

Experimentelle Untersuchungen zur Stabilität von verzahnten Setzsteindeckwerken

Fabian Gier, Jens Mönnich, Holger Schüttrumpf und Jentsje van der Meer

Abstract

Revetments protect the shorelines of coasts, estuaries and rivers against wind wave, ship wave, current and ice attack. The resistance of revetments essentially depends on the properties of the cover layer. The resistance of interlocked pattern placed revetments depends on the weight of the individual stones and the interlocking. Extensive large scale model tests were performed to assess the hydraulic stability of interlocked pattern placed revetments. The experimental results show a significant increase in hydraulic stability due to interlocking compared to traditional revetment elements.

Zusammenfassung

Deckwerke schützen die Ufer von Küsten, Ästuaren und Flüssen gegen die Belastungen durch Wind- und Schiffswellen, Strömungen und Eis. Die Widerstandsfähigkeit von Deckwerken hängt im Wesentlichen von den Eigenschaften der äußeren Deckschicht ab. Die Widerstandsfähigkeit wird bei verzahnten Setzsteindeckwerken einerseits durch das Eigengewicht, andererseits durch die Verzahnung der einzelnen Steine untereinander gewährleistet. Um die hydraulische Stabilität von verzahnten Setzsteindeckwerken im Vergleich zu herkömmlichen Setzsteindeckwerken zu ermitteln, wurden umfangreiche großmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen zeigen einen deutlichen Mehrertrag an hydraulischer Stabilität aufgrund der Verzahnung im Vergleich zu herkömmlichen Deckwerksteinen ohne Verzahnung.

1 Allgemeines

Deckwerke (Abb. 1) aus Schütt- oder Setzsteinen werden seit vielen Jahrzehnten weltweit an Küsten, Ästuaren und Flüssen eingesetzt. Geht man davon aus, dass jeder See- und Ästuardeich der ersten Deichlinie über ein Deckwerk verfügt, so schützen allein in Deutschland mehr als 1400 km Deckwerke die Deiche (Schüttrumpf, 2001) und Ufer der Hauptdeichlinie vor den Zerstörungen durch Wellen, Strömungen und Eis. Zusätzlich gibt es mehrere tausend Kilometer Deckwerke an Flüssen und Kanälen. Diese Zahlen zeigen die Bedeutung von Deckwerken für den Ufer- und Küstenschutz. Die Widerstandsfähigkeit dieser Deckwerke gegen Strömungen, Windwellen- oder Schiffswellenbelastung ist im Wesentlichen aufgrund ihres Eigengewichts sowie ggf. der zusätzlichen Wirkung einer Verzahnung, einer Verklammerung oder eines Vergusses gegeben.

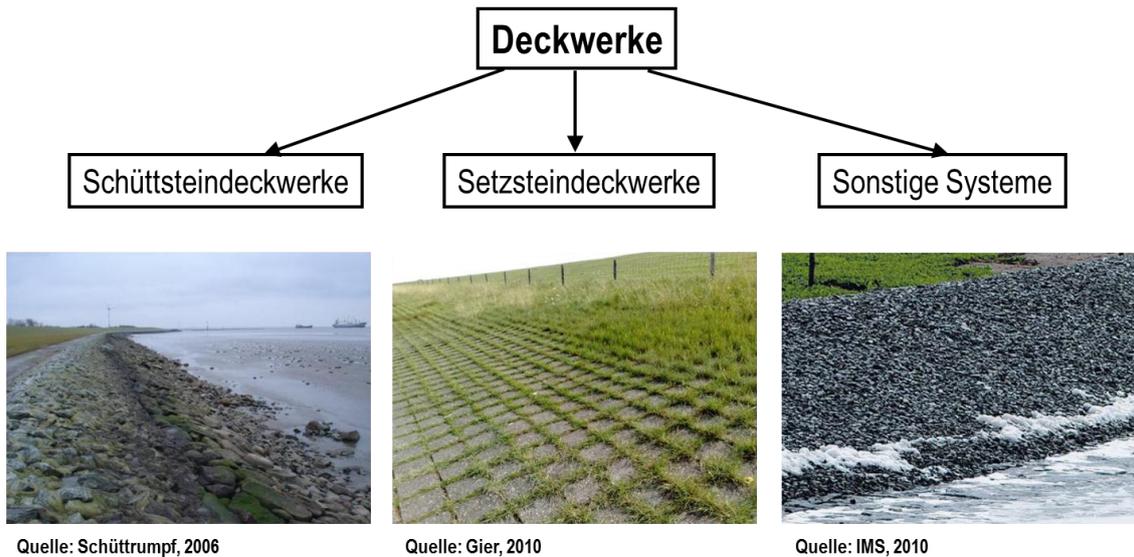


Abb. 1: Deckwerke im Küstenschutz

Verzahnte Deckwerke (PIANC, 2011a) (Abb. 2) stellen eine Untergruppe im Bereich der Setzsteindeckwerke dar. Die einzelnen Steine verzahnter Deckwerke werden z. B. durch einen Horizontal-, Vertikal- oder Doppelverbund kraftschlüssig verbunden (EAK, 1993). Hieraus resultiert eine im Vergleich zu herkömmlichen Setzsteindeckwerken erhöhte Widerstandsfähigkeit gegen Wellenbelastung.

Verzahnte Deckwerke werden schon seit Jahrzehnten an wellen- und strömungsbelasteten Ufern und Küsten eingesetzt. Dennoch gibt es keine speziellen Bemessungsansätze und -verfahren für verzahnte Deckwerke im nationalen und internationalen Schrifttum. Experimentelle Untersuchungen zu verzahnten Deckwerken wurden bislang nur von Wouters (1991) und den Autoren dieser Studie durchgeführt. Beide Untersuchungen hatten zum Ziel, die Widerstandsfähigkeit der Deckwerksteine bei Wellenbelastung zu ermitteln.



Abb. 2: Deckwerk aus verzahnten Setzsteinen (Quelle: Berding-Beton GmbH)

Daher besteht ein hoher Forschungsbedarf zur Bestimmung von Bemessungsansätzen und -empfehlungen für verzahnte Deckwerke. Bemessungsansätze für verzahnte Deckwerke sind aus folgenden Gründen dringend erforderlich:

- zuverlässige Bestimmung der Sicherheit von verzahnten Setzsteindeckwerken
- zuverlässige Bemessung und Dimensionierung von Deckwerken aus verzahnten Setzsteinen
- Ermittlung des Mehrgewinns an Stabilität durch verzahnte Deckwerke im Vergleich zu herkömmlichen Setzsteindeckwerken

Auf dieser Grundlage können dann die folgenden Aspekte untersucht werden:

- Reduktion von Bau- und Materialkosten im Vergleich zu traditionellen Setzsteindeckwerken
- konstruktive Optimierung von verzahnten Setzsteinen

Daher wurden umfangreiche großmaßstäbliche experimentelle Untersuchungen durchgeführt, um Bemessungsansätze für verzahnte Deckwerksteine zu ermitteln. In Abschnitt 2 wird der Forschungsbedarf für verzahnte Deckwerksteine hergeleitet. Abschnitt 3 umfasst eine Beschreibung des Versuchsaufbaus und des Versuchsprogramms und Abschnitt 4 die wesentlichen Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen.

2 Anforderungen an verzahnte Deckwerke und Herleitung des Untersuchungsbedarfs

(a) Anforderungen an Deckwerke

Die Funktion eines Deckwerksaufbaus liegt im verlässlichen Schutz der Böschung gegenüber den maßgebenden Belastungsarten (Wellen, Strömungen, Wasserstandsschwankungen, Eis, Schiffsstoß). Aus Gründen der Funktionalität müssen daher die folgenden Anforderungen an den Deckwerksaufbau gestellt werden (Hansen, 1985; PIANC, 2011a):

- ausreichende Widerstandsfähigkeit des Deckwerks gegen auftretende äußere Wellenbelastung (z. B. Druckschlagbelastung),
- ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen welleninduzierten Auftrieb, verursacht durch einen kurzzeitigen höheren Wasserspiegel im Deichkörper als auf der Luftseite der Böschung (Wellenablauf),
- ausreichende Sicherheit vor Ausschwemmen bzw. Erosion des Kornfilters sowie der tiefergelegenen Bodenschichten,
- Vermeidung von Liquefaktion im Deckwerksunterbau,

- Anpassungsfähigkeit des Deckwerksaufbaus an mögliche Setzungen im Baugrund und
- Aufrechterhaltung einer Restwiderstandsfähigkeit nach einer aufgetretenen Beschädigung wie z. B. Eisgang, Schiffstoß oder Vandalismus, um ausreichend Zeit für Instandsetzungsmaßnahmen zur Verfügung zu haben.

Heutzutage werden neben den erwähnten wasserbaulichen Aspekten zunehmend auch ökonomische und ökologische Anforderungen (PIANC, 2011b) an Deckwerke gestellt. Deckwerke sollen sowohl im Neubau wie auch in der Unterhaltung kostengünstig sein. Hieraus ergibt sich die Forderung nach einer Kostenminimierung über die Lebenszeit eines Deckwerks.

Weiterhin sollen Deckwerke ökologisch wertvoll sein, d. h. einen geeigneten Lebensraum für Pflanzen und Tiere bilden. Hieraus ergeben sich zusätzliche Anforderungen an die Porosität und die Oberflächenstruktur von Deckwerken (Abb. 3).



Abb. 3: Beginnende Begrünung eines Deckwerks ca. 1 Jahr nach Verlegung (Quelle: Berding-Beton GmbH)

(b) Deckwerkstypen

Deckwerke können anhand des verwendeten Materials der Deckschicht, der Durchlässigkeit, der Art der Verlegung sowie des Verbunds zwischen den einzelnen Steinen entsprechend Tab. 1 in verschiedene Deckwerkstypen unterteilt werden. Die verschiedenen Deckwerkstypen stehen teilweise in Konkurrenz zueinander, teilweise ist aufgrund ortsspezifischer Randbedingungen die Wahl des möglichen Deckwerkstyps bereits sehr eingeschränkt. Steht z. B. die Reduktion der Wellenreflexion im Vordergrund, so sollte ein energiedämpfender Deckwerksaufbau mit geringer Wellenreflexion und hoher Wellendissipation gewählt werden. Sind dagegen städteplanerische Aspekte von Bedeutung wie z. B. die Befahrbarkeit oder Begehbarkeit des Deckwerks, so empfiehlt sich ein geschlossenes Deckwerk aus Setzsteinen mit glatter Oberfläche.

Im Fokus der vorliegenden Untersuchung stehen verzahnte Setzsteindeckwerke aus Beton mit glatter bzw. rauer Oberfläche.

(c) Stabilität der Deckschicht von Setzsteindeckwerken

Setzsteindeckwerke stellen den angreifenden Wellen aufgrund ihres Eigengewichts einen Widerstand entgegen. Dieser Widerstand wurde in der Vergangenheit für verschiedene Typen von Deckwerksteinen umfassend untersucht und in Bemessungsansätzen zusammengefasst (z. B. Rijkswaterstaat, 1998; Pilarczyk, 1992; Klein Breteler und Bezuijen, 1992; Burger et al., 1989).

