei, ein Verständnis für die Wirkungsweise eines schwimmenden Wellenbrechers zu entwickeln. Dadurch gestalteten sich die komplexen theoretischen Zusammenhänge bei der Untersuchung schwimmender, verankerter Anlagen greifbarer. Mit der Durchführung der Versuche wurde ein umfangreicher Datensatz erschaffen, dessen Auswertung innerhalb dieser Arbeit aus Zeitgründen nicht vollständig möglich war. Eine weitere Verarbeitung und Auswertung wird deshalb empfohlen. Vor allem die Daten der Ankerkraftmessungen besitzen ein hohes Auswertungspotential. Eine Gegenüberstellung analytischer Berechnungen unter Verwendung der Schwingungsgleichung mit gemessenen Versuchsergebnissen ist möglich, da alle in die Schwingungsgleichung eingehenden Terme im Experiment bestimmt wurden.

Hinsichtlich des Transmissionskoeffizienten wird empfohlen, weitere Versuche mit dem WBM-Typ 3 durchzuführen, um die geplante Versuchsreihe zu vervollständigen. Weiterhin sei empfohlen, die Wellenfrequenzen in kleineren Schritten zu variieren, so daß der Einfluß der relativen Breite auf die Wellendämpfung genauer hervorgehoben werden kann.

In kommenden Versuchsreihen könnte zusätzlich zum Transmissions- der Reflexionskoeffizient bestimmt werden, um so eine vollständige Energiebilanz aufstellen zu können. Dissipative Vorgänge werden somit quantitativ bestimmbar.

Den Versuchen an regelmäßigen Wellen sollten Versuche mit Wellenspektren folgen, um sich weiter realen Verhältnissen anzunähern. Für alle weiteren Versuche wird empfohlen, die unter Abschnitt 5.6 aufgeführten Fehlerquellen so gut wie möglich zu beseitigen.

7. Literaturverzeichnis

Balashow, B.W. / Pewsner, L.B. (1969): „Experimentelle Untersuchungen der Wellenwirkung auf ein Schwimmdock“, aus Zeitschrift "Trudy koordinacionnych sovescanij po gidrotechnike], Heft 34, S.198-212

Bielitz, E. / Carstensen, D. (1999): „Ergänzende Aussagen zum geometrischen und zeitlichen Abbruchverhalten von Böschungen an Tagebaurestseen unter dem Einfluß winderzeugter Wellen“, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik 1999

Birk, L. (1998): „Hydrodynamic Shape Optimization of Offshore Structures“, Dissertation, Technische Universität Berlin 1998

Bollrich, G.; Preißler, G. (1989): „Technische Hydromechanik II“, 2.Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin 1989

Bollrich, G.; Preißler, G. (1985): „Technische Hydromechanik I“, 2.Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin 1985

Chakrabarti, S.K. (1987): „Hydrodynamics of Offshore Structures“, Springer-Verlag, Berlin / Heidelberg 1987

Clauss, G. / Lehmann, E. / Östergaard, C. (1988): „Meerestechnische Konstruktionen“, Springer Verlag, Berlin / Heidelberg 1988

Dean, R.G. / Dalrymple R.A. (1984): „Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists“, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs / New Jersey 1984

Deckart, U.H. (1992): „Zur Hydroelastizität schwimmender Strukturen“, Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen; Fakultät Maschinenwesen, Aachen 1992

EAK 1993, Empfehlungen A: „Die Küste“, Heft 55 1993

Fleischer, D. (1991): „Analytische Berechnung der linearen, hydroelastischen Schwingungen eines schwimmenden, homogenen Rechteckbalkens unter einem gleichförmig bewegten Einachsfahrzeug bei ebener Potentialströmung des Fluids“, Universität der Bundeswehr; Lehrstuhl für Stahlbau, München/ Neubiberg 1991

Geotechnisches-hydromechanisches Grundsatzgutachten für die zweckmäßige Gestaltung von Böschungen an Tagebaurestseen am Beispiel des Wasserspeichers Lohsa

II, 1997, Auftraggeber: Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft mbH, Auftragnehmer: Bergsicherung und Baugrundsanie rung GmbH Frankfurt (Oder), Beratende Ingenieure für Umweltgeotechnik, Technische Universität Dresden Institut f. Wasserbau und techn. Hydromechanik

Glazik, G. (1967): „Wirkung und Anwendung durchbrochener Molen und Wellenbrecher“, Dissertation, TU Dresden, Fakultät für Bauwesen 1967

Graf, W. / Müller, H. (1995): „Baumechanik“, 6. Lehrbrief, Verlag Modernes Studieren, Hamburg / Dresden 1995

Harris, Rob (1996): Umdrucke zur Vorlesung „Offshore Engineering and Technology“ (unveröffentlicht), Heriot-Watt-University Edinburgh, 1996

Habi, M.; Kranawettreiser, J. (1998): „Schwimmende Folietauchwand als durchbrochener Wellenbrecher“, aus „Wasser und Boden“, Heft 50, S.66-68, Blackwell Wissenschaftsverlag, Berlin 1998

Herbich, J. B. (1990): „Handbook of Coastal and Ocean Engineering“, Vol. I, II, III, Gulf Publishing Company, Houston / London / Paris / Zürich / Tokyo 1990

Isaacson, M. (1988): „Floating breakwater response to wave action“, aus Coastal Engineering 1988, Vol.3

Jamieson, W. W. / Mogridge G.R. / Boudrias P. (1996): „Improving the efficiency of rectangular caisson floating breakwaters“, Canadian Hydraulics Centre, Ottawa

Jamieson, W. W. / Mogridge, G. / Williams, D. (1996): „Model tests of a floating breakwater dock“, Canadian Hydraulics Centre, Ottawa

Julius, E. (1999): „Verankerung schwimmender Anlagen“, Diplomarbeit, Technische Universität Dresden; Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Dresden 1999

Kato, J./ Hagino, S./ Uekita, Y. (1966): „Damping effect of floating breakwater to which anti-rolling system is applied“, aus Coastal Engineering 1966, Vol II

Kohlhase, S. (1983): „Ozeanographisch-seebauliche Grundlagen der Hafenplanung“, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover; Heft 57, Hannover 1983

Köhler, F. (1999): „Langzeitbelastung von geschütteten Deckwerken“, Diplomarbeit, TU Dresden, Dresden 1999

Körner, W. (1987): „Physik – Fundament der Technik“, Fachbuchverlag Leipzig, Leipzig 1987

- Krawtschuk, J. / D.Martschenko, D.V. (1969):** „Wellen- und Windeinwirkung auf eine verankerte schwimmende Anlegestelle mit einem daran vertäuten Schiff“, aus Zeitschrift "Trudy koordinacionnych sovescanij po gidrotechnike], Heft 34, S.198-212
- Kringel, R. (1998):** „Untersuchungen zur Verminderung von Auswirkungen der Pyritoxidation in Abraumsedimenten des Rheinischen Braunkohlenreviers auf die Chemie des Grundwassers“, Ökologische Reihe: Band 3, DDD Druck und Verlag, Darmstadt 1998
- Kuchling, H. (1987):** „Physik“, 18. Auflage, Fachbuchverlag Leipzig, Leipzig 1987
- Kulmac, P.P. (1964):** „Einige Fragen der dynamischen Berechnung schwimmender verankerter Anlagen“, aus Zeitschrift "Trudy koordinacionnych sovescanij po gidrotechnike. 1964
- Leach,P. / Mc Dougall, W. / Sollit, C. (1975):** „Ship deployable floating breakwater“
- Leichtweiß-Institut für Wasserbau und Grundbau (1971):** „Mitteilungen; Heft 30“, Technische Universität Braunschweig 1971
- Lengricht, J. (1999):** „Die Wirkung einer Tauchwand auf das Strömungsfeld unter monochromatischen Wellen – Bewegungsmuster und Energietransfer“, Wirtschaftswissenschaftliche Fakultät der Universtät Leipzig, Leipzig 1999
- Luckner, L. (1996):** „Limnologische Einschätzung für das Tagebaurestseenverbundsystem Espenhain, Teil 1-4“, Dresdner Grundwasserforschungszentrum e.V., Dresden 1996
- Magens, C. (1958):** „Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz“. 1958
- Permanent Intenational Association Of Navigation Congresses (PIANC), (1994):** „Floating Breakwaters - A Practical Guide for Design and Construction“, Brüssel 1994
- Pfeiffer, S. (1997):** „Umweltgeochemische Bedeutung der Bildung und Oxidation von Pyrit in Gewässersedimenten“, Bayreuther Forum Ökologie: Band 47, Bayreuther Institut für Terrestrische Ökosystemforschung, Bayreuth 1997
- Preißler, G. (1959):** „Ermittlung der Wirkungsweise des pneumatischen Wellenbrechers“, Institut für Fluß- und Seebau der Technischen Hochschule Dresden, Dresden 1959
- Price, W.G. / Temarel, P. / Keane, A.J. (1991):** „Dynamics of marine vehicles and structures in waves“, Developments in Marine Technology, Vol. VII., Elsevier, Amsterdam / Oxford / New York / Tokyo 1991
- Schellin, T.E. (1987):** „Berechnung von Trossenkräften vertäuter Objekte“, 1987
- Schellin, T.E., (1986):** „Zur Verankerung schwimmender Seebauwerke in ungeschützten Gewässern geringer Wassertiefe“, 1987

Schiffsbautechnische Gesellschaft Hamburg (1953): „Erkenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet der Schiffsstabilität“. Hamburg 1953

Schneider, K.-J. (1992): „Bautabellen“, 10. Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf 1992

Tucker, M. J. (1991): „Waves in ocean engineering“, Ellis Horwood Ltd, New York / London / Toronto / Sydney / Tokyo / Singapore 1991

Van Oortmessen, G. (1987): „Floating Structures and Offshore Operations“, Developments in Marine Technology, Vol. IV, Elsevier, Amsterdam / Oxford / New York / Tokyo 1987

Wagner, H. (1997,1998): Umdrucke zu Vorlesungen in den Fächern Seebau und Küstenschutz, Verkehrswasserbau, Flußbau (unveröffentlicht), TU Dresden, 1997-1998

Wagner, H. (1972): „Seebau und Küstenschutz“, 1.Lehrbrief, TU Dresden

Wittenburg, J. (1996): „Schwingungslehre“, Springer-Verlag, Berlin / Heidelberg 1996