

# **GESCHÜTTETE WELLENBRECHER MIT INNOVATIVEM KERN AUS GEOTEXILEN SANDCONTAINERN**

von

Katja Werth<sup>1</sup>  
Andreas Kortenhaus<sup>2</sup>

## **ABSTRACT**

Hydraulic model tests were performed in the wave flumes at LWI to study comparatively the hydraulic performance and the stability of traditional and GeoCore rubble mound breakwaters under wave attack. GeoCore breakwaters are constructed from a core of geotextile sand containers replacing the conventional quarry run and the filter layer of rubble mound breakwaters, but maintaining the geometrical dimensions of the structure. Results of these tests have shown that the GeoCore breakwater behaves different regarding hydraulic performance and stability due to its significantly lower permeability of the core. This leads to decreased wave transmission through the breakwater and slightly higher wave overtopping whereas wave reflection stays about the same as compared to conventional rubble mound breakwaters. In terms of stability of the structure, new formulae for  $K_D$  values are proposed for use in the well-known Hudson equation to account for the different types of structures and the damage ratio  $D$ .

## **1 EINLEITUNG**

### **1.1 Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern**

Geschüttete Wellenbrecher sind weltweit bedeutende Schutzbauwerke in den Küstenregionen. Mit dem stetig wachsenden weltweiten Warenaustausch über die Seewege gewinnen küstennahe Infrastrukturflächen und damit auch deren Schutzbauwerke große Bedeutung. Die Planung, Bemessung und Ausführung von Wellenbrechern geht auf jahrelange Erfahrung zurück. Im Allgemeinen bestehen Wellenbrecher aus geschütteten Bruchsteinen als

---

<sup>1</sup> Dipl.-Ing., BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, Postfach 3025, 32332 Espelkamp, Telefon: 05743 – 9320 568, Email: kwerth@bbgeo.com

<sup>2</sup> Dr.-Ing., Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Hydromechanik & Küsteningenieurwesen, TU Braunschweig, Beethovenstraße 51a, 38106 Braunschweig, Telefon: 0531 – 391 3981, Email: a.kortenhaus@tu-bs.de

Kern, Filterlage und Deckschicht aus Bruchsteinen, Natursteinen oder künstlichen Formkörpern oder -blöcken. Die Bemessung basiert auf Bestimmung des erforderlichen Gewichts der künstlichen oder natürlichen Deckschicht-Einzelelementes unter Berücksichtigung der Verzahnung der gewählten Deckschichtelemente untereinander.

Die Verfügbarkeit an natürlichen Bruchsteinen ist aus geologischen Gründen vielerorts nicht gegeben. Insbesondere in sandigen Küstenregionen sind Bedarf und Verfügbarkeit konträr, was zu hohem Transport- und Kostenaufwand führt. Die Idee, den in Küstenregionen on- und offshore zur Verfügung stehenden Sand erosionsfest in geotextile Säcke, Container und Schläuche zu verpacken und als Bauelemente zu nutzen geht auf eine lange Tradition im Küstenschutz zurück. Zur Minimierung des Steinbedarfs für geschüttete Wellenbrecher stellen geotextile Container eine Alternative zur Errichtung des Wellenbrecherkerns dar. Durch die Verwendung von vernadelten Filtervliesstoffen entfällt zudem die Erfordernis einer zusätzlichen Filterlage. Im Vergleich zu lose geschütteten Wellenbrecherkernen bietet die erosionsfeste Anordnung von flexiblen geotextilen Sandcontainern zudem Vorteile hinsichtlich Erdbebenbelastungen. Zur Beurteilung der Vor- und Nachteile für die Bauwerkstabilität sind Wellenklima, Wellenauflauf, Wellenüberlauf, Reflexion und Stabilität der Deckschicht heranzuziehen.

## **1.2 Geokunststoffe im Wasserbau und in der Geotechnik**

Die Erstanwendung von geotextilen Sandcontainern geht auf das Jahr 1955 zurück. Die ersten Empfehlungen des 1972 gegründeten Arbeitskreises AK14 "Kunststoffe im Erd- und Wasserbau" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (heute DGGT e.V.) wurden zusammen mit dem damaligen Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK) e.V. (heute: DWA) in den Jahren 1975 „Grundlagen“, 1979 „Kunststoff-Dichtungsbahnen“ und 1982 „geotextile Filter“ und „Anwendungsbeispiele“ veröffentlicht. 1989 wurde vom DVWK erstmalig eine Empfehlung "Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erdbau und Wasserbau" als Empfehlung des AK 14 herausgegeben und die Funktionen Filtern, Trennen, Dränen, Schützen, Dichten, Bewehren und Verpacken, einschließlich Rohstoffkunde, Bauweisen und Prüfmethode umfassend und fachübergreifend, d. h. für Anwendungen im Deponie-, Wasser-, Verkehrswegebau behandelt DVWK (1986). Seit 1989 hat die Geokunststoff-Technologie eine rasante Entwicklung hinsichtlich Bauweisen und Produkttechnologie durchlaufen. Getrennt nach Fachbereichen wurde eine große Anzahl von deutschsprachigen Empfehlungen und Regelwerken für eine Vielfalt von Anforderungen erarbeitet und neue Forschungsfelder erschlossen. Die früher in Frage gestellte Funktionsdauer von Geokunststoffen wird heute an der Funktionsdauer der zu planenden Bauwerke gemessen. Für PEHD-Dichtungsbahnen, Dränsysteme und Bentonitmatten mit Nachweisen zur Eignung für Deponien wurden Funktionsdauern von deutlich mehr als 100 Jahren nachgewiesen. Die bemessungsrelevanten Einflüsse auf das Langzeitverhalten in Abhängigkeit von der Funktion sind erfasst und in den Regelwerken berücksichtigt. Eine Auswahl der für den Erd- und Wasserbau relevanten Regelwerke für geotextile Filter, Bentonitmatten, Kunststoffdichtungsbahnen, Geogitter, Dränmatten, Erosionsschutzsysteme und geotextile Sandcontainer ist in Tab. 1 zusammengestellt.

Tab. 1: Übersicht über die Regelwerke zur Anwendung von Geokunststoffen im Erd- und Wasserbau

<b>Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)</b>
Merkblatt zur Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG, 1993)
Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte (TLG, 2003),
Richtlinien für die Prüfung von geotextilen Filtern im Verkehrswasserbau (RPG, 1994), BAW Karlsruhe
Empfehlungen zur Anwendung von Oberflächendichtungen an Sohle und Böschung von Wasserstraßen (EAO, 2001)
Richtlinien für die Prüfung von mineralischen Weichdichtungen im Verkehrswasserbau (RPW, 2006)
<b>Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA)</b>
Themenheft: Dichtungssysteme in Deichen (2005)
Dichtungssysteme im Wasserbau, Heft 215 (1990), in Überarbeitung
Anwendung von Geotextilien im Wasserbau, Heft 221 (1992)
<b>Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)</b>
EBGEO: Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen (1997), in Überarbeitung
EAG-GTD: Empfehlungen zur Anwendung geosynthetischer Tondichtungsbahnen (2002)
EAG-Con: Empfehlungen zur Anwendung geotextiler Container, in Vorbereitung
EAG-Drän: Empfehlungen zur Anwendung geotextiler Dränsysteme, in Vorbereitung
EAK: Empfehlungen für Küstenschutzbauwerke (2002)
<b>Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)</b>
M Geok E: Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus (2005)
TL Geok E-StB: Technische Lieferbedingungen für Geokunststoffe im Erdbau des Straßenbaus (2005)

### 1.3 Modellversuche

In 2006 wurden durch BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG Modellversuche beim LWI initiiert, um Bemessungsgrundlagen zum Stabilitätsverhalten unter Seegangbelastung für einen Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern im Vergleich zu konventionellen Wellenbrechern zu gewinnen. Der Aufbau der alternativen Wellenbrecherbauweise - im Folgenden als "GeoCore" beschrieben - ist in Abb. 1 dargestellt. Als Geotextil wurde mechanisch verfestigter Vliesstoff (Soft Rock®) des Herstellers NAUE GmbH & Co. KG eingesetzt, die Abmessungen der konfektionierten und sandgefüllten Geotextilsäcke waren entsprechend  $L/B/H = 26/5,2/13$  cm (vgl. Abb. 2). Die Gesamthöhe des Wellenbrecher-Kerns betrug  $h_{\text{core}} = 81$  cm.

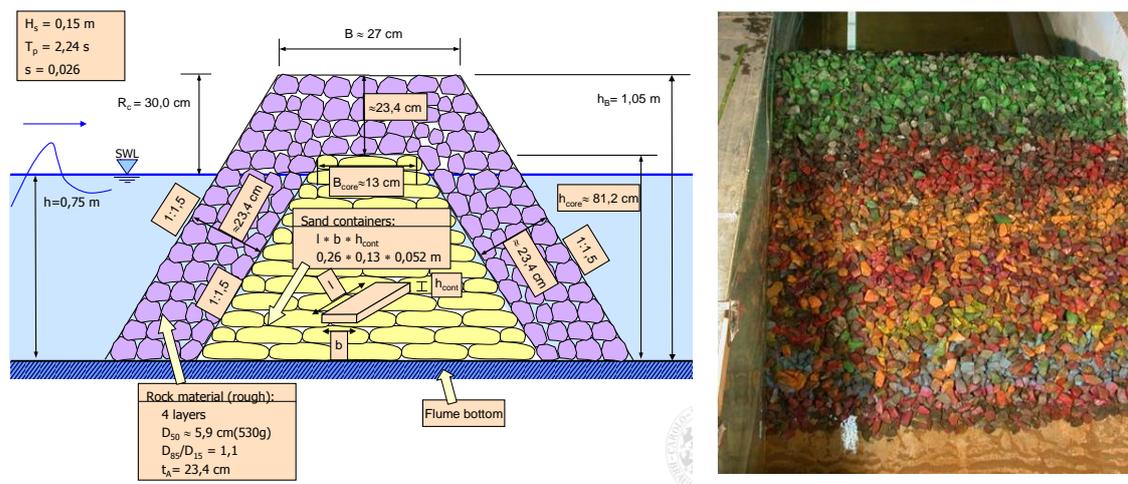


Abb. 1: Querschnitt und Deckschichtaufbau des Modells für einen Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern im 2 m breiten Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI)

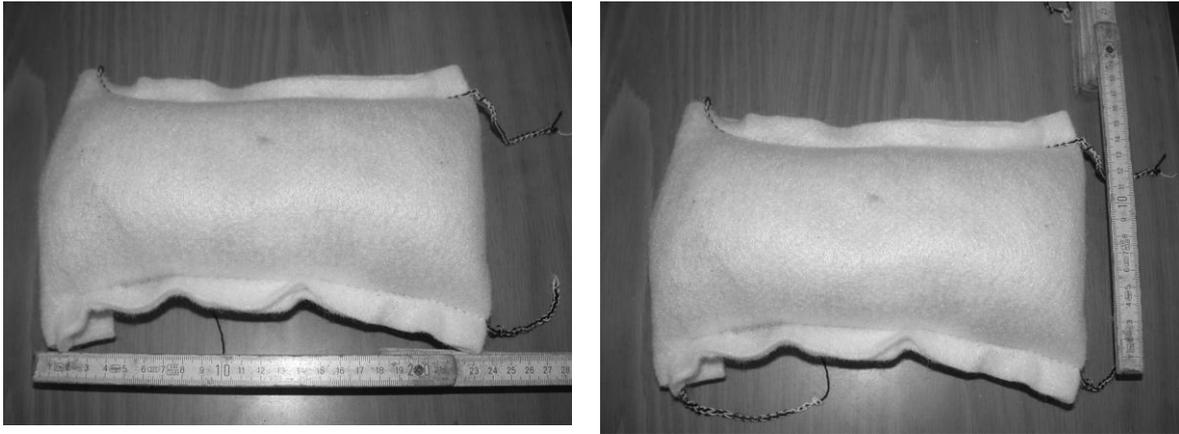


Abb. 2: Fotos mit Abmessungen der eingesetzten Vliesstoffsäcke zur Herstellung des Wellenbrecherkerns

Den Untersuchungen ist eine umfangreiche Literaturrecherche vorausgegangen, um die zur Verfügung stehenden Bemessungsansätze für geschüttete Wellenbrecher unter Einbeziehung von Bauweisen mit geotextilen Sandcontainern zu erfassen. Dabei wurde deutlich, dass nur sehr wenig Kenntnisse über diese Wellenbrecher-Bauweise zur Verfügung stehen, Bemessungsgrundlagen sogar gänzlich fehlen. Zur Ableitung der fehlenden Bemessungsgrundlagen wurden vergleichende Modelluntersuchungen mit unregelmäßigen Wellen im Wellenkanal des LWI durchgeführt. Für die vergleichenden Untersuchungen wurden zwei parallel liegende Wellenkanäle am LWI genutzt. Das Messprogramm sah die Generierung von 1000 Wellen je Versuch mit unterschiedlichen Wasserständen, Wellenhöhen und -perioden vor. Gegenstand der Untersuchungen war die Erfassung der maßgebenden bauwerksbedingten Einflüsse Wellenreflexion, Wellentransmission, Wellenüberlauf sowie Stabilitätsuntersuchungen für die see- und landseitigen Deckschichten.

## 2 WELLENREFLEXION

Die Bemessungswellenparameter wurden über eine Parametervariation sowohl für die see- als auch die landseitige Böschung beider Wellenbrechertypen ermittelt. Alle im Folgenden dargestellten Ergebnisse beziehen sich auf die Wellenparameter  $H_{m0}$  and  $T_{m-1,0}$  aus der Frequenzanalyse der reflektierten Wellen. Die Ergebnisse zur Wellenreflexion weisen eine gute Übereinstimmung zum Ansatz nach Oumeraci et al. (2001) auf, wodurch die zur Verfügung stehenden Ansätze aus umfangreichen Modelluntersuchungen zu Reflexionseigenschaften unterschiedlicher Strukturen zugrunde gelegt werden können.

In Abb. 3 ist der nahezu lineare Zusammenhang zwischen Reflexionskoeffizient und relativer Wassertiefe  $\tan \alpha / (k_0 \cdot d)^{0,5}$  nach Oumeraci et al. (2001) dargestellt. Der Konstanzfaktor beider Wellenbrechertypen – konventionell und "GeoCore" – beträgt auf Basis einer Regressionsanalyse 0,44. In Oumeraci et al. (2001) wird für riffähnliche Unterwasserstrukturen ein erheblich geringerer Konstanzfaktor 0,11 vorgeschlagen, wobei die Vergleichbarkeit zwischen einem Bauwerk mit und ohne Freibord nicht gegeben ist. Dennoch weist der Ansatz eine sehr gute Linearität auf und kann für die Bemessungszwecke herangezogen werden. Die Bemessungsgleichung ergibt sich zu Gl. (1).

$$K_r = 0.42 \cdot \frac{\tan \alpha}{\sqrt{k_0 \cdot d}} \quad [-] \quad (1)$$

In Gl. (1) bedeuten  $K_r$  [-] = Reflexionskoeffizient,  $\alpha$  [°] = Böschungswinkel,  $d$  [m] = Wassertiefe vor dem Bauwerk und  $k_0$  [-] = Wellenzahl für Tiefwasser bezogen auf die mittlere Wellenperiode  $T_{m-1,0}$ . Der Gültigkeitsbereich von Gl. (1) ist auf die Böschungsneigungen  $\cot \alpha = 1,5$  bis  $\cot \alpha = 2,0$  mit  $0,4 \leq \tan \alpha / (k_0 \cdot d)^{0,5} \leq 1,5$  beschränkt.

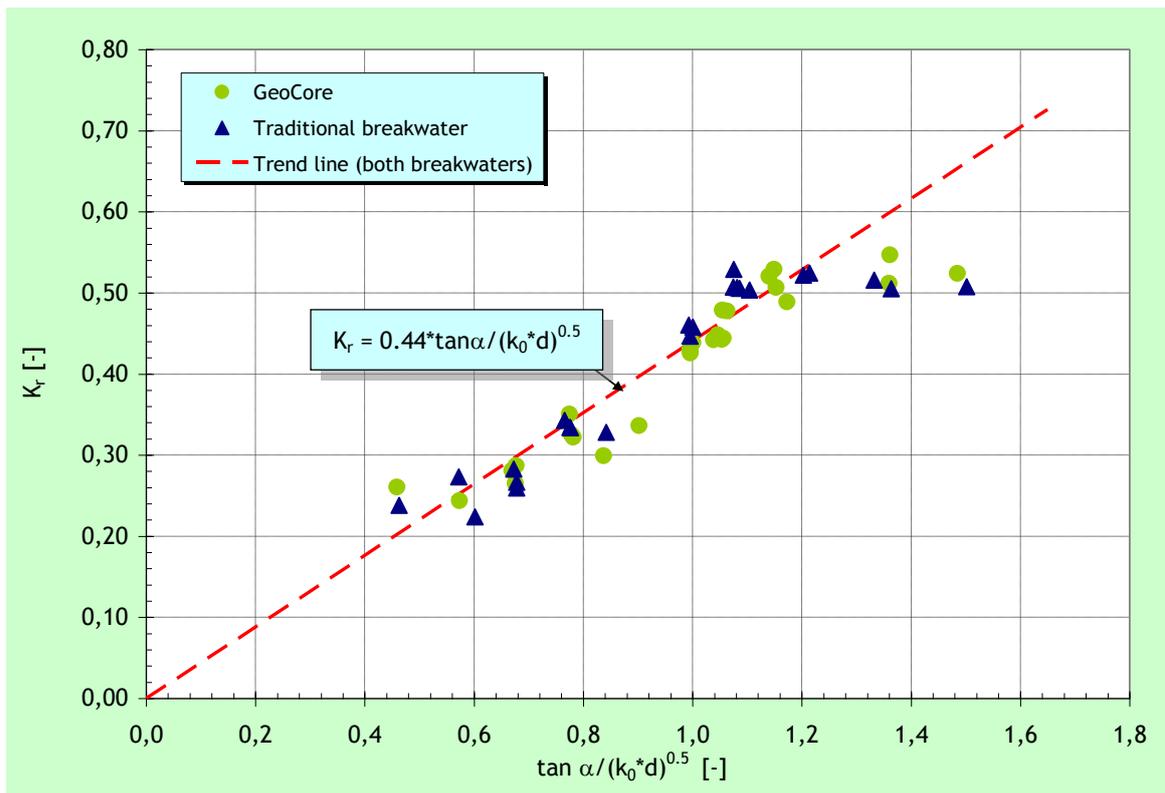


Abb. 3: Reflexionskoeffizient  $K_r$  in Abhängigkeit von der relativen Wassertiefe nach Oumeraci et al. (2001) für den konventionellen Wellenbrecher und den Wellenbrecher mit Kern aus geotextilen Sandcontainern (GeoCore)

### 3 WELLENTANSMISSION

In einer separaten Studie wurde nachgewiesen, dass die Wellentransmission völlig von der Durchlässigkeit des Wellenbrechers abhängig ist. Sowohl für den konventionellen Wellenbrecher als auch für den Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern wurden Wellentransmissionskoeffizienten nachgewiesen, die vom relativen Freibord abhängig sind Allsop (1983). Für diese Wellenbrecher wurden die in Tab. 2 aufgezeigten empirischen Beiwerte abgeleitet.

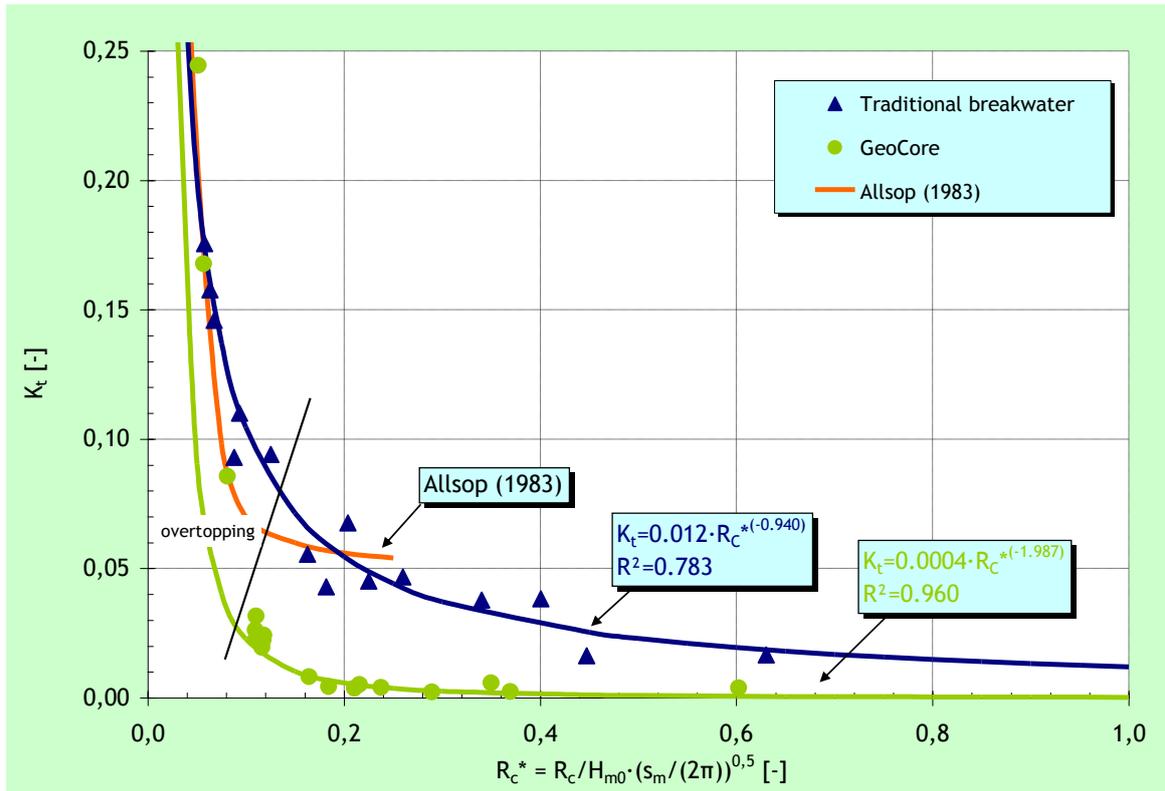


Abb. 4: Transmissionskoeffizient  $K_t$  in Abhängigkeit vom relativen Freibord  $R_c^*$  für den konventionellen Wellenbrecher und den Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern nach Allsop (1983)

Der Unterschied in der Wellentransmission zwischen dem konventionellen Wellenbrecher und dem Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern ist in Abb. 4 verdeutlicht. Das Ergebnis ist erwartungsgemäß im Hinblick auf die unterschiedliche Durchlässigkeit des Kerns beider Wellenbrecher-Bauweisen. Unter Ansatz des relativen Freibords gemäß Allsop (1983) kann die Abhängigkeit mit geeigneten Regressionskoeffizienten ( $R^2$ ) beschrieben werden. Die ermittelten Parameter sind in Tab. 2 zusammengestellt.

Tab. 2: Parameter der Wellentransmission

Wellenbrecher-Bauweise	Parameter	$R^2$	$\sigma'$
Konventioneller Wellenbrecher	$K_t = 0,012 \cdot \left( \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \sqrt{\frac{s_m}{2\pi}} \right)^{-0.94}$	0,925	1,6 %
Wellenbrecher mit Kern aus geotextilen Sandcontainern (GeoCore)	$K_t = 0,0004 \cdot \left( \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \sqrt{\frac{s_m}{2\pi}} \right)^{-1.99}$	0,960	1,3 %

Der Einfluss des Wellenüberlaufs kann in diesem Rahmen nur ansatzweise beschrieben werden: Die Versuche wurden mit unterschiedlichen Wasserständen durchgeführt, damit verschiedene Wellenüberlaufarten ermittelt werden konnten. Für nichtbrechende Wellen kann über die in TAW (2002) zur Verfügung stehenden Wellenüberlaufformeln ermittelt

werden. Demnach ist zur Berechnung des Wellenüberlaufs für den konventionellen Wellenbrecher ein Reduktionskoeffizient  $\gamma_f = 0,52$  und für den Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern  $\gamma_f = 0,60$  heranzuziehen. Der Wellenüberlauf kann über die zur Verfügung stehenden Wellenüberlaufformeln ermittelt werden

#### 4 STABILITÄT DER DECKSCHICHT

Zur Untersuchung des Stabilitätsverhaltens der Deckschicht beider Wellenbrecher-Bauweisen wurden Krone, land- und seeseitige Böschungen in Abschnitte eingeteilt. An der seeseitigen Böschung wurden 6 Zonen, an der Krone eine Zone und an der landseitigen Böschung 5 Bereiche definiert und die Deckschicht-Elemente farblich den Bereichen entsprechend markiert. Die Einteilung in die farblich markierten Untersuchungsgebiete der Deckschicht ist in Abb. 5 dargestellt.

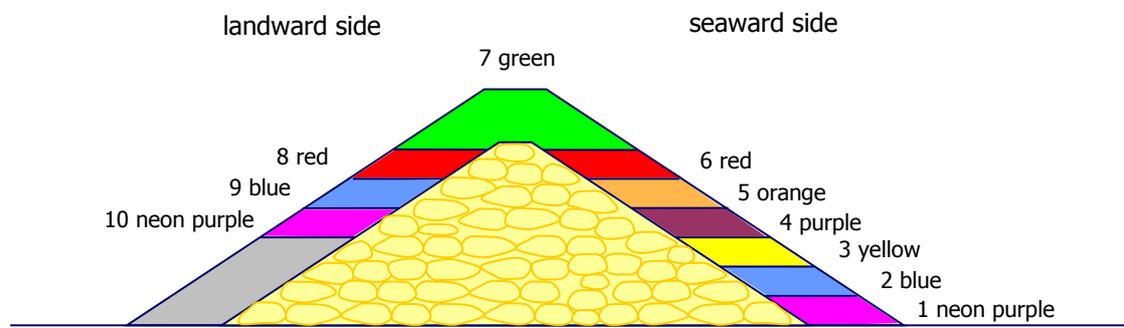


Abb. 5: Einteilung der Deckschicht in farbige markierte Untersuchungsabschnitte

##### 4.1 Stabilität der seeseitigen Deckschicht

Zur Definition der Schäden an der seeseitigen Böschung wurde der Parameter  $N_{od}$  (Anzahl der umgelagerten Steine in der Deckschicht innerhalb eines Abschnittes) nach Van der Meer (1988) eingeführt. Die Modellversuche erlauben die Entwicklung des dimensionslosen Parameters  $K_D$  auf Basis des Hudson-Ansatzes für beide Wellenbrecher-Bauweisen.  $K_D$  ist damit abhängig von den beiden empirischen Parametern  $a'$  und  $b$ , die wiederum abhängig sind vom Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  [m/s] nach DARCY. Zudem ist  $K_D$  von der Schadensrate  $D$  [%], der Wellensteilheit  $s_m$ , dem Böschungswinkel  $\alpha$  und dem unbekanntem empirischen Parameter  $c$  abhängig. Die Gleichung für  $K_D$  entspricht Gl. (2), wobei der nominelle Steindurchmesser und das Steingewicht der Deckschicht durch Gleichung Gl. (3) und Gl. (4) ermittelt werden können. Zur Vereinfachung wird  $c = 1,0$  angenommen. Somit ergibt sich für beide Wellenbrecher-Bauweisen  $a' = 3,67 \cdot 10^{-5}$  m/s unter Berücksichtigung einer Böschungsneigung  $\cot \alpha = 1,5$ . Die Hudson-Formel kann demnach sowohl für den konventionellen Wellenbrecher als auch für den Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern in Ansatz gebracht werden, da der Parameter  $K_D$  nicht mehr allein von der Eigenschaft der Deckschichtelemente abhängig ist.

$$K_D = \frac{s_m}{\cot \alpha} \cdot \left( \frac{D}{a'} \cdot (\cot \alpha)^c \right)^{\frac{3}{b}} \quad [-] \quad (2)$$

$$= s_m \cdot (\cot \alpha)^{\left(\frac{3c}{b}-1\right)} \cdot \left( \frac{D}{a'} \right)^{\frac{3}{b}}.$$

$$D_{n50} = \left( \frac{M_{50}}{\rho_s} \right)^{1/3} \quad (3)$$

$$M_{50} = \frac{\rho_s \cdot H_{m0}^3}{K_D \left( \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cdot \cot \alpha} \quad (4)$$

Für die meisten Anwendungsfälle hat sich eine zulässige Schadensrate  $D \leq 5\%$  etabliert. Für Bemessungszwecke ist in diesem Zusammenhang Abb. 6 von Bedeutung.

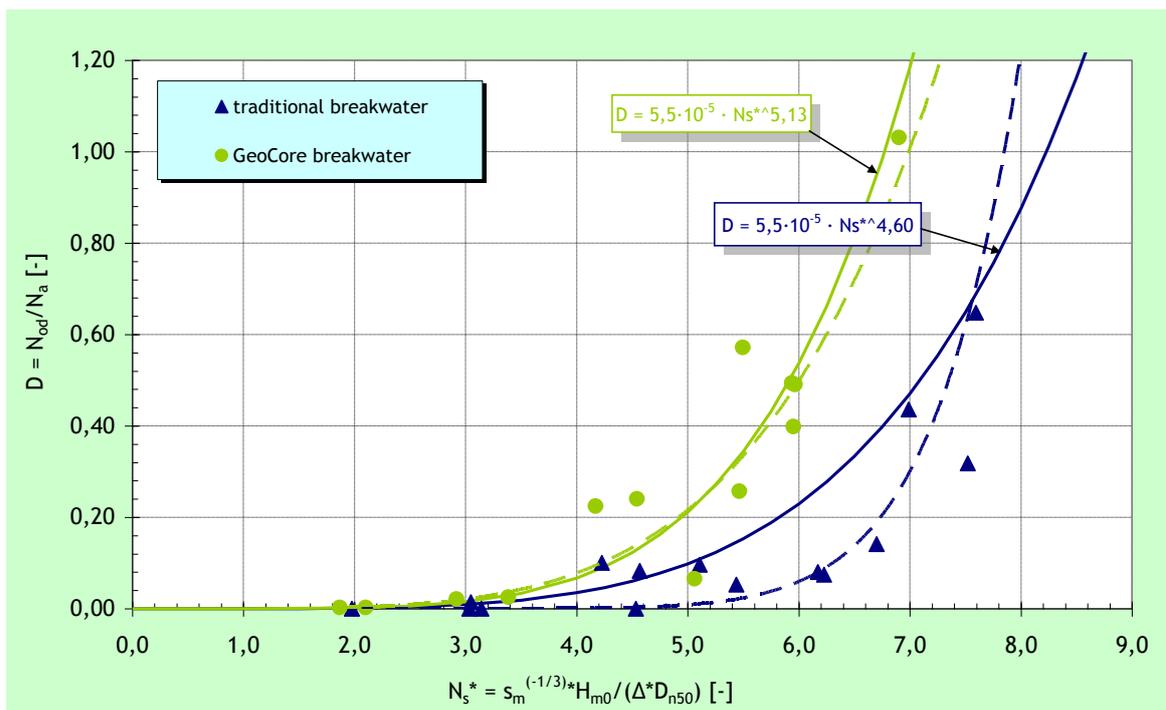


Abb. 6 Dimensionsloser Zusammenhang zwischen Schadensrate  $D$  und Stabilitätskennzahl  $N_s^*$  unter Berücksichtigung konservativer Trendlinien für beide Wellenbrecher-Bauweisen

Nach Abb. 6 wurden für die Daten auf der sicheren Seite liegende Regressionsgeraden bestimmt unter der Annahme, dass der Parameter  $a$  in beiden Kurven identisch sein muss. Die Ergebnisse aus diesem Ansatz sind in Abb. 6 aufgetragen. Die resultierenden Regressionsfunktionen für beide Wellenbrecher-Bauweisen sind ebenso angegeben. Abb. 6 zeigt, dass die Umlagerung von Steinen in der Deckschicht des Wellenbrechers mit einem Kern

aus geotextilen Sandcontainern deutlich höher ist als beim konventionellen Wellenbrecher. Obwohl die Streuung in den Werten ziemlich hoch ist, scheint dieser Unterschied im Stabilitätsverhalten der Deckschicht mit Zunahme der Stabilitätskennzahl  $N_s^*$  größer zu werden.

## 4.2 Stabilität der landseitigen Deckschicht

Zur Betrachtung der Gesamtstabilität der Deckschicht beider Bauweisen wurden auch Versuche mit Wellenüberlauf zur Belastung der landseitigen Böschung durchgeführt. Daraus ergibt sich der in Abb. 7 dargestellte Vergleich zwischen dem Stabilitätsparameter  $N_{od}$  nach Van der Meer mit dem relativen Freibord  $R_c/H_{m0}$ . Nach Abb. 7 nimmt der Stabilitätsparameter  $N_{od}$  mit abnehmendem Freibord  $R_c/H_{m0}$  zu. Für die Daten kann sowohl ein exponentieller als auch ein potentieller Zusammenhang ermittelt werden, wobei die Potentialfunktion die beste Näherungslösung ergab. Diese kann mit Gl. (5) beschrieben werden.

$$N_{od} = 8.6 \cdot \left( \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{-9.2422} \quad (5)$$

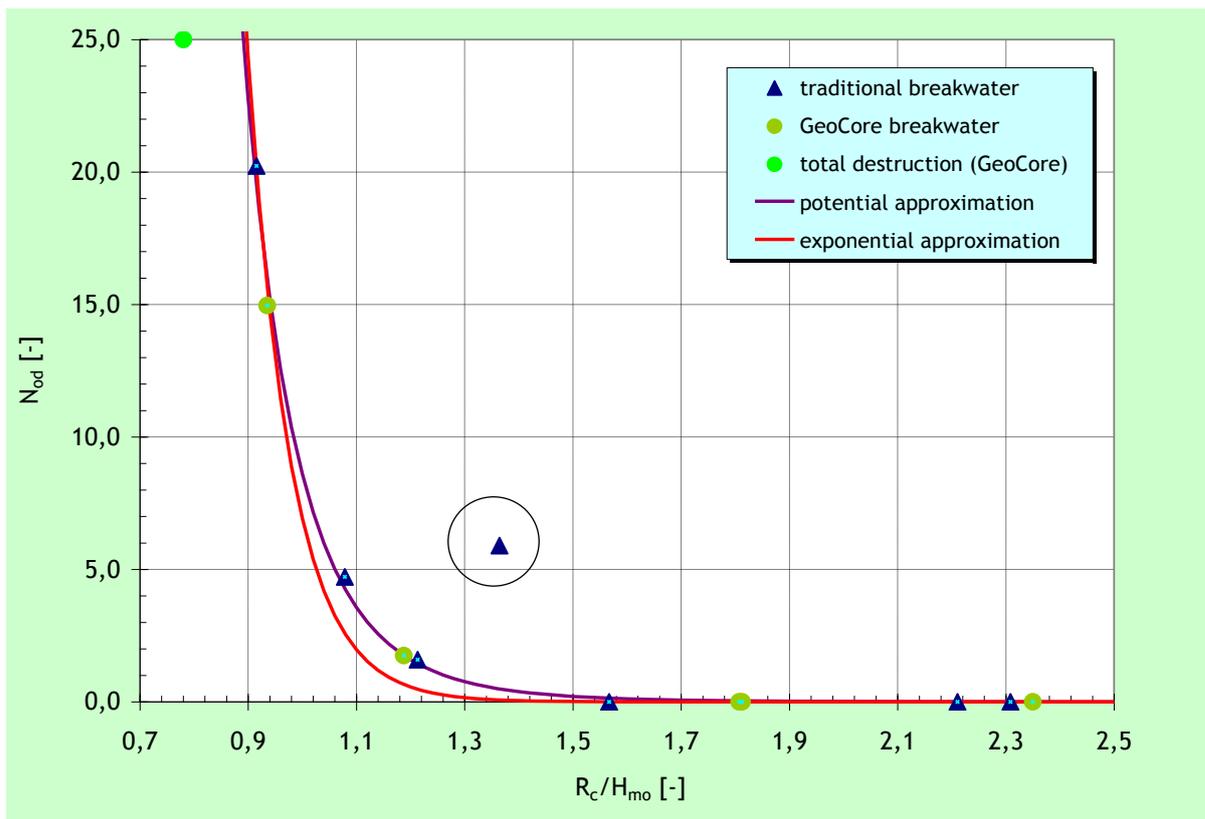


Abb. 7 Stabilitätsparameter  $N_{od}$  der landseitigen Böschung beider Wellenbrecher-Bauweisen

Gl. (6) beschreibt die Stabilität der luftseitigen Schüttstein-Deckschicht beider Wellenbrecher-Bauweisen. In Analogie zur seeseitigen Böschung wird damit der relative Schaden ermittelt. Damit kann das erforderliche relative Freibord  $R_c$  für einen maximal zulässigen Schaden und Wellenhöhe  $H_{m0}$  entsprechend Gl. (7) ermittelt werden.

$$D = \frac{N_{od}}{N_a} = a_r \cdot \left( \frac{R_c}{H_{m0}} \right)^{-b_r} \quad (6)$$

$$R_c = H_{m0} \cdot \left( \frac{D}{a_r} \right)^{\frac{1}{b_r}} \quad (7)$$

## 5 ZUSAMMENFASSUNG

Die Stabilität und hydraulische Leistungsfähigkeit von geschütteten Wellenbrechern mit konventionellem Aufbau und einem alternativen Aufbau mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern (GeoCore) wurde in vergleichenden Modellversuchen im Wellenkanal des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau (LWI) der TU Braunschweig untersucht.

Als Ersatz der konventionellen Kernkonstruktionen aus geschütteten Steinen sollten geotextile Sandcontainer aus mechanisch verfestigtem Vliesstoff (Soft Rock® des Herstellers NAUE GmbH & Co. KG) unter ansonst gleichen geometrischen Randbedingungen betrachtet werden.

Die Ergebnisse zeigen ein unterschiedliches Verhalten im Hinblick auf Stabilität der Deckschicht und hydraulische Leistungsfähigkeit bedingt durch die vergleichsweise geringere Durchlässigkeit des Kerns aus geotextilen Sandcontainern. Das führt zu geringerer Transmissivität und einem geringfügig höherem Wellenüberlauf. Sowohl beim konventionellen als auch beim Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern kann von nahezu gleicher Reflexion ausgegangen werden. Als Bemessungsgrundlage für Stabilitätsberechnungen mit Bezug zum Ansatz nach Hudson wurde der dimensionslose, experimentell zu ermittelnde Koeffizient  $K_D$  [-] abgeleitet. Zur Betrachtung eines Zerstörungsgrades wurde der Koeffizient  $D$  [-] eingeführt.

## 6 SCHLUSSFOLGERUNG & AUSBLICK

Mit den Ergebnissen aus den Modellversuchen am LWI zum Stabilitätsverhalten geschütteter Wellenbrecher mit einem Kern aus geotextilen Sandcontainern (GeoCore) werden Bemessungsansätze auf Basis der Hudson-Formel zur Verfügung gestellt. Durch die vergleichenden Modellversuche stehen Ergebnisse sowohl für die konventionelle Bauweise als auch für GeoCore zur Verfügung.

Ein Beispiel hat unter Vorgabe einer Schadensrate von 5% für den konventionellen Wellenbrecher eher konservative Ergebnisse im Vergleich zum allgemeinen Ansatz nach Hudson ausgewiesen. Im Vergleich ergibt sich demnach für den Wellenbrecher mit einem Kern

aus geotextilen Sandcontainern ein um ca. 15% höherer Schüttsteindurchmesser sowie ein um ca. 50% höheres Steingewicht für die Deckschicht.

Für eine erweiterte Anwendung der Bemessungsgrundlagen sind weitere Untersuchungen zum Stabilitätsverhalten dieser Wellenbrecher-Bauweise zu empfehlen. Unterschiedliche Böschungswinkel und Deckschichtbauweisen sollten einbezogen werden. Darüber hinaus sollten die Untersuchungen auf z.B. Schüttsteinstrukturen ohne Freibord oder Bauweisen mit einem Kern aus z.B. geotextilen Schlick-Containern ausgedehnt werden.

## 7 LITERATUR

- Allsop, N.W.H. (1983): Low-crest breakwaters, studies in random waves. *In: CERC (ed.), Proceedings of Coastal Structures. Specialty Conference on the Design, Construction, Maintenance and Performance of Coastal Structures*, Arlington, Virginia, USA.
- DVWK (1986): Anwendung und Prüfung von Kunststoffen im Erdbau und Wasserbau. Heft 76, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- Oumeraci, H.; Muttray, M. (2001): Bemessungswellenparameter vor Strukturen mit verschiedenen Reflexionseigenschaften. Abschlussbericht DFG-Projekt, OU 1/3-3, Braunschweig, Germany, 93 S.
- TAW (2002): Wave run-up and overtopping at dikes. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Den Haag, The Netherlands, 63 pp.
- Van der Meer, J.W. (1988): Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Ph.D. thesis, *WL Delft Hydraulics*, Delft, The Netherlands.