

Hydraulische Modellversuche zur Freibordbestimmung an Sturmflutschutzwänden

Nils B. Kerpen, Franzius-Institut f. Wasserbau, Ästuar- und Küstening., Hannover
Cordula Berkenbrink, Forschungsstelle Küste – NLWKN-FSK, Norderney
Katharina Becker, Forschungsstelle Küste – NLWKN-FSK, Norderney
Torsten Schlurmann, Franzius-Institut f. Wasserbau, Ästuar- und Küstening., Hannover
Andreas Wurpts, Forschungsstelle Küste – NLWKN-FSK, Norderney

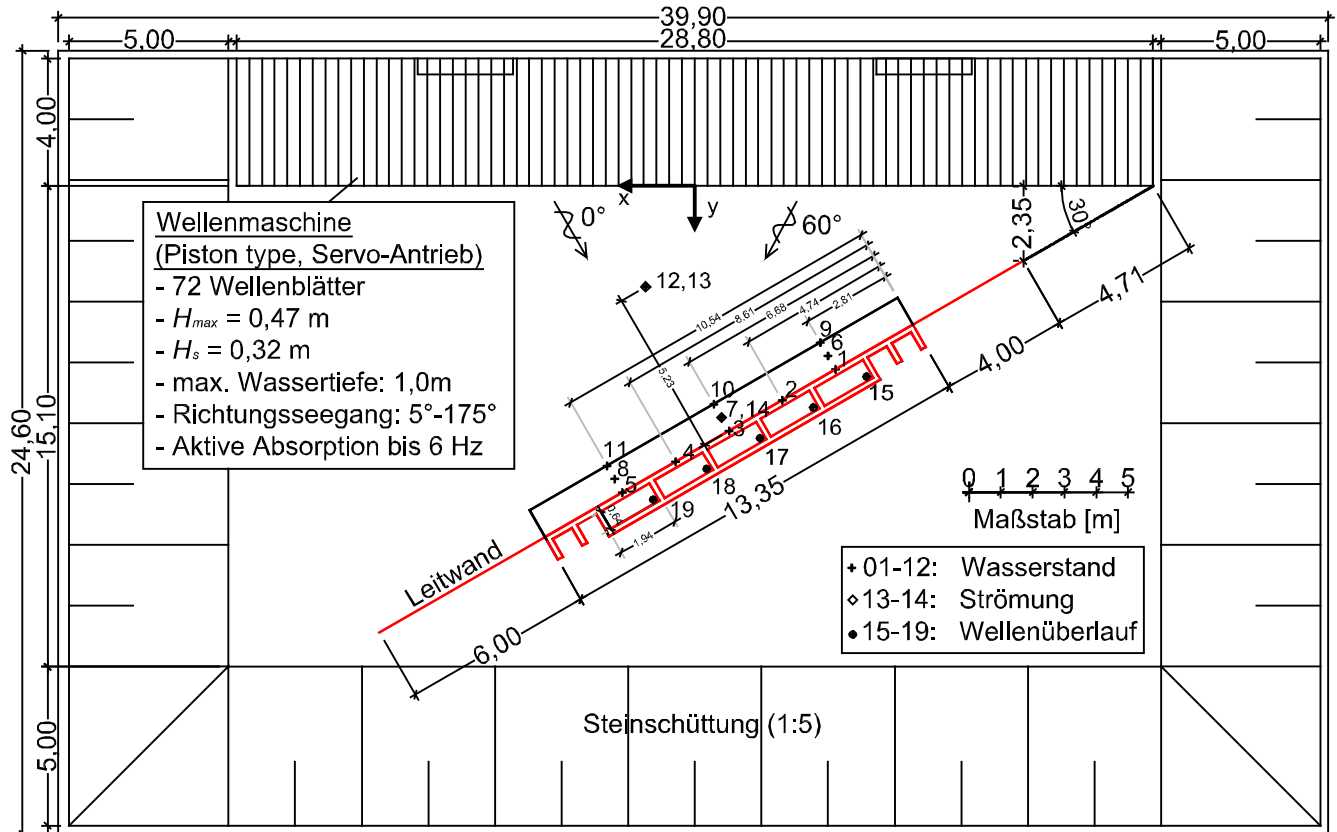
Zur Weiterentwicklung der Bemessung von Sturmflutschutzwänden in Niedersachsen wurde das Franzius-Institut in Hannover von der Forschungsstelle Küste im NLWKN beauftragt, hydraulische Modellversuche durchzuführen. Die Modellversuche wurden im Maßstab 1:10 im 3D-Wellenbecken des Franzius-Instituts in Hannover für mehrere repräsentative niedersächsische Bauwerksquerschnitte durchgeführt. Freibordhöhen wurden indirekt durch eine Anpassung des Wasserspiegels im System variiert. Der Wellenangriffswinkel β variierte zwischen 0° (senkrecht zum Bauwerk), 10° , 20° , ... und 60° . Durch das Auffangen des Überlaufvolumens in fünf parallel angeordneten Kammern mit je rund 1,9 m Kronenlänge kann eine Aussage über Unterschiede im Wellenüberlauf entlang einer Sturmflutschutzwand getroffen werden. Mehr als 700 Einzelversuche mit jeweils rund 1.000 Wellen liefern eine umfangreiche Datengrundlage. Aus diesen Daten wurden unter Berücksichtigung von Wellenparametern (H_{m0} , $T_{m-1,0}$, β) sowie bauwerksbezogenen Parametern Bemessungsformeln zur Bestimmung des mittleren Wellenüberlaufes an Sturmflutschutzwänden abgeleitet. Die im Rahmen der Versuche ermittelten Daten dienen auch der Forschungsstelle Küste im NLWKN zur Validierung numerischer Berechnungsverfahren.

1. Hintergrund

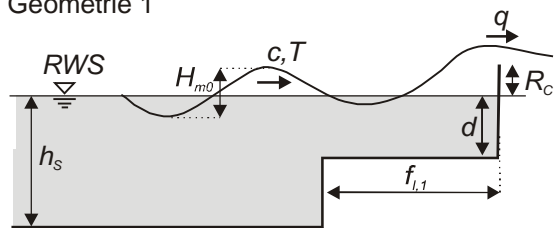
Auf Grund einer Übereinkunft zwischen der Baubehörde der Freien und Hansestadt Hamburg und dem Niedersächsischen Umweltministerium in den 90er Jahren werden Sturmflutschutzwände nach einer seinerzeit neuentwickelten empirischen Berechnungsformel bemessen. Diese Gleichung basiert auf Ergebnissen aus physikalischen Modellversuchen und den im Hamburger Hafen vorherrschenden geometrischen und hydraulischen Eckdaten. Sie deckt jedoch nicht das gesamte in der Praxis auftretende Spektrum an Wellenangriffsrichtungen ab und berücksichtigt nicht die auf den Wellenüberlauf wirkende Wellenperiode. Die Forschungsstelle Küste im NLWKN arbeitet an einer dahin gehenden Weiterentwicklung des Bemessungsansatzes, welche die kennzeichnenden Seegangparameter in physikalisch konsistenter Form mit Bezug auf eine Bandbreite quantifizierbarer Überlaufmengen beinhaltet. Hierzu wurden von der Forschungsstelle Küste hydraulische Modellversuche im Wellenbecken des Franzius-Instituts in Hannover in Auftrag gegeben und begleitet. Die Grundlage dieser Versuche bildeten Bauwerksgeometrien und Seegangsbedingungen die typisch für die niedersächsische Küste sind, aber bisher noch nicht in der Literatur berücksichtigt wurden. Weiterhin sollen die bereits für Deiche und Deckwerke erfolgreich eingesetzten mathematischen Wellenüberlaufmodelle anhand der Versuchsergebnisse verifiziert werden, so dass der Wellenüberlauf für die gesamte Bandbreite an Einwirkungen und Geometrien sicher ermittelt werden kann.

2. Versuchsaufbau, Randbedingungen und Versuchsablauf

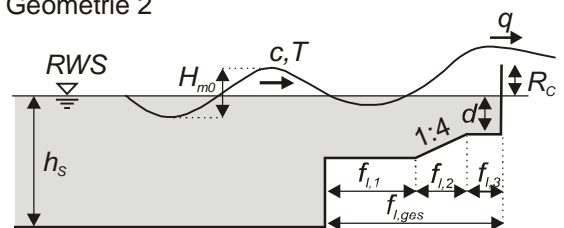
Die hydraulischen Modellversuche (Froude-Modell, Skalierung 1:10) wurden im Wellenbecken des Franzius-Instituts durchgeführt (Abbildung 1). Das Wellenbecken hat Abmessungen von 25 m x 40 m. Der maximal einzustellende Wasserstand beträgt 1,0 m. In dieser Einrichtung kann lang- und kurzkämmiger multidirektionaler Seegang nach Theorie zweiter Ordnung generiert werden, dabei absorbiert die Wellenmaschine Re-Reflexionen durch eine aktive Absorptionssteuerung selbst und kann somit auch langfristige Untersuchungen bzw. realitätsnahe Randbedingungen erzeugen. Das Becken ist an drei Seiten durch eine 1:5 geneigte Steinböschung begrenzt, die als passiver Wellenabsorber fungiert.



Geometrie 1



Geometrie 2



RWS	Ruhewasserspiegel	[m]	H_{m0}	Wellenhöhe	[m]	q	mittl. Wellenüberlauf	$[m^3/(s \cdot m)]$
h_s	Wassertiefe am Fuß	[m]	T	Wellenperiode	[s]	R_c	Freibordhöhe	[m]
d	Wassertiefe an der Wand	[m]	c	Wellengeschwindigkeit	[m/s]	f_i	Stufenlänge	[m]

Abbildung 1: Wellenbecken mit Versuchsaufbau, Position der Messtechnik und schematische Prototypquerschnitte mit Parameterdefinition

Das hydraulische Modell wurde zur Bestimmung von mittleren Wellenüberlaufmengen zwischen 0,1 l/(sm) und 30,0 l/(sm) ausgelegt. Es wurde zentral im Wellenbecken über horizontaler Sohle in einem Winkel von 30° zur Ausrichtung der Wellenmaschine errichtet. Dies ermöglichte eine Vergrößerung des Messbereiches für schrägen Wellenangriff am Modell. Die zwei Modellgeometrien wurden entsprechend niedersächsischer Regelprofile schematisiert und jeweils in sieben Bereiche von je 1,94 m Länge unterteilt. Der mittlere Wellenüberlauf wurde

an den fünf zentralen Abschnitten bestimmt. Die zwei äußeren Abschnitte des Modells sind zur Gewährleistung eines homogenen Wellenfeldes sowie zur Vermeidung von Randeffekten im Messbereich errichtet worden. Ergänzend wurden Referenzversuche für senkrechte Hochwasserschutzwände ohne vorgelagerte Stufe durchgeführt.

Das Spektrum im Nahfeld des Bauwerks wurde durch Wellenpegel aufgezeichnet. Entlang des Fußes des Bauwerks wurden drei Wellenpegel montiert, drei weitere mittig über der horizontalen Berme und vor jedem der fünf Überlaufkammern ein weiterer Pegel, um Informationen zu Schichtdicken der überlaufenden Welle zu erhalten. Zusätzlich wurden an ausgewählten Positionen Orbitalgeschwindigkeiten durch Geschwindigkeitssonden gemessen. Die mittleren Überlaufmengen wurden in fünf Kammern indirekt durch eine Aufzeichnung der Wasserstandsänderungen über die Zeit erfasst. Die Aufzeichnung der Wasserstandsänderungen erfolgte durch ein Präzisions-Wasserstandsmesssystem (Wafo, $\pm 0,5$ mm). Die Ausgabe des übergelaufenen Wasservolumens pro Meter Deichlänge und Sekunde erfolgte als Mittelwert des gemessenen Überlaufvolumens aus fünf Kammern.

In mehr als 700 Einzelversuchen wurden Spektren mit signifikanten Wellenhöhen H_{m0} zwischen 0,65 – 1,37 m und Peakperioden T_p zwischen 2,3 – 7,7 s generiert. Durch eine Variation des Wasserstandes $5,44 \text{ m} \leq h_s \leq 7,42 \text{ m}$ wurden indirekt verschiedene dimensionslose Freibordhöhen zwischen 0,85 – 1,8 m variiert. Der Einfluss der Wellenangriffsrichtung auf den mittleren Wellenüberlauf wurde für Winkel von 0° (senkrecht auf das Bauwerk) bzw. 10° , 20° , 30° , 40° , 50° und 60° auf das Bauwerk untersucht. In jedem Testlauf wurden rund 1.000 Einzelwellen generiert, jede Konfiguration wurde dazu dreimal wiederholt, einzelne ausgewählte Versuche sechsmal, um Bandbreiten der Ergebnisstreuung durch Laboreffekte zu beurteilen.

3. Einfluss der Freibordvariation auf den mittleren Wellenüberlauf

Um die Ursachen des unterschiedlichen Wellenüberlaufverhaltens an den untersuchten Bauwerksgeometrien zu erarbeiten, wird im Folgenden zunächst der Prozess des Wellenaufbaus veranschaulicht. Bei einem Wellenangriff von $\beta = 0^\circ$ laufen die Wellen senkrecht auf das Modell zu und stehen mit diesem in Wechselwirkung. Abhängig von der Freibordhöhe stellen sich unterschiedliche Wellenüberläufe ein. Im Verlauf der Versuchsdurchführung wurde der Wasserstand im Wellenbecken sukzessiv erhöht und somit die Freibordhöhe verkleinert, was zu erhöhtem Wellenüberlauf führte. In Abbildung 2 ist exemplarisch der Wellenüberlauf für einen senkrechten Wellenangriff dargestellt (oben: senkrechte Wand; unten: Geometrie 2). Die Freibordhöhe R_c beträgt 0,137 m bei einem Wasserstand von $d = 0,67$ m bzw. 0,634 m. Es zeigt sich, dass die Wellenhöhe die Freibordhöhe übersteigt und sich ein Wellenüberlauf einstellt. Generell können die Überläufe in den einzelnen Kammern Streuungen aufweisen. Details zur Variation und zum grundlegenden Prozessverständnis von Wellenüberlaufmengen entlang der Bauwerkskrone sind in Kerpen und Schlurmann (2013) zu finden.

Flachwassereffekte vor der Hochwasserschutzwand an Geometrie 2 (Abbildung 2, unten), hervorgerufen durch die vorgelagerte Stufe, haben eine Transformation des Wellenfeldes zur Folge. Teilweise brechen diese Wellen bereits auf dem Bauwerksfuß oder prallen als Sturzbrecher gegen die Hochwasserschutzwand. Durch den Energieverlust infolge des Wellenbrechens fällt der Wellenüberlauf demzufolge geringer aus als bei der senkrechten Wand (Abbildung 2, oben), an der Wellen lediglich reflektiert werden, partiell stehende Wellen bilden und dabei nicht zwingend brechen.

Allgemein ist festzustellen, dass die das Bauwerk belastenden Wellen in einem Versuch im Verhältnis zur maximalen Welle zum überwiegenden Teil klein sind und nur einen geringen Überlauf generieren. Lediglich ein kleiner Prozentsatz der Wellen erzeugt den Hauptanteil der gesamten Wellenüberlaufmenge in den Auffangbehältern. Die Ursache ist in der zeitlichen Abfolge von Wellen des Wellenspektrums und deren Auflauf- bzw. Reflexionsverhalten an der Sturmflutschutzwand begründet. Superposition von Wellenbergen führt zu den größten Überläufen in kurzer Zeit mit deutlich sichtbaren Druckschlägen gegen die Hochwasserschutzwand, welche durch die geringen Wassertiefen unmittelbar vor der Wand zudem begünstigt

werden. Der Überlauf unter diesen Bedingungen zeichnet sich dadurch aus, dass die einlaufende Welle gegen das Bauwerk prallt und in einer strahlartigen, aufwärtsgerichteten Strömung an dem Modell nahezu senkrecht nach oben schießt. Aufgrund der vorgelagerten Stufe treten diese „*up-rushing jets*“ vermehrt bei der zweiten Geometrie auf und können teilweise bis zu 1,5 m hoch werden (Modellmaßstab). Die Überlaufcharakteristika dieser Versuchsreihen sind jeweils identisch mit dem in EurOtop (2007) beschriebenen Wellenüberlaufverhalten von nicht-brechenden, brechenden und gebrochenen Wellen an einer vertikalen Wand.

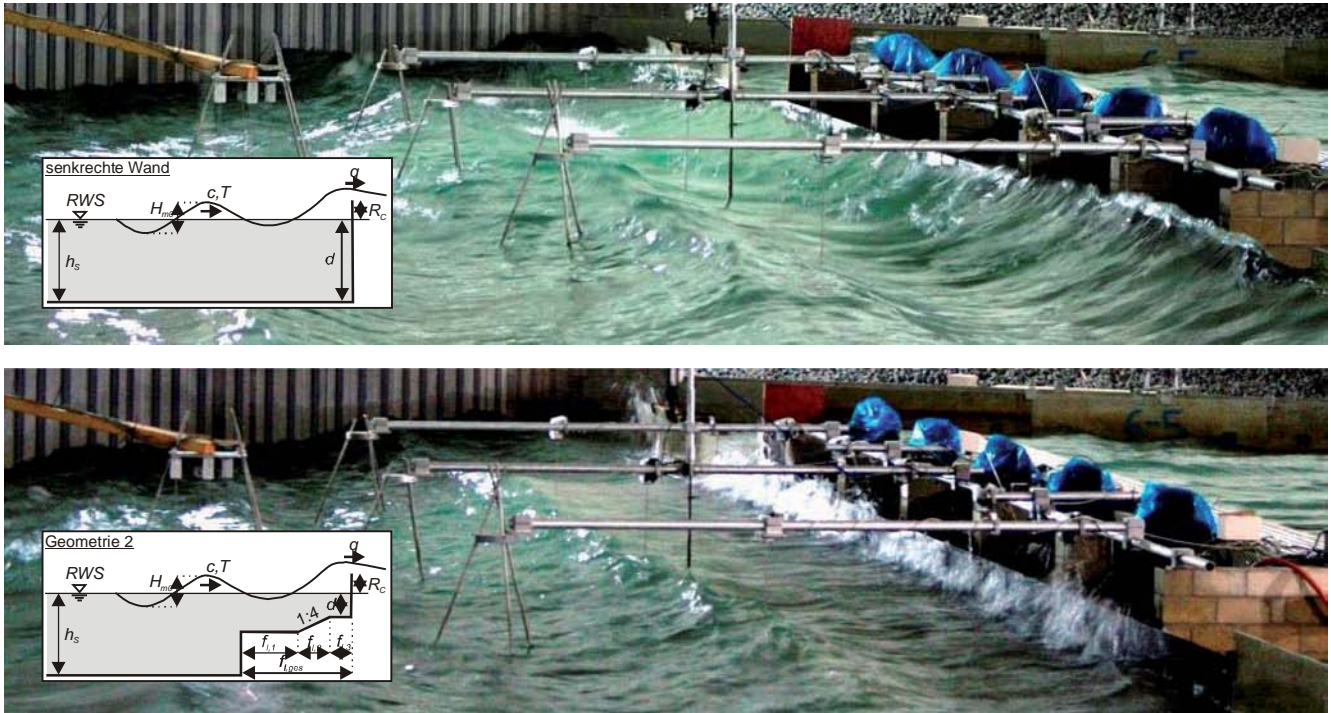


Abbildung 2: Wellenüberlauf bei senkrechtem Wellenangriff ($\beta = 60^\circ$, Modellmaßstab), $H_{m0} = 0,137$ m, $T_p = 1,3$ s; oben: senkrechte Wand, $d = 0,67$ m; unten: Geometrie 2, $d = 0,634$ m

Seit den frühen achtziger Jahren verfolgen empirische wissenschaftliche Ansätze den Zusammenhang der Haupteinflussparameter für den Wellenüberlauf von Küstenschutzbauwerken – definiert als Freibord R_c , spektrale Wellenhöhe H_{m0} und durchschnittlicher Wellenüberlauf q (pro Meter Kronenlänge des Bauwerks) – zu beschreiben. Dies geschieht zumeist durch den dimensionslosen Parameter

$$Q = a \cdot \exp(-b \cdot R) \quad [-] \quad (1)$$

Dieser wird in einem exponentiell formulierten Zusammenhang definiert (z.B. Owen 1980, De Waal und Van der Meer 1992) und wird als dimensionsloser mittlerer Wellenüberlauf zu $Q = q/(gH_{m0}^3)^{0,5}$ in der Literatur angeführt, wobei R den relativen Freibord R_c/H_{m0} darstellt und a und b Regressions-Koeffizienten repräsentieren und sich auf die Bauwerksgeometrie sowie den Seegang beziehen. Auf diesem Ansatz basierende Bemessungsformeln zur Bestimmung des mittleren Wellenüberlaufs an Küstenschutzbauwerken wurden in Kerpen und Schlurmann (2012) diskutiert sowie mit den Ergebnissen der vorliegenden Studie verglichen. Die Ergebnisse sind grafisch in Abbildung 3 dargestellt. In der linken Abbildung ist der gemessene mittlere Wellenüberlauf q für die untersuchten Sturmflutschutzwände linear über der zugehörigen Freibordhöhe R_c aufgetragen. Die rechte Abbildung zeigt die gleichen Daten in halblogarithmischer Darstellung des dimensionslosen mittleren Wellenüberlaufs Q über dem dimensionslosen Freibord R . Mit steigender Freibordhöhe sinkt der mittlere Wellenüberlauf bei senkrechtem Wellenangriff für beide Sturmflutschutzwandgeometrien sowie variierende hydraulische

Randbedingungen (data set A: $H_{m0} = 1,37$ m, $T_{m-1,0} = 3,5$ s; data set B: $H_{m0} = 0,65$ m, $T_{m-1,0} = 2,3$ s). In dieser Darstellung ergeben sich bei gleicher Freibordhöhe für den energieärmeren Datensatz B im Vergleich mit Datensatz A größere dimensionslose Wellenüberläufe.

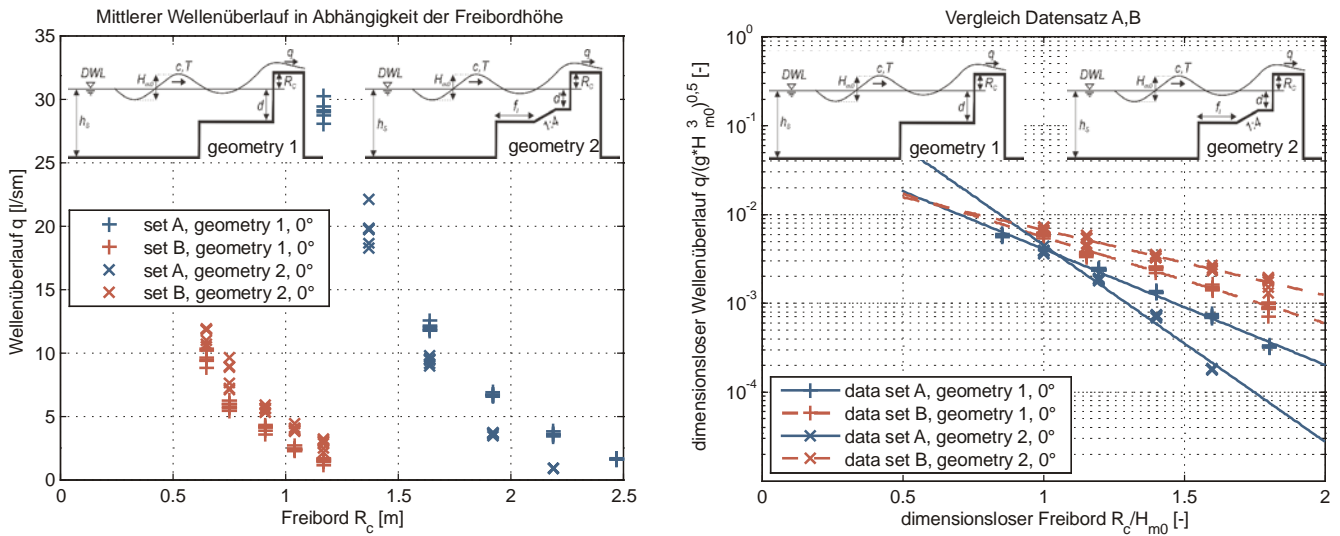


Abbildung 3: Wellenüberlauf bei senkrechtem Wellenangriff ($\beta = 0^\circ$). links: lineare Darstellung; rechts: logarithmische Darstellung

Aufgrund der höheren Wassertiefe d unmittelbar vor der senkrechten Wand für die Versuche mit dem Datensatz B hat die getauchte Bauwerksgeometrie einen geringeren Einfluss auf die einlaufende Welle. Der mittlere Wellenüberlauf für Datensatz A ist für die Geometrie 1 für alle untersuchten Freiborde höher als für Geometrie 2. Der beobachtete Wellenüberlauf von Datensatz B verhält sich in Abhängigkeit zur Bauwerksgeometrie entgegengesetzt und ist für Geometrie 1 für alle untersuchten Freiborde geringer als für Geometrie 2. An Geometrie 2 begünstigte die der Wand vorgelagerte Berme den Wellenüberlauf für Wellen aus Datensatz B im Vergleich zu Geometrie 1, da sich das einlaufende Wasservolumen vor der Hochwasserschutzwand leicht aufstaut (Kerpen und Schlurmann (2013)). In Kerpen und Schlurmann (2012) werden für die jeweiligen Randbedingungen Bemessungsformeln entsprechend Tabelle 1 angegeben.

Tabelle 1: Bemessungsformeln zur Bestimmung des mittleren Wellenüberlaufs an getesteten Sturmflutschutzwänden für senkrechten Wellenangriff

	Datensatz A $H_{m0} = 1,37$ m, $T_{m-1,0} = 3,5$ s	Datensatz B $H_{m0} = 0,65$ m, $T_{m-1,0} = 2,3$ s
Geometrie 1	$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,085 \cdot \exp\left(-3,007 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$	$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,052 \cdot \exp\left(-2,237 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$
Geometrie 2	$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,745 \cdot \exp\left(-5,1 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$	$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0,037 \cdot \exp\left(-1,698 \cdot \frac{R_c}{H_{m0}}\right)$

4. Einfluss der Wellenangriffsrichtung auf den mittleren Wellenüberlauf

Die Ergebnisse stützen die grundsätzlich erwarteten Ergebnisse, wonach die mittleren Wellenüberlaufsraten bei schrägem Wellenangriff geringer ausfallen, als bei den Versuchen mit senkrechtem Wellenangriff und dass der Wellenüberlauf bei abnehmender Freibordhöhe zunimmt. Abbildung 4 (rechts) stellt den Wellenüberlauf bei einem schrägen Wellenangriff ($\beta = 60^\circ$) für die gleichen hydraulischen Randbedingungen des senkrechten Wellenangriffs (Abbildung 2) dar. Abbildung 4 (links) stellt den Wellenüberlauf bei schrägem Wellenangriff für eine senkrechte Wand bei einer Freibordhöhe R_c von 0,137 m dar. Bei Abbildung 4 (rechts)

beträgt die Freibordhöhe 0,192 m für die zweite Geometrie mit getauchter Stufe. Bei einem schrägen Wellenangriff treffen die Wellenfelder nicht mehr senkrecht auf das Modell, sondern laufen unter dem definierten Winkel β am Bauwerk vorbei. Demzufolge steht eine geringere Wellenenergie für den folgenden Wellenüberlauf zur Verfügung, als bei einem senkrechten Wellenangriff, und dieser fällt auch entsprechend geringer aus. Druckschlagbedingungen oder „*up-rushing jets*“, die zu großen Überläufen in kurzer Zeit führen können, treten aufgrund des schrägen Wellenangriffs nicht auf. Die Wellenkämme laufen lediglich an der Hochwasserschutzwand entlang und generieren einen Überlauf entlang der Bauwerkskrone, wenn der Freibord zu gering ist.

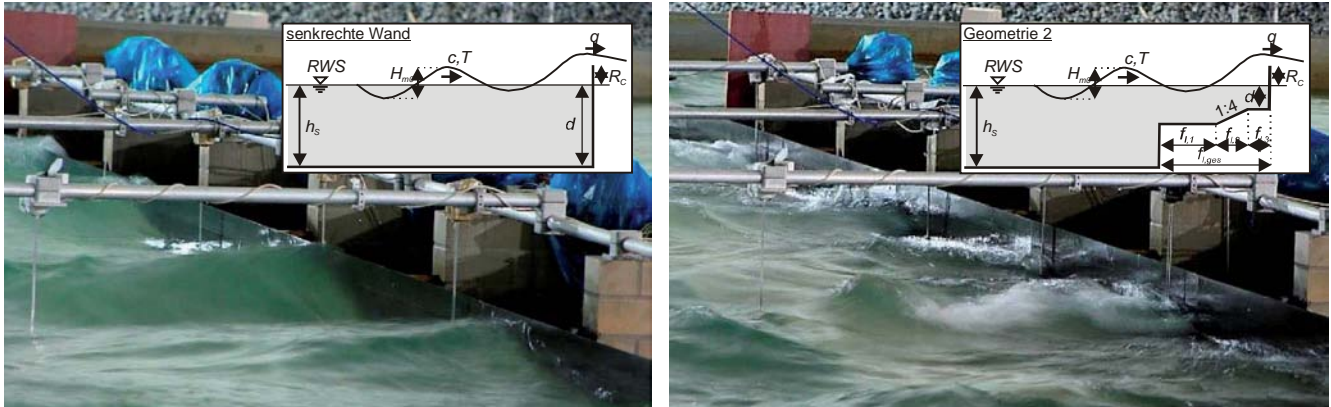


Abbildung 4: Wellenüberlauf bei schrägem Wellenangriff ($\beta = 60^\circ$), $H_{m0} = 0,137$ m, $T_p = 1,3$ s; links: $d = 0,67$ m; rechts: $d = 0,634$ m

Zur empirischen Bestimmung von mittleren Wellenüberlaufmengen wird ebenfalls eine Ansatz nach Gleichung 1 verwendet, der sich nach Erweiterung um einen Faktor γ_β zur Berücksichtigung der Richtungsabhängigkeit zu

$$Q = a \cdot \exp\left(-b \cdot \frac{R}{\gamma_\beta}\right) [-] \quad (2)$$

ergibt. Auf diesem Ansatz basierende Bemessungsformeln zur Bestimmung des mittleren Wellenüberlaufs an Küstenschutzbauwerken unter Einfluss von schräg anlaufendem Seegang wurden in Kerpen und Schlurmann (2012) diskutiert sowie mit den Ergebnissen der vorliegenden Studie verglichen. Die Ergebnisse sind grafisch in Abbildung 5 dargestellt.

Abbildung 5 (links) zeigt exemplarisch die Abnahme des dimensionslosen Wellenüberlaufs mit steigender relativer Freibordhöhe für größer werdende Wellenangriffswinkel β an Geometrie 1 für Wellen entsprechend Datensatz A. Fällt die Abnahme des mittleren Wellenüberlaufs für Winkel $10^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$ mit einer Verringerung um ca. 50% verhältnismäßig gering aus, ist die Verringerung für größere Angriffswinkel $40^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$ mit bis zu 99% Reduzierung signifikant, da für die größeren Wellenangriffswinkel β in Einzelfällen auch kein Wellenüberlauf gemessen wurde. Dieser Trend wird von den übrigen Versuchsreihen bestätigt. Abbildung 5 (rechts) stellt den Einflussfaktor $\gamma_\beta [-]$ in Abhängigkeit des Wellenangriffswinkels β dar, welcher sich durch Umstellen von Gleichung (2) zu

$$\gamma_\beta = -b \cdot \frac{R}{\ln\left(\frac{Q}{a}\right)} [-] \quad (3)$$

bestimmt. Die hier untersuchten Regelprofile sind in ihrer Form in der verfügbaren Literatur zur Bemessung von Küstenschutzbauwerken noch nicht berücksichtigt. Um die Ergebnisse

besser interpretieren zu können sowie das Überlaufverhalten in den Kontext bestehender Bemessungsansätze einordnen zu können, werden Vergleiche mit vereinfachten Regelquerschnitten durchgeführt.

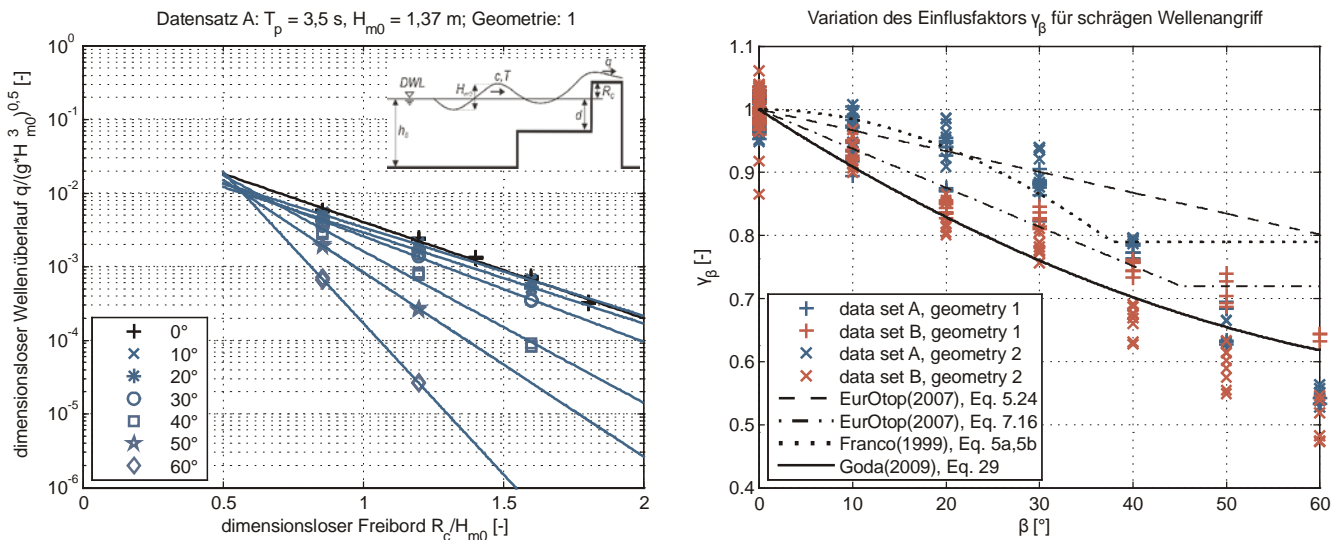


Abbildung 5: Wellenüberlauf bei schrägem Wellenangriff ($0^\circ < \beta \leq 60^\circ$). links: dimensionslose Darstellung; rechts: Vergleich der Ergebnisse mit analytischen Formeln für vertikale und geböschte Strukturen aus der Literatur

Die Messdaten werden mit analytischen Ansätzen nach Franco (1999) (senkrechte Wand), EurOtop (2007) (senkrechte Wand, geneigter Deich) und Goda (2009) (senkrechte Wand) in Relation gesetzt. Diese werden in Abbildung 5, rechts zum Vergleich mit den Messwerten der untersuchten Querschnitte herangezogen, und besitzen Gültigkeit für die untersuchten Seegangparameter sowie Wellenangriffsrichtungen.

Alle Ansätze bestätigen die Messergebnisse, die eine Abnahme der dimensionslosen Wellenüberlaufquote für steigende Wellenangriffswinkel β aufzeigen. Generell verringert sich der mittlere Wellenüberlauf für senkrechte Bauwerke im Vergleich zu geböschten Deichen mit steigendem Wellenangriffswinkel stärker. Die mittleren Wellenüberlaufmengen der untersuchten Regelquerschnitte überschreiten in manchen Fällen die Vorhersage nach Ansätzen für rein senkrechte Wände. Je nach Geometrie der Hochwasserschutzwand bzw. des einlaufenden Wellenfeldes variiert die Abnahme mit größer werdendem Wellenangriffswinkel.

So lassen sich die mittleren Überläufe für $0^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$ für Seegang nach Datensatz A mit Ansätzen nach Franco (1999) für eine senkrechte Wand oder EurOtop (2007) für einen geneigten Deich ermitteln, wohingegen Seegang nach Datensatz B für diesen Bereich besser durch den Ansatz nach Goda (2009) für senkrechte Wände beschrieben wird. Franco (1999) und EurOtop (2007) überschätzen den Abminderungsfaktor für $\beta > 30^\circ$. Goda (2009) liefert hier im Mittel eine gute Übereinstimmung.

Es ist festzuhalten, dass die vorgestellten empirischen Ansätze zur Bestimmung des mittleren Wellenüberlaufs durch schräg anlaufenden Seegang an senkrechten Wänden oder für geneigte Deichquerschnitte nicht uneingeschränkt auf die hier untersuchten Bauwerksquerschnitte übertragbar sind. Daher wurden Funktionen zur Bestimmung des Einflussfaktors γ_β in Tabelle 2 durch Regression der Messdaten ermittelt. Diese gelten für Wellenangriffswinkel zwischen $0^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$.

Tabelle 2: Funktionen zur Bestimmung des Einflussfaktors γ_β [-]

	Datensatz A $H_{m0} = 1,37$ m, $T_{m-1,0} = 3,5$ s	Datensatz B $H_{m0} = 0,65$ m, $T_{m-1,0} = 2,3$ s	Gültigkeitsbereich
Geometrie 1	$1 - 0,00140 \beta - 0,000105\beta^2$	$1 + 0,00028 \beta - 0,000134\beta^2$	$0^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$
Geometrie 2	$1 - 0,00730 \beta + 0,000027\beta^2$	$1 - 0,00760 \beta - 0,000012\beta^2$	$0^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$

5. Zusammenfassung

In den vorgestellten hydraulischen Modellversuchen wurden typische niedersächsische Regelprofile, die dem Sturmflutschutz dienen, hinsichtlich des mittleren Wellenüberlaufverhaltens untersucht. Die Regelprofile sind in ihrer Form in der verfügbaren Literatur zur Bemessung von Küstenschutzbauwerken noch nicht berücksichtigt. Ein Vergleich mit mittleren Wellenüberlaufverhältnissen für senkrechte Wände und geneigte Deiche zeigt, dass diese Ansätze nicht uneingeschränkt auf die untersuchten Deichquerschnitte übertragbar sind. Die durch die hydraulischen Modellversuche aufgezeigten Zusammenhänge zwischen Bauwerks- und Seegangsparemtern und dem mittleren Wellenüberlaufverhalten ermöglichen die Formulierung von speziell geltenden Bemessungsformeln. Diese ermöglichen nun eine Bestimmung mittlerer Wellenüberlaufmengen an den untersuchten Querschnitten.

6. Literatur

EurOtop (2007). "Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual". *Die Küste, Heft 73*, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Hamburg, Germany.

Franco, C. und Franco, L. (1999). "Overtopping Formulas for Caisson Breakwaters with Non-breaking 3D Waves." *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, 125(2), p. 98–108.

Goda, Y. (2009). "Derivation of unified wave overtopping formulas for seawalls with smooth, impermeable surfaces based on selected CLASH datasets." *Coastal Engineering* 56, pp. 385-399.

Kerpen, N.B. und Schlurmann T. (2013). "Scattering of the mean overtopping discharge along a crest at dykes with topped vertical wall". *ICE Conf. - Coast, Marine Structures and Breakwaters 2013*, Edinburgh, United Kingdom.

Kerpen, N.B. und Schlurmann T. (2012). "Wave Overtopping at Dykes with Topped Vertical Wall – Impacts of Oblique Wave Attack." *Proc. of 33rd Conf. on Coastal Eng.*, Santander, Spain.

Owen, M.W. (1980). "Design of seawalls allowing for wave overtopping." *Report EX 924*, HR Wallingford, United Kingdom.

Van der Meer, J. W. (1992). "Wave run-up and overtopping of dikes." *Report H638*, Delft Hydraulics Ltd., Delft, The Netherlands.