Tab. 1: Typ der Deckschicht

Steinart	Typ der Deckschicht	
Künstliche Steine	Monolithische Deckwerke	Dicht
		Durchlässig
	Setzsteindeckwerke	mit Verzahnung
		ohne Verzahnung
	Schüttsteindeckwerke	Verklammert
		Vergossen
Lose		
Natursteine	Setzsteindeckwerke	ohne Verzahnung
	Geosysteme	Lose
	Schüttsteindeckwerke	Verklammert
		Vergossen
		Lose

Die hydraulische Bemessung von Deckwerken findet in Deutschland derzeit entweder auf der Grundlage der EAK (2003), der EAU (2004) sowie des GBB (2010) statt und greift z. B. in Hinblick auf die Stabilität von Schüttsteindeckwerken auf die bekannten Bemessungsverfahren von Hudson (1959) oder Van der Meer (1988) zurück, für Setzsteindeckwerke wird auf die Arbeiten von Klein Breteler und Bezuijen (1992) oder Pilarczyk (1992) verwiesen. In vielen Fällen wird in der Praxis aber sogar auf eine Bemessung verzichtet und das Gewicht der Deckwerksteine wird aus Erfahrung ausgewählt. Diese Vorgehensweise führt aufgrund häufiger Deckwerksschäden und großer Unsicherheiten zu hohen Unterhaltungskosten.

Experimentelle Untersuchungen zu verzahnten Deckwerken wurden bislang nur von Wouters (1991) im kleinmaßstäblichen Modell durchgeführt. Diese Untersuchungen hatten zum Ziel, die Widerstandsfähigkeit spezieller Deckwerksteine mit Verzahnung

gegen dynamische Wellenbelastung zu ermitteln. Aufgrund des verwendeten Maßstabs von Wouters und der damit verbundenen Unsicherheiten in Bezug auf die Strömungsprozesse im Boden ist eine Übertragbarkeit auf Naturverhältnisse nicht gegeben. Systematische und übertragbare Untersuchungen zur Wirkung der Verzahnung auf die Stabilität eines Deckwerks gegen dynamische Wellenbelastung wurden bislang nicht durchgeführt. Daher empfiehlt z. B. PIANC (2011a) in dem in Kürze erscheinenden Bericht der Expertengruppe MarCom WG57 grundlegende und systematische Untersuchungen für verzahnte Deckwerke.

(d) Stabilität des Unterbaus von Deckwerken

Neben der hydraulischen Bemessung der Deckschicht sind aber auch die dynamischen Prozesse im Unterbau eines Deckwerks aufgrund der Wechselwirkung zwischen den dynamischen Porenwasserdrücken und dem Aufbau des Kornfilters, des Geotextils sowie des Sandkerns zu berücksichtigen und in Hinblick auf mögliche Versagensmechanismen zu beurteilen. Aufgrund der dynamischen Porenwasserdrücke kann es hier zu Liquefaktion (Verflüssigung) bzw. zu Bodenumlagerungen (z. B. Auswaschungen) kommen. Untersuchungen zu welleninduzierten Porenwasserdrücken im Unterbau von Deckwerken wurden z. B. von Rijkswaterstaat (1990), Bezuijen et al. (1986), Bezuijen et al. (1990) und Burger et al. (1989) durchgeführt.

Untersuchungen zum Einfluss verzahnter Deckwerke auf die Porenwasserdrücke im Untergrund eines Deckwerks und damit auf die Lagestabilität wurden von Wouters (1991) nicht durchgeführt. Daher ist unklar, inwieweit verfügbare Untersuchungen zu Porenwasserdrücken für Setzsteindeckwerke ohne Verzahnung auf Setzsteindeckwerke mit Verzahnung übertragbar sind. Für die Stabilität von Setzsteindeckwerken mit Verzahnung ist die Beantwortung dieser Frage auf der Grundlage großmaßstäblicher Versuchsergebnisse von zentraler Bedeutung, da u. U. zwar die Deckschicht aufgrund der Verzahnung eine ausreichende Standsicherheit besitzt, das Deckwerk aber aufgrund porenwasserdruckinduzierter Umlagerungen im Unterbau oder aufgrund von Liquefaktion versagt. Bestehende Ansätze für traditionelle Setzsteindeckwerke können daher nicht auf verzahnte Deckwerksteine übertragen werden.

(e) Untersuchungsbedarf für verzahnte Deckwerke

Aus der Literaturzusammenstellung und -auswertung wurde der folgende Untersuchungsbedarf für verzahnte Deckwerke abgeleitet:

- Es gibt nur wenige experimentelle Untersuchungen zur Wirkungsweise von verzahnten Deckwerksteinen. Allgemeine Bemessungsansätze existieren im nationalen und internationalen Schrifttum bislang nicht.
- Die hydraulische Stabilität von verzahnten Deckwerksteinen ist nicht ausreichend bekannt.

- Die Wirkung eines Nut-Feder-Systems in Hinblick auf die Verbundwirkung von verzahnten Deckwerksteinen und insbesondere auf die Gewölbewirkung kann bislang nur abgeschätzt werden.
- Porenwasserdrücke sowie der dynamische Auftrieb haben für verzahnte Deckwerke eine höhere Bedeutung als für Setzsteindeckwerke ohne Verzahnung und wurden bislang weder experimentell noch numerisch untersucht. Bemessungsansätze für die Bestimmung der Porenwasserdrücke für verzahnte Deckwerke existieren bislang nicht und die Übertragbarkeit von Bemessungsansätzen für Deckwerke ohne Verzahnung wurde nicht verifiziert.
- Der Beginn sowie die Wirkung von Liquefaktion (Verflüssigung) auf die Stabilität verzahnter Deckwerke sowie deren Verformung wurden bislang nicht untersucht.
- Die Dauerhaftigkeit verzahnter Deckwerke kann bislang nur aus Erfahrungen hergeleitet werden.
- Das Kosten-Nutzen-Verhältnis von verzahnten Deckwerken im Vergleich zu Standardsystemen unter Berücksichtigung ihrer Versagenswahrscheinlichkeiten ist zu untersuchen.

3 Versuchsaufbau und Versuchsprogramm

(a) Versuchsaufbau

Im Großen Wellenkanal in Hannover wurden zwischen November 2010 und März 2011 umfangreiche großmaßstäbliche Modellversuche zur hydraulischen Stabilität von verzahnten Deckwerksteinen (Abb. 4) in einem Maßstab von 1:1 an einem 1:3 geneigten Deckwerk durchgeführt. Die Untersuchungen können über die maßgebenden Modellgesetze des Wasserbaulichen Versuchswesens auf andere Maßstäbe übertragen werden. Ziel dieser Untersuchungen war die Bestimmung der hydraulischen Widerstandsfähigkeit von verzahnten Deckwerksteinen im Vergleich zu herkömmlichen Deckwerksteinen. Abbildung 5 gibt einen Überblick über den Versuchsaufbau während der Modellphase 1 und Abbildung 6 zeigt eine typische Wellenbelastung im Versuch.



Abb. 4: Untersuchte Deckwerksteine

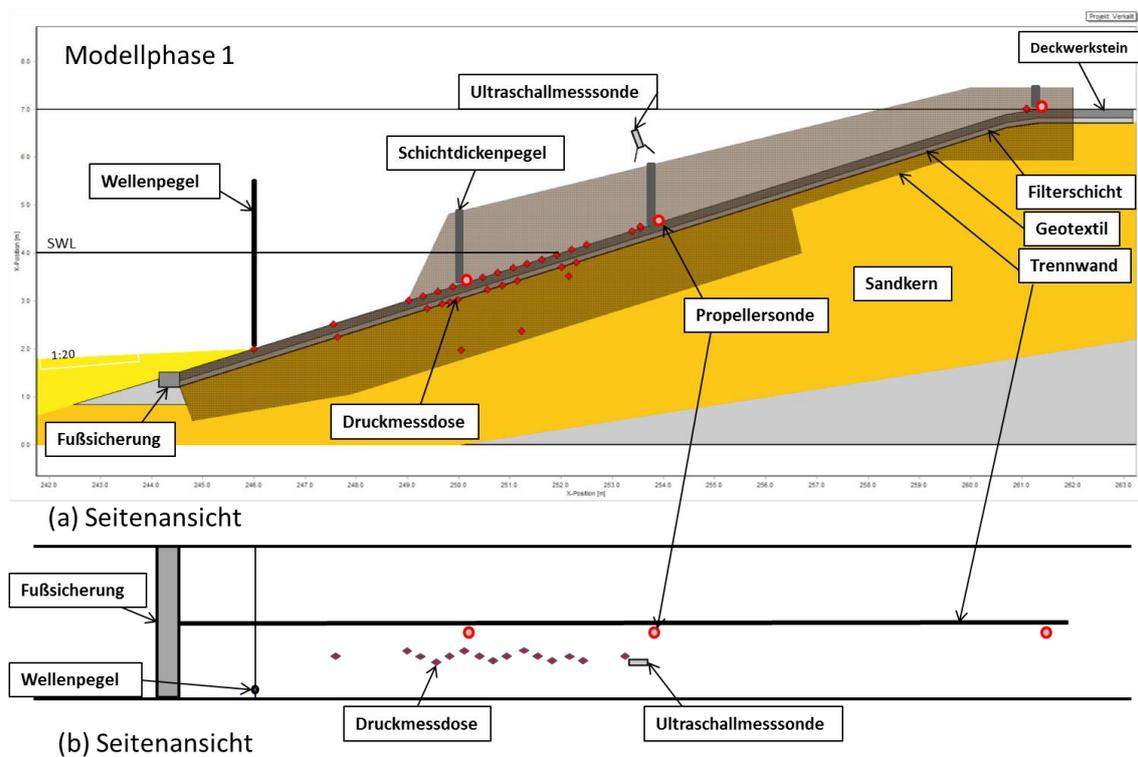


Abb. 5: Verteilung der Porenwasserdruckmessdosen im Sandkern und in der Filterschicht im Rahmen der großmaßstäblichen Modellversuche (Beispiel: Modellphase 1)

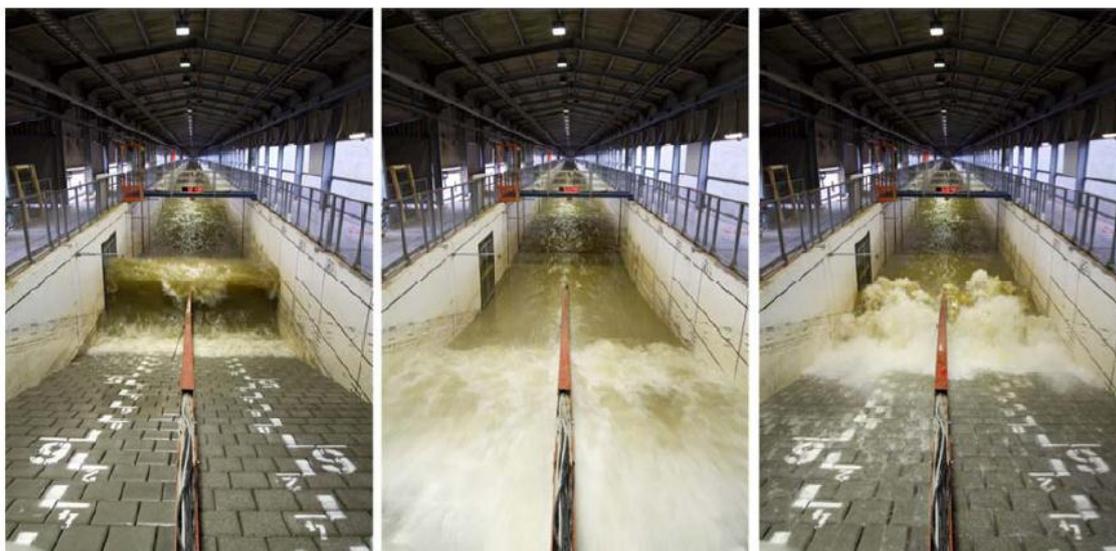


Abb. 6: Wellenbrechen (links), Wellenauflauf (Mitte) und Wellenablