

SCHRÄGER WELLENAUFLAUF AN SEEDEICHEN

OBLIQUE WAVE ATTACK AT SEA DIKES

von

Nino OHLE

Karl-Friedrich DAEMRICH

Claus ZIMMERMANN

Janine MÖLLER

Holger SCHÜTTRUMPF

Hocine OUMERACI

ABSTRACT

The research project 03KIS015/016 - Oblique Wave Run-up at Sea Dikes – was carried out jointly by Franzius-Institut, University Hannover and Leichtweiß-Institut, Technical University Braunschweig. It was the aim of the project to determine the influence of wave direction on wave run-up and overtopping at sea dikes. The motivation was due to contradictorily earlier results.

There were two phases of the work. In the first phase hydraulic model tests were carried out in the wave basin of the Coastal Hydraulics Centre (CHC) in Ottawa / Canada with a plane dike (slope 1 : 6) in long-crested and short-crested seas. According to these tests, no significant differences in run-up and overtopping exist between results from both types of sea state.

The hydraulic model tests of the second phase were carried out in the wave basin of the Franzius-Institut with long-crested waves. Aim of these tests were investigations with various dike profiles (slope 1 : 3, dikes with berm, stepped slopes) and sea states (e.g. spectra measured in nature). According to these tests, the slope of the dike influences the directional function γ_θ significantly, whereas berms and stepped slopes do not.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Forschungsvorhaben 03KIS015/016 – Schräger Wellenaufwurf an Seedeichen – wurde als Gemeinschaftsprojekt vom Franzius-Institut der Universität Hannover und vom Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt. Ziel des Vorhabens war die Bestimmung des Einflusses der Wellenangriffsrichtung auf den Wellenaufwurf und Wellenüberlauf an Seedeichen. Die Motivation für das Forschungsvorhaben ergab sich aus den Ergebnissen früherer Untersuchungen zum Einfluss der Wellenangriffsrichtung, die zu sehr unterschiedlichen Empfehlungen geführt hatten.

Das Projekt wurde in zwei Phasen durchgeführt. Die hydraulischen Modellversuche der ersten Phase wurden im Wellenbecken des Coastal Hydraulics Centre (CHC) in Ottawa / Kanada an einem ebenen 1 : 6 Deich mit lang- und kurzkämmigem Seegang durchgeführt. Danach bestehen keine signifikanten Unterschiede auf den Wellenaufwurf und Wellenüberlauf zwischen diesen Seegangsformen.

In der zweiten Projektphase wurden Modellversuche im Wellenbecken des Franzius-Instituts mit langkämmigem Seegang durchgeführt. Ziel war die Erweiterung der Untersuchungen auf andere Deichprofile (Deichneigung 1 : 3; Deiche mit Berme; Knickprofil) und andere Seegangsbedingungen (z.B. Naturspektren). Es konnte gezeigt werden, dass die Deichneigung einen Einfluss auf die Richtungsfunktion γ_θ hat, Bermen und Knickprofile dagegen keine signifikante Änderung bewirken.

Anmerkung

Der vorliegende Bericht entspricht im wesentlichen dem Abschlußbericht des vom BMFT geförderten Verbundprojekts 03KIS015/016. Es wurden geringfügige redaktionelle Korrekturen vorgenommen.

INHALT

1	EINLEITUNG	111
2	ALLGEMEINER ZUSAMMENHANG	111
2.1	Stand der Forschung beim Start des Projektes	112
2.2	Zielsetzung und Vorgehen	114
3	BESCHREIBUNG DER MODELLVERSUCHE UND VERSUCHSPROGRAMM	116
3.1	Beschreibung der Modellversuche aus Projektphase 1	116
3.2	Beschreibung der Modellversuche aus Projektphase 2	117
4	ANALYSE DER VERSUCHSDATEN UND ERGEBNISSE	121
4.1	Ergebnisse der Projektphase 1 (Versuche in Kanada)	121
4.1.1	Überprüfung der Homogenität des Wellenfeldes und des Wellenauflaufes entlang des Deiches	122
4.1.2	Ergebnisse der Wellenauflaufversuche	122
4.1.3	Ergebnisse der Wellenüberlaufversuche	125
4.1.4	Bewertung der Ergebnisse der Projektphase 1	126
4.2	Ergebnisse der Projektphase 2 (Versuche in Hannover)	127
4.2.1	Ergebnisse der Modelluntersuchungen am 1 : 6 geneigten ebenen Deich im WBM	128
4.2.2	Ergebnisse der Modelluntersuchungen am 1 : 3 geneigten ebenen Deich im WBM	132
4.2.3	Ergebnisse für Bermenprofile	133
4.2.4	Bewertung der Ergebnisse der Projektphase 2	140
5	THEORETISCHE UNTERSUCHUNGEN UND ÜBERLEGUNGEN ZUM SCHRÄGEM WELLENAUFLAUF	141
5.1	Anmerkung zur Bemessungsformel für Wellenauflauf	141
5.2	Anmerkungen zum Einfluss von Shoaling und Refraktion bei der Interpretation von Messungen zum Wellenauflauf an Seedeichen	143
5.2.1	Theoretische Grundlagen	143
5.2.2	Abschätzung des theoretischen Verlaufs der Richtungsfunktion	145
5.3	Einflüsse aus Unsicherheiten die aus Messungen in regelm. Wellen bekannt sind und dem Vorwelleneinfluss nach TAUTENHAIN	147
5.4	Anmerkungen zum Einfluss von Reflexionen bei Messungen zum Wellenauflauf an Seedeichen	148
6	ZUSAMMENFASSUNG, BEWERTUNG DER ERGEBNISSE UND AUSBLICK	151
7	ZUSAMMENARBEIT MIT ANDEREN WISSENSCHAFTLERN UND INSTITUTIONEN	152
8	SCHRIFTTUM	152

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 2-1: Einflussfaktoren auf den Wellenauf- und Wellenüberlauf	112
Abb. 2-2: Definition des Wellenaufbaus und der schrägen Wellenangriffsrichtung	112
Abb. 2-3: Vergleich vorhandener Ansätze zur Berücksichtigung des schrägen Wellenangriffs auf den Wellenaufbau für Seedeiche	114
Abb. 2-4: Projektablaufplan „Schräger Wellenaufbau an Seedeichen“	115
Abb. 2-5: Ziele der Modellversuche und Vorgehen bei der Auswertung in der ersten Projektphase	115
Abb. 2-6: Ziele der Modellversuche und Vorgehen bei der Auswertung in der zweiten Projektphase	115
Abb. 3-1: Übersicht über den Modelldeich der Projektphase 1 einschließlich der installierten Messgeräte im Wellenbecken des NRC	116
Abb. 3-2: Eingesetzte Messgeräte in der ersten Projektphase	117
Abb. 3-3: Versuchsprogramm der ersten Projektphase (Wellenaufbau- und Wellenüberlaufversuche)	118
Abb. 3-4: Messgeräte in der zweiten Versuchsphase und Wellenmaschine sowie der Modelldeich	119
Abb. 3-5: Übersicht über den Modelldeich der Projektphase 2 einschließlich der installierten Messgeräte im Wellenbecken des Franzius-Instituts	119
Abb. 3-6: Bauwerksgeometrien und Versuchsprogramm in der zweiten Projektphase	120
Abb. 4-1: Ziele der Untersuchungen und zugeordnete Untersuchungen im Projektraum	121
Abb. 4-2: Variation von H_{m0} , T_p and $R_{u2\%}$ entlang des Deichs für kurzkämmigen Seegang ($\sigma_\theta = 10^\circ$) mit schrägem Wellenangriff ($\theta = 20^\circ$)	123
Abb. 4-3: Reduktionskoeffizient γ_θ in Abhängigkeit der Wellenangriffsrichtung für d. Wellenaufbauhöhe $R_{u,2\%}$	125
Abb. 4-4: Korrektorkoeffizient γ_θ in Abhängigkeit von der Wellenangriffsrichtung θ für die mittlere Wellenüberlaufquote q	126
Abb. 4-5: Zusammenfassung der Ergebnisse der ersten Projektphase	127
Abb. 4-6: Relativer Wellenaufbau in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl (Wellenangriffsrichtung $\theta = 0^\circ$, Deichneigung 1 : 6)	128
Abb. 4-7: Einfluss der Wellenhöhen auf den relativen Wellenaufbau (Wellenangriffsrichtung $\theta = 0^\circ$, Deichneigung 1 : 6, $d = 0,5$ m)	128
Abb. 4-8: Einfluss der Bezugswassertiefe (hier Tiefwasser) auf den relativen Wellenaufbau (Wellenangriffsrichtung $\theta = 0^\circ$, Deichneigung 1 : 6)	129
Abb. 4-9: Relative Aufbauhöhen $R_{u2\%}$ in Abhängigkeit von ξ_{op} mit Regressionsgeraden	130
Abb. 4-10: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus allen Messungen	131
Abb. 4-11: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus der Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 6)	131
Abb. 4-12: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus allen Messungen – Alle Ergebnisse	132
Abb. 4-13: Relativer Wellenaufbau in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl (Neigung 1:3)	132
Abb. 4-14: Relative Aufbauhöhen $R_{u2\%}/H_s$ in Abhängigkeit von ξ_{op} mit Regressionsgeraden für unterschiedliche Anlaufrichtungen (Neigungen 1 : 3)	133
Abb. 4-15: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus den Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 3)	134
Abb. 4-16: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus allen Messungen (Deichneigung 1 : 3)	134
Abb. 4-17: Geometrische Parameter für ein Deichprofil mit Berme	135
Abb. 4-18: Relative Wellenaufbauhöhe für den 1:6 geneigten Deich mit und ohne Berme	135

Abb. 4-19: Vergleich der gemessenen Wellenauflaufhöhen mit den nach dem Verfahren von Van der Meer et al. (1998) berechneten Werten für Deichprofile mit Berme	136
Abb. 4-20: Relative Wellenauflaufhöhe für den Deich mit Knickprofil und 1:6 und 1:3 geneigten Deich	137
Abb. 4-21: Vergleich der berechneten (unter Verwendung von Gl. (21)) und gemessenen Wellenauflaufhöhen für das Knickprofil	138
Abb. 4-22: a-Koeffizienten und Reduktionskoeffizient γ_{θ} für alle Bauwerksgeometrien ($\xi_{eq} = \gamma_b \cdot \xi_{op}$)	139
Abb. 4-23: Darstellung des Reduktionskoeffizienten γ_{θ} für in der Natur gemessene Wellenspektren am 1:6 Deich mit schmaler Berme	140
Abb. 5-1: Unterschreitungshäufigkeit des relativen Wellenaufbaus in regelmäßigen Wellen (Tautenhain, 1981)	142
Abb. 5-2: Relativer Wellenaufbau in Abhängigkeit vom Brecherparameter ξ_p (De Waal und Van Der Meer, 1992)	143
Abb. 5-3: Abhängigkeit des Beiwertes von der Wellenanlaufriechung ohne Berücksichtigung von Shoaling und Refraktion im Modell	145
Abb. 5-4: Abhängigkeit des Beiwertes von der Wellenanlaufriechung mit Berücksichtigung von Shoaling und Refraktion im Modell	146
Abb. 5-5: Abhängigkeit des Beiwertes von der Wellenanlaufriechung mit Berücksichtigung von Shoaling und Refraktion im Modell	146
Abb. 5-6: Theoretisch erwartete Richtungsfunktionen und gemessene Richtungsfunktion für eine Deichneigung 1 : 6	147
Abb. 5-7: Vergleich der Datensätze mit und ohne Streuung nach Vinje	147
Abb. 5-8: Verlauf des Verhältnisses der Quantilen der Datensätze mit und ohne Streuung nach Vinje	147
Abb. 5-9: Verlauf des Verhältnisses der Quantilen der Datensätze mit und ohne Berücksichtigung der Vorwelle ($\psi = 1$)	148
Abb. 5-10: Vergleich der Datensätze mit und ohne Berücksichtigung der Vorwelle	148
Abb. 5-11: Relative Wellenhöhen vor einem Bauwerk (Reflexionsgrad 17 %, T, $T_p = 1,27$ s)	149
Abb. 5-12: Relative Wellenhöhen vor einem Bauwerk (Reflexionsgrad 17%, langkämmige JONSWAP / TMA-Spektren)	150
Abb. 5-13: Gemessene signifikante Wellenhöhen vor dem Deich mit Knickprofil ($T_p = 1,27$ s)	150
Abb. 5-14: Gemessene signifikante Wellenhöhen vor dem Deich mit Knickprofil ($T_p = 1,79$ s)	151

TAFELVERZEICHNIS

Taf. 4-1:	Zusammenstellung der relativen Abweichungen (minimale Abweichung, maximale Abweichung und mittlere Abweichung) der Messungen an den 10 Wellenpegeln bzw. Wellenauflaufpegeln entlang des Deiches	122
Taf. 4-2:	Zusammenstellung der relativen Abweichungen (min. Abweichung, max. Abweichung und mittlere Abweichung) der Messungen an den 10 Wellenpegeln bzw. 4 Wellenüberlaufmessungen entlang des Deiches	122
Taf. 4-3:	Vergleich der Streuungen $s(a)$ der Versuchsergebnisse für den dimensionslosen Koeffizienten a und Abweichung Δa der Koeffizienten a zwischen lang- und kurzkämmigen Versuchen	124
Taf. 4-4:	a -Werte und γ_θ -Werte aus den Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 6)	130
Taf. 4-5:	a -Werte und γ_θ -Werte aus den Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 3)	133
Taf. 4-6:	a -Koeffizienten für Bauwerksvarianten mit Berme und Knick bei senkrechtem und schrägem Wellenangriff und Bandbreite der Streuungen	139
Taf. 5-1:	Berechnete Faktoren für die Ergebnisse ohne Berücksichtigung von Shoaling / Refraktion im Modell	144
Taf. 5-2:	Berechnete Faktoren für die Ergebnisse mit Berücksichtigung von Shoaling / Refraktion im Modell	145
Taf. 5-3:	Berechnete Faktoren einer reinen Kosinusfunktion für die Ergebnisse mit Berücksichtigung von Shoaling / Refraktion im Modell	145
Taf. 5-4:	Veränderung der relativen Wellenhöhe durch Reflexionen (s.a. Abb. 5-11 und Abb. 5-12) (Reflexionsstelle Ruhewasserspiegel)	149

1 Einleitung

Seedeiche sind sehr bedeutende Hochwasser- und Küstenschutzbauwerke. Die Zunahme der Sturmfluthäufigkeit und der Anstieg des Meeresspiegels stellen die für den Deichausbau verantwortlichen Stellen vor immer neue bauliche Aufgaben und erfordern große finanzielle Mittel. Eine optimale Planung der Deichgeometrie ist daher erforderlich, damit die Deiche kommenden Sturmfluten Stand halten können.

Für eine sichere und ökonomische Bemessungspraxis ist die Berücksichtigung möglichst vieler der in der Natur vorkommenden Randbedingungen unumgänglich, um bei der Bemessung eine optimale Kronenhöhe zu gewährleisten. Zu diesen Randbedingungen gehören u.a. die natürliche Form der Seedeiche mit Knicken und Bermen, der natürliche Charakter des Seegangs und die möglichen Richtungen der einlaufenden Wellen. Untersuchungen zum schrägen Wellenauflauf wurden in der Vergangenheit meist nur an idealisierten Deichprofilen mit glatter durchgehender Deichoberfläche durchgeführt und unterlagen bislang breiten Streuungen, die eine sichere Bemessung für schrägen Wellenauflauf nur unzureichend ermöglichten. Neben der schrägen Angriffsrichtung der einlaufenden Wellen entsprechen die real existierenden Deiche jedoch nicht immer den bislang untersuchten idealisierten Geometrien, Deiche mit Bermen oder Knicken sind keine Seltenheit.

Das BMBF Forschungsprojekt „Schräger Wellenauflauf an Seedeichen“ wurde 1999 gemeinsam vom Leichtweiß-Institut der Technischen Universität Braunschweig und dem Franzius-Institut der Universität Hannover initiiert. Anlass hierfür war, dass über den tatsächlichen Einfluss der Wellenangriffsrichtung auf die Wellenauflaufhöhe an typischen flachgeneigten Deichprofilen noch große Unsicherheiten im Schrifttum bestanden. Diese Unsicherheiten liegen z.T. an den Streuungen der Messungen in Wellenbecken und in der Natur, die nicht nur präzise Aussagen nicht zuließen, sondern auch zu widersprüchlichen Ergebnissen führten. Daher lag ein Schwerpunkt der Untersuchungen auf der exakten Ermittlung der Eingangsparameter und der Wellenauflaufhöhe.

Das gesamte Projekt war unterteilt in zwei Arbeitsphasen. In der ersten Projektphase wurde am 1:6 geneigten Deich grundlegend untersucht, ob signifikante Unterschiede beim schrägen Wellenauflauf für kurz- und langkämmigen Seegang bestehen und anschließend eine empirische Richtungsfunktion zur Beschreibung des schrägen Wellenangriffs entwickelt.

In der zweiten Projektphase wurden weitere Versuche am 1:6 Deich durchgeführt, um die Erkenntnisse der Grundlagenversuche der ersten Phase zu verifizieren und anschließend wurde der schräge Wellenauflauf für weitere Bauwerksgeometrien (Deiche mit Bermen, Knickprofil) untersucht. Diese Versuche sollten zeigen, ob die ermittelte Funktion zur Beschreibung des Einflusses des schrägen Wellenangriffs auch für komplexere Deichgeometrien angewandt werden kann.

Im folgenden Abschnitt wird der allgemeine Zusammenhang, in dem die Untersuchungen durchgeführt wurden, dargestellt. Dazu werden zunächst die Parameter vorgestellt, die den Wellenauflauf an Seedeichen beeinflussen und die wesentlichen Definitionen zum Wellenauflauf gegeben. Auf Grundlage einer kurzen Zusammenstellung des Wissensstandes beim Start des Projektes wird die Zielsetzung erläutert. Außerdem wird aufgezeigt, welche Vorgehensweise und Methodik gewählt wurde, um diese Ziele zu erreichen. Die kleinmaßstäblichen Modellversuche der ersten Projektphase wurden im Wellenbecken des NRC-CHC in Ottawa, Kanada und die Modellversuche der zweiten Projektphase im Wellenbecken des Franzius-Instituts der Universität Hannover durchgeführt. Der Modellaufbau und die Messeinrichtungen während der zwei Projektphasen werden im dritten Abschnitt beschrieben, ebenso wie auch die gewählten Versuchsprogramme. Im vierten Abschnitt werden die Ergebnisse der Modelluntersuchungen der ersten und zweiten Projektphase dargestellt und diskutiert. Der Einfluss der Wellenangriffsrichtung wird für verschiedene Seegangformen und Bauwerkstypen beschrieben. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind detailliert in den Teilberichten des Projektes (Oumeraci et al. 2001, 2002) dargestellt.

In diesem Bericht werden die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen aus den einzelnen Teilberichten des Forschungsprojektes zusammengefasst. Abschließend werden die Ergebnisse zusammengefasst und ein Ausblick auf weiteren Forschungsbedarf gegeben.

2 Allgemeiner Zusammenhang

Für die Festlegung der Kronenhöhe von Seedeichen ist neben dem maßgebenden Bemessungswasserstand auch die Wellenauflaufhöhe zu berücksichtigen.

Diese ist im Wesentlichen vom angreifenden Seegang und der Geometrie des Deiches, aber auch von anderen weiteren Parametern, die in Abbildung 2-1 dargestellt sind, abhängig.

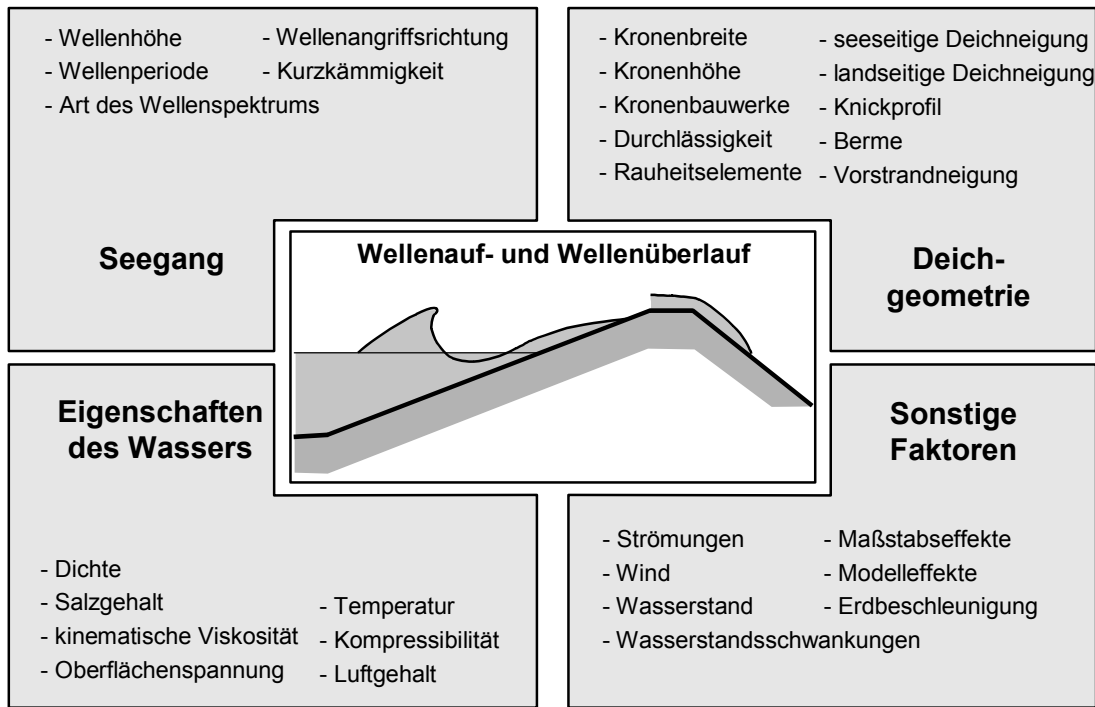


Abb. 2-1: Einflussfaktoren auf den Wellenauf- und Wellenüberlauf

Dabei haben beim Seegang neben den Parametern Wellenhöhe und Wellenperiode die Wellenangriffsrichtung und die Form des Wellenspektrums bzw. die Vorwellen einen Einfluss auf die Wellenaufhöhe $R_{u2\%}$, die von 2% aller einlaufenden Wellen überschritten wird. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden der Einfluss des Seegangs und der Deichgeometrie auf den Wellenauflauf näher untersucht. In Abbildung 2-2 sind der einlaufende Seegang sowie die Wellenaufhöhe im Querschnitt dargestellt, während die Draufsicht die schräge Wellenangriffsrichtung und die Kurzkämmigkeit zeigt. Der einlaufende Seegang wird durch die Wellenperiode T und die Wellenhöhe H , die Kurzkämmigkeit σ , die Form des Wellenspektrums (theoretisches oder in der Natur gemessenes Wellenspektrum) und die Wellenangriffsrichtung θ beschrieben. Auf der Grundlage des Wissensstandes zum Projektbeginn bestanden noch Unsicherheiten über den tatsächlichen Einfluss der Wellenangriffsrichtung auf die Wellenaufhöhe an typischen flachge-

neigten Deichprofilen bei verschiedenen Seegangsformen (kurzkämmig, langkämmig, regelmäßig) und Wellenspektren (theoretische und in der Natur gemessene Wellenspektren). Diese Unsicherheiten liegen z.T. an der Streuung der Messungen in Wellenbecken und in der Natur, die präzise Aussagen nicht zulassen und zu widersprüchlichen Ergebnissen führten. Daher war ein wesentlicher Inhalt dieses Forschungsprojektes die möglichst exakte Ermittlung der Eingangsparameter und der Wellenaufhöhe unter Reduktion bzw. Berücksichtigung störender Modelleffekte.

2.1 Stand der Forschung beim Start des Projektes

Zahlreiche Modelluntersuchungen wurden bislang zum Wellenauflauf und Wellenüberlauf an Seedeichen durchgeführt. Dabei wurde nicht nur der Einfluss der Seegangparameter (Wellenhöhe, Wellenperiode) be-

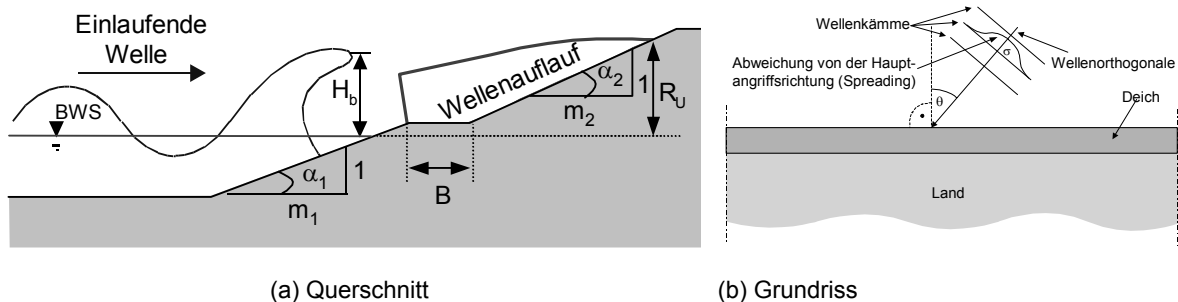


Abb. 2-2: Definition des Wellenaufbaus und der schrägen Wellenangriffsrichtung

rücksichtigt, sondern viele Arbeiten hatten auch zum Ziel, den Einfluss verschiedener Deichgeometrien (Berme, Vorstrand, Knickprofile, Böschungsrauheit, Aufsatzmauer, etc.) auf den Wellenauflauf zu ermitteln.

Ein wesentlicher Einflussfaktor - die Richtung des Seegangs - wurde nur selten untersucht. Dies ist auch darauf zurückzuführen, dass entsprechende Versuchseinrichtungen (Wellenbecken) nicht vorhanden waren, bzw. ein erheblicher Aufwand für diese Modelluntersuchungen erforderlich ist. Daher waren die Kenntnisse zum Zeitpunkt des Projektstarts hierzu noch sehr gering und die Ansätze im Schrifttum für die Anwendung bei praktischen Fällen unsicher.

Das Bemessungsverfahren, das z. Zt. dem Kenntnisstand am besten entspricht, ist das Verfahren nach Van der Meer et al. (1995, 1998) zur Berechnung der Wellenauflaufhöhe.

Dieses hat die Wellenaufformel nach Hunt (1959) als Grundlage und wurde durch zahlreiche Modellversuche zu den Einflussfaktoren (s. Abb. 2-1) auf den Wellenauflauf in verschiedenen Wasserbaulaboratorien überprüft und erweitert.

Die Anwendbarkeit dieses Verfahrens für die deutschen See- und Stromdeiche wird auch im Rahmen der Empfehlungen A2 „Wellenauflauf und Wellenüberlauf“ des Arbeitsausschusses für Küstenschutzwerke der Hafenbautechnischen Gesellschaft empfohlen. Die einzelnen Einflussfaktoren werden durch die Ein-

führung von Korrekturkoeffizienten γ_i in die Wellenaufformel berücksichtigt.

Für den schrägen Wellenauflauf $R_{u\theta}$ bedeutet dies, dass er wie folgt aus dem küstennormalen Wellenauflauf $R_{u\text{normal}}$ ($\theta = 0^\circ$) ermittelt wird:

$$R_{u\theta} = \gamma_\theta \cdot R_{u\text{normal}} \quad \text{Gl. 2-1}$$

mit γ_θ = Korrekturkoeffizient für den Einfluss der schrägen Wellenangriffsrichtung

Beim Wellenüberlauf wird die Freibordhöhe R_c wie folgt angepasst, um den schrägen Wellenauflauf zu berücksichtigen:

$$R_c^*(\text{schräg}) = \frac{R_c}{\gamma_\theta} \quad \text{Gl. 2-2}$$

Die Berechnungsmethode basiert ursprünglich auf den Untersuchungen von Owen (1980). Die vorhandenen Ansätze zur Implementierung der Wellenangriffsrichtung in die Ermittlung der Wellenauflaufhöhe unterliegen breiten Streuungen (s. Abb. 2-3 und Tafel 2-1).

Insbesondere im Bereich kleiner Wellenangriffswinkel ($\theta < 40^\circ$), die in den meisten Fällen für eine Bemessung maßgebend sind, bestehen Unsicherheiten darüber, ob es zu einer Erhöhung oder einer Reduktion gegenüber dem küstennormalen Wellenangriff kommt.

Autor	Jahr	Bauwerk	Wellen	Koeffizient
Wassing	1957	Deich	regelmäßig	$\gamma_\theta = \frac{1 + \cos \theta}{2}$
Shidorova	1960	Deich	regelmäßig	$\gamma_\theta = \frac{1}{1 + \cos^2 \alpha \cdot \tan^2 \theta}$
Hosoi und Shuto	1964	1:2 Böschung	regelmäßig	-
Wagner u. Bürger	1973	Deich	(Naturbeobachtung)	$\gamma_\theta = 0,35 + 0,65 \cos \theta$
Tautenhain	1981	1:6 Deich	regelmäßig	$\gamma_\theta = \cos \theta \cdot \sqrt[3]{2 - \cos^3(2 \cdot \theta)}$
De Waal und Van der Meer	1992	Deich	langkämmig kurzkämmig	- $\gamma_\theta = 1 - 0,0022 \cdot \theta$
Van der Meer u. Janssen	1995	Deich	langkämmig	$\gamma_\theta = \cos(\theta - 10^\circ)$ mit $\gamma_\theta > 0,6$
Murphy et al.	2001	1:6 Deich	langkämmig kurzkämmig	$\gamma_\theta = 1 - 0,0095 \cdot \theta$ -

Tafel 2-1: Zusammenfassung der Untersuchungen zum Einfluss des Wellenangriffswinkels auf den Wellenauflauf an geböschten Bauwerken

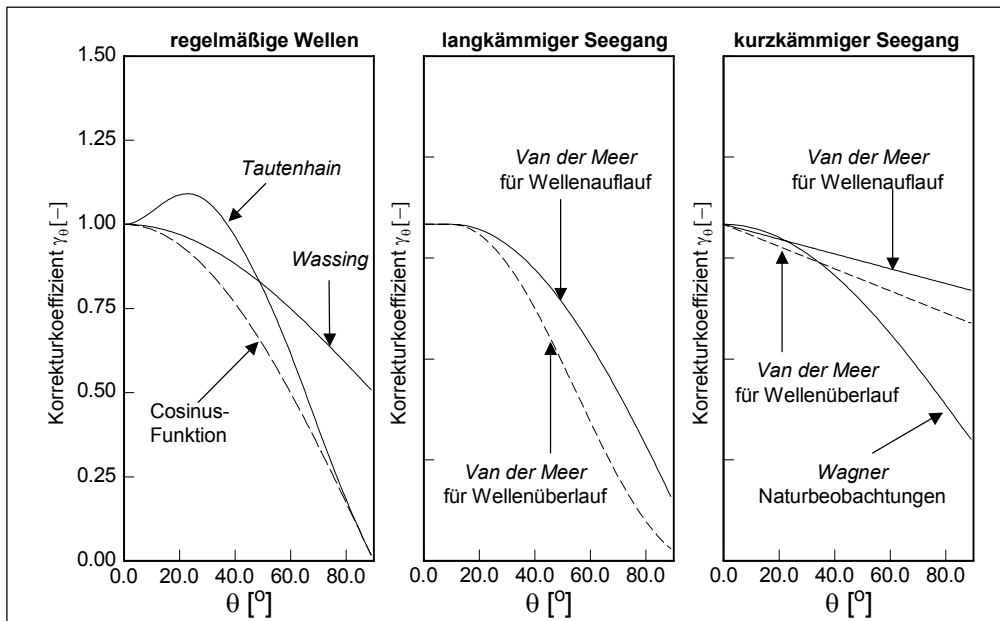


Abb. 2-3: Vergleich vorhandener Ansätze zur Berücksichtigung des schrägen Wellenangriffs auf den Wellenauflauf für Seedeiche

Owen (1980), Tautenhain (1982) und Van der Meer u. De Waal (1993) für Deiche, Juhl u. Sloth (1994) für geschüttete Wellenbrecher und Hiraishi et al. (1996) für senkrechte Wände finden unabhängig voneinander eine Erhöhung des Wellenauflaufes bzw. Wellenüberlaufes bei kleinen Wellenangriffswinkeln und langkämmigem Seegang. Dies ist umso bemerkenswerter, da die Randbedingungen der verschiedenen Untersuchungen sehr unterschiedlich sind.

Eine physikalische Erklärung für die Erhöhung des Wellenauflaufes infolge schräger Wellenangriffsrichtung und langkämmigen Seegangs wurde bislang nicht gegeben. Bei kurzkämmigem Seegang, für den bislang nur wenige Untersuchungen vorliegen (Van der Meer et al. (1995, 1998) für Deiche und Franco et al. (1995) für Hochwasserschutzwände), wurde eine Erhöhung des Wellenauflaufes bzw. Wellenüberlaufes noch nicht dokumentiert. Es kann vermutet werden, dass auch die Abfolge der Wellen im Wellenzug die Wellenauflaufhöhe und die Wellenüberlauftrate beeinflusst („Vorwelleneinfluss“).

Im Rahmen der Untersuchungen sollte also ermittelt werden, ob und wie es zu einer Erhöhung des Wellenauflaufes (Wellenüberlaufes) infolge schrägen Wellenangriffs für langkämmigen Seegang kommen kann und warum dieser Effekt bei kurzkämmigem Seegang - laut Schrifttum - nicht auftritt. Die Wirkung gemessener Wellenspektren (Naturspektren) auf den Wellenauflauf ist bislang nicht untersucht worden und sollte daher ebenfalls untersucht werden.

2.2 Zielsetzung und Vorgehen

Das Hauptziel des Forschungsprojektes war die systematische Untersuchung des Einflusses von schrägem Wellenangriff auf die Wellenauflaufhöhe an Seedeichen. Damit sollten die Grundlagen für eine Bemessung und konstruktive Gestaltung von geböschten Küstenschutzbauwerken verbessert werden. Dazu wurden die folgenden Teilaspekte unter gleichzeitiger Berücksichtigung der schrägen Wellenangriffsrichtung untersucht:

- i) Einfluss der Richtungsstruktur des Seegangs,
- ii) Einfluss verschiedener Seegangparameter und in der Natur gemessener Wellenspektren,
- iii) Einfluss der Bauwerksgeometrie auf die Wellenauflaufhöhe bei Seedeichen.

Zu Beginn des Projektes wurde daher ein Projektlaufplan aus zwei Phasen erstellt, der in Abbildung 2-4 dargestellt ist.

Im Rahmen der ersten Projektphase wurden Modellversuche an einer durchgehend 1:6 geneigten glatten Böschung im Wellenbecken des NRC/Kanada mit kurz- und langkämmigem Seegang und Wellenangriffsrichtungen zwischen 0 und 40° durchgeführt. Nach der Projektphase 1 wurden die Ergebnisse der ersten Untersuchungen vorgestellt. Da keine Unterschiede beim Wellenauflauf zwischen Versuchen mit langkämmigem und Versuchen mit kurzkämmigem

Seegang festgestellt wurden, konnte das Forschungsprojekt in Absprache mit der KFKI-Projektgruppe im Wellenbecken des Franzius-Instituts, in dem nur langkämmiger Seegang erzeugt werden kann, mit der Untersuchung von weiteren Deichprofilen fortgesetzt werden (Projektphase 2). Abschließend sollte ein Bemessungsansatz für schrägen Wellenangriff auf Basis der Ergebnisse beider Projektphasen ermittelt werden. Aufbauend auf dem Projektablaufplan (Abb. 2-4) wurde das Vorgehen und die Zielsetzung der ersten Projektphase entwickelt.

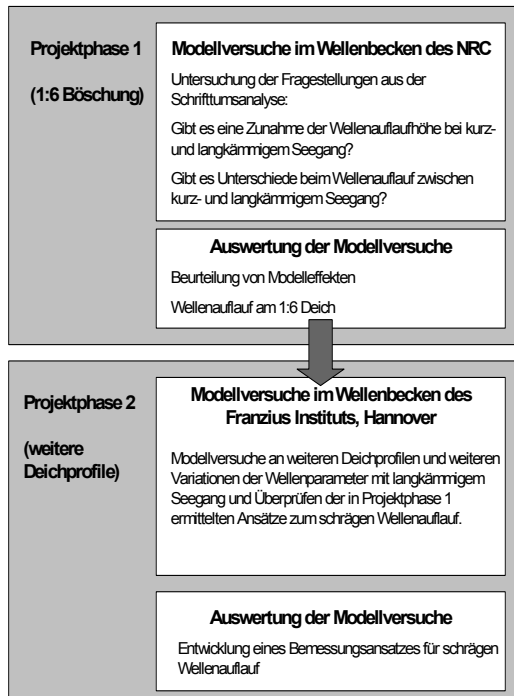


Abb. 2-4: Projektablaufplan „Schräger Wellenauf- lauf an Seedeichen“

Die Ziele und Vorgehen dieser ersten Phase sind in Abbildung 2-5 dargestellt. In der zweiten Projektphase wurden die Untersuchungen der ersten Phase weitergeführt und um Deichgeometrien mit Berme erweitert.

Dabei wurde das in Abbildung 2-6 dargestellte Vorgehen genutzt, um abschließend einen Bemessungsansatz für schrägen Wellenaufbau zu entwickeln, der auch für komplexere Geometrien angewandt werden kann. Die wesentlichen Ergebnisse dieses Forschungsprojektes sind im vorliegenden Bericht dargestellt.

Ausführlichere Beschreibungen der Modellversuche, Analysen und Ergebnisse sind in den vier Teilberichten, die im Rahmen des Forschungsprojektes erstellt wurden, zu finden.

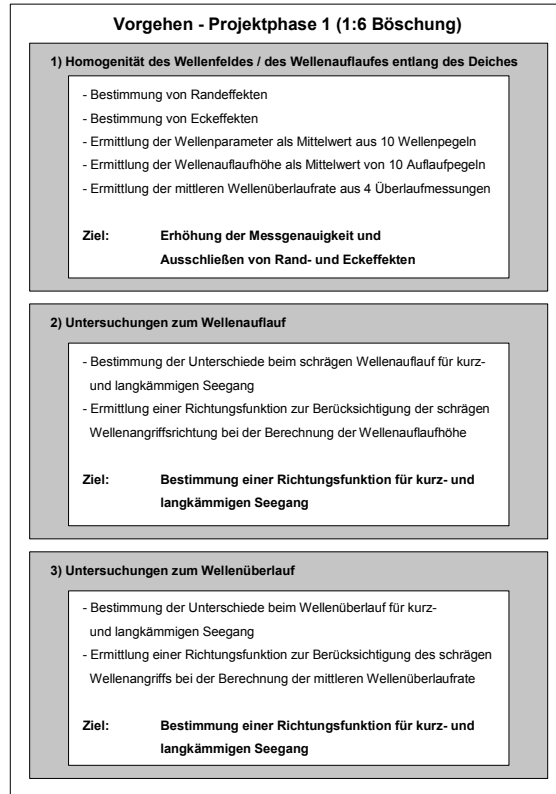


Abb. 2-5: Ziele der Modellversuche und Vorgehen bei der Auswertung in der ersten Projektphase

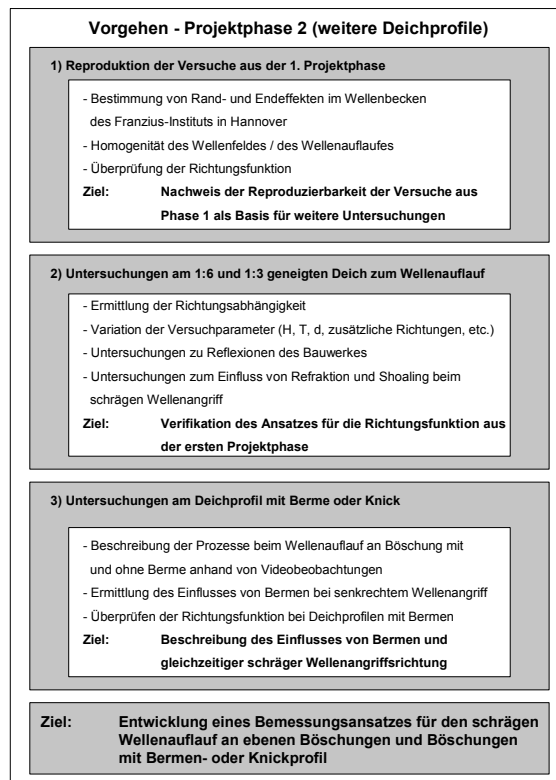


Abb. 2-6: Ziele der Modellversuche und Vorgehen bei der Auswertung in der zweiten Projektphase

Teilbericht 1: Oumeraci, H.; Zimmermann, C.; Schüttrumpf, H.; Daemrich, K.-F.; Möller, J.; Ohle, N. (2001) Influence of oblique wave attack on wave run-up and wave overtopping -3D model tests at NRC/Canada with long- and shortcrested waves-

Teilbericht 2: Zimmermann, C.; Oumeraci, H.; Ohle, N.; Möller, J.; Daemrich, K.-F. (2002) Untersuchungen zum Einfluss von Wellenparametern, Wasserständen und Deichneigungen auf den schrägen Wellenauflauf

Teilbericht 3: Oumeraci, H.; Zimmermann, C.; Möller, J.; Daemrich, K.-F.; Kübler, S.; Ohle, N. (2002) Einfluss von Bermen und Knicken im Deichquerschnitt auf den schrägen Wellenauflauf -

Ergebnisse der Modellversuche-

Teilbericht 4: Zimmermann, C.; Oumeraci, H.; Daemrich, K.-F.; Möller, J.; Ohle, N. (2002) Theoretische Untersuchungen u. Überlegungen zum schrägen Wellenauflauf

3 Beschreibung der Modellversuche und Versuchsprogramm

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden kleinmaßstäbliche 3D Modellversuche in zwei Wellenbecken durchgeführt:

- Wellenbecken des NRC-CHC in Ottawa/Kanada (Projektphase 1)
- Wellenbecken Marienwerder (WBM) des Franzius Instituts (Projektphase 2)

3.1 Beschreibung der Modellversuche aus Projektphase 1

Die Modellversuche der ersten Projektphase wurden im Wellenbecken des NRC-CHC durchgeführt. Das Wellenbecken ist 30 m lang und 20 m breit und verfügt über eine aus 60 Teilsegmenten bestehende Wellenmaschine, mit der kurz- und langkämmiger Richtungsseegang erzeugt werden kann. Der Modelldiich wurde in einer Gesamtlänge von 20 m unter einem Winkel von 20° im Wellenbecken eingebaut (Abb. 3-1).

Durch die Ausrichtung der Bauwerksachse von 20° gegenüber der Wellenmaschinenachse ist auch bei den Versuchen mit einem Anlaufwinkel von 40° nur eine mittlere Richtungsabweichung von 20° bei der Wellenerzeugung erforderlich und es kann so eine sonst stärkere systembedingte Einschränkung der Homogenität des Wellenfeldes vermieden werden.

An den senkrechten Seitenteilen des Versuchseingangs wurde als Übergang eine 1 : 2 geneigte Schotterböschung angeordnet, um Refraktions- und Diffrak-

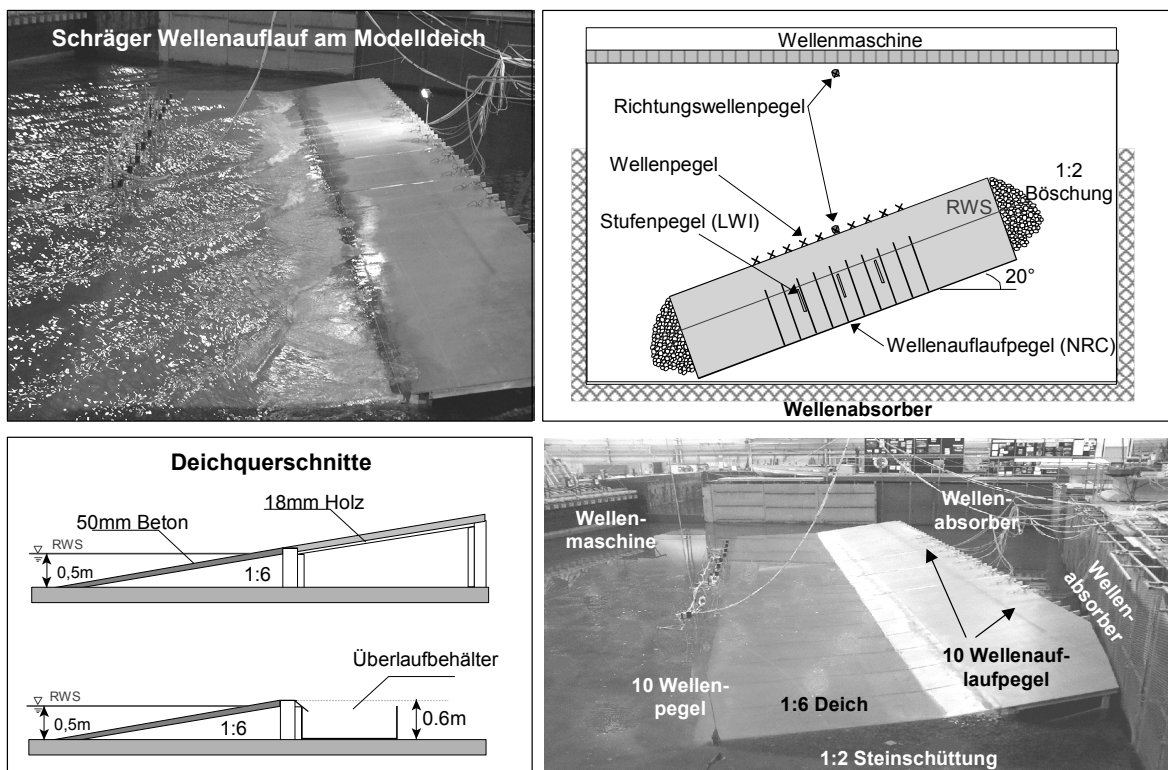


Abb. 3-1: Übersicht über den Modelldiich der Projektphase 1 einschließlich der installierten Messgeräte im Wellenbecken des NRC

tionseffekte abzumindern. Der eigentliche Messbereich, eingegrenzt durch die Anordnung von 10 Auf-
laufpegeln im Abstand von 1 m, lag mittig, jeweils
5,5 m von den Bauwerksenden entfernt.

Der untere Teil des Deiches bestand bis zur Höhe der
für die Überlaufversuche vorgesehenen Deichkrone
(0,6 m über Sohle) aus Estrich auf einem Schotter-
kern. Der höher liegende Teil wurde aus Sperrholz auf
einer Tragkonstruktion aus Profilhölzern ausgeführt.

Für die Messung der einlaufenden Wellen wurden am
Böschungsfuß 10 Wellenpegel installiert. Zusätzlich
befand sich ein Richtungswellenpegel vor der Wel-
lenmaschine und ein weiterer am Deichfuß in der Mit-
te des Messfeldes, diese Pegel dienen zur Bestim-
mung der Richtungsstruktur des einlaufenden See-
gangs. Der Wellenaufbau wurde mit zwei verschiede-
nen Messsystemen erfasst, zum einen wurden Draht-
pegel des NRC verwendet, die eine analoge stufenlo-
se Aufzeichnung des Wellenaufbaus ermöglichen und
zum andern wurden digitale Stufenpegel verwendet,
die am LWI konstruiert wurden.

Um einen möglichst breiten Bereich des Wellenauf-
baus auf dem Deich zu erfassen, wurden 10 analoge
Aufbaupegel im Abstand von je 1 m und dazwischen 3
digitale Aufbaupegel in der Mitte der Böschung ange-
ordnet. Für die anschließenden Messungen des Wel-
lenüberbaus wurde der obere Teil der Konstruktion
entfernt und eine Kronenhöhe von 0,6 m der Böschung
eingestellt. Hinter der Krone befanden sich
4 Überlaufbehälter, in denen die Überlaufwassermenge
mit Schichtdickenpegeln erfasst wurde. Die ver-
wendeten Messgeräte sind in Abbildung 3-2 darge-
stellt. Alle Versuche wurden mit einer Videokamera
aufgezeichnet, die einen Gesamtüberblick über das
Bauwerk und die Wellen lieferte und ausgewählte
Versuche wurden zusätzlich mit einer weiteren Video-
kamera erfasst, wobei nur ein bestimmtes Messfeld
auf der Böschung beobachtet wurde.

Eine detailliertere Beschreibung des Versuchsaufbaus

ist bei Oumeraci et al. (2001) gegeben. Das Ver-
suchsprogramm wurde so ausgewählt, das vor allem
der Einfluss von Wellensteilheit, Wellenangriffsrich-
tung und Lang- und Kurzkämmigkeit auf den Wellen-
aufbau und -überlauf ermittelt werden konnten. Alle
Versuche wurden an einer ebenen und glatten 1 : 6
Böschung in konstanter Wassertiefe von $d = 0,5$ m
durchgeführt. Die Wellenhöhe wurde für alle Versuche
konstant zu $H_{m0} = 0,1$ m gewählt, während 4 ver-
schiedene Wellenperioden ($T_P = 1,26$ s; $1,46$ s;
 $1,78$ s; $2,53$ s) untersucht wurden.

Die Wellenangriffsrichtung wurde bis zu einem Winkel
von 20° in 5° Schritten und bis zum maximalen unter-
suchten Wellenangriffswinkel von 40° in 10° Schritten
für das gewählte TMA-Spektrum verändert. Der Ein-
fluss der Richtungsstruktur des Seegangs (langkäm-
miger bzw. kurzkämmiger Seegang) wurde mit unter-
schiedlichen Breiten der Energieverteilung um die
mittlere Richtung, dem s.g. „Spreading“ σ_θ von 0° ,
 10° , 20° und 30° untersucht. Das detaillierte Ver-
suchsprogramm, das sowohl für die Wellenaufbau- als
auch für die Wellenüberlaufversuche verwendet wur-
de, ist in der Abbildung 3-3 dargestellt.

3.2 Beschreibung der Modellversuche aus Projektphase 2

Die Modellversuche der zweiten Projektphase wurden
im Wellenbecken des Franzius-Instituts der Universität
Hannover durchgeführt. Das Wellenbecken hat eine
Länge von 45 m, eine Breite von 24 m und kann bis
zu einer maximalen Wassertiefe von 0,7 m befüllt
werden. Die Wellenmaschinen wurden vom DANISH
HYDRAULIC INSTITUTE (DHI) entwickelt. Die Wel-
lenmaschine besteht aus getrennt steuerbaren be-
weglichen Einzelelementen mit einer Gesamtbreite
von rd. 24 m. Die Platten der Wellenmaschinen wer-
den durch Öhydraulikzylinder bewegt.

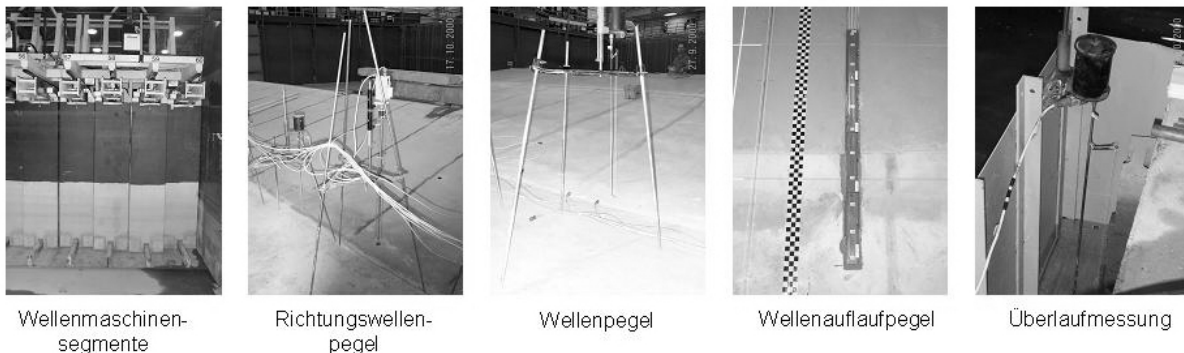


Abb. 3-2: Eingesetzte Messgeräte in der ersten Projektphase

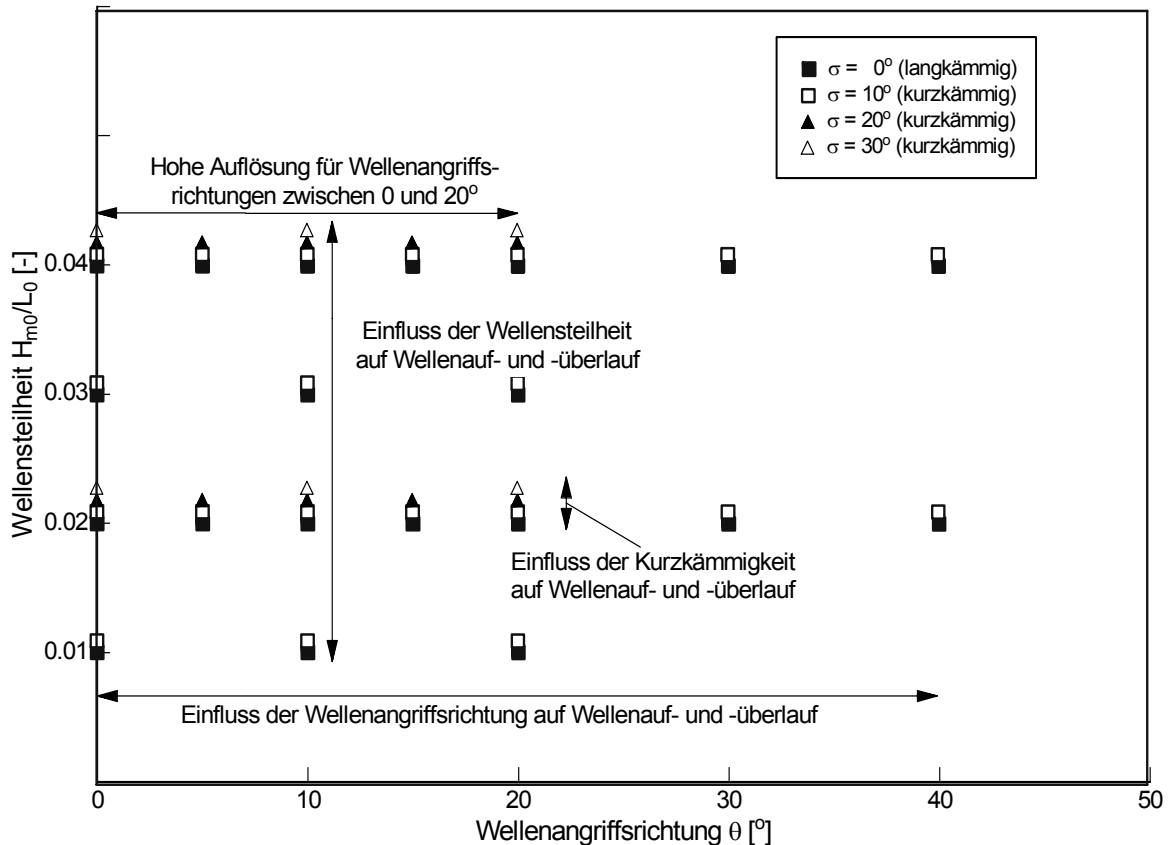


Abb. 3-3: Versuchsprogramm der ersten Projektphase (Wellenauf- und Wellenüberlaufversuche)

Im Wellenbecken wurde ein Deich mit einer Gesamtlänge von 15 m eingebaut. Um Untersuchungen für Wellenangriffsrichtungen zwischen 0° und 80° durchführen zu können, wurde der Modelldeich drehbar konstruiert. Das Drehgestell bestand aus einer Stahl- und Holzkonstruktion, die Deichoberfläche aus Wasserbauplatten, die mit einem Anstrich versehen waren. Das Wellenbecken und der Versuchsaufbau einschließlich der Positionen der eingebauten Messgeräte sind in Abbildung 3-4 dargestellt.

Der Modellaufbau ermöglichte einen schnellen Umbau der Bauwerksvarianten, insgesamt wurden in der zweiten Versuchsphase die folgenden Geometrien untersucht:

- i) Variante A: durchgehender 1:6 geneigter Deich
- ii) Variante B: 1:6 geneigter Deich mit Berme, Bermenbreite $B=0,30\text{m}$
- iii) Variante C: 1:6 geneigter Deich mit Berme, Bermenbreite $B=0,60\text{m}$
- iv) Variante D: durchgehender 1:3 geneigter Deich
- v) Variante E: 1:3 geneigter Deich mit Berme, Bermenbreite $B=0,30\text{m}$
- vi) Variante F: Knickprofil (untere Neigung 1:6, obere Neigung 1:3)

Für die Ermittlung der Wellenparameter am Deichfuß wurden 9 Wellenpegel installiert. Die Wellenaufbauhöhe wurde mit zwei Messsystemen bestimmt, mit den 9 analogen und vier bis sechs digitalen Wellenaufpegeln (Abbildung 3-5).

Das Versuchsprogramm wurde so ausgewählt, dass zunächst am 1 : 6 geneigten Deich die Versuche der ersten Projektphase, die im Wellenbecken des NRC durchgeführt wurden, im Wellenbecken in Hannover wiederholt wurden, um die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse aus Phase 1 zu überprüfen.

Anschließend wurden weitere Parametervariationen für den 1 : 6 Deich vorgenommen (Wellenangriffsrichtungen bis 80° , Variation des Wasserstandes, der Wellenhöhen, Naturspektren, etc.). Außerdem wurden weitere Geometrien untersucht (Abbildung 3-6). Für alle Bauwerksgeometrien wurden neben den theoretischen Wellenspektren auch Einzelwellen, regelmäßige Wellen sowie Naturspektren untersucht.

Das detaillierte Versuchsprogramm ist in den Teilberichten gegeben. Am 1:6 geneigten Deich und am Knickprofil wurden außerdem Reflexionsmessungen zur Bestimmung des Reflexionskoeffizienten durchgeführt.

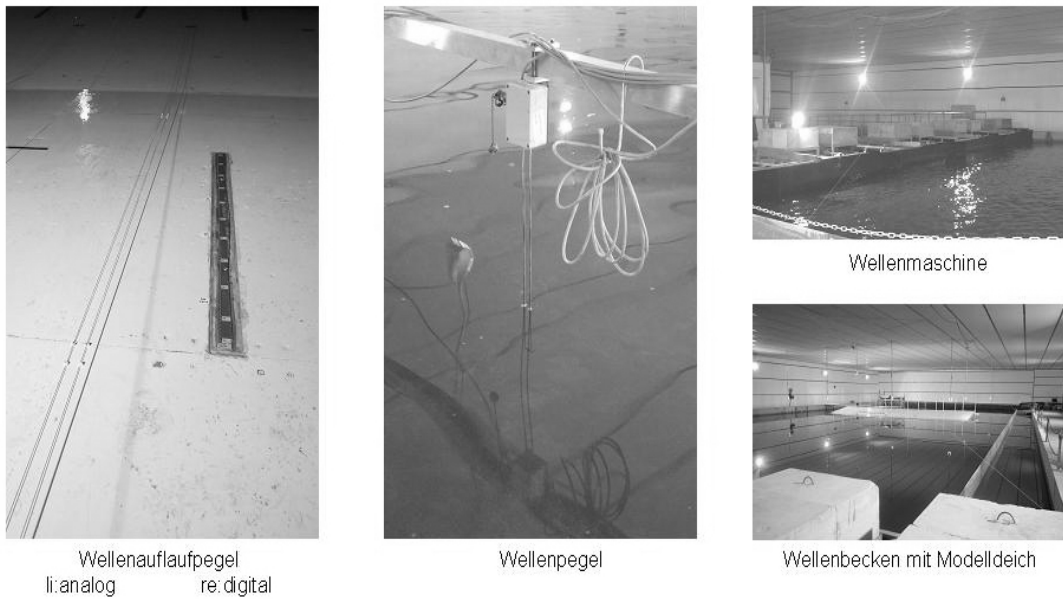


Abb. 3-4: Messgeräte in der zweiten Versuchsphase und Wellenmaschine sowie der Modelldeich

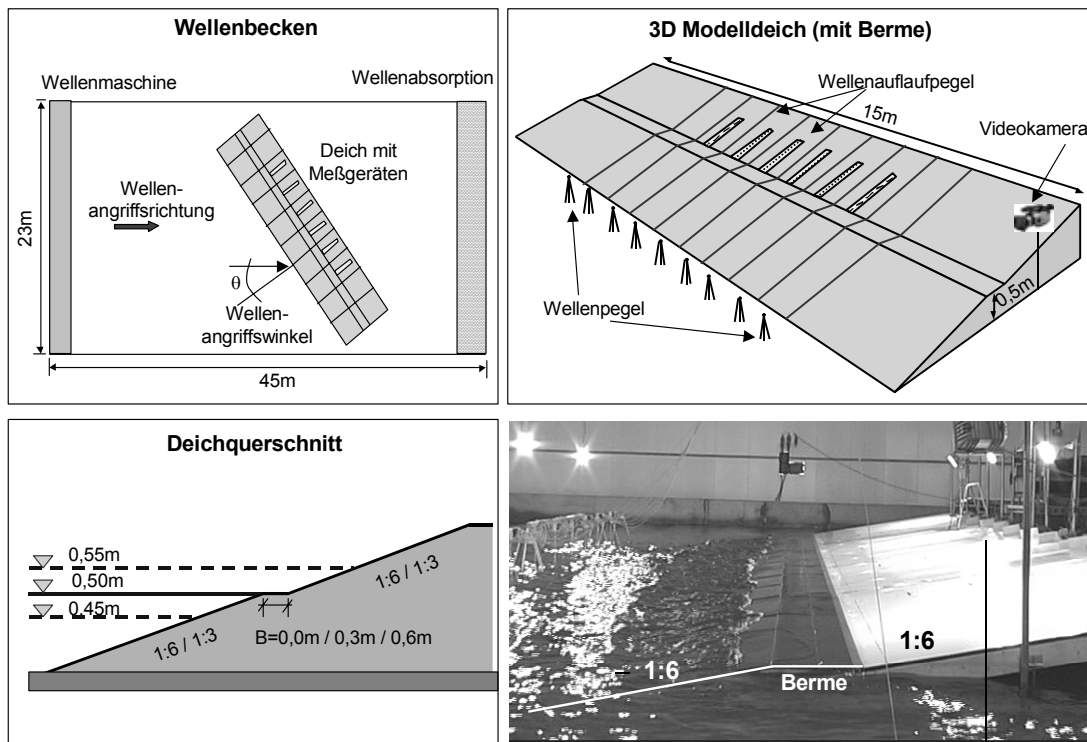


Abb. 3-5: Übersicht über den Modelldeich der Projektphase 2 einschließlich der installierten Messgeräte im Wellenbecken des Franzius-Instituts

Bei den Versuchen der zweiten Phase gab es ein breiteres Versuchsprogramm, dass aufgrund der laufenden Ergebnisauswertung während der Versuchsphase angepasst wurde. Die Versuchsdauer betrug bei den theoretischen Wellenspektren zwischen 1300 s für $T_p=1,27$ s und 2600 s für $T_p=2,53$ s (1 Wellenzyklus = 1000 T_p). Die Versuche mit regelmäßigen Wellen hat-

ten eine Versuchsdauer von 180 s. Die Messdauer wurde für alle Versuche etwas länger als die Versuchsdauer ausgewählt, um bei der Analyse einen Zeitbereich wählen zu können, in dem alle Wellen erfasst werden. Die Daten wurden mit einer Abtastfrequenz von 20 Hz von der Messwerterfassung aufgezeichnet.

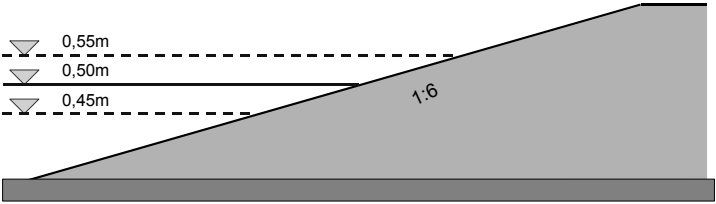
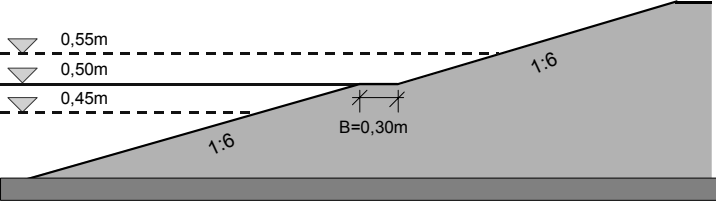
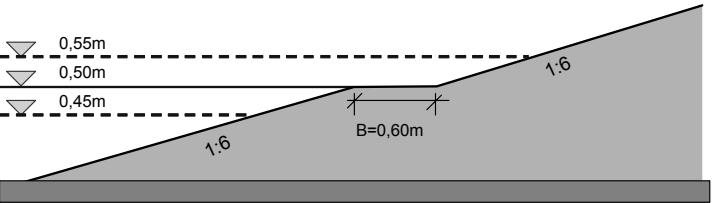
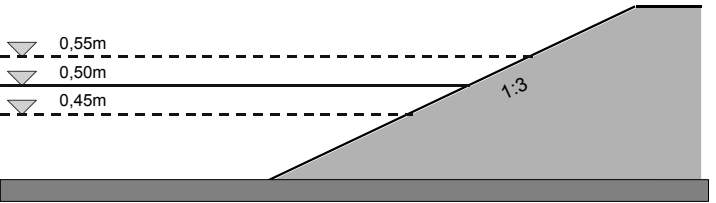
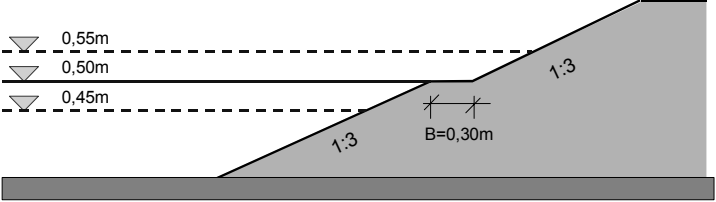
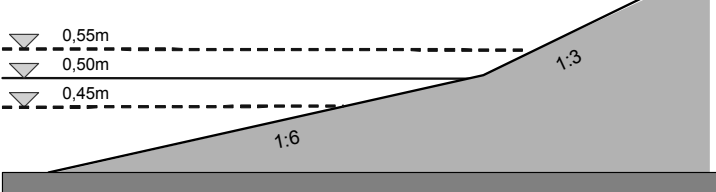
<p>Variante A: glatte 1:6 geneigte Böschung</p> 	<p>Kombinationen aus den folgenden Versuchsparametern: $d = 0,45; 0,50; 0,55\text{m}$ $H_S = 0,05; 0,10; 0,15\text{m}$ $T_P = 1,27; 1,46; 1,79; 2,53\text{s}$ $\theta = 0^\circ; 5^\circ; 10^\circ; 15^\circ; 20^\circ; 25^\circ; 30^\circ; 40^\circ; 45^\circ; 50^\circ; 60^\circ; 70^\circ; 80^\circ$</p>
<p>Variante B: glatte 1:6 geneigte Böschung mit Berme, B=0,30m</p> 	<p>Kombinationen aus den folgenden Versuchsparametern: $d = 0,45; 0,50; 0,55\text{m}$ $H_S = 0,10\text{m}$ $T_P = 1,27; 1,79\text{s}$ $\theta = 0^\circ; 10^\circ; 20^\circ; 40^\circ; 60^\circ; 80^\circ$</p>
<p>Variante C: glatte 1:6 geneigte Böschung mit Berme, B=0,60m</p> 	<p>Kombinationen aus den folgenden Versuchsparametern: $d = 0,45; 0,50; 0,55\text{m}$ $H_S = 0,10\text{m}$ $T_P = 1,27; 1,79\text{s}$ $\theta = 0^\circ; 10^\circ; 20^\circ; 40^\circ; 60^\circ; 80^\circ$</p>
<p>Variante D: glatte 1:3 geneigte Böschung</p> 	<p>Kombinationen aus den folgenden Versuchsparametern: $d = 0,45; 0,50; 0,55\text{m}$ $H_S = 0,10\text{m}$ $T_P = 1,27; 1,79\text{s}$ $\theta = 0^\circ; 20^\circ; 40^\circ; 60^\circ; 80^\circ$</p>
<p>Variante E: glatte 1:3 geneigte Böschung mit Berme B=0,30m</p> 	<p>Kombinationen aus den folgenden Versuchsparametern: $d = 0,45; 0,50; 0,55\text{m}$ $H_S = 0,10\text{m}$ $T_P = 1,27; 1,79\text{s}$ $\theta = 0^\circ; 20^\circ; 30^\circ; 40^\circ; 60^\circ; 80^\circ$</p>
<p>Variante F: Knickprofil</p> 	<p>Kombinationen aus den folgenden Versuchsparametern: $d = 0,45; 0,50; 0,55\text{m}$ $H_S = 0,10\text{m}$ $T_P = 1,27; 1,79\text{s}$ $\theta = 0^\circ; 20^\circ; 30^\circ; 40^\circ; 60^\circ; 80^\circ$</p>

Abb. 3-6: Bauwerksgeometrien und Versuchsprogramm in der zweiten Projektphase

4 Analyse der Versuchsdaten und Ergebnisse

Ziel der Untersuchungen war die Ermittlung einer Richtungsfunktion für den Wellenauf- und Wellenüberlauf sowie die Beschreibung des Einflusses der schrägen Wellenangriffsrichtung für unterschiedliche Deichprofile. Die einzelnen Einflussfaktoren, die dabei in den zwei Projektphasen untersucht wurden, sind in Abbildung 4-1 dargestellt. Neben den Untersuchungen an durchgehenden Böschungen wurden auch Bermen und ein konkaves Knickprofil untersucht.

Die Ergebnisse der Modellversuche werden in diesem Abschnitt für die beiden Projektphasen dargestellt. Im ersten Abschnitt, der die Ergebnisse der Modellversuche in Kanada beschreibt wird dargestellt, welche Unterschiede es beim schrägen Wellenauflauf für kurz-kämmigen und langkämmigen Seegang gibt und wie die Richtungsfunktion für schrägen Wellenangriff beschrieben werden kann. Anschließend wird in Abschnitt 4.2 die Richtungsfunktion für zusätzliche Modellkonfigurationen überprüft und der Einfluss der Bauwerksgeometrie bei schrägem Wellenauflauf untersucht.

4.1 Ergebnisse der Projektphase 1 (Versuche in Kanada)

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der in der Projektphase 1 durchgeführten Grundsatzuntersuchungen zum schrägen Wellenauflauf und -überlauf im Wellenbecken des NRC-CHC (National Research Council - Canadian Hydraulics Centre) dargestellt. Kernpunkt der Untersuchungen ist die Klärung der Frage, ob Ergebnisse mit langkämmigem Seegang in den wesentlichen Tendenzen den Ergebnissen mit kurzkämmigem Seegang entsprechen.

Die Versuche wurden an einem ebenen 1 : 6 geneigten Modelldeich mit Seegangsspektren unterschiedlicher Richtungsstrukturen und Anlaufrichtungen durchgeführt. Im folgenden werden die Ergebnisse der Modellversuche unter Berücksichtigung der Teilaspekte, die in Abbildung 2-5 dargestellt sind, vorgestellt. Dabei wird zunächst die Homogenität des Wellenfeldes bzw. des Wellenauflaufes entlang des Deiches beschrieben. Anschließend werden die wesentlichen Ergebnisse zum Wellenauflauf dargestellt und abschließend für Projektphase 1 die Ergebnisse zum Wellenüberlauf präsentiert.

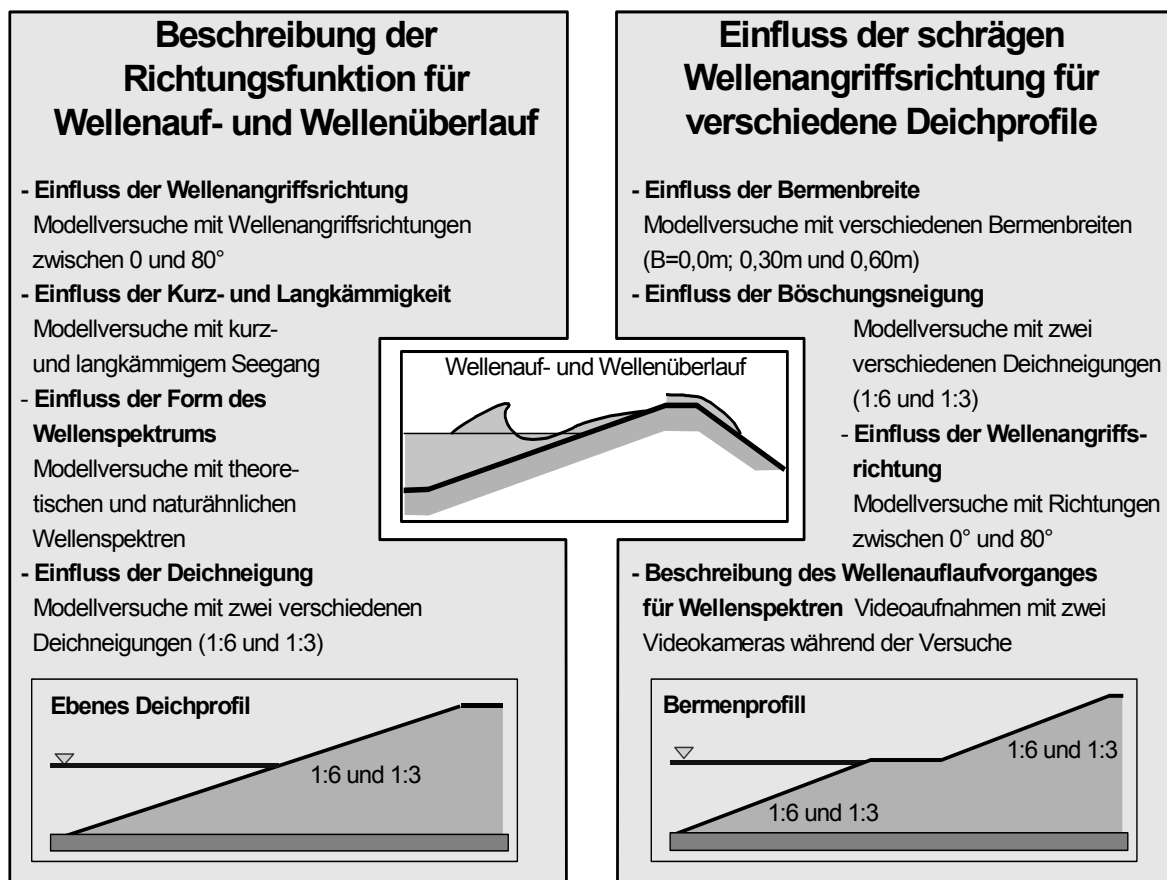


Abb. 4-1: Ziele der Untersuchungen und zugeordnete Untersuchungen im Projektrahmen

4.1.1 Überprüfung der Homogenität des Wellenfeldes und des Wellenauflaufes entlang des Deiches

Um den Einfluss der Randbedingungen im Modell so gering wie möglich zu halten, wurden nur in der Mitte des Deiches in einem 10 m langen Messfeld die einlaufenden Wellen und der Wellenauflauf gemessen. Die Ränder des Modelldeiches lagen jeweils 5,5 m vom eigentlichen Messfeld entfernt, um eventuelle Rand- und Eckeffekte zu reduzieren. Um festzustellen, ob trotzdem Randeffekte Einfluss auf die Messergebnisse haben, wurden alle Messergebnisse auf Homogenität überprüft. Abbildung 4-2 zeigt beispielhaft die Variabilität entlang des Deiches von Wellenhöhe H_{m0} , Wellenperiode T_p und Wellenauflaufhöhe $R_{u2\%}$ für einen Versuch mit kurzkämmigem Seegang („Spreading“ $\sigma_\theta = 10^\circ$) und einer Wellenangriffsrichtung von $\theta = 20^\circ$.

Es ist zu erkennen, dass im äußeren Bereich, d.h. im Bereich der Wellenpegel 1/2 und 9/10, noch leichte Einflüsse der Ecken und Ränder vorhanden waren. Insgesamt streuen die Versuchsergebnisse aber nur sehr gering. Die größte Variationskoeffizient s' liegt im Bereich von $s' = 3,8\%$ und ist damit fast zu vernachlässigen. Sie ist wie folgt definiert:

$$s' = \frac{s}{\bar{x}} \quad \text{Gl. 4-1}$$

mit s = Standardabweichung

\bar{x} = Mittelwert (aus allen Datenpunkten)

Insgesamt haben die Untersuchungen gezeigt, dass alle Versuche eine relativ homogene Verteilung der einlaufenden Wellen entlang des Deiches aufweisen,

ohne dass wesentliche Rand- und Eckeffekte erkennbar sind. Eine Zusammenfassung der relativen Abweichungen für alle Versuche zum Wellenauflauf der Projektphase 1 ist in Tafel 4-1 dargestellt.

Die Versuche zum Wellenüberlauf zeigten deutlich höhere Abweichungen entlang des Deiches (Taf. 4-2), diese können jedoch auch mit mittleren Abweichungen von ca. 8,5 % bei der mittleren Wellenüberlaufrate als gering eingestuft werden, da insbesondere bei Wellenüberlaufmessungen in einem Wellenkanal Abweichungen in einer Größenordnung zwischen 10 % und 20 % keine Seltenheit sind.

Zusammenfassend kann angesichts der üblichen Messgenauigkeiten sowohl das Wellenfeld unmittelbar vor dem Deich als auch die Verteilung der Wellenauflaufhöhen und der mittleren Wellenüberlaufzeiten entlang des Deiches als relativ homogen bezeichnet werden. Die maximalen Abweichungen entlang des Deiches betragen ca. 8 %, die mittleren Abweichungen maximal 4 % bei den Wellenauflaufversuchen und bei den Wellenüberlaufversuchen betragen die mittleren Abweichungen 8,6 %. Durch die Anordnung des Messbereichs in der Mitte des 20m langen Deiches wurde erreicht, dass die Ergebnisse nicht durch Prozesse, die an den Ecken und Rändern des Bauwerks auftreten, beeinflusst werden.

4.1.2 Ergebnisse der Wellenauflaufversuche

Das Hauptziel der Modelluntersuchungen war es, den Einfluss der Wellenangriffsrichtung und der Kurzkämmigkeit auf den Wellenauflauf und Wellenüberlauf zu ermitteln. Um eine vergleichbare Beziehung zwischen

	Langkämmiger Seegang			Kurzkämmiger Seegang		
	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel
H_{m0}	1,51%	7,74%	3,93%	0,66%	3,56%	1,58%
T_p	0,60%	5,36%	2,17%	0,57%	1,67%	0,93%
$R_{u2\%}$	2,53%	8,00%	3,98%	1,19%	5,83%	3,28%

Taf. 4-1: Zusammenstellung der relativen Abweichungen (minimale Abweichung, maximale Abweichung und mittlere Abweichung) der Messungen an den 10 Wellenpegeln bzw. Wellenauflaufpegeln entlang des Deiches

	Langkämmiger Seegang			Kurzkämmiger Seegang		
	Min	Max	Mittel	Min	Max	Mittel
H_{m0}	1,03%	8,46%	4,07%	0,79%	3,77%	2,06%
T_p	0,95%	5,71%	2,20%	0,63%	1,87%	1,34%
q	1,89%	18,60%	8,63%	1,56%	15,72%	5,80%

Taf. 4-2: Zusammenstellung der relativen Abweichungen (min. Abweichung, max. Abweichung und mittlere Abweichung) der Messungen an den 10 Wellenpegeln bzw. 4 Wellenüberlaufmessungen entlang des Deiches

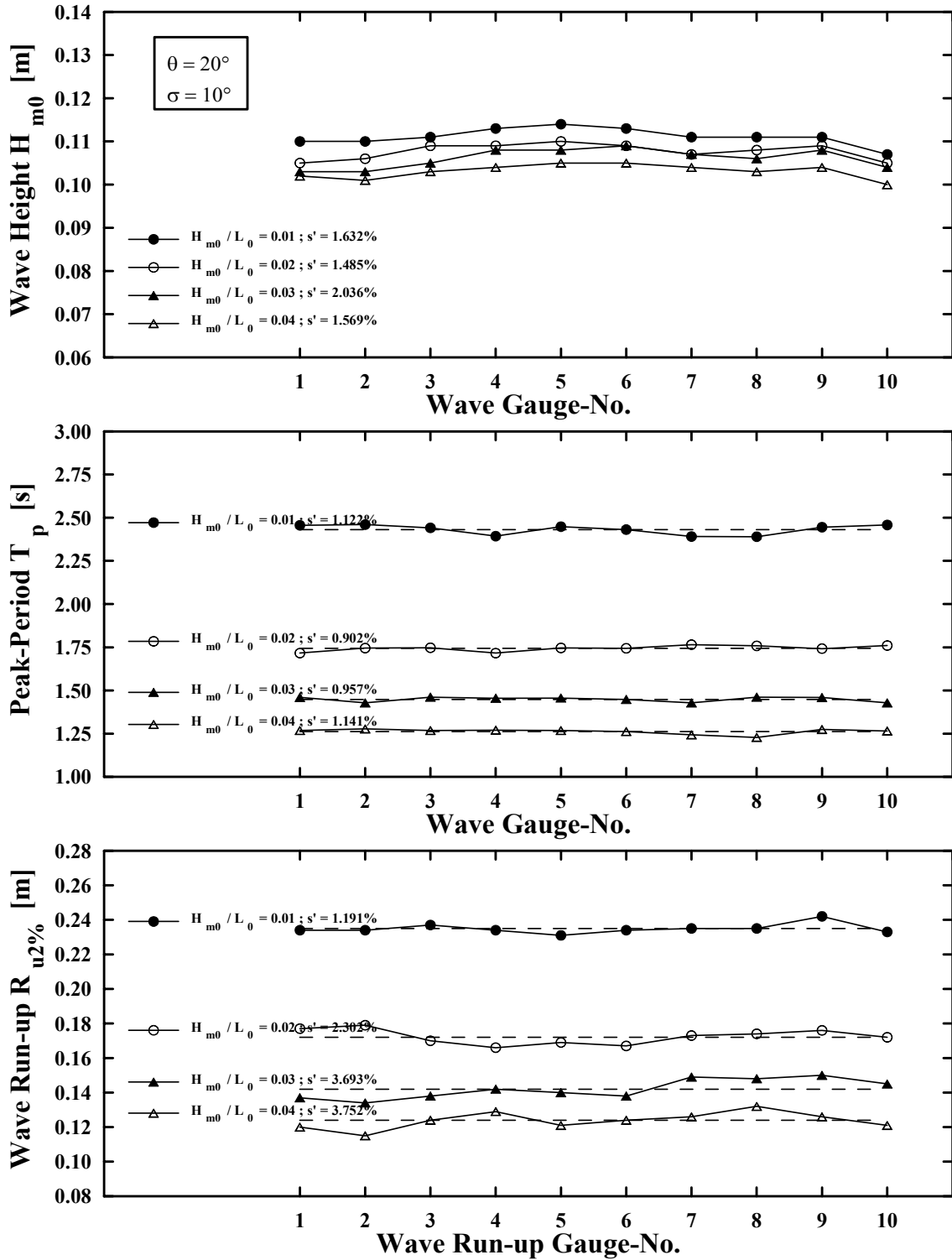


Abb. 4-2: Variation von H_{m0} , T_p und $R_{u2\%}$ entlang des Deichs für kurzkämmigen Seegang ($\sigma_\theta = 10^\circ$) mit schrägem Wellenangriff ($\theta = 20^\circ$)

Wellenaufhöhe und den Wellenparametern, wie Wellenhöhe und -steilheit zu ermitteln, wird ein dimensionsloser Koeffizient a eingeführt. Die im Folgenden dargestellte Gleichung 4-2 ordnet der dimensionslosen Wellenaufhöhe R/H und der Brecherkennzahl ξ den dimensionslosen Koeffizienten a zu.

Diese Vorgehensweise hat sich auch bei vielen früheren Wellenaufbauuntersuchungen bewährt:

$$\frac{R}{H} = a \cdot \xi \quad \text{Gl. 4-2}$$

Für die weiteren Untersuchungen wird die theoretische Wellenaufhöhe R durch die gemessenen statistischen Kenngrößen der Aufhöhe $R_{u2\%}$, $R_{1/3}$ etc.

ersetzt. Die theoretische Wellenhöhe H geht in den Faktor der Brecherkennzahl ξ ein, wie er in Gleichung 4-3 definiert ist und wird durch die gemessenen statistischen Kenngrößen der Wellenhöhe H_{m0} , $H_{2\%}$ etc. ersetzt:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{(H/L_0)}} \quad \text{Gl. 4-3}$$

mit $L_0 = \frac{g \cdot T^2}{2 \cdot \pi}$ (Wellenlänge im Tiefwasser)

T = Wellenperiode (bei der Auswertung ersetzt je nach Bedarf durch T_p, T_{01}, T_{02} , etc.)

g = Erdbeschleunigung

$\tan \alpha$ = Deichneigung

H_{m0} = Wellenhöhe aus Wellenspektrum

$R_{u2\%}$ = Wellenaufbauhöhe die von 2% aller Wellen überschritten wird

$R_{u1/3}$ = Mittelwert der 1/3 höchsten Wellenaufläufe aller einlaufenden Wellen

T_p = Peakperiode des Wellenspektrums

Im Folgenden wird die Auswertung für die Wellenaufbauhöhe $R_{u,2\%}$ dargestellt, dabei wird die Peakperiode T_p und die Wellenhöhe H_{m0} verwendet:

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = a \cdot \xi_{0p} \quad \text{Gl. 4-4}$$

Um den dimensionslosen Faktor a für jeden Versuch zu berechnen, wird Gleichung wie folgt umgeformt:

$$a = \frac{R_{u,2\%}}{H_{m0} \cdot \xi_{0p}} \quad \text{Gl. 4-5}$$

Um den Einfluss der Wellenangriffsrichtung θ und der Kurzkämmigkeit („Spreading“ σ_θ) auf die Wellenaufbauhöhe darstellen zu können, wird der Reduktionsfaktor γ_θ eingeführt:

$$a(\theta) = \gamma_\theta \cdot a(\theta=0^\circ) \quad \text{Gl. 4-6}$$

Durch Umformung folgt:

$$\gamma_\theta = \frac{a(\theta)}{a(\theta=0^\circ)} \quad \text{wobei } \gamma_\theta(0^\circ)=1,0 \text{ Gl. 4-7}$$

Der Einfluss der Kurz-, bzw. Langkämmigkeit der Versuchswellen auf den Wellenaufbau aus den bisherigen Untersuchungen im Vergleich zu den eigenen Messungen kann Abbildung 4-3 entnommen werden. Hierbei ist der Einfluss der Wellenangriffsrichtung auf die Wellenaufbauhöhe in Form des Korrekturkoeffizienten γ_θ dargestellt.

Um eine Quantifizierung der Streuung der Ergebnisse und des Einflusses der Kurzkämmigkeit zu erhalten, ist in Tafel 4-3 die Standardabweichung des dimensionslosen Koeffizienten a über alle Versuche und das arithmetische Mittel aller Abweichungen zwischen kurz- und langkämmigen Versuchen bezüglich verschiedener Wellenaufbauhöhen ($R_{u2\%}$, $R_{1/3}$ und $R_{1/10}$) dargestellt. Die Unterschiede der Wellenaufbauhöhe zwischen Versuchen mit langkämmigem Seegang und Versuchen mit kurzkämmigem Seegang Δa liegen in der Größenordnung der natürlichen Streuung $s(a)$ der Ergebnisse bezüglich der Standardabweichung (Taf. 4-3).

Es ist also für die untersuchten Wellenangriffsrichtungen von $\theta = 0^\circ$ bis $\theta = 40^\circ$ kein signifikanter Unterschied zwischen kurz- und langkämmigen Versuchen für die Ermittlung der Wellenaufbauhöhe bezüglich der Wellenangriffsrichtung erkennbar. Ein Ziel der Untersuchungen war es, zu überprüfen, ob für kleine Wellenangriffsrichtungen mit einer Erhöhung der Wellenaufbauhöhe zu rechnen ist, wie sie z.B. von Tautenhain et al. (1982) in Modellversuchen ermittelt wurde. Bei den eigenen Untersuchungen erkennt man, dass einige Korrekturkoeffizienten bei Versuchen mit kurzkämmigem Seegang einen Wert aufweisen, der größer als 1,0 ist, bei Versuchen mit langkämmigem Seegang nur 1 Versuch einen Reduktionskoeffizienten aufweist, der größer als 1,0 ist.

Die größte Erhöhung aller Versuche beträgt jedoch nur $\gamma_\theta = 1,012$ und liegt somit noch in der Streubreite der Untersuchungen. In früheren Modellversuchen wurde für kleine Wellenangriffsrichtungen ($5^\circ < \theta < 20^\circ$) ein Wert für den Korrekturkoeffizienten γ_θ von teilweise bis zu 1,1 bestimmt. Die Untersuchungen in diesem Projekt, bei denen Randeffekte

	$R_{u,2\%}$ [m]	$R_{1/10}$ [m]	$R_{1/3}$ [m]
$\Delta a =$ langkämmig - kurzkämmig	0,028	0,025	0,013
$s(a)$	0,021	0,021	0,010

Taf. 4-3: Vergleich der Streuungen $s(a)$ der Versuchsergebnisse für den dimensionslosen Koeffizienten a und Abweichung Δa der Koeffizienten a zwischen lang- und kurzkämmigen Versuchen

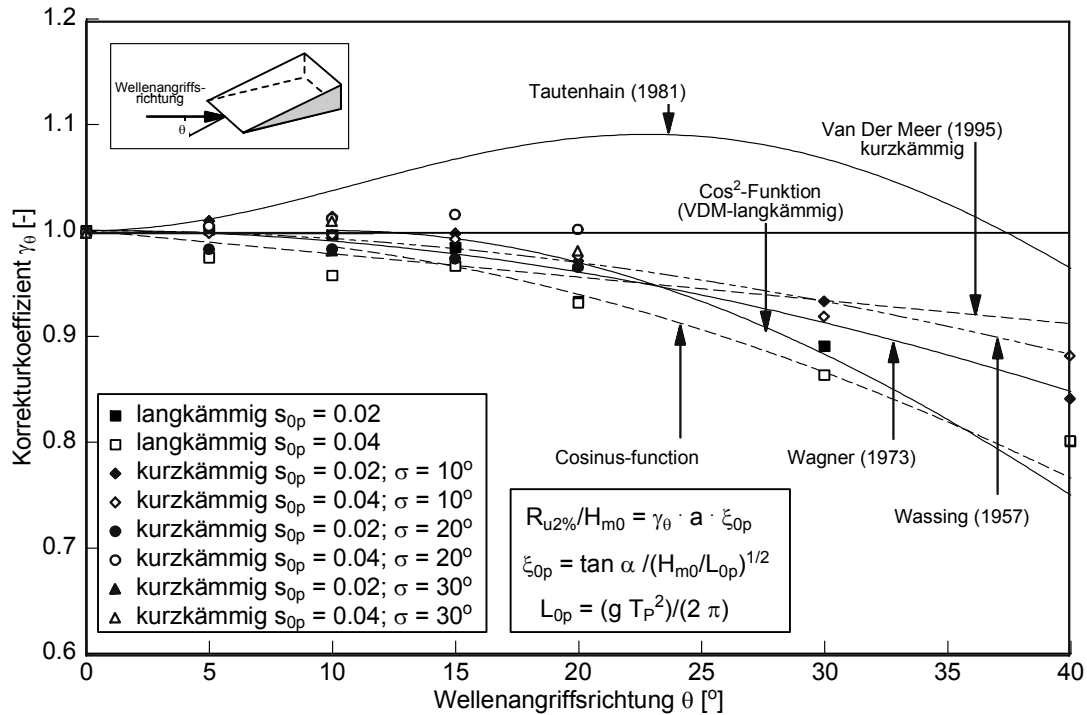


Abb. 4-3: Reduktionskoeffizient γ_θ in Abhängigkeit der Wellenangriffsrichtung für d. Wellenaufbauhöhe $R_{u,2\%}$

und Tendenzen an den Bauwerksecken weitestgehend reduziert werden konnten bzw. die Messungen nicht beeinflussten, zeigen, dass die früher beobachteten Erhöhungen für kleine Wellenangriffsrichtungen keine physikalischen Ursachen haben, sondern auf Modelleffekte zurückgeführt werden können. Insgesamt können die Versuchsdaten zum Wellenaufbau der ersten Projektphase mit der Richtungsfunktion:

$$\gamma_\theta = 0,35 + 0,65 \cos \theta \quad \text{mit } s' = 5\% \quad \text{Gl. 4-8}$$

beschrieben werden. Diese Funktion gilt sowohl für kurz- als auch für langkammigen Seegang und entspricht der Richtungsfunktion, die 1973 von Wagner und Bürger ermittelt wurde.

4.1.3 Ergebnisse der Wellenüberlaufversuche

Für die Wellenüberlaufversuche wurde das gleiche Versuchsprogramm gewählt wie auch für die Wellenaufbauversuche. Hauptziel war bei den Untersuchungen zum Wellenüberlauf die Beschreibung des Einflusses der schrägen Wellenangriffsrichtung bei kurz- und langkammigem Seegang auf die mittlere Wellenüberlauftrate. Analog zu den Wellenaufbauversuchen wird der Einfluss der Wellenangriffsrichtung auch bei den Versuchen zum Wellenüberlauf über einen Koeffizienten a und anschließend den Korrektorkoeffizienten γ_θ beschrieben. Hierzu wird eine dimensionslose Wellenüberlauftrate gewählt, wie sie z.B. von

Schüttertrumpf (2001) für einen 1:6 Deich verwendet wurde:

$$\frac{q}{\sqrt{2 g H_S^3}} = Q_0 \xi_{0p} \exp\left(-b \frac{R_C}{R_{u2\%}}\right) \quad \text{Gl. 4-9}$$

mit: $Q_0, b =$ dimensionslose Faktoren

Die Gleichung 4-8 kann durch Ersetzen der Wellenaufbauhöhe $R_{u2\%}$ aus Gleichung 4-4, wie folgt vereinfacht werden:

$$\frac{q}{\sqrt{2 g H_{m0}^3}} = Q_0 \xi_{0p} \exp\left(-b' \frac{R_C}{\xi_{0p} H_{m0}}\right) \quad \text{Gl. 4-10}$$

Die Gleichung 4-9 kann wie folgt umgestellt werden (mit $b' = b/a$):

$$\frac{R_C}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\ln\left(\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} \cdot \frac{1}{\xi_{0p}}\right)} = a' \cdot \xi_{0p} \quad \text{Gl. 4-11}$$

wobei, analog zu den Aufbauversuchen, der dimensionslose Koeffizient a' für jeden Modellversuch ermittelt wird.

Durch Einführung des Reduktionsfaktors γ_θ wird in der Gleichung 4-10 der Einfluss der Wellenangriffsrichtung θ und der Kurzkämmigkeit σ_θ auf die Wellenüberlauftrate berücksichtigt:

$$\gamma_\theta = \frac{a(\theta)}{a(\theta = 0^\circ)} \quad \text{Gl. 4-12}$$

Zur Ermittlung der Reduktionsfaktoren werden alle Wellenparameter entlang des Deichs (10 Positionen) gemittelt und in Bezug auf die Überlaufmengen (4 Positionen) gesetzt. Abbildung 4-4 zeigt die Reduktionsfaktoren γ_θ in Abhängigkeit der Wellenangriffsrichtung für die mittlere Wellenüberlauf rate q . Man kann erkennen, dass langkämmige Wellen zu leicht höheren mittleren Wellenüberlauf rates führen als kurzkämmige Wellen. Außerdem sind dargestellt die Richtungsfunktion für Wellenüberlauf nach Van der Meer et al. (1998) und die Richtungsfunktion, die für die eigenen Wellenaufversuche ermittelt wurde. Der Vergleich zeigt, dass die Funktion nach Van der Meer et al. (1998) weniger gut geeignet ist, um den schrägen Wellenüberlauf zu berücksichtigen als die eigene Funktion für den Wellenaufbau. Außerdem wurde bei den Wellenüberlaufversuchen keine deutlich andere Richtungsfunktion verglichen mit den Wellenaufversuchen ermittelt.

Im Vergleich zur Streuung der Versuchsergebnisse sind die Erhöhung und die Reduzierung der mittleren Wellenüberlauf rates allerdings gering. Die größte Erhöhung beträgt nur ca. 3% ($\gamma_\theta = 1,03$) für kurzkämmige Wellen bei kleinen Wellenangriffsrichtungen ($\theta < 15^\circ$). Das bedeutet, dass die Untersuchungen zum Wellenüberlauf im allgemeinen die Ergebnisse zum Wellenaufbau bestätigen. Die mittleren Wellenüber-

lauf rates sind in den Versuchen für langkämmige Versuche zwar leicht erhöht gegenüber den kurzkämmigen Versuchen, jedoch liegt die Streuung noch innerhalb der Standardabweichung aller Versuchsergebnisse.

4.1.4 Bewertung der Ergebnisse der Projektphase 1

Obwohl zahlreiche Untersuchungen zum Wellenauf- und Wellenüberlauf an Seedeichen weltweit durchgeführt wurden, bestanden noch Zweifel am Einfluss des schrägen Wellenangriffs auf den Wellenauf- und Wellenüberlauf bei kurz- und langkämmigem Seegang. Daher wurden die beschriebenen Modellversuche der ersten Projektphase im Wellenbecken des NRC-CHC in Kanada an einem 1 : 6 geneigten Deich mit kurz- und langkämmigem Seegang für Wellenangriffsrichtungen zwischen $\theta = 0^\circ$ und 40° durchgeführt. Dabei wurden die in Abbildung 2-5 beschriebenen Ziele verfolgt. In Abbildung 4-5 ist zusammenfassend dargestellt, welche Ergebnisse erreicht wurden.

Im ersten Schritt wurde das Wellenfeld und der Wellenaufbau auf Homogenität entlang des Deiches untersucht, um Randeinflüsse im Modell zu erkennen. Die mittlere Variation der untersuchten Parameter entlang des Deiches beträgt ca. 3% ohne klaren Trend, d.h. dass Rand- und ECKEINFLÜSSE bei den durchgeführten Versuchen ausgeschlossen werden können.

Anschließend wurde für alle Wellenauf- und Wellen-

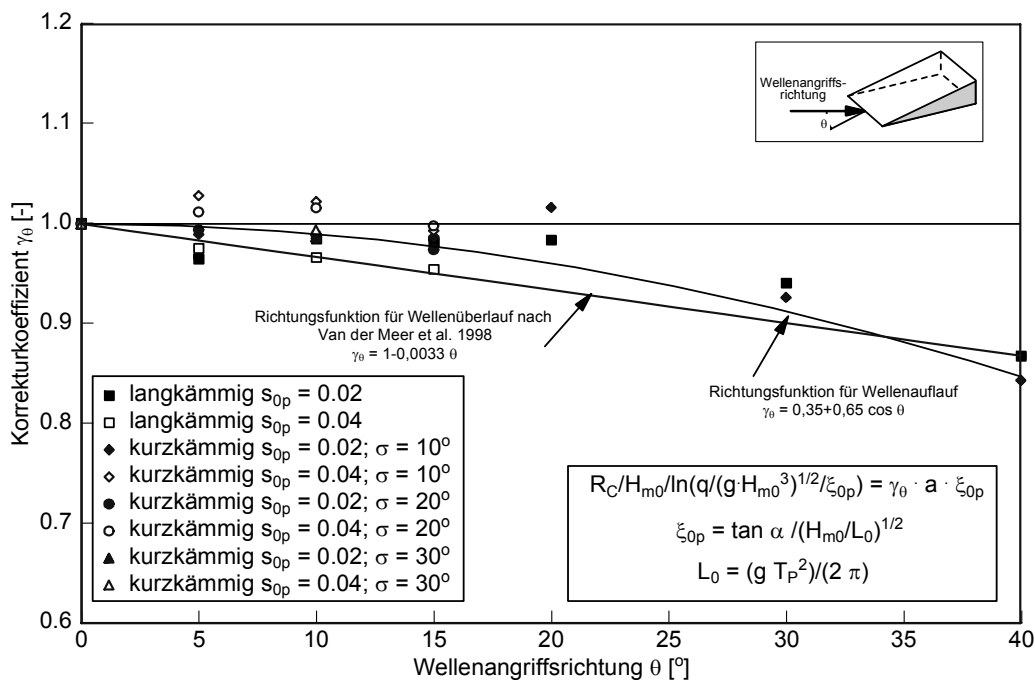


Abb. 4-4: Korrekturkoeffizient γ_θ in Abhängigkeit von der Wellenangriffsrichtung θ für die mittlere Wellenüberlauf rate q

überlaufversuche der Koeffizient a bestimmt, um den Unterschied zwischen Versuchen mit kurz- und langkämmigem Seegang zu ermitteln. Die maximale relative Standardabweichung des a -Koeffizienten beträgt für alle Versuche $s' = 3,3\%$. Diese Unsicherheit ist im Vergleich zu früheren Untersuchungen sehr niedrig und zeigt die Genauigkeit der Messungen im kanadischen Wellenbecken.

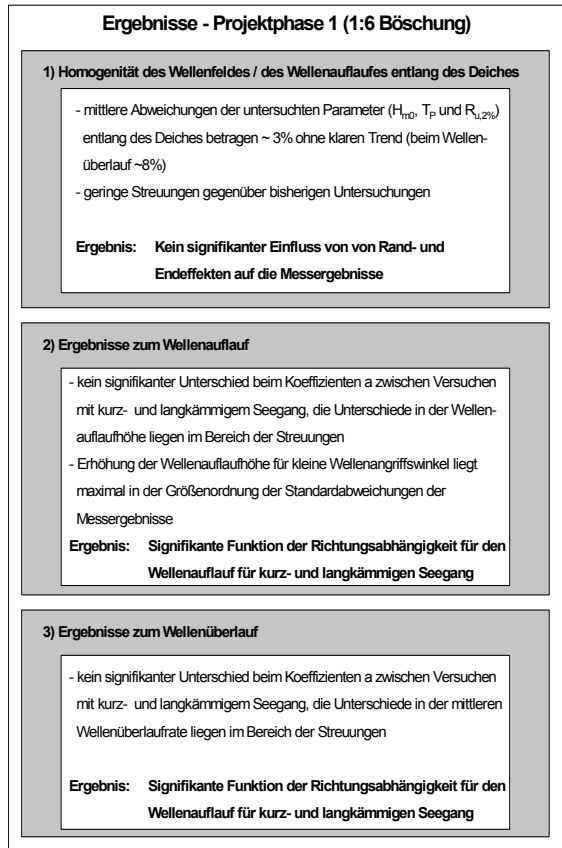


Abb. 4-5: Zusammenfassung der Ergebnisse der ersten Projektphase

Unterschiede zwischen lang- und kurzkämmigen Versuchen lagen im Bereich der natürlichen Streuungen und wiesen für alle a -Koeffizienten keine unterschiedlichen Tendenzen auf. Dies wurde auch bei der Untersuchung des Reduktionsfaktors der Wellenaufbauhöhe für unterschiedliche Wellenangriffsrichtungen festgestellt. Außerdem haben sich auch bei unterschiedlichen Wellenaufbauhöhenparametern ($R_{u2\%}$, $R_{1/10}$, $R_{1/3}$) keine Erhöhungen des Wellenaufbaus bei kleinen Wellenangriffsrichtungen ergeben.

Insgesamt können die Versuche mit der folgenden Richtungsfunktion:

$$\gamma_\theta = 0,35 + 0,65 \cos \theta \quad \text{mit } s' \approx 5\% \quad \text{Gl. 4-13}$$

beschrieben werden.

Diese Funktion gilt sowohl für kurz- als auch für langkämmigen Seegang und entspricht der Richtungsfunktion, die 1973 von Wagner und Bürger ermittelt wurde. Die Modelluntersuchungen des Wellenüberlaufes haben die wesentlichen Ergebnisse des Wellenauflaufes bestätigt, auch die Richtungsfunktion des Wellenaufbaus kann auf den Wellenüberlauf übertragen werden.

Die Wellenüberlaufhöhen sind in diesen Versuchen zwar für langkämmige Verhältnisse etwas erhöht gegenüber den kurzkämmigen Ergebnissen. Die Streuung liegt jedoch noch innerhalb der Standardabweichung aller Versuchsergebnisse.

Im weiteren Verlauf des Projekts werden in der zweiten Projektphase die in Kanada gesammelten Ergebnisse im Wellenbecken des Franzius-Instituts verifiziert und außerdem der Einfluss von Neigung und Form der Deichaußenböschung (Bermen, Knickprofile) auf den Wellenaufbau untersucht.

4.2 Ergebnisse der Projektphase 2 (Versuche in Hannover)

Die Modellversuche der zweiten Projektphase wurden im Wellenbecken des Franzius-Instituts durchgeführt, in dem nur Versuche mit langkämmigem Seegang möglich sind. Da die Ergebnisse der ersten Projektphase gezeigt haben, dass die Unterschiede beim Wellenaufbau zwischen Versuchen mit kurz- und langkämmigem Seegang im Bereich der Streuungen der Messungen liegen, konnte das Projekt in Hannover fortgesetzt werden.

Dabei wurden zunächst die Versuche zum Wellenaufbau an einer 1:6 geneigten Böschung mit langkämmigem Seegang der ersten Phase wiederholt, um die Reproduzierbarkeit nachzuweisen.

In einem zweiten Schritt wurden die Wasserstände variiert und zusätzliche Wellenangriffsrichtungen bis zu $\theta=80^\circ$ untersucht. Ein weiterer Aspekt der Modellversuche der 2. Projektphase war die Erweiterung der Geometrien. Es wurden verschiedene Geometrien mit Bermen und einer weiteren Neigung untersucht.

Im folgenden werden die Ergebnisse der Versuche im Wellenbecken Marienwerder (WBM) mit einer Böschung der Neigung 1 : 6 dargestellt, diskutiert und mit den Ergebnissen aus Kanada verglichen. Danach wird der Einfluss der unterschiedlichen Böschungsneigungen von 1:6 und 1:3 beschrieben, bevor anschließend der Einfluss von Bermen und Knicken auf den schrägen Wellenaufbau untersucht wird.

4.2.1 Ergebnisse der Modelluntersuchungen am 1 : 6 geneigten ebenen Deich im WBM

4.2.1.1 Einordnung und Wertung der Ergebnisse für senkrechten Wellenanlauf ($\theta = 0^\circ$)

Wie bereits im vorigen Abschnitt werden die Ergebnisse an den derzeit empfohlenen Bemessungsverfahren orientiert. Die Bemessungsformel für senkrechten Wellenaufbau lautet

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = a \cdot \xi \quad \text{Gl. 4-14}$$

mit: $a = \text{konstant}$ (empfohlene Werte 1,5 oder 1,6 mit Höchstwert 3,0 bzw. 3,2 ab $\xi = 2$)

und geht damit von einer linearen (proportionalen)

Abhängigkeit des relativen Wellenaufbaus von der Brecherzahl ξ aus, die den Einfluss von Böschungeneigung und Wellensteilheit in einem Parameter zusammenfasst. Eine Auftragung der Ergebnisse in dieser Form zeigt Abb. 4-6 im Vergleich zur empfohlenen Bemessungsformel.

$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 1,86 \cdot \xi^{0,71} \quad \text{Gl. 4-15}$$

Zusätzlich zur empfohlenen Bemessungsformel ist auch eine von Mase (1989) gegebene nichtlineare Abhängigkeit angegeben.

Zunächst ist anzumerken, dass die Größenordnung der relativen Wellenaufläufe der Bemessungsformel entspricht. Die Bandbreite und Tendenz der Abwei-

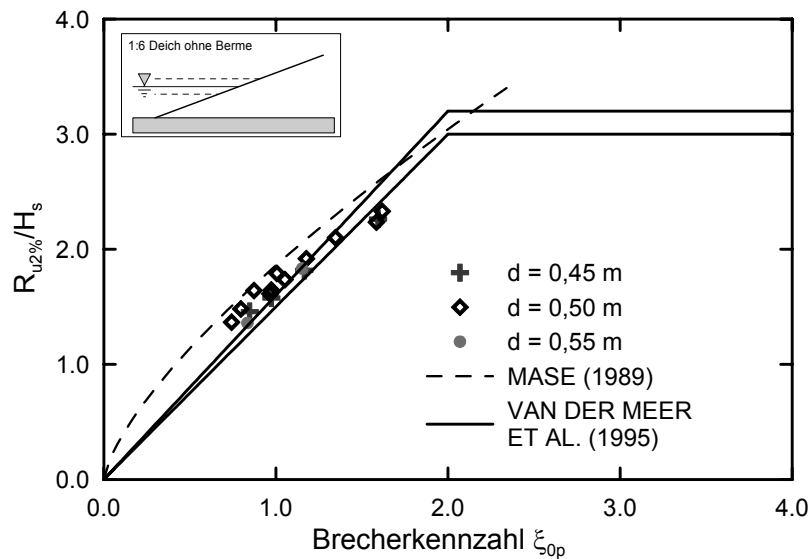


Abb. 4-6: Relativer Wellenaufbau in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl (Wellenangriffsrichtung $\theta = 0^\circ$, Deichneigung 1 : 6)

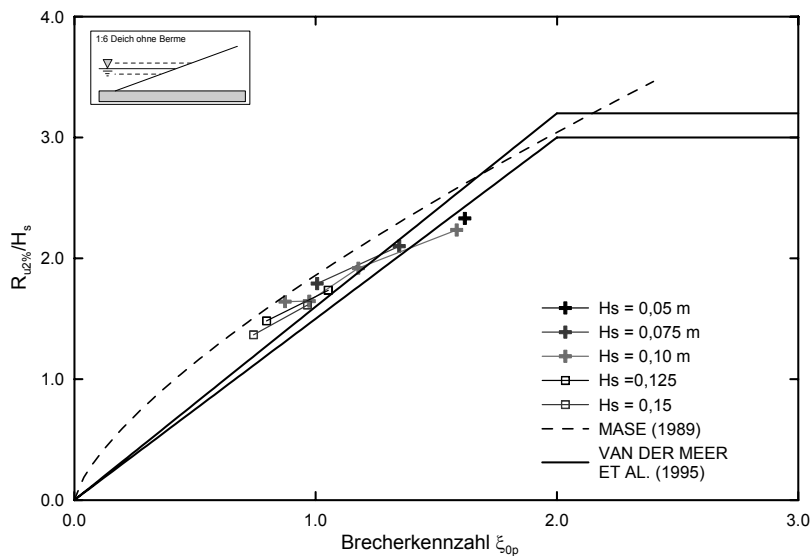


Abb. 4-7: Einfluss der Wellenhöhen auf den relativen Wellenaufbau (Wellenangriffsrichtung $\theta = 0^\circ$, Deichneigung 1 : 6, $d = 0,5 \text{ m}$)

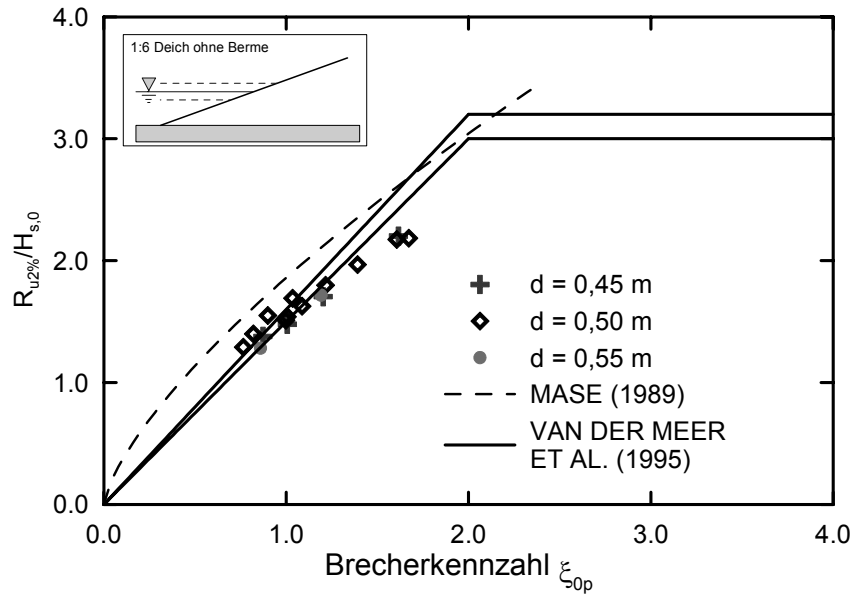


Abb. 4-8: Einfluss der Bezugswassertiefe (hier Tiefwasser) auf den relativen Wellenauflauf (Wellenangriffsrichtung $\theta = 0^\circ$, Deichneigung 1 : 6)

chungen entsprechen denen des Schrifttums, die Bandbreite ist eher geringer. Tendenziell muss festgestellt werden, dass der Verlauf der von Mase (1989) gegebenen Funktion besser den Daten entspricht (jedoch etwa eine obere Einhüllende bildet).

Betrachtet man die Ergebnisse der beim Wasserstand $d = 0,5$ m mit unterschiedlichen Wellenhöhen durchgeführten Versuche (Abb. 4-7) zeigt sich eine weitere vom idealen Verlauf der empfohlenen Bemessungsformel abweichende Tendenz. Kleine Wellenhöhen führen bei gleichen Brecherkennzahlen zu höheren relativen Wellenaufläufen als große Wellenhöhen.

Dies könnte in dieser Darstellungsform als Maßstabsfaktor interpretiert werden, soll aber hier nicht weiter diskutiert werden, da die wesentliche Aufgabenstellung des Forschungsprojekts die Bewertung der Richtungsabhängigkeit ist und die von der derzeitigen Bemessungsformel abweichenden Tendenzen für die Aufbaufichtung 0° durch den Bezug auf die aktuelle Messung nicht von signifikantem Einfluss ist.

Es ist weiterhin anzumerken, dass für diese Darstellungen entsprechend der Richtungsfunktion gewichtete Ergebnisse der Richtungen 0° bis 30° verwendet werden. Die Originalmesswerte bei 0° streuen etwas stärker, weisen aber die gleichen Tendenzen auf.

Um die grundsätzliche Problematik der Bezugswellenhöhe aufzuzeigen - alle bisherigen Versuche wurden auf die Wellenhöhen am Deichfuß bezogen - sind in Abb. 4-8 die auf Tiefwasserbedingungen rückgerechneten Wellenhöhen als Bezugswellenhöhen

zugrunde gelegt worden. Es ergibt sich eine zahlenmäßig deutlich geringere relative Wellenaufbauhöhe (vgl. Abb. 4-6). Grundsätzlich sollte bei der Veröffentlichung von Daten daher auch die Bezugswassertiefe angegeben werden, um Ergebnisse aus unterschiedlichen Modellversuchen vergleichbar zu machen.

4.2.1.2 Ermittlung von Richtungsfunktion durch lineare Regression aller gemessener Daten

Ohne auf Details einzelner Messungen einzugehen, wurden zunächst alle Ergebnisse als relative Aufbauhöhen $R_{u2\%} / H_S$ über die Brecherkennzahl ξ aufgetragen. Die Daten sind nach Richtungen geordnet und in Abb. 4-9 entsprechend unterschiedlich gekennzeichnet.

Für die Daten jeder Richtung wurden dann die Steigungen der Regressionsgeraden ermittelt die einen mittleren a -Wert der jeweiligen Richtungen entsprechen. Der Verlauf der γ_θ -Funktion kann dann wieder durch Bezug zum a -Wert bei $\theta = 0^\circ$ hergestellt werden:

$$\gamma_\theta = \frac{a(\theta)}{a(\theta = 0^\circ)} \quad \text{Gl. 4-16}$$

Die Ergebnisse sind in Taf. 4-4 und Abb. 4-10 dargestellt.

Durch nichtlineare Regressionsrechnung wurde die Richtungsfunktion dieser Daten ermittelt zu:

$$\gamma_\theta = 0,63 \cdot \cos\theta + 0,37 \quad \text{Gl. 4-17}$$

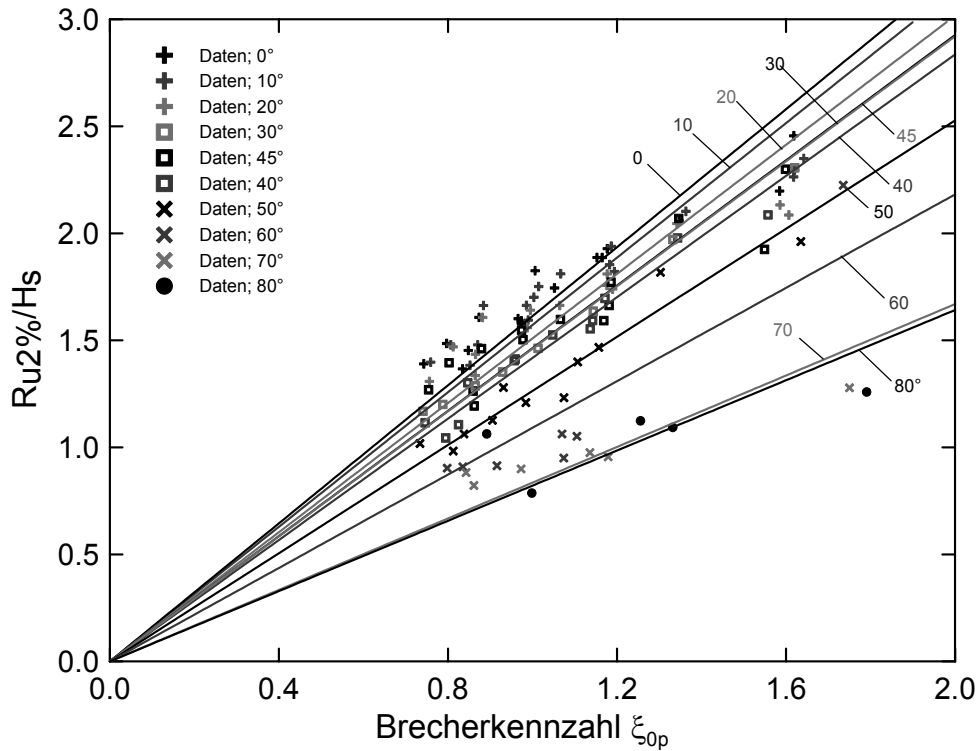


Abb. 4-9: Relative Auflauhöhen $R_{u2\%}$ in Abhängigkeit von ξ_{0p} mit Regressionsgeraden

θ	a	γ_θ
0°	1,61	1,00
10°	1,57	0,97
20°	1,51	0,94
30°	1,46	0,91
40°	1,42	0,88
50°	1,26	0,78
60°	1,09	0,68
70°	0,83	0,52
80°	0,82	0,51

Taf. 4-4: a-Werte und γ_θ -Werte aus den Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 6)

einer Funktion die nahezu identisch ist mit der aus den Messungen im Wellenbecken des CHC in Kanada.

4.2.1.3 Ermittlung der Richtungsfunktion γ_θ durch nichtlineare Regression aus gemessenen Richtungsverteilungen

Bei dieser Vorgehensweise werden zunächst die mit bestimmten Parameterkombinationen durchgeführten Messungen über die Richtungen zusammengefasst und deren a-Koeffizienten durch Bezug auf den

a-Koeffizient bei $\theta = 0^\circ$ in γ_θ Werte umgerechnet. Der a-Koeffizient bei $\theta = 0^\circ$ wurde wie auch bei den Untersuchungen für die grundsätzlichen Abhängigkeiten bei der Auflafrichtung 0° durch gewichtete Mittelung der Messungen 0° bis 30° ermittelt. Die gemessenen γ_θ -Werte aller mit der Neigung 1 : 6 durchgeführten Versuche sind in Abb. 4-11 dargestellt.

Durch nichtlineare Regression wurden aus diesen Daten die Funktionsfaktoren a und b des wiederum zugrunde gelegten Funktionstyps

$$y = a \cdot \cos x + b$$

Gl. 4-18

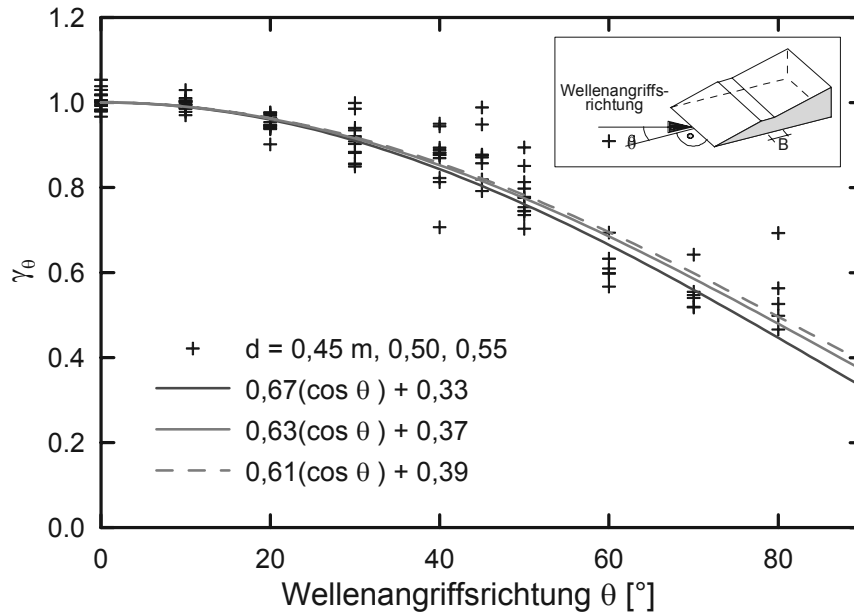


Abb. 4-10: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus allen Messungen

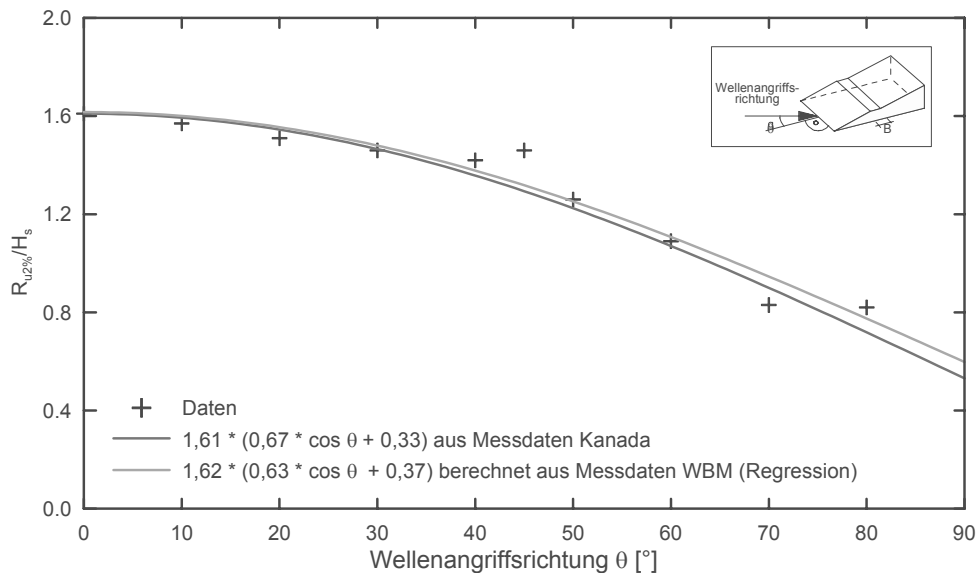


Abb. 4-11: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus der Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 6)

ermittelt. Aus diesen Berechnungen ergab sich die Richtungsverteilungsfunktion γ_θ zu.

$$\gamma_\theta = 0,61 \cdot \cos \theta + 0,39 \quad \text{Gl. 4-19}$$

Diese Funktion ist zusammen mit der aus den Versuchen in Kanada ermittelten Funktion und der im vorigen Abschnitt berechneten Funktion dargestellt. Die Funktionen liegen sehr dicht zusammen. Die Ergebnisse können als gleichwertig angesehen werden. Getrennte Analysen nach Wasserständen und nach Wellenperioden ergaben ebenfalls nur sehr geringe Unterschiede in den berechneten Funktionen und keine signifikanten Tendenzen. Daher kann die Richtungs-

funktion $\gamma_\theta = 0,35 + 0,65 \cos \theta$ für alle Versuche verwendet werden.

Zu den Streuungen in Abb. 4-11 ist Folgendes anzumerken:

- i) Die den Auswertungen zugrunde liegenden Daten wurden mit den „digitalen Wellenpegeln“ gemessen, da diese die zuverlässigsten Werte lieferten. Insgesamt standen vier Pegel zur Verfügung.
- ii) Eine Überprüfung besonders auffälliger Abweichungen vom mittleren Trend ergab dann meist, dass einer der Pegel kein Signal geliefert hatte.

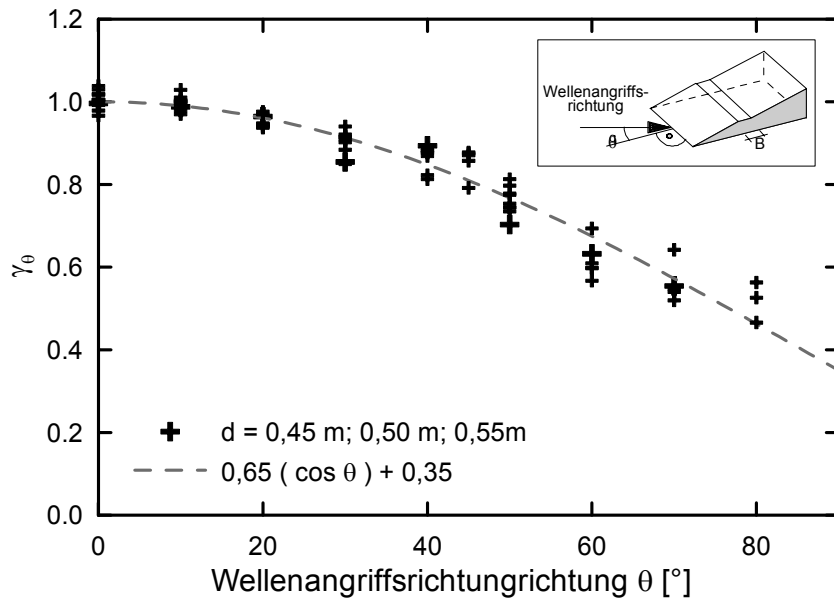


Abb. 4-12: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus allen Messungen – Alle Ergebnisse

iii) Durch einen Vergleich mit den insg. 10 analogen Wellenpegeln (deren absoluter gemessener Auflaufwert war im Mittel um einen konstanten Wert bis zu etwa 5 cm geringer als der mit den digitalen Pegeln gemessene Wert) konnte die Tendenz der Abweichung bestätigt werden, so dass hier keine versuchsbedingte Abweichung vorliegt.

Dies rechtfertigt die Ermittlung der Richtungsfunktion durch Regressionsrechnungen, zumal Berechnungen mit Datenreihen ohne auffällige Abweichungen vom mittleren Trend zu keinen signifikanten Änderungen führten. Ein Beispiel einer solchen Rechnung zeigt Abb. 4-12.

4.2.2 Ergebnisse der Modelluntersuchungen am 1 : 3 geneigten ebenen Deich im WBM

4.2.2.1 Einordnung und Wertung der Ergebnisse für senkrechten Wellenauflauf

Entsprechend der Vorgehensweise in Kapitel 4.2.1 wurden die relativen Wellenauflaufhöhen im Vergleich zur Bemessungsformel aufgetragen. Die Ergebnisse sind in Abb. 4-13 dargestellt.

Die Werte liegen im Bereich der empfohlenen Bemessungsformel, werden aber auch gut durch die Gleichung nach Mase (1989) abgebildet. Für die verschiedenen Wassertiefen liegen zwar Unterschiede, nicht aber ein Trend vor.

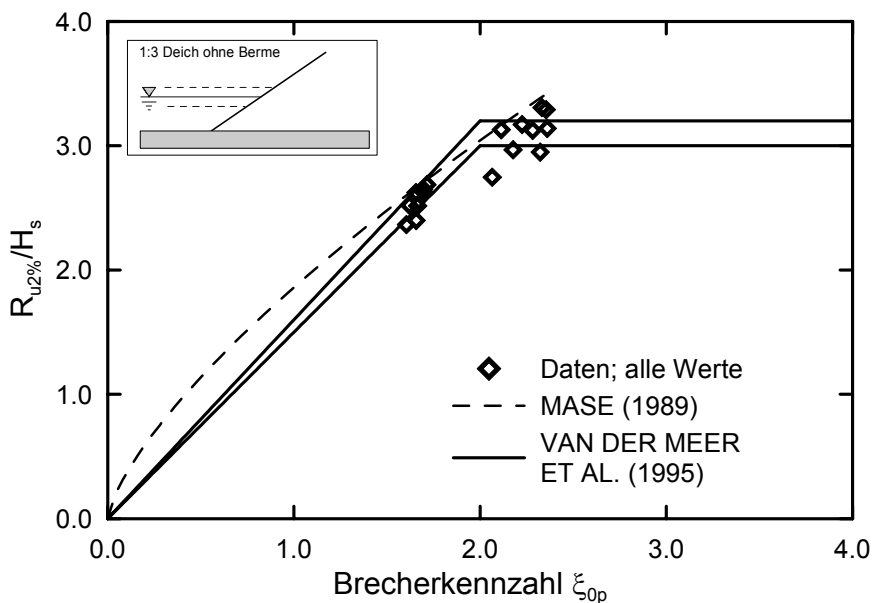


Abb. 4-13: Relativer Wellenauflauf in Abhängigkeit von der Brecherkennzahl (Neigung 1:3)

4.2.2.2 Ermittlung der Richtungsfunktion γ_θ durch lineare Regression aller gemessener Daten

Entsprechend der Vorgehensweise in Kapitel 4.2.1 wurde der Verlauf der Richtungsfunktion zunächst aus den Steigungen der Regressionsgeraden durch die über ξ aufgetragenen relativen Wellenaufläufe (getrennt nach Richtungen) ermittelt. Die Ergebnisse sind in Taf. 4-5 und Abb. 4-14 dargestellt.

θ	a	γ_θ	γ_θ^*
0°	1,43	1,00	1,03
20°	1,34	0,94	0,96
40°	1,08	0,76	0,77
60°	0,65	0,46	0,47
80°	0,43	0,30	0,31

Taf. 4-5: a-Werte und γ_θ -Werte aus den Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 3)

* berechnet durch Bezug auf den Wert der durch Regression ermittelten Funktion $y = a \cdot \cos \theta + b$ bei $\theta = 0^\circ$

Berechnet man wiederum durch nichtlineare Regression die Faktoren der Funktion $y = a \cdot \cos x + b$ so ergibt sich:

$$\gamma_\theta = 0,90 \cdot \cos \theta + 0,10 \quad \text{Gl. 4-20}$$

Die Funktion ist zusammen mit den Messwerten in Abb. 4-15 dargestellt.

4.2.2.3 Ermittlung der Richtungsfunktion γ_θ durch nichtlineare Regression aus gemessenen Richtungsverteilungen

Die Vorgehensweise bei der Berechnung entspricht der im Kapitel 4.2.1. Der a-Wert bei $\theta = 0^\circ$ wurde durch gewichtete Mittelung der a-Werte bei 0° und 20° berechnet und daraus für jeden Richtungsdatensatz mit gleichen Wellen- und Wasserstandsparametern die γ_θ -Werte bestimmt. Für den gesamten Datensatz ergibt sich die Richtungsfunktion γ_θ aus der Regressionsrechnung zu

$$\gamma_\theta = 0,89 \cdot \cos \theta + 0,11 \quad \text{Gl. 4-21}$$

Die getrennten Berechnungen für die Perioden $T_p = 1,27 \text{ s}$ und $T_p = 1,79 \text{ s}$ ergaben nur leicht abweichende Funktionsverläufe. Die Daten und die Funktionen sind in Abb. 4-16 dargestellt.

4.2.3 Ergebnisse für Bermenprofile

Neben den ebenen Deichprofilen wurden im Wellenbecken des Franzius-Instituts auch Böschungen mit Bermen und ein konkaves Knickprofil untersucht. Die detaillierte Analyse des Wellenaufbaus für diese Bauwerksgeometrien ist im Teilbericht zu diesem Forschungsprojekt „Einfluss von Bermen und Knicken im Deichquerschnitt auf den schrägen Wellenaufbau“ (Oumeraci et al., 2002) gegeben. Daher werden hier nur die wesentlichen Ergebnisse der Modellversuche mit Bermen- und Knickprofilen dargestellt.

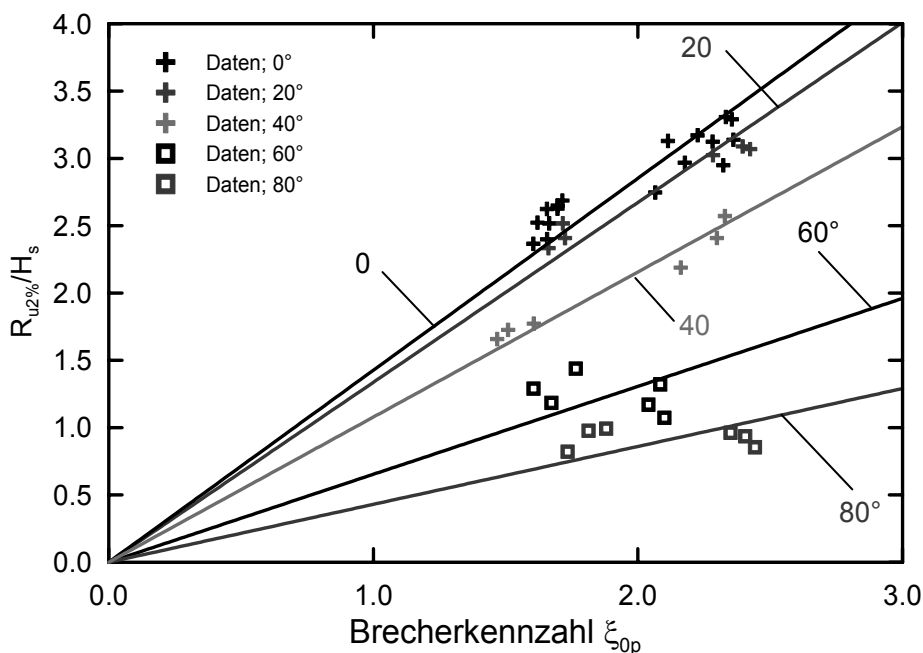


Abb. 4-14: Relative Auflauhöhen $R_{u2\%}/H_s$ in Abhängigkeit von ξ_{op} mit Regressionsgeraden für unterschiedliche Anlaufrichtungen (Neigungen 1 : 3)

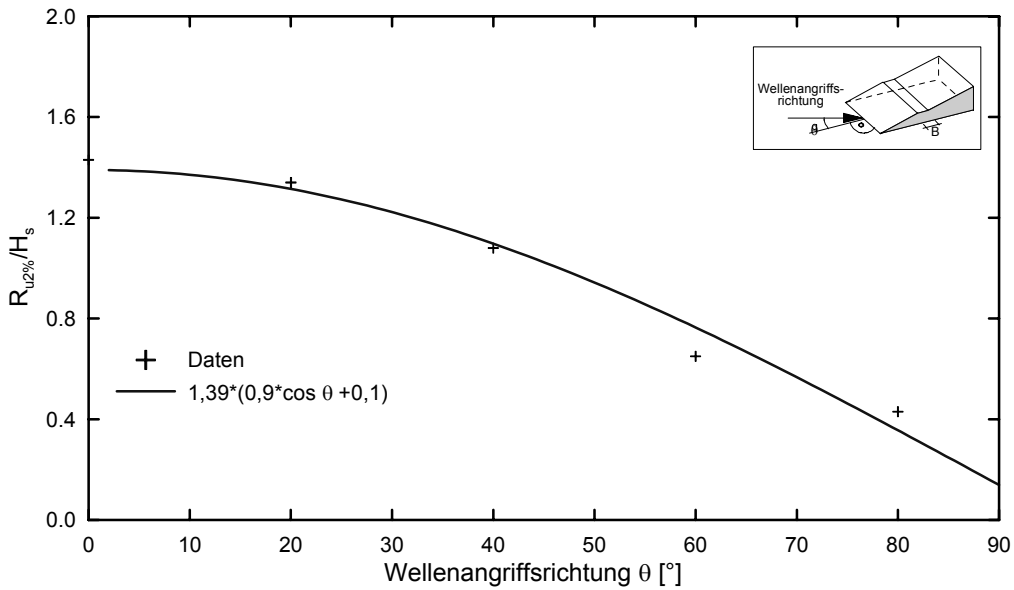


Abb. 4-15: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus den Regressionsgeraden aller Messungen (Neigung 1 : 3)

her im folgenden näher beschrieben.

4.2.3.1 Einfluss von Bermen / Knicken bei senkrechttem Wellenangriff

Die Berme innerhalb der Deichgeometrie lässt sich beschreiben durch die Bermenbreite B und die Höhenlage der Berme d_B bezüglich des Ruhewasserstandes (vgl. Abb. 4-17). Das Knickprofil stellt dabei eine Sonderform mit der Bermenbreite $d_B=0\text{m}$ und unterschiedlicher oberer und unterer Böschungsneigung ($\alpha_1 \neq \alpha_2$) dar. Die Veränderung der Parameter Breite und Höhenlage der Berme / des Knickes bezüglich des Ruhewasserspiegels führt zu einer deutlichen Änderung der Wellenaufbauprozesse am Deich und somit auch zu einer Änderung der Wellenaufbauhöhe gegenüber durchgehenden Böschungen und wird da-

a) Bermenprofile

In Abbildung 4-18 ist die relative Wellenaufbauhöhe $R_{u2\%}/H_s$ über der normierten Brecherkennzahl $1/(H_s/L_0)^{1/2}$ für alle untersuchten Bermengeometrien und als Vergleich für die durchgehende 1 : 6 und 1 : 3 Böschung dargestellt. Die relative Wellenaufbauhöhe steigt bei allen Deichgeometrien deutlich mit zunehmendem Wert $(H_s/L_0)^{-1/2}$ an.

Vergleicht man die Ergebnisse am durchgehenden 1 : 6 Deich mit den Ergebnissen der Versuche mit Bermen am 1 : 6 Deich, so wird deutlich, dass die Berme die Wellenaufbauhöhe reduziert. Gleiches gilt auch für den 1 : 3 geneigten Deich mit und ohne Berme. Beim 1 : 3 Deich mit Berme ist jedoch der Ein-

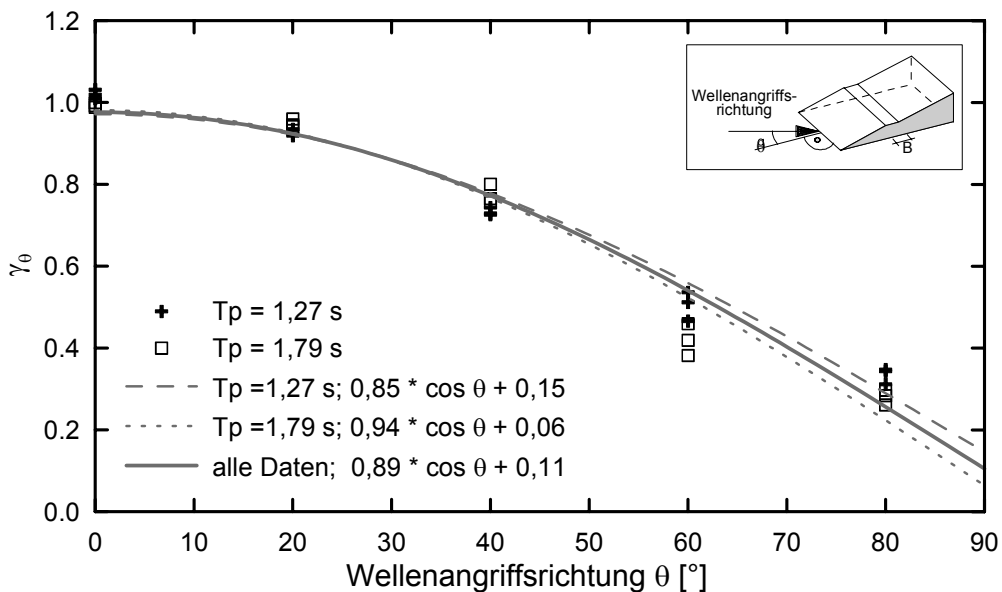


Abb. 4-16: Richtungsfunktion γ_θ ermittelt aus allen Messungen (Deichneigung 1 : 3)

fluss des Wasserstandes auf den relativen Wellenauf-
lauf deutlich größer als am 1 : 6 Deich, so dass die re-
lativen Werte für den Wellenaufbau eine große Streu-
breite aufweisen.

Diese Reduktionen der Wellenaufbauhöhe infolge der
Bermen können zum einen damit begründet werden,
dass sich beim Wellenaufbau an einer Böschung mit
Berme die Wellenaufbauprozesse gegenüber einer
durchgehenden Böschung verändern. Der Einbau ei-
ner Berme führt dazu, dass die vorherige Welle einen
größeren Einfluss auf den Wellenaufbau der nachfol-
genden Welle hat.

Es kommt durch das Aufeinandertreffen der entge-
gensetzten Bewegungsrichtungen zu einer Ener-
giedissipation. Außerdem kommt es an den Übergän-
gen von der Böschung zur Berme und von der Berme
zur Böschung zu Turbulenzen beim Wellenaufbau, die
ebenfalls eine Energiedissipation bewirken.

Das Vorhandensein einer Berme kann aber auch als
eine Reduktion der mittleren Deichneigung angesehen
werden, die zu einer Verringerung der relativen Wel-
lenaufbauhöhe führt.

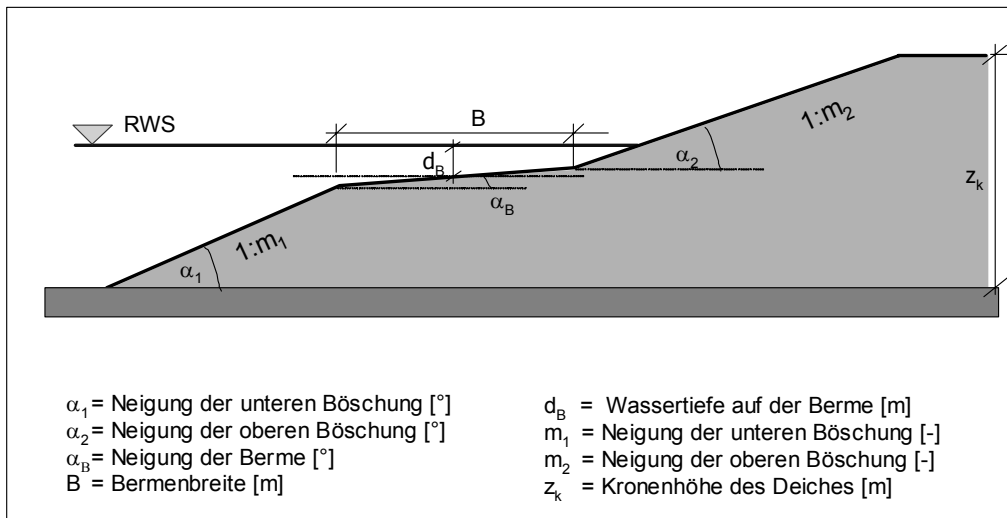


Abb. 4-17: Geometrische Parameter für ein Deichprofil mit Berme

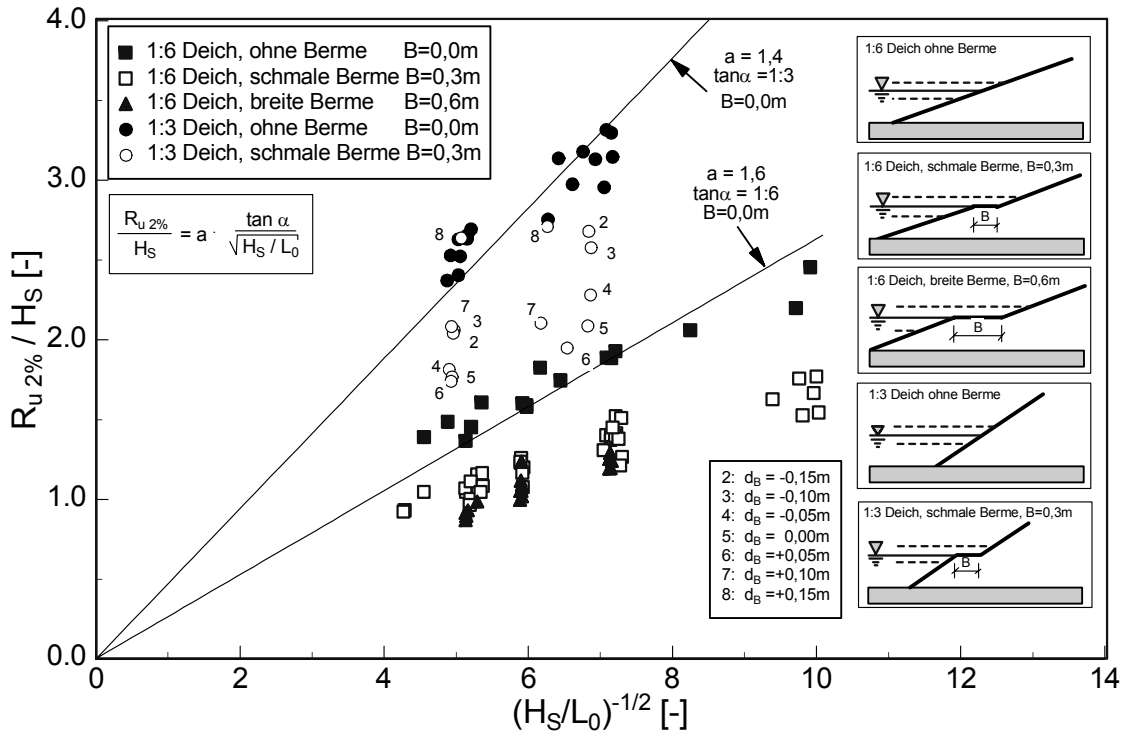


Abb. 4-18: Relative Wellenaufbauhöhe für den 1:6 geneigten Deich mit und ohne Berme

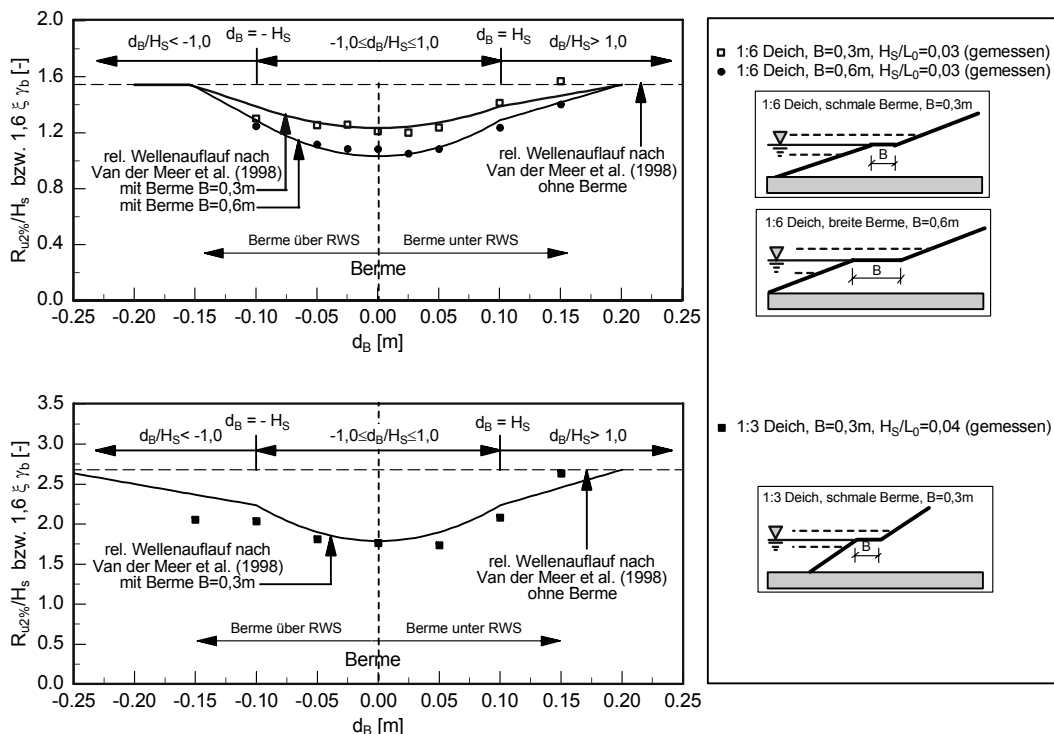
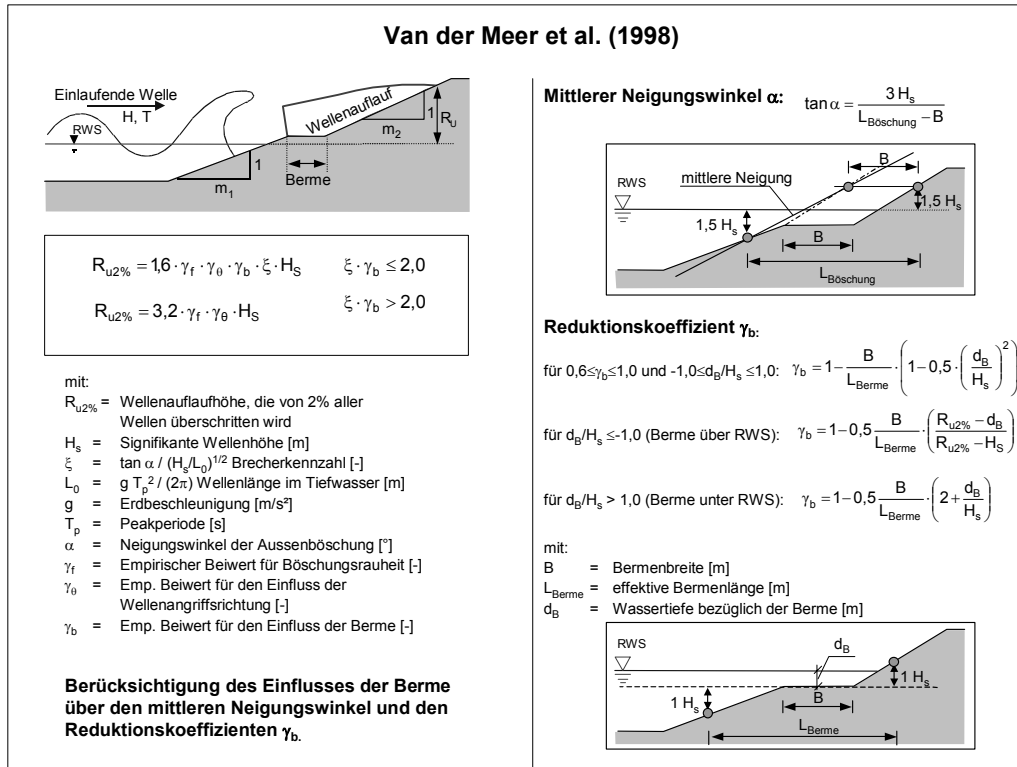


Abb. 4-19: Vergleich der gemessenen Wellenaufbauhöhen mit den nach dem Verfahren von Van der Meer et al. (1998) berechneten Werten für Deichprofile mit Berme

Anschließend wurden die Ergebnisse der Wellenaufbauuntersuchungen mit Ansätzen aus dem Schrifttum zur Berücksichtigung von Bermen bei senkrechtem Wellenangriff verglichen und es zeigte sich, dass der Ansatz von Van der Meer et al. (1998), der auch in der

EAK 2002 für die Bemessung von Seedeichen mit Bermenprofilen empfohlen wird, die Daten der Modellversuche mit einer mittleren Standardabweichung von 5 % am besten beschreibt. Dieser Vergleich ist in Abbildung 4-19 dargestellt.

b) konkaves Knickprofil

Für das konkave Knickprofil sind die relativen Wellenaufbauhöhen $R_{u2\%}/H_s$ über der normierten Brecherkennzahl $1/(H_s/L_0)^{1/2}$ in Abbildung 4-20 dargestellt. Die Versuche am Knickprofil wurden für zwei Wellenteilheiten durchgeführt und der Wasserstand wurde zwischen $d = 0,35\text{m}$ ($d_B = -0,15\text{m}$) und $d = 0,65\text{m}$ ($d_B = +0,15\text{m}$) variiert. Es zeigt sich, dass auch hier die Bandbreite der relativen Wellenaufbauhöhe für gleiche $(H_s/L_0)^{-1/2}$ -Werte von denen am 1 : 3 Deich (hoher Wasserstand) bis zu denen am 1 : 6 Deich (niedriger Wasserstand) reicht.

Bei niedrigen Wasserständen erreichen die auflaufenden Wellen die obere steilere Böschung gar nicht oder nur in sehr geringer Anzahl, so dass der Wellenaufbauprozess hauptsächlich auf der unteren 1 : 6 geneigten Böschung stattfindet. In diesem Fall entspricht die Wellenaufbauhöhe etwa der, die am 1 : 6 Deich gemessen wurde.

Mit zunehmendem Wasserstand nimmt auch der Einfluss der Neigung der oberen Böschung zu, bis die einlaufenden Wellen nur noch durch die obere 1 : 3 geneigte Böschung beeinflusst werden, da der gesamte Prozess des Wellenbrechens und Wellenaufbaues in diesem Bauwerksabschnitt auftritt, und so der Wellenaufbau dem am 1 : 3 geneigten Deich entspricht.

Auch für das Knickprofil wurde eine Vergleich mit den bestehenden Verfahren durchgeführt, dabei zeigte sich jedoch, dass eine lineare Berechnung der mittlere

ren Neigung nach der folgenden Formel zur Ermittlung der mittleren Neigung in linearer Form zwischen $d_B = -0,05\text{m}$ und $d_B = 0,15\text{m}$, die in Abbildung 4-21 mit den gemessenen Daten verglichen dargestellt ist, am besten geeignet ist, um die Ergebnisse am Knickprofil zu beschreiben:

$$\tan \alpha_{\text{mittel}} = \frac{\tan \alpha_o - \tan \alpha_u}{2H_s} d_B + \frac{1}{4} \tan \alpha_o + \frac{3}{4} \tan \alpha_u \quad \text{Gl. 4-22}$$

für $0,5H_s < d_B < 1,5H_s$

mit: $\tan \alpha_o$ = Neigung der Böschung oberhalb des Knickes

$\tan \alpha_u$ = Neigung der Böschung unterhalb des Knickes

Die Ergebnisse zum Einfluss der Böschungsneigung, der Bermenbreite und der Höhenlage der Berme bezüglich des Ruhewasserspiegels und der Einfluss des Knickprofils können auf Basis der Modellversuche wie folgt zusammengefasst werden:

- Bermen reduzieren den Wellenaufbau signifikant,
- mit zunehmender relativen Bermenbreite B/L_0 nimmt der Wellenaufbau nur bis zu einer maximalen relativen Breite von $B/L_0 \approx 0,2$ ab (L_0 = Wellenlänge im Tiefwasser),
- die Höhenlage der Berme d_B bezüglich des RWS hat einen signifikanten Einfluss auf den Wellenaufbau,

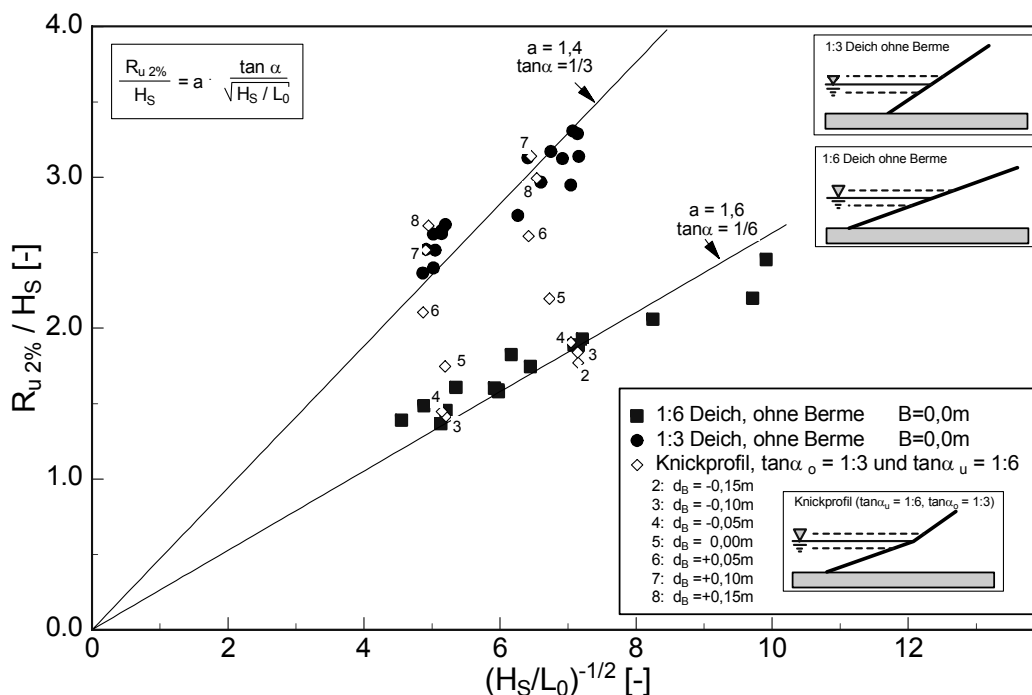


Abb. 4-20: Relative Wellenaufbauhöhe für den Deich mit Knickprofil und 1:6 und 1:3 geneigten Deich

- der Einfluss des Wasserstandes ist beim 1 : 3 geneigten Deich mit Berme deutlicher zu erkennen als beim 1 : 6 geneigten Deich mit Berme,
- das Verfahren zur Berücksichtigung einer Berme bei der Ermittlung der Wellenaufbauhöhe nach Van der Meer et al. (1998) ist am besten geeignet, um die vorliegenden Daten zu beschreiben,
- die Höhenlage des Knickes d_B bezüglich des Ruhewasserstandes hat einen signifikanten Einfluss auf die relative Wellenaufbauhöhe und
- die relative Wellenaufbauhöhe am Knickprofil entspricht bis zu einer Höhenlage des Knickes $d_B = -0,05\text{m}$ der am durchgehen-

den 1 : 6 Deich, steigt danach linear an und entspricht ab $d_B = 0,15\text{m}$ der am 1 : 3 geneigten Deich gemessenen Wellenaufbauhöhe.

Nachdem nun die Einflüsse der Berme und des Knickes für senkrechten Wellenangriff quantifiziert wurden, erfolgt im folgenden Abschnitt eine Darstellung der Ergebnisse der Versuche mit schräger Wellenangriffsrichtung.

4.2.3.2 Einfluss von Bermen / Knicken bei schrägem Wellenangriff

Analog zum Vorgehen bei den durchgehenden Böschungen wurden zunächst für alle Varianten und Richtungen die a-Koeffizienten und anschließend der Reduktionskoeffizient γ_0 berechnet.

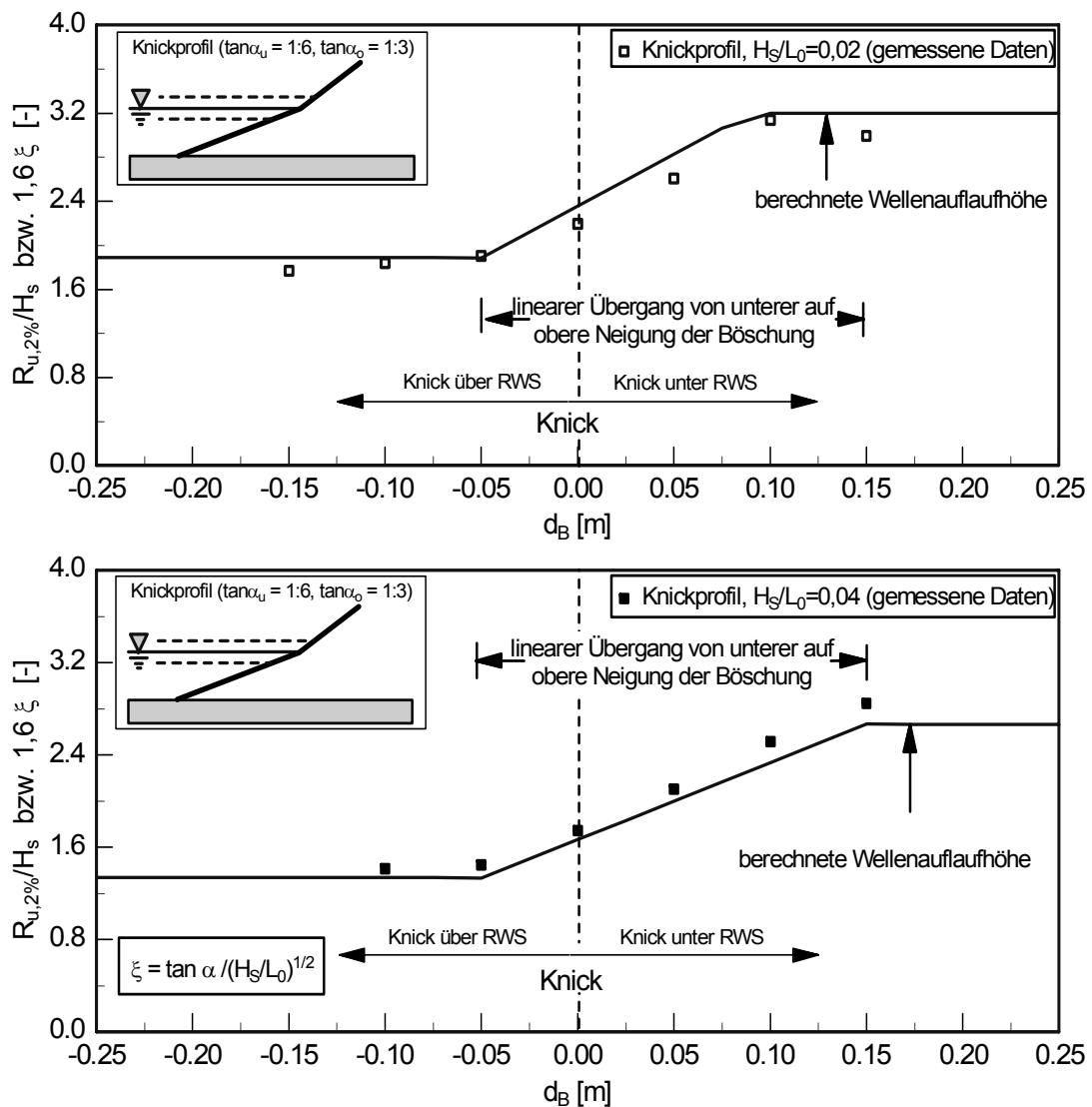


Abb. 4-21: Vergleich der berechneten (unter Verwendung von Gl. 4-22) und gemessenen Wellenaufbauhöhen für das Knickprofil

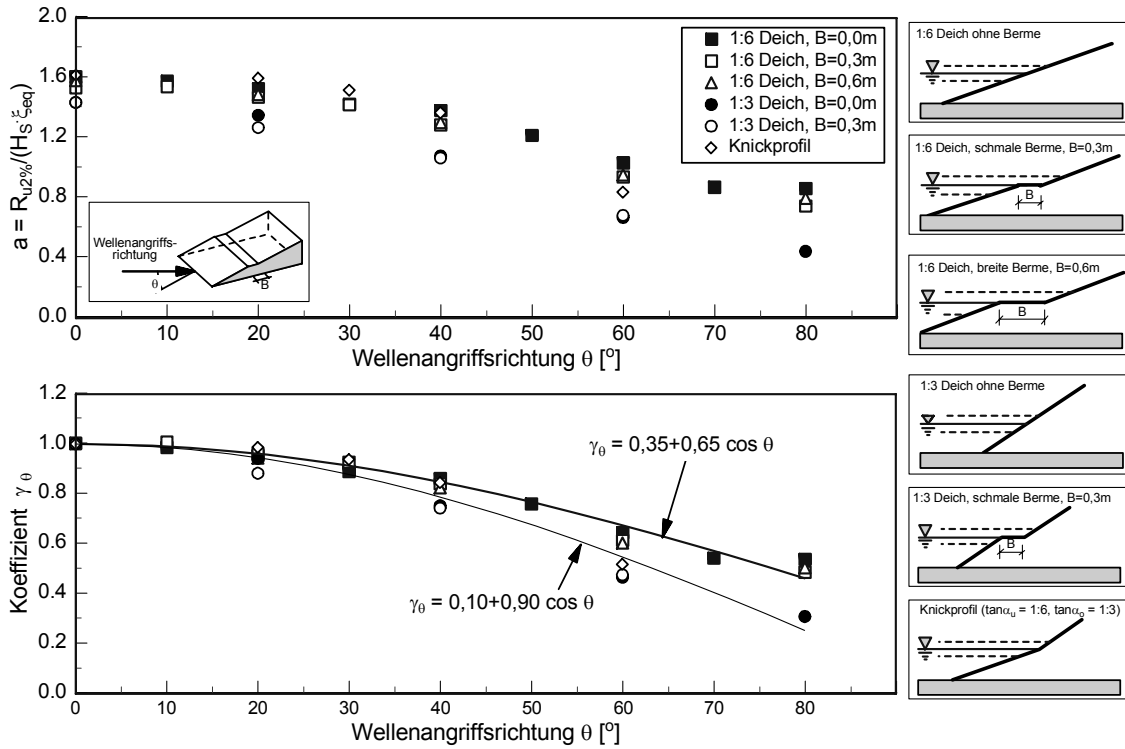


Abb. 4-22: a-Koeffizienten und Reduktionskoeffizient γ_θ für alle Bauwerksgeometrien ($\xi_{eq} = \gamma_b \cdot \xi_{op}$)

Die a-Koeffizienten und die Reduktionskoeffizienten γ_θ sind in Abbildung 4-22 für die untersuchten Bauwerksgeometrien und Wellenangriffsrichtungen dargestellt. Im oberen Bild sind die mittleren a-Koeffizienten für alle Bauwerksgeometrien über die Richtungen dargestellt. Die mittleren Abweichungen bei der Ermittlung der a-Koeffizienten für alle Bauwerksgeometrien sind in Taf. 4-6 gegeben.

Für fast alle Bauwerksgeometrien sind die Abweichungen bei senkrechtem Wellenangriff am größten, nehmen dann für kleine Angriffswinkel ab und für grö-

ßere ($\theta = 60^\circ - 80^\circ$) wieder zu, wobei die maximale mittlere Abweichung bei 60° und 80° auftritt und ca. 15 % beträgt. Gerade für größere Wellenangriffsrichtungen ($\theta = 60 - 80^\circ$) sind auch die Unterschiede in den a-Koeffizienten, die selbst in diesem Bereich schon großen Streuungen unterliegen, recht groß. Es ist deutlich zu erkennen, dass bei gleichen Neigungen, d.h. den Versuchen am 1 : 6 Deich mit und ohne Berme kaum Unterschiede beim a-Koeffizienten und ebenso beim Reduktionskoeffizienten für schrägen Wellenangriff auftreten.

θ	1:6 Deich, B=0,30m		1:6 Deich, B=0,60m		1:3 Deich, B=0,3m		Knickprofil	
	a-Koeffizient		a-Koeffizient		a-Koeffizient		a-Koeffizient	
0°	1,53	±5,0%	1,58	±4,1%	1,43	±7,5%	1,62	±4,8%
10°	1,53	±4,4%	-	-	-	-	-	-
20°	1,47	±3,7%	1,49	±3,5%	1,27	±6,5%	1,60	±3,2%
30°	1,42	±4,2%	-	-	-	-	1,52	±4,7%
40°	1,28	±3,8%	1,30	±3,9%	1,07	±7,4%	1,37	±6,4%
60°	0,94	±3,1%	0,95	±3,5%	0,68	±4,9%	0,84	±9,6%
80°	0,74	±5,5%	0,80	±8,1%	-	-	-	-

Taf. 4-6: a-Koeffizienten für Bauwerksvarianten mit Berme und Knick bei senkrechtem und schrägem Wellenangriff und Bandbreite der Streuungen

D.h. die Berme und der schräge Wellenaufbau beeinflussen sich nicht gegenseitig, so dass die Funktion für die Richtungsabhängigkeit, die an einer durchgehenden Böschung ohne Berme ermittelt wurde auch für die Bermenprofile angewandt werden kann, um den schrägen Wellenangriff zu berücksichtigen.

Auch die Ergebnisse für das Knickprofil entsprechen den Ergebnissen, die für die durchgehenden 1 : 6 und 1 : 3 geneigten Böschungen ermittelt wurden.

Die Reduktion der Wellenaufbauhöhe infolge schräger Wellenangriffsrichtung kann für den 1 : 6 Deich (mit und ohne Berme) und für das Knickprofil mit folgender Funktion berechnet werden:

$$\gamma_{\theta} = 0,35 + 0,65 \cdot \cos \theta \quad \text{Gl. 4-23}$$

und für den 1:3 Deich (mit und ohne Berme):

$$\gamma_{\theta} = 0,10 + 0,90 \cdot \cos \theta \quad \text{Gl. 4-24}$$

4.2.3.3 Überprüfung der Ergebnisse für naturähnliche Wellenspektren

Neben den bisher dargestellten Ergebnissen für theoretische Wellenspektren wurden zusätzlich Versuche zum Wellenaufbau für naturähnliche Wellenspektren durchgeführt. Dabei wurden zwei verschiedene in der Natur gemessene Wellenspektren beispielhaft im Wellenbecken untersucht. Ziel der Untersuchungen für die Naturspektren (Naturspektrum 1 und Naturspektrum 2) ist die Beschreibung der Wellenaufbauhöhe bei schräger Wellenangriffsrichtung und für Bermenprofile (s.a. Bernhardt, 2002). In Abb. 4-23 ist der Korrekturkoeffizient γ_{θ} für naturähnliche Wellenspektren und für theoretische Spektren für den 1:6 Deich mit schmaler Berme dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die Richtungsfunktion für theoretische Wellenspektren $\gamma_{\theta} = 0,35 + 0,65 \cos \theta$ auch für die naturähnlichen Wellenspektren angewandt werden kann. Lediglich für

die Versuche bei einer Wellenangriffsrichtung $\theta = 80^{\circ}$ weichen die Ergebnisse für theoretische Wellenspektren und naturähnliche Wellenspektren voneinander ab. Die Standardabweichung der Versuchsergebnisse gegenüber der Richtungsfunktion γ_{θ} ist mit $s' = 5\%$ gering. Es zeigt sich also, dass die ermittelte Richtungsfunktion für durchgehende Deichprofile und für Deichprofile mit Berme sowohl für theoretische Wellenspektren als auch für in der Natur gemessene Wellenspektren angewandt werden kann.

4.2.4 Bewertung der Ergebnisse der Projektphase 2

Der Vergleich der Versuchsergebnisse für senkrechten Wellenaufbau mit den derzeit empfohlenen Bemessungsverfahren ergab zunächst, dass die gemessenen relativen Wellenaufläufe $R_{u,2\%} / H_s$ nicht grundsätzlich von der Bemessungsformel

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_s} = 1,6 \cdot \xi_{0p} \quad \text{Gl. 4-25}$$

abweichen und die auftretenden Abweichungen denen im Schrifttum entsprechen.

Dies gilt für die Untersuchungen mit den beiden Deichneigungen. Eine etwas detailliertere Betrachtung der Ergebnisse aus den Versuchen mit der Neigung 1 : 6 zeigte jedoch, dass die Abweichungen nicht notwendigerweise als Streuungen im Sinne von Modelleinflüssen gesehen werden müssen. Vielmehr zeigen Messsätze mit gleichen Wellenhöhen und unterschiedlichen Wellenperioden durchaus einen tendenziell anderen Verlauf der von der Form her eher der von Mase (1989) gegebenen Funktion der Abhängigkeit des relativen Aufbaus von der Brecherzahl entspricht. Weiterhin zeigte der Vergleich der Datensätze mit unterschiedlichen signifikanten Höhen, dass der relative Wellenaufbau mit größer werdender Wellen-

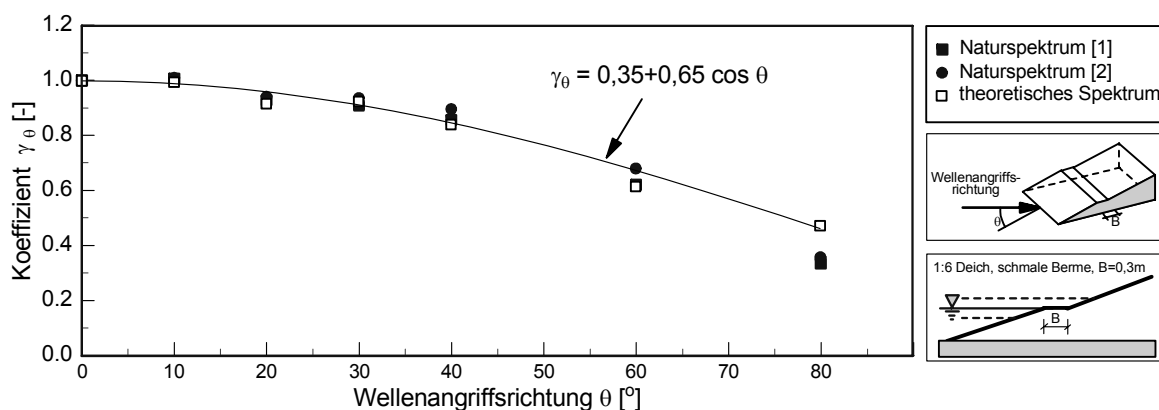


Abb. 4-23: Darstellung des Reduktionskoeffizienten γ_{θ} für in der Natur gemessene Wellenspektren am 1:6 Deich mit schmaler Berme

höhe bei gleicher Brecherkennzahl abnimmt. Dies könnte als grundsätzlicher Maßstabeffekt gedeutet werden. Modellbedingte Streuungen in den Versuchsergebnissen werden nicht ausgeschlossen, die Ergebnisse deuten aber darauf hin, dass die derzeit empfohlene Bemessungsformel eine vereinfachte Charakterisierung des Auflaufvorgangs darstellt.

Wie ebenfalls gezeigt wurde, ist für den Koeffizienten der Bemessungsformel auch die Bezugswassertiefe von Bedeutung. Die Richtungsfunktion γ_θ für die Deichneigung 1 : 6 wurde in den Versuchen in Kanada und in Hannover übereinstimmend mit im Mittel etwa

$$\gamma_\theta = 0,35 + 0,65 \cdot \cos \theta \quad \text{Gl. 4-26}$$

bestimmt. Grundsätzlich sollte eine Abhängigkeit von Wassertiefen am Deichfußpunkt und Wellenparametern bestehen. In dem untersuchten Parameterbereich konnten aber keine signifikanten Abhängigkeiten aufgezeigt werden.

Die Untersuchungen am 1 : 3 geneigten Deich ergaben eine deutlich stärkere Abnahme der Richtungsfunktion γ_θ mit dem Anlaufwinkel. Durch Regressionsrechnungen wurde die Funktion zu

$$\gamma_\theta = 0,10 + 0,90 \cdot \cos \theta \quad \text{Gl. 4-27}$$

ermittelt.

Für den Bereich $\theta = 0^\circ$ bis 60° wäre nach den Messungen aber durchaus eine reine Kosinusabhängigkeit gerechtfertigt:

$$\gamma_\theta = \cos \theta \quad \text{Gl. 4-28}$$

Bei den Messergebnissen für die Anlaufrichtung $\theta > 70^\circ$ kann derzeit nicht völlig ausgeschlossen werden, dass sie durch Modellrandeffekte beeinflusst sind oder auch tatsächlich physikalisch bedingt sind. Dennoch werden zur Bemessung die angegebenen Richtungsfunktionen empfohlen, da üblicherweise bei Bemessungen eine Richtungsunsicherheit von $\pm 20^\circ$ bis 30° angenommen werden muss, und damit Wellenangriffsrichtungen $\theta > 70^\circ$ praktisch auszuschließen sind. Ergebnisse aus diesem Bereich können jedoch für die Bewertung von eingetretenen Ereignissen in der Natur von Bedeutung sein.

Die Analyse der Versuchsergebnisse für senkrechten Wellenangriff bei Bermenprofilen zeigte, dass auch hier die derzeit zur Bemessung verwendeten Ansätze nach Van der Meer et al. 1998 am besten geeignet sind, um den Einfluss einer Berme auf den Wellenaufbau bei senkrechtem Wellenangriff zu quantifizieren. Dabei wurde ein deutlicher Einfluss des Wasserstandes und der Bermenbreite auf den Wellenaufbau festgestellt. Für das untersuchte konkave Knickprofil (un-

tere Neigung 1 : 6 und obere Neigung 1 : 3) konnte für senkrechten Wellenangriff gezeigt werden, dass die relative Wellenaufbauhöhe für niedrige Wasserstände dem Wellenaufbau am 1 : 6 Deich entspricht, dann linear ansteigt und bei einem Wasserstand von 0,15 m oberhalb des Knickes dem Wellenaufbau am 1 : 3 geneigten Deich entspricht. Beim schrägen Wellenangriff konnte für die untersuchten Geometrien festgestellt werden, dass die Richtungsfunktion unabhängig von eingebauten Bermen im Deichquerschnitt ist und dass für den 1:6 Deich mit und ohne Berme folgende Richtungsfunktion verwendet werden kann:

$$\gamma_\theta = 0,35 + 0,65 \cos \theta \quad \text{Gl. 4-29}$$

und für den 1:3 Deich mit und ohne Berme die folgende Funktion, die auch für die durchgehende 1:3 geneigte Böschung ermittelt wurde.:

$$\gamma_\theta = 0,10 + 0,90 \cos \theta \quad \text{Gl. 4-30}$$

Insgesamt kann also auf der Basis der Modellversuche festgestellt werden, dass bei schrägem Wellenangriff bei Bermenprofilen hinsichtlich der Berücksichtigung der schrägen Wellenangriffsrichtung keine Unterschiede zu durchgehenden Böschungen beobachtet wurde, bzw. dass die gemessenen Unterschiede im Rahmen der Streuungen der Messergebnisse lagen. Eine Multiplikation der Korrektorkoeffizienten für die gleichzeitige Berücksichtigung von Bermen und schrägem Wellenangriff wie sie bisher bei der Bemessung verwendet wurde, konnte somit durch die Modellversuche bestätigt werden.

5 Theoretische Untersuchungen und Überlegungen zum schrägem Wellenaufbau

5.1 Anmerkung zur Bemessungsformel für Wellenaufbau

Die Form der heute gebräuchlichen Bemessungsformel für Wellenaufbau an gleichmäßig geneigten See-Deichen wurde erstmals von Hunt (1959) für regelmäßige Wellen auf der Grundlage hydraulischer Modellversuche veröffentlicht. Nach Umrechnung in das metrische System lautet die Formel:

$$R = 1,27 \cdot \sqrt{H} \cdot T \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 5-1}$$

Die Umrechnung der Formel von Hunt in die derzeit gebräuchliche Form mit dem Brecherparameter

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad \text{Gl. 5-2}$$

wird üblicherweise in folgender Form angegeben:

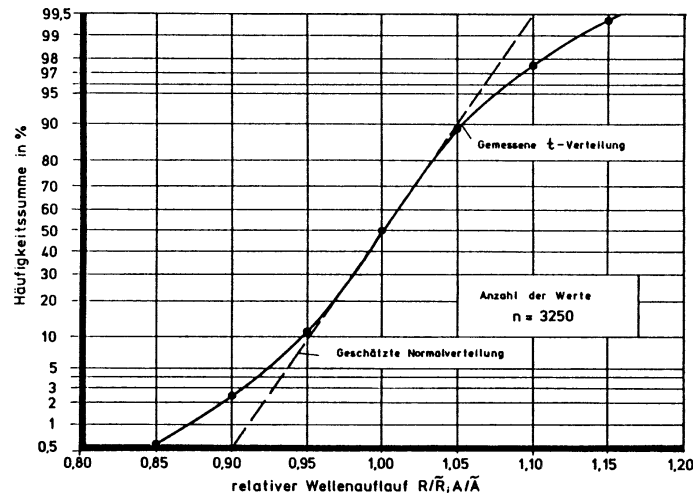


Abb. 5-1: Unterschreitungshäufigkeit des relativen Wellenaufbaus in regelmäßigen Wellen (Tautenhain, 1981)

$$\frac{R}{H} = \xi \quad (\text{Gültigkeitsbereich } \xi < 2,3) \quad \text{Gl. 5-3}$$

Auch in hydraulischen Modellversuchen mit gleichmäßigen Wellenbedingungen (regelmäßige Wellen) treten Streuungen im Wellenaufbau auf. Hinweise dazu finden sich bei Vinje, der für $R_{u2\%}$ in regelmäßigen Wellen einen Faktor 1,2 gegenüber dem Beiwert von Hunt ermittelt (nach Tautenhain, 1981). Die mündlich übermittelten Aussagen von Vinje lassen auch die grundsätzlich andere Interpretation dieses Faktors als Umrechnungsfaktor in Verbindung mit entsprechenden Wellenparametern für unregelmäßigen Seegang zu. Da aber auch Tautenhain (1981) solche Ergebnisse erzielte, soll die Auswirkung überprüft werden.

Tautenhain (1981) gibt ebenfalls eine Verteilung seiner Ergebnisse mit regelmäßigen Wellen an (Abb. 5-1). Weiterhin liegen die Ergebnisse von Tautenhain aus Messungen mit regelmäßigen Wellen um etwa 10% über den Ergebnissen von Hunt, wobei Tautenhain nicht ausschließt, daß dies an unterschiedlichen Modellrauigkeiten liegen kann.

Für unregelmäßigen Seegang wird derzeit ausschließlich der Parameter $R_{u2\%}$ zur Charakterisierung des unregelmäßigen Wellenaufbaus verwendet.

Von De Waal und Van Der Meer (1992) wird die Verwendung der Bemessungsformel

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = 1,5 \cdot \xi_{0p} \quad \text{Gl. 5-4}$$

empfohlen, deren Beiwert aus Modellmessungen ermittelt wurde und auf die Wellenparameter signifikante Wellenhöhe und Peakperiode bezogen sind (Abb. 5-2).

Auch andere Autoren haben diese lineare Abhängigkeit (teilweise in anderer Formulierung) auf ihre Messergebnisse angewandt, allerdings meist auf die mittlere Wellenperiode \bar{T} bezogen.

Da das Verhältnis \bar{T}/T_p u.a. auch von der Form des Spektrums abhängig ist und stark schwanken kann (Goda, 2000, gibt z. B. aus numerischen Simulationen einen Bereich von 1,1 bis 1,72 für verschiedenen Spektrumsformen an) muss prinzipiell eine erhebliche Unsicherheit in der Anwendung bestehen.

Grundsätzlich könnte die Unsicherheit bei der Verwendung unabhängiger charakteristischer Parameter bei einer Bemessungsformel auf der Grundlage der Hunt-Formel Schreibweise im folgenden

$$R = 1,27 \cdot \sqrt{H} \cdot T \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 5-5}$$

vermieden werden, wenn $R_{u2\%}$ direkt aus dem Parameter $(\sqrt{H} \cdot T)_{2\%}$ berechnet würde. Dies wäre die konsequente Vorgehensweise, wenn man voraussetzt, dass jede individuelle Welle einen Wellenaufbau entsprechend ihrer Höhe und Periode erzeugt.

Wenn diese Voraussetzungen zulässig sind, sollte bei der Verwendung des Parameters $(\sqrt{H} \cdot T)_{2\%}$ (bei deterministischer Betrachtung) der gleiche Beiwert (1,27) wie für regelmäßige Wellen gemessen werden. Abweichungen könnten u.a. aus Vorwelleneinflüssen erwartet werden (siehe dazu Kapitel 5.3).

Die Auswertung der eigenen Messungen mit signifikanten Wellenparametern $H_s = H_{m0}$ und T_p ergab Werte von rd.

$$\frac{R_{2\%}}{H_{m0}} = 1,47 \text{ bis } 1,51 \cdot \xi_{0p} \quad \text{Gl. 5-6}$$

mit einem absoluten Streubereich des Beiwertes von rd. 1,4 bis 1,6 und stimmt damit sehr gut mit den von De Waal und Van Der Meer gegebenen Werten überein.

Die Auswertung der eigenen Messungen mit dem signifikantem Parameter $(\sqrt{H} \cdot T)_{2\%}$ ergab

$$R_{u2\%} = 1,65 \cdot (\sqrt{H} \cdot T)_{2\%} \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 5-7}$$

Der Beiwert liegt im Vergleich zum Beiwert von Hunt (1,27) um rd. 30% höher.

Auch wenn man den von Tautenhain (1981) gemessenen um rd. 10% höheren Beiwert als Bezugswert ansetzen würde, erklärt dies nicht die vorhandenen Abweichungen.

Ergebnisse von Untersuchungen hierzu, die die Unsicherheiten des Beiwertes von Hunt und den Vorwelleneinfluß nach Tautenhain berücksichtigen, sind im Kapitel 5.3 zusammengestellt.

5.2 Anmerkungen zum Einfluss von Shoaling und Refraktion bei der Interpretation von Messungen zum Wellenauflauf an Seedeichen

5.2.1 Theoretische Grundlagen

Legt man für Berechnungen des Wellenaufbaus die Formel von Hunt (1959)

$$R = 1,25 \cdot \sqrt{H} \cdot T \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 5-8}$$

zugrunde, bei der vorausgesetzt ist, dass $H = H_0$ ist, müsste bei hydraulischen Modellversuchen, bei denen nicht Tiefwasserbedingungen an der Referenzmess-

stelle vorliegen, prinzipiell eine entsprechende Umrechnung auf Tiefwasserwerte erfolgen. Bezieht man die Formel auf die Wellenhöhe an einer bezüglich der Wassertiefe beliebigen Messstelle gilt somit

$$R = \frac{1,25}{\sqrt{K_s}} \cdot \sqrt{H} \cdot T \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 5-9}$$

Weiterhin tritt durch Refraktion bei schrägem Wellenangriff an ebenen Stränden grundsätzlich eine kontinuierliche Abnahme der Wellenhöhe bis zum Brechpunkt ein und gleichzeitig eine Richtungsänderung. Inwieweit allerdings an steileren Böschungen Shoaling und Refraktion entsprechend einer Wellentheorie (hier lineare Wellentheorie) auftreten, kann derzeit nur durch hydraulische Modelluntersuchungen geprüft werden.

Geht man von der Gültigkeit der linearen Wellentheorie aus, ist also herzuleiten, dass die Angaben von Wellenrichtungen bei hydraulischen Modellversuchen ohne Rückrechnung auf Tiefwasserwerte (bzw. auf eine innerhalb der Messungen gleichwertige Wassertiefe) nicht eindeutig sind und bei Messungen in unterschiedlichen Wassertiefen, bzw. mit unterschiedlichen Wellenperioden, unterschiedliche Refraktionseinflüsse in den Richtungsfunktionen enthalten sein können.

Da alle diese Veränderungen von der Wellenperiode abhängen, sind auch Versuche mit unterschiedlichen Wellenperioden vom Grundsatz her nicht vergleichbar, wenn sie nicht auf Tiefwasserwerte (bzw. auf eine innerhalb der Messungen gleichwertige Wassertiefe) bezogen werden.

Ausgehend von der Vorstellung, dass die Wellenauf-

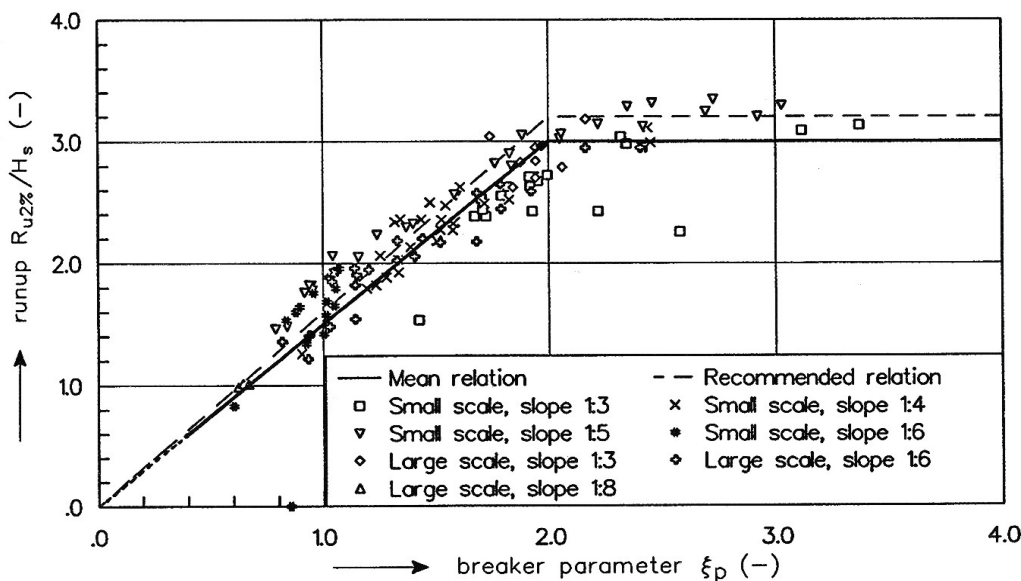


Abb. 5-2: Relativer Wellenaufbau in Abhängigkeit vom Brecherparameter ξ_p (De Waal und Van der Meer, 1992)

laufhöhe R vom Energiefluss und vom Anlaufwinkel im Brechpunkt abhängig ist, wird für die hier durchgeführte theoretischen Untersuchungen die folgende Vorgehensweise angewendet:

- i) Eingangswellenhöhe:
Rückrechnung der Tiefwasserwellenhöhe aus der Wellenhöhe am Messpunkt unter Berücksichtigung der Refraktion zwischen Messpunkt (Index m) und Brechpunkt (Index b) der Welle

$$H_0' = H_0 \cdot K_{R_{m,b}} = \frac{H_m}{K_{S_m}} \cdot K_{R_{m,b}} \quad \text{Gl. 5-10}$$

- ii) Eingangswellenrichtung:
Durch Refraktion veränderte Wellenrichtung im Brechpunkt.

Grundsätzlich ist der signifikante Brechpunkt keine sehr sicher zu ermittelnde Größe. Von daher wäre grundsätzlich die Wahl der Tiefwasserwerte auch für die Refraktionsgrößen die beste Wahl.

Da jedoch nicht davon ausgegangen werden kann, dass der Seegang immer im Tiefwasser erzeugt wird und die Auswirkung der Refraktion auch nicht immer der an ebenen Stränden entspricht, ist es notwendig, den Refraktionseinfluss gesondert zu betrachten und auf den Brechpunkt zu beziehen. Dadurch wird auch der Richtungseinfluss unabhängig von der Wellenperiode, was bei jeder anderen Bezugswassertiefe nicht zu vermeiden wäre.

Für die im weiteren durchgeführten Berechnungen wird der signifikante Brechpunkt näherungsweise als Brechpunkt einer regelmäßigen Wellen der Höhe $H_{2\%} = 1,4 \cdot H_{m0}$ nach den Diagrammen des Shore Protection Manual (1984) bestimmt.

Für die in den Modelluntersuchungen verwendeten Wellenhöhen und Wellenperioden ergaben sich danach Wassertiefen zwischen 0,168 m und 0,182 m. Den folgenden Ausführungen liegen Ergebnisse von Rechnungen in einheitlich 0,18 m Wassertiefe zugrunde. Grundsätzlich wäre aber auch der Refraktionsseinfluss zu berücksichtigen.

Für die durchgeführten Messungen werden die Einflüsse aus Refraktion und Shoaling für Spektren (auch Richtungsspektren) nach der linearen Superpositionsmethode und nach der linearen Wellentheorie berechnet. Dabei wurden TMA-Spektren für 0,5 m Wassertiefe mit 32 Frequenzstützstellen und $\Delta\theta = 10^\circ$ mit einem Grenzwinkel der Richtungsfunktion von $\theta_{\max} = \pm 50^\circ$ zugrunde gelegt.

Neben Wellenhöhen und -richtungen wird durch die Refraktion auch die Richtungsbandbreite verändert. Bei ebenen Stränden ist im Brechpunkt eine geringere Bandbreite vorhanden. Als Wellen- und Wellenauflaufparameter wurden für die Berechnungen der vorgenannten Einflüsse die derzeit üblichen in der Bemessungsformel verwendeten Parameter $R_{u2\%}$, H_{m0} und T_p ausgewählt. Die Bemessungsformel für unregelmäßigen Seegang bei senkrechtem Wellenangriff

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = 1,5 \cdot \xi_{0p} \quad \text{Gl. 5-11}$$

läßt sich für die in den Versuchen verwendete gleichmäßige Deichneigung 1 : 6 in folgender Form schreiben:

$$R_{u2\%} = 0,312 \cdot \sqrt{H_{m0}} \cdot T_p \quad \text{Gl. 5-12}$$

$$a \text{ oder } \frac{R_{u2\%}}{\sqrt{H_{m0}} \cdot T_p} = 0,312 \quad \text{Gl. 5-13}$$

Für schrägen Wellenangriff ist der Beiwert richtungsabhängig. Ohne Berücksichtigung der Einflüsse aus Shoaling und Refraktion ergibt sich die in Abb. 5-3 dargestellte Richtungsabhängigkeit.

Durch nichtlineare Regressionsrechnungen wurden Funktionen der Form $y = a \cdot \cos(x) + b$ für die Versuchsergebnisse berechnet. Diese Funktionen sind in Abb. 5-3 den Messungen gegenübergestellt. Die berechneten Faktoren und die Regressionskoeffizienten R sind in Taf. 5-1 zusammengestellt.

	a	b	R
Alle Daten	0,21	0,10	0,88
Langkämmig	0,2583	0,0620	0,9258
Kurzkämmig	0,1786	0,1324	0,8973

Taf. 5-1: Berechnete Faktoren für die Ergebnisse ohne Berücksichtigung von Shoaling / Refraktion im Modell

Für die Wellenanlaufrichtung 0° ergibt sich nach diesen Rechnungen der Beiwert berechnet aus allen Versuchsdaten zu

$$\frac{R_{u2\%}}{\sqrt{H_{m0}} \cdot T_p} = 0,314 \quad \text{Gl. 5-14}$$

und liegt damit sehr genau bei dem Wert der Bemessungsformel (0,312). Die reine Richtungsfunktion γ_θ ergibt sich dann zu:

$$\gamma_\theta = 0,67 \cdot \cos\theta + 0,33 \quad \text{Gl. 5-15}$$

Die Umrechnung der Bezugswellenhöhe H_{m0} und der Wellenrichtung θ unter Berücksichtigung von Shoaling

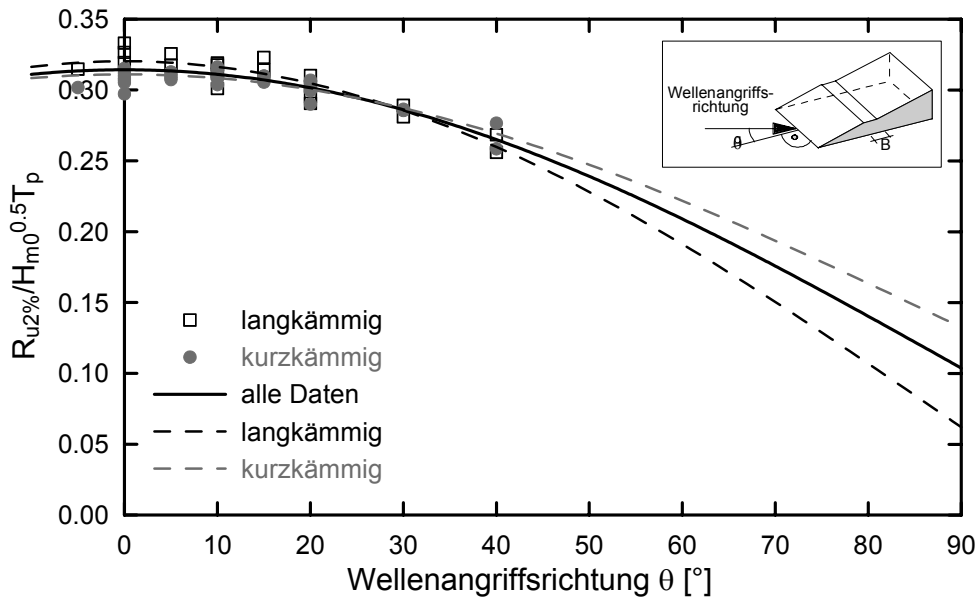


Abb. 5-3: Abhängigkeit des Beiwertes von der Wellenanlafrichtung ohne Berücksichtigung von Shoaling und Refraktion im Modell

	a	b	R
Alle Daten	0,3247	-0,0189	0,8434
Langkämig	0,3958	-0,0853	0,8850
Kurzkämig	0,2744	0,0290	0,8475

Taf. 5-2: Berechnete Faktoren für die Ergebnisse mit Berücksichtigung von Shoaling / Refraktion im Modell

und Refraktion ergab die in Abb. 5-4 dargestellte Richtungsabhängigkeit.

Die Anpassungsfunktionen wurden wiederum für den Funktionstyp $y = a \cdot \cos(x) + b$ berechnet. Die Ergebnisse sind in Taf. 5-2 zusammengestellt.

Für die Wellenanlafrichtung 0° ergibt sich der Beiwert berechnet aus allen Versuchsdaten zu

$$\frac{R_{u2\%}}{\sqrt{H_{m0}} \cdot T_p} = 0,306 \quad \text{Gl. 5-16}$$

und liegt damit rund 2 % niedriger als bei der Auswertung ohne Berücksichtigung von Shoaling und Refraktion. Die reine Richtungsfunktion γ_θ ergibt sich zu

$$\gamma_\theta = 1,06 \cdot \cos\theta - 0,06 \quad \text{Gl. 5-17}$$

und kann damit mit genügender Genauigkeit durch eine reine Kosinusfunktion beschrieben werden. Bei Anpassung einer reinen Kosinusfunktion $y = a \cdot \cos(x)$ ergaben sich die folgenden Beiwerte und Regressionskoeffizienten (Taf. 5-3). Die Anpassungsfunktionen sind in Abb. 5-5 den Versuchswerten gegenübergestellt.

	a	R
Alle Daten	0,3054	0,8420
Langkämig	0,3080	0,8629
Kurzkämig	0,3039	0,8425

Taf. 5-3: Berechnete Faktoren einer reinen Kosinusfunktion für die Ergebnisse mit Berücksichtigung von Shoaling / Refraktion im Modell

Für die Wellenanlafrichtung 0° ergibt sich der Beiwert berechnet aus allen Versuchsdaten zu

$$\frac{R_{u2\%}}{\sqrt{H_{m0}} \cdot T_p} = 0,305 \quad \text{Gl. 5-18}$$

und entspricht damit nahezu exakt dem Ergebnis für den Funktionstyp $y = a \cdot \cos(x) + b$.

5.2.2 Abschätzung des theoretischen Verlaufs der Richtungsfunktion

Unter Annahme eines kosinusförmigen Verlaufs der Richtungsfunktion γ_θ im Brechpunkt soll im folgenden der theoretisch zu erwartende Verlauf der Richtungsfunktion bezogen auf die Wellenrichtung am Deichfuß, die allen bisherigen Auswertungen zugrunde liegt, abgeschätzt werden. Dabei wird vorausgesetzt, dass Refraktion entsprechend der linearen Theorie eintritt. Shoaling wird nicht berücksichtigt, da damit keine Änderung der Richtungsfunktion verbunden ist.

Wie zuvor wird die Abschätzung nur für Wellenhöhen $H_s = 0,10$ m vorgenommen und es wird zunächst bei

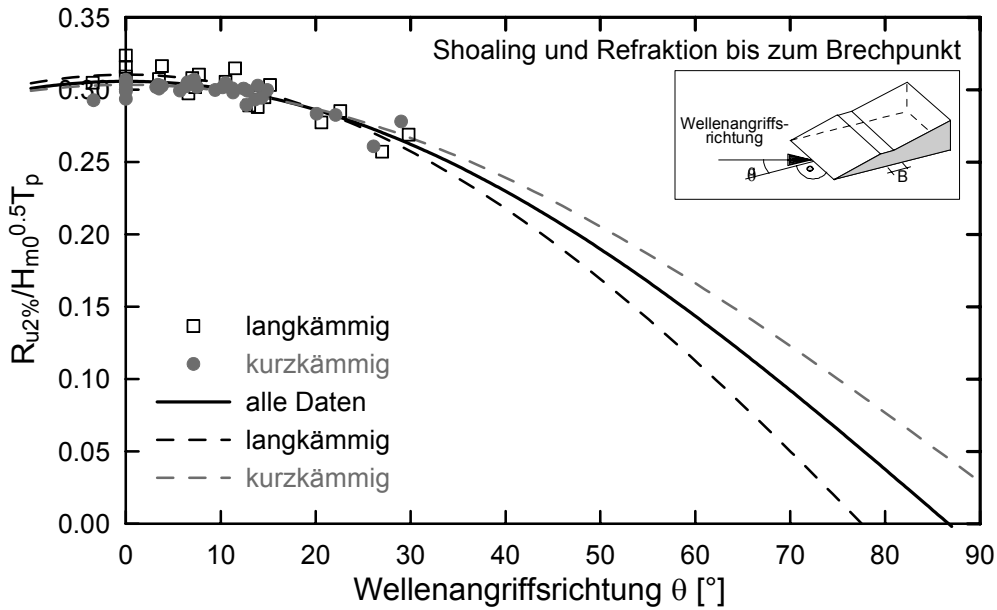


Abb. 5-4: Abhängigkeit des Beiwertes von der Wellenanlaufrichtung mit Berücksichtigung von Shoaling und Refraktion im Modell

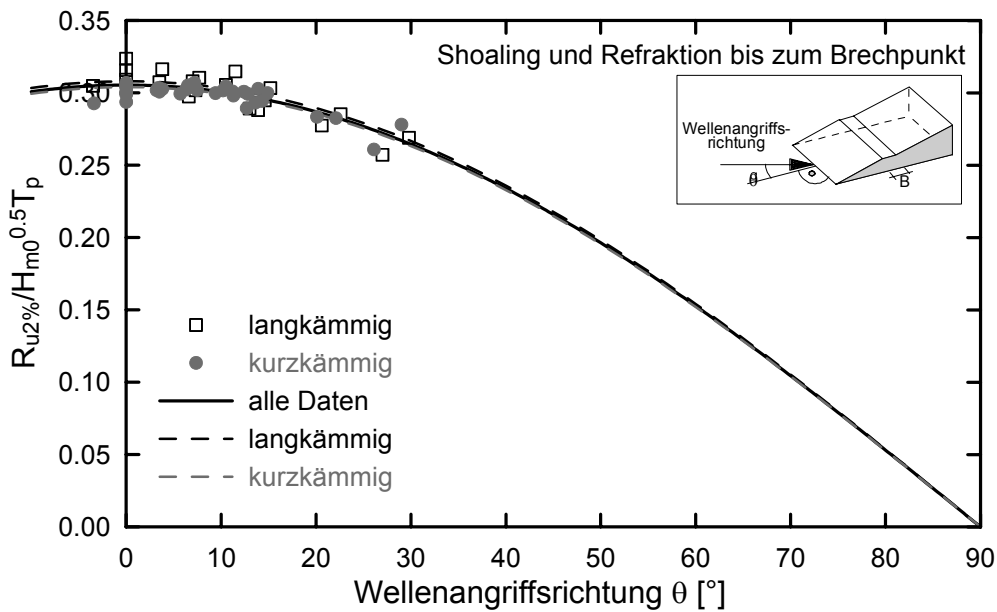


Abb. 5-5: Abhängigkeit des Beiwertes von der Wellenanlaufrichtung mit Berücksichtigung von Shoaling und Refraktion im Modell

senkrechtem Wellenanlauf von einer signifikanten Wassertiefe im Brechpunkt von $d_b = 0,18$ m unabhängig von der Wellenperiode ausgegangen.

Für schrägen Wellenanlauf wird zusätzlich angenommen, dass mit der durch Refraktion bis zum Brechpunkt hervorgerufenen Abminderung der Wellenhöhe eine proportionale Abminderung der signifikanten Wassertiefe im Brechpunkt stattfindet.

Der Winkel im Brechpunkt kann daher nur iterativ ermittelt werden. Die theoretisch erwartete Richtungsfunktion bezogen auf den Deichfuß wird wie folgt er-

mittelt: Iterativ wird der Refraktionskoeffizient $K_{r,b}$, der das Verhältnis der signifikanten Wellenhöhe H_s im Brechpunkt zur signifikanten Wellenhöhe H_s am Deichfuß angibt, berechnet, sowie die zugehörige Richtung θ_b . Da der Wellenaufbau bei unveränderter Deichneigung und Wellenperiode proportional zu $\sqrt{H_s}$ ist, wird der sich aus der Richtungsfunktion im Brechpunkt ergebende Wert $\cos \theta_b$ noch mit $\sqrt{K_{r,b}}$ multipliziert und dann der Wellenrichtung am Deichfuß zugeordnet. Die Ergebnisse für die kürzeste und

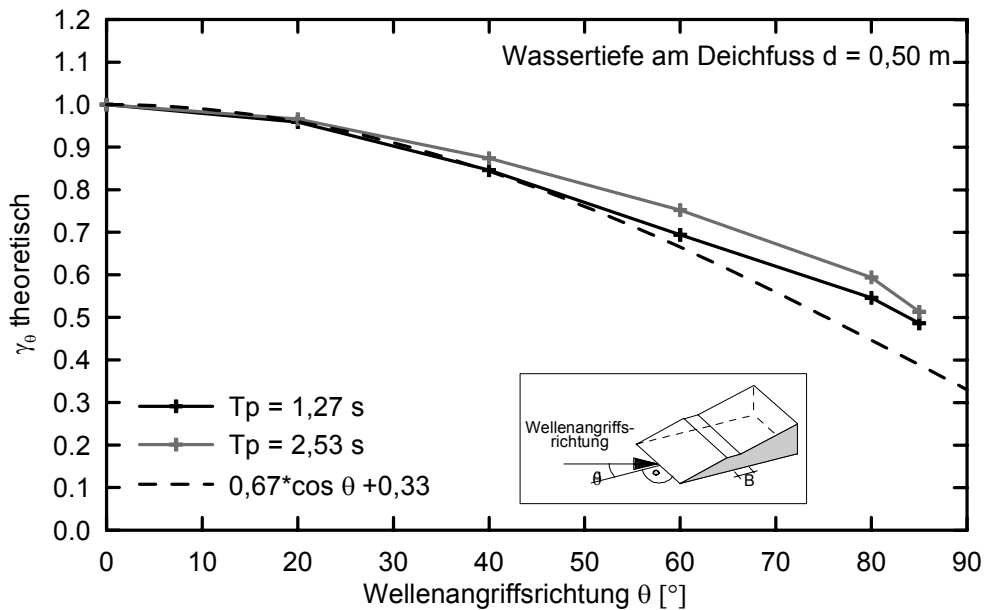


Abb. 5-6: Theoretisch erwartete Richtungsfunktionen und gemessene Richtungsfunktion für eine Deichneigung 1 : 6

längste Periode der untersuchten Wellenspektren sind in Abb. 5-6 aufgetragen, zusammen mit der gemessenen Richtungsfunktion für die Deichneigung 1 : 6. Die gemessene Richtungsfunktion liegt etwas niedriger als die theoretisch erwartete. Dies könnte darauf zurückzuführen sein, dass Refraktionseffekte wegen der Deichneigung (die lineare Theorie gilt streng genommen nur für sehr geringe Neigungen) nicht mehr voll entsprechend der linearen Wellentheorie auftreten.

Für diese Interpretation spricht auch, dass die gemessene Richtungsfunktion für die steilere Deichneigung 1 : 3 noch niedriger gemessen wurde und sich der reinen Kosinusform nähert.

5.3 Einflüsse aus Unsicherheiten die aus Messungen in regelm. Wellen bekannt sind und dem Vorwelleneinfluss nach TAUTENHAIN

(a) Unsicherheiten aus Messungen in unregelmäßigen Wellen

Nach den bereits erwähnten Angaben von Vinje liegen 2 % der in regelmäßigen Wellen gemessenen Aufläufe 20 % bis 25 % höher als der mittlere Auflauf. Legt man die Normalverteilung zugrunde entspricht dies einer Standardabweichung von $\sigma = 0,097$ bis $\sigma = 0,122$. Um den Einfluss auf den Wellenauflaufparameter $R_{u2\%}$ in unregelmäßigen Wellen zu ermitteln wurde zunächst ein Datensatz von 10.000 zufälligen $\sqrt{H} \cdot T$ -Ereignissen mit RAYLEIGH-Verteilung nach der MONTE-CARLO-Methode erzeugt. Diese Werte wurden mit einem entsprechenden zweiten Da-

tensatz mit zufälligen normalverteilten Faktoren mit dem Mittelwert 1 und $\sigma = 0,1$ multipliziert und so ein neuer zweiter Datensatz erzeugt, der damit Streuungen der von Vinje angegebenen Art enthält. In Abb. 5-7 sind zunächst die beiden Datensätze als Einzelwerte gegenübergestellt. Abb. 5-8 zeigt das Verhältnis der Quantilen der beiden Datensätze, aus denen das

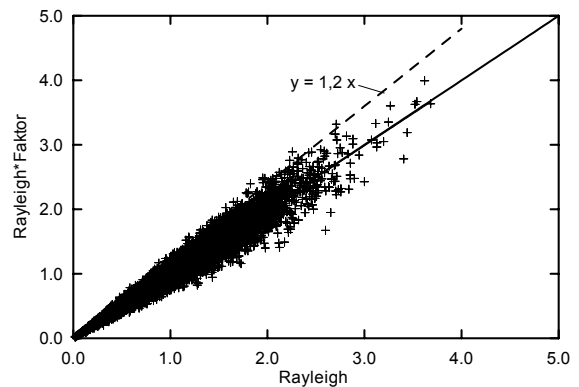


Abb. 5-7: Vergleich der Datensätze mit und ohne Streuung nach Vinjé

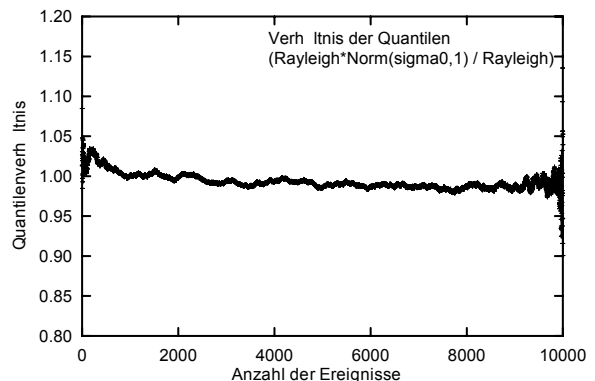


Abb. 5-8: Verlauf des Verhältnisses der Quantilen der Datensätze mit und ohne Streuung nach Vinjé

Verhältnis des 2 %-Ereignisses (entsprechend der aus diesem Einfluss zu erwartenden Veränderung des Parameters $R_{u2\%}$) zu rund 1,025 entnommen werden kann. Der Einfluss der Unsicherheit im Beiwert nach Hunt (1959) wirkt sich zwar nicht sehr stark aus, ist aber durchaus nicht zu vernachlässigen.

(b) Unsicherheiten aus dem Vorwelleneinfluss

In einer weiteren Simulation wurde der Einfluss der Vorwellen auf den Wellenaufbau nach Tautenhain (1981) untersucht. Danach kann der Wellenaufbau A_n in unregelmäßigen Wellen wie folgt unter Berücksichtigung einer Vorwelle A_{n-1} berechnet werden:

$$A_n = \tilde{A}_n \cdot \sqrt[3]{2 \cdot \psi - \left(\frac{A_{n-1}}{\tilde{A}_n}\right)^3} \quad \text{Gl. 5-19}$$

mit: \tilde{A}_n = der sich ohne Einfluss der Vorwelle ergebende Wellenaufbau ψ = ein aus Messungen zu verifizierender Beiwert (in erster theoretischer Näherung $\psi = 1$).

In Abb. 5-9 sind die mit dem sich theoretisch in erster Näherung zu 1 ergebenden Beiwert ψ berechneten Wellenaufläufe mit Berücksichtigung einer Vorwelle den Aufläufen ohne Berücksichtigung einer Vorwelle gegenübergestellt. Abb. 5-10 zeigt wiederum den Verlauf des Verhältnisses der Quantilen.

Entsprechend dem Berechnungsschema ergeben sich teilweise negative Aufläufe, die als Vorwellenereignis für die Berechnungen des nächsten Aufbaus wie ein Aufbauf der Höhe 0 zu werten sind. Bei Vorwellenhöhe 0 kann ein Wellenaufbau maximal folgenden den Wert annehmen:

$$A_n = \tilde{A}_n \cdot \sqrt[3]{2} = 1,26 \cdot \tilde{A}_n \quad \text{Gl. 5-20}$$

Abb. 5-10 zeigt zum einen, dass durch Vorwelleneinfluss (mit einem Beiwert $\psi = 1$) das Verhältnis des 2 %-Ereignisses nun bei rund 1,22 liegt, aber auch, dass nur rund 65 % der Wellenereignisse zu einem Aufbaufereignis führen, was sehr genau dem von Tautenhain (1981) aus Messungen ermittelten Mittelwert des Verhältnisses der Anzahl der Aufläufe zur Anzahl der Wellenereignisse entspricht.

Berücksichtigt man nun die Auswirkung beider Einflüsse auf das 2 %-Ergebnis ergibt sich die Bemessungsformel zu

$$R_{u2\%} = 1,27 \cdot 1,025 \cdot 1,22 \cdot \left(\sqrt{H} \cdot T\right)_{2\%} \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 5-21}$$

$$= 1,5981 \cdot \left(\sqrt{H} \cdot T\right)_{2\%} \cdot \tan \alpha$$

und entspricht damit sehr genau dem Ergebnis der Auswertung der Messungen am NRC (1,65 ohne Be-

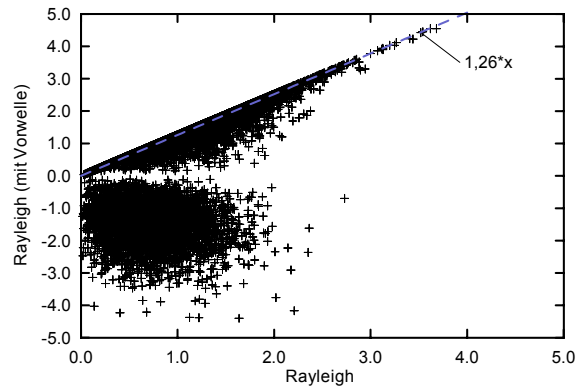


Abb. 5-9: Vergleich der Datensätze mit und ohne Berücksichtigung der Vorwelle

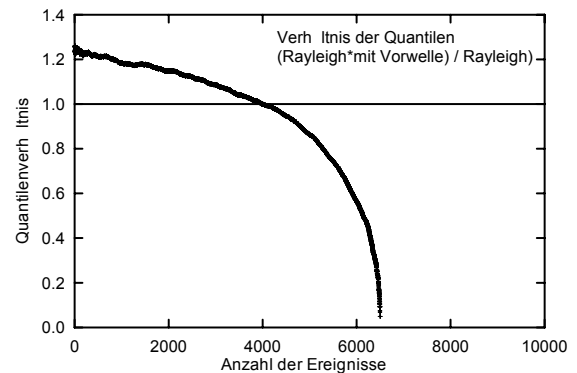


Abb. 5-10: Verlauf des Verhältnisses der Quantilen der Datensätze mit und ohne Berücksichtigung der Vorwelle ($\psi = 1$)

rücksichtigung von Refraktion und Shoaling, 1,61 mit Berücksichtigung von Refraktion und Shoaling).

Die Berechnungen wurden zunächst mit einer RAYLEIGH-Verteilung der $(\sqrt{H} \cdot T)$ -Werte durchgeführt. Sie müssen für die tatsächlich gemessenen Verteilungen überprüft werden.

5.4 Anmerkungen zum Einfluss von Reflexionen bei Messungen zum Wellenaufbau an Seedeichen

Zur Einschätzung der Auswirkung von Reflexionen auf die gemessenen Wellenhöhen an den Referenzpegeln wurden Berechnungen unter Berücksichtigung von Diffraktionseinflüssen durchgeführt. Dabei wurden gleichmäßige Reflexionskoeffizienten ($K_r \approx 0,17$ für Deichneigung 1 : 6, nach Tautenhain, 1981) und gleiche Reflexionsstelle für alle Frequenzkomponenten vorausgesetzt. Die Seegangsspektren sind JONSWAP / TMA-Spektren für 0,5 m Wassertiefe.

Für einen Querschnitt in Deichmitte (10 m vom Bauwerksende) und senkrechten Wellenanlauf sind die Ergebnisse von Berechnungen mit regelmäßigen Wellen der Periode $T = 1,27$ s, langkämmigem unregel-

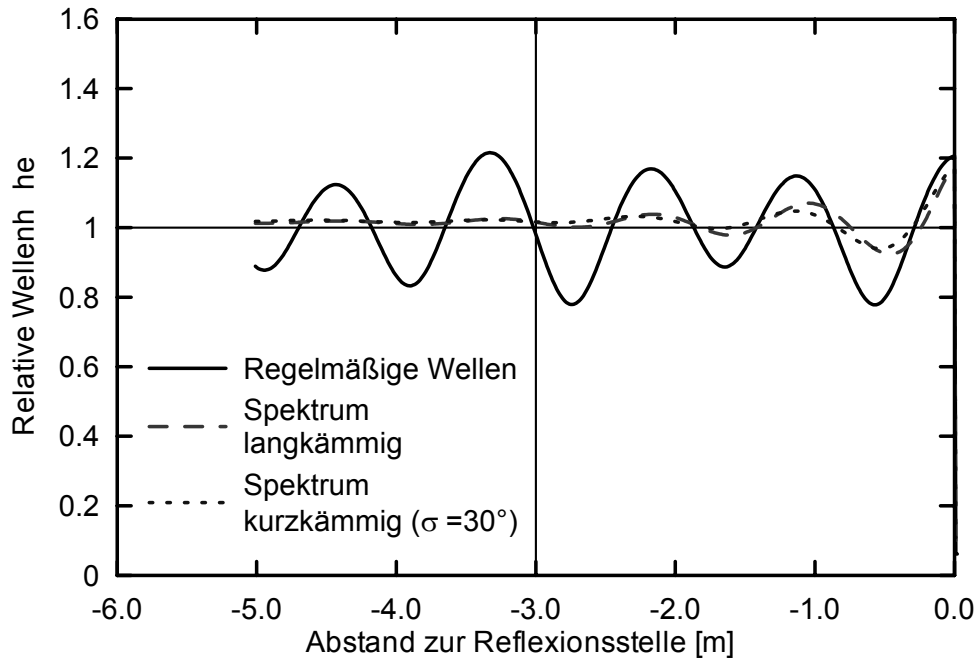


Abb. 5-11: Relative Wellenhöhen vor einem Bauwerk (Reflexionsgrad 17 %, $T_p = 1,27$ s)

mäßigem Seegang und kurzkämmigem unregelmäßigem Seegang ($\sigma = 30^\circ$) in Abb. 5-11 als relative (signifikante) Wellenhöhen gegenübergestellt.

Geht man näherungsweise von einem Reflexionspunkt, wiederum für alle Frequenzkomponenten gleich, am Schnittpunkt der Wasserlinie mit dem Deich aus, liegt die Position der Wellenpegel rund 3 m von der Reflexionsstelle entfernt.

In diesem Bereich sind keine signifikanten Unterschiede zwischen den Berechnungen mit langkämmigem und kurzkämmigem Seegang vorhanden (zumal die Richtungsbandbreite σ in diesem Bereich bereits deutlich geringer ist), so dass die Berechnungen für die anderen untersuchten Wellenperioden nur mit langkämmigem Seegang durchgeführt wurden (siehe Abb. 5-12).

Die Veränderung der Wellenhöhe über den Ort ist bei unregelmäßigen Wellen recht gering, zumal die Annahme des gleichen Reflexionspunktes für alle Frequenzen in dieser Hinsicht ungünstiger ist.

Die nicht abklingende Höhenvariation in regelmäßigen Wellen gibt einen Hinweis auf die Problematik der Bezugswellenhöhe bei Untersuchungen in regelmäßigen Wellen. Danach ergeben sich durch Reflexion die folgenden relativen Wellenhöhen am Pegelstandort (siehe Taf. 5-4):

Da sich der Wellenaufbau bei sonst gleichen Bedingungen mit $\sqrt{H_s}$ ändert sind die Auswirkungen gering und können vernachlässigt werden. Grundsätzlich

geht die reflexionsbeeinflusste signifikante Wellenhöhe $H_{s,r}$ mit zunehmender Entfernung von der Reflexionsstelle gegen einen Wert.

$$H_{s,r} = H_s \cdot \sqrt{1 + K_r^2} \quad \text{Gl. 5-22}$$

Zur prinzipiellen Prüfung der theoretischen Rechnungen wurden Messungen im WBM durchgeführt. Die Messungen am 1 : 6 geneigten Deich mit regelmäßigen Wellen bestätigten den geringen Reflexionsgrad.

Wellenperiode T_p [s]	Wellenlänge in 0,5 m Wassertiefe L [m]	Veränderung der relativen Wellenhöhe H_{m0} durch Reflexion
1,27	2,23	1,016
1,46	2,73	1,016
1,79	3,55	1,010
2,53	5,31	1,044

Taf. 5-4: Veränderung der relativen Wellenhöhe durch Reflexionen (s.a. Abb. 5-11 und Abb. 5-12) (Reflexionsstelle Ruhewasserspiegel)

Die am Knickprofil (untere Neigung 1 : 6, obere Neigung 1 : 3) bei einem Wasserstand von 50 cm durchgeführten Messungen ergaben einen höheren Reflexionsgrad um $K_r = 0,30$ ($T_p = 1,27$ s) bis $0,40$ ($T_p = 1,79$ s). Dieser Wert liegt für einen Reflexionsgrad von $K_r = 0,17$ bei $1,014 H_s$.

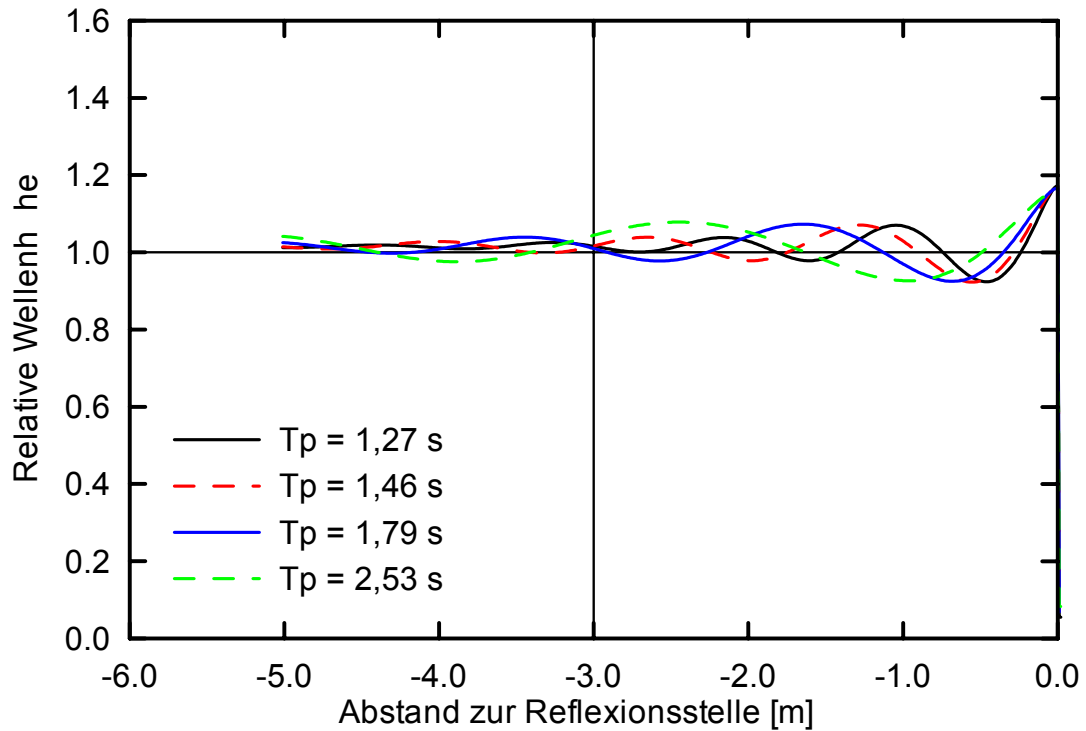


Abb. 5-12: Relative Wellenhöhen vor einem Bauwerk
(Reflexionsgrad 17%, langkämmige JONSWAP / TMA-Spektren)

In den Abb. 5-13 und Abb. 5-14 sind die in unterschiedlichen Abständen von der Wasserlinie gemessenen signifikanten Wellenhöhen aus den Messungen am Knickprofil aufgetragen (Deichfuß bei 3 m) aus denen deutlich wird, dass auch bei höheren Reflexionsgraden keine ausgeprägten Variationen der Wellenhöhen mit dem Abstand vom Deich auftreten.

Die Messungen enthalten jedoch grundsätzlich die Reflexionsenergie, die sich theoretisch in einer Erhöhung der gemessenen signifikanten Wellenhöhe gegenüber der tatsächlich einlaufenden Wellenhöhe (rund 4,4 % bei $K_r = 0,30$). Wegen der geringen Auswirkung auf den Wellenauflauf und weil kein Einfluss auf die Richtungsverteilung vorliegt, wurden keine Korrekturen der gemessenen Werte vorgenommen.

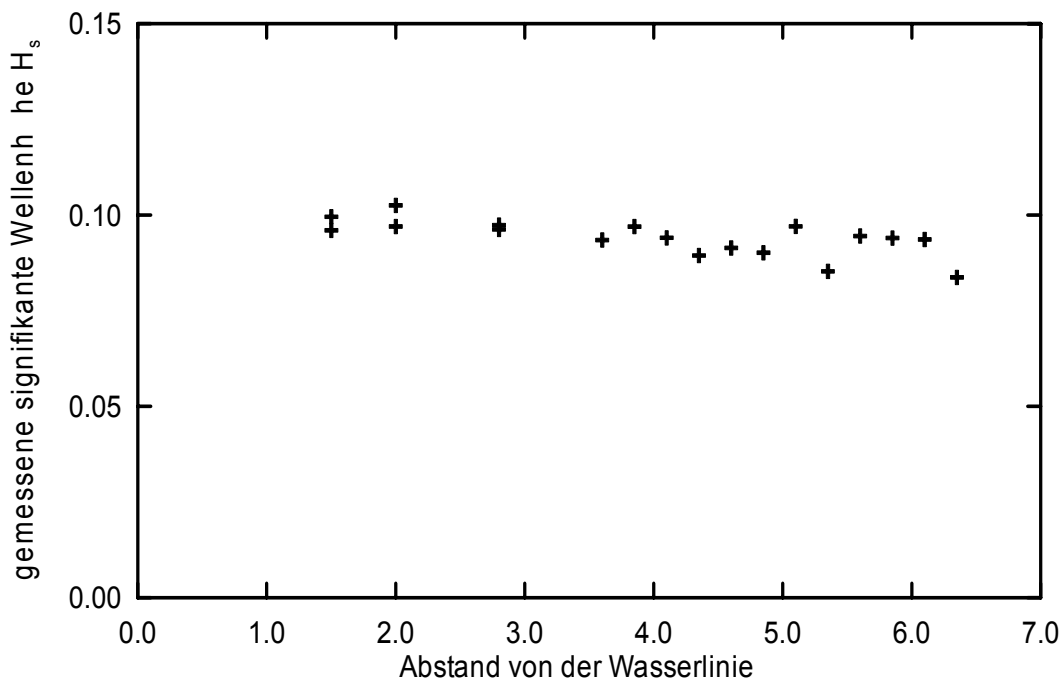


Abb. 5-13: Gemessene signifikante Wellenhöhen vor dem Deich mit Knickprofil ($T_p = 1,27$ s)

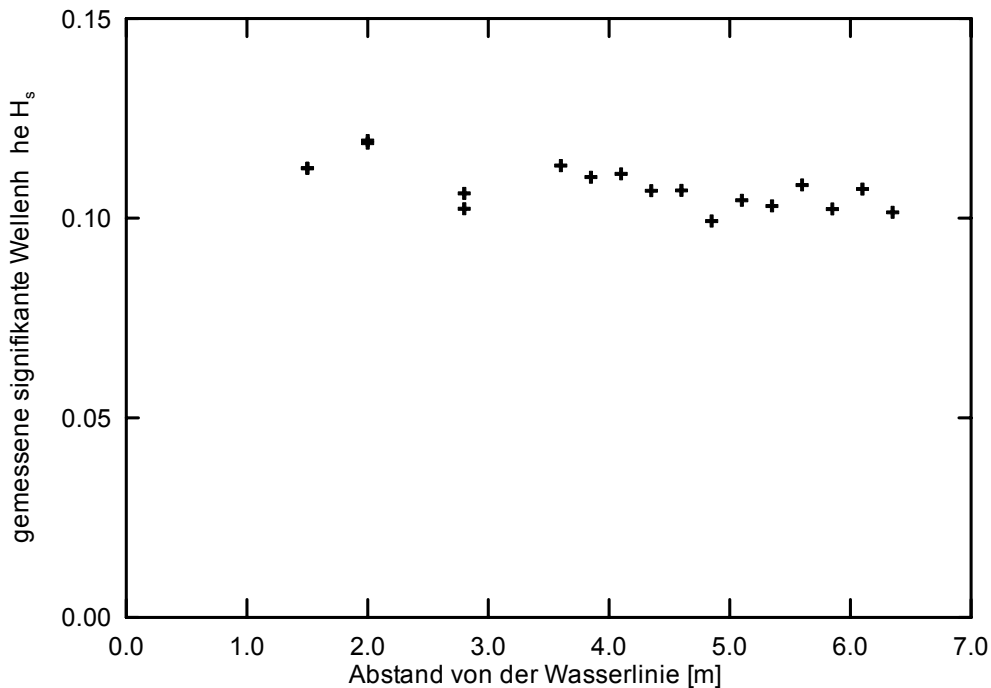


Abb. 5-14: Gemessene signifikante Wellenhöhen vor dem Deich mit Knickprofil ($T_p = 1,79$ s)

6 Zusammenfassung, Bewertung der Ergebnisse und Ausblick

Im Forschungsprojekt ist es gelungen, Grundlagen für die Bemessung von Seedeichen unter schrägem Wellenangriff zu verbessern. Die Ergebnisse können im einzelnen wie folgt kurz zusammengefasst werden:

In den Modellversuchen der ersten Projektphase wurden Modellversuche sowohl mit langkämmigem als auch mit kurzkämmigem Seegang durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass die Unterschiede beim schrägen Wellenauflauf zwischen Versuchen mit kurzkämmigem Seegang und Versuchen mit langkämmigem Seegang im Bereich der natürlichen Streuungen der Messergebnisse lagen.

Ein signifikanter Einfluss auf den Wellenauf- und Wellenüberlauf konnte daher ausgeschlossen werden. Die Richtungsfunktion für schrägen Wellenauflauf wurde zunächst aufgrund der Versuchsergebnisse der ersten Projektphase am 1:6 geneigten Deich ermittelt. Insbesondere durch Messung des Wellenaufbaus an mehreren Positionen entlang des Deichs konnten die Streuungen der Messergebnisse, die in früheren Untersuchungen zum schrägen Wellenauflauf sehr groß waren, sehr gering gehalten werden. Größere Wellenaufbauhöhen für kleine Wellenangriffsrichtungen $\theta < 30^\circ$, wie sie zuvor in einigen Untersuchungen beobachtet wurden, konnten ausgeschlossen werden. Es wurde eine Richtungsfunktion für den schrägen

Wellenaufbau ermittelt, die im Gegensatz zu vorherigen Untersuchungen nur mit geringen Streuungen behaftet ist.

In der zweiten Versuchsphase im Wellenbecken in Hannover wurde die zuvor ermittelte Funktion für weitere Versuchsparameterkombinationen am 1:6 geneigten Deich überprüft. Anschließend wurden Versuche mit einer weiteren Deichneigung (1:3) durchgeführt, für die ebenfalls eine Richtungsfunktion ermittelt wurde. Untersuchungen an Bermenprofilen und einem konkaven Knickprofil haben die zuvor ermittelten Funktionen bestätigt.

Dabei wurde zunächst der Einfluss der Bermen im Deichquerschnitt bei senkrechtem Wellenangriff untersucht und anschließend für schräge Wellenangriffsrichtungen erweitert. Die bisherige Vorgehensweise bei der Berücksichtigung von Bermen und schrägem Wellenangriff, bei der die Einflussfaktoren zunächst getrennt voneinander ermittelt werden und anschließend als Korrekturkoeffizienten multipliziert werden, konnte durch die Modellversuche bestätigt werden.

Der Einfluss von in der Natur gemessenen Wellenspektren auf den schrägen Wellenaufbau wurde ebenfalls untersucht. Erstmals wurden Modellversuche mit in der Natur gemessenen Wellenspektren an Bermenprofilen mit schrägem Wellenangriff durchgeführt. Dabei hat sich gezeigt, dass die Richtungsfunktion unabhängig von der Art und Form des einlaufenden Wellenspektrums ist.

Der Einfluss von Refraktion und Shoaling auf den schrägen Wellenaufbau wurde anhand von theoretischen Betrachtungen untersucht. Dabei wurde deutlich, dass Einflüsse aus Refraktion umso stärker zu erwarten sind, je flacher die Neigung ist. Die Bemessungsformeln für den Wellenaufbau wurden auch in Hinblick auf den Vorwelleneinfluss diskutiert

Es ist vorgesehen die im Rahmen der Modellversuche ermittelten umfangreichen Daten zur weiteren grundsätzlichen Verbesserung der Bemessungsverfahren im Küsteningenieurwesen hinsichtlich

- probabilistischer Bewertungen
- Klärung der Unsicherheiten aus den verschiedenen möglichen Eingangsparametern
- Bewertung von Streuungen der statistischen Ergebnisparameter

zu nutzen.

7 Zusammenarbeit mit anderen Wissenschaftlern und Institutionen

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde mit verschiedenen Stellen im In- und Ausland zusammengearbeitet, diese Stellen sind im folgenden aufgelistet:

- i) NRC / CHC (National Research Council - Canadian Hydraulic Centre) in Ottawa, Kanada (Durchführung von Modellversuchen im dortigen Wellenbecken)
- ii) Niedersächsisches Landesamt für Ökologie – Forschungsstelle Küste – auf Norderney (Austausch von Daten der 3D Modellversuche im Rahmen des KFKI geförderten Projektes „Optimierung von Deichprofilen“)
- iii) Einbeziehung der niederländischen Erfahrungen (Numerische Berechnungen zu Deichen mit Bermen Van Gent) von Delft Hydraulics
- iv) Besichtigung der Modellversuche in Hannover von mit J.W. van der Meer mit Austausch von Erfahrungen zum Einfluss von Bermen auf den Wellenaufbau

8 Schrifttum

ALLSOP, N.W.H., FRANCO, L. and HAWKES, P.J. (1985) Wave Run-up on Steep Slopes - A literature review, HR Wallingford, Report No. SR 1

BATTJES, J. A. (1971) Run-up Distribution of Waves Breaking on Slopes. Proc. ASCE, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, Vol. 97, No.WW1, 1971

DE WAAL, J. P., VAN DER MEER, J.W (1992) Wave Run-up and Overtopping on Coastal Structures. Proc. ICCE, 1992

DAEMRICH, K.-F. (1991) Modellversuche zum Wellenüberlauf an Polderwänden, Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 72, pp. 323-336

DRAGOSZ-WAWRZYNIAK, L. (1965) Calculation of height of wave rushing up the slopes and the range of slope revetments, Archivum Hydrotechniki No. 4, pp. 323-336

EAK (1993) Empfehlungen für Küstenschutzwerke, EAK 1993, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyesen & Co. Heide., (Sonderausgabe Zeitschrift "Die Küste", Heft 55)

ERCHINGER, H.F. (1977) Naturmessungen des Wellenaufbaus mit neuentwickelten Geräten, Die Küste, Heft 31, pp. 59-71

FRANCO, C., FRANCO, L., RESTANO, C. and VAN DER MEER, J.W. (1995) The effect of Wave obliquity and short crestedness on the Overtopping Rate and Volume Distribution on Caisson Breakwaters, Final Project Proceedings, MAST II-MCS.

GODA, Y. (1985) Random Seas and Design of Maritime Structures, University of Tokio Press, 1985

HEBSGAARD, M., SLOTH, P. and JUHL, J. (1998) Wave Overtopping of Rubble Mound Breakwaters, Proceedings of the 26th International Conference on Coastal Engineering, Copenhagen

HIRASHI, T., MOCHIZUKI, N., SATO, K., MARUYAMA, H., KANAZAWA, T. and MASUMOTO, T. (1996) Effect of wave directionality on overtopping at seawalls, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol. 35., No. 1

HOSOI and SHUTO (1964) Run-up height on a single slope dike due to waves coming obliquely, Coastal Engineering in Japan, Vol. 7, pp. 95-99

HUNT, I. A. (1959) Design of Seawalls and Breakwaters. Proc. ASCE, Journal of the Waterways and Harbors Division, Vol. 85, No.WW3, 1959

ISHIHARA, T., INAGAKI, Y. and MITSUI, H. (1960) Wave Overtopping on Seawalls, Coastal Engineering in Japan, Vol. III, pp. 53-62

- JUHL, J. and SLOTH, P. (1994) Wave Overtopping of Breakwaters under Oblique Waves, Proceedings of the 24th International Conference on Coastal Engineering, Kobe, pp. 1182-1196
- MASE, H. (1989) Random Wave Runup height on gentle slope, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 115, No. 5, 1989
- MILES, M.D. (1989) A Note on Directional Random Wave Synthesis by the Single-Summation Method, Proceedings of the 23rd IAHR Congress, Ottawa, Vol. C, pp. 243-250
- SAKAKIYAMA, T. and KAJIMA, R. (1996) Wave Overtopping and Stability of Armour Units under multi-directional Waves, Proceedings of the 25th International Conference on Coastal Engineering, Orlando, pp. 1862-1875
- SAND, S.E. and MYNETT, A.E. (1987) Directional Wave Generation and Analysis, Proceedings of the IAHR Seminar on Wave Analysis and Generation in Laboratory Basins, Lausanne
- SHIDOROWA, A.G. (1960) The heights reached by waves on banks, Summary in Applied Mechanics, Rev. 13., No. 1551
- SCHIJF, J.B. (1972) Wave Run-up and Overtopping, Technical Advisory Committee on Protection against inundation, The Hague
- SCHÜTTRUMPF, H. (2001) Wellenüberlaufströmung an Seedeichen – Experimentelle und Theoretische Untersuchungen, Dissertation
- TAUTENHAIN, E. (1981) Der Wellenüberlauf an Seedeichen unter Berücksichtigung des Wellenaufbaus – Ein Beitrag zur Bemessung, Mitteilungen des Franzius-Instituts f. Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover, Heft 53, 1981
- TAUTENHAIN, E., KOHLHASE, S. and PARTENSCKY, H.W. (1982) Wave run-up at Sea Dikes under oblique Wave Approach, Proceedings of the 18th International Conference on Coastal Engineering, Cape Town, pp. 804-810
- VAN DER MEER, J.W. and DE WAAL (1990) Invloed van scheve inval en richtingspreiding op golfoploop en overlag, Delft Hydraulics, Report No. 638
- VAN DER MEER, J.W. and DE WAAL (1993) Waterbeweging op taluds, Invloed van berm, ruwheid, ondiep voorland en scheve langen kortkammige golfaanval, Delft Hydraulics, Report No. 1256
- VAN DER MEER, J.W. and JANSSEN, P.F.M (1995) Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes, ASCE book on "Wave Forces on inclined and vertical wall structures", Editor: Z. Demirebilek
- VINJÉ, J.J. (1972) Investigation for Coastal Protection with Concrete Mats. North Sea Coastal Engineering Group, 1972 (es gibt von den Angaben Vinjés unseres Wissens nur mündliche Überlieferungen)
- WAGNER, H. and BÜRGER, W. (1973) Kennwerte zur Seedeichbemessung, Wasserwirtschaft und Wassertechnik (WWT), 23. Jahrgang, Heft 6, pp. 204-207
- WASSING, F. (1957) Model Investigations of Wave Run-up carried out in the Netherlands during the last twenty years, Proceedings of the 6th International Conference on Coastal Engineering, Gainesville, Florida.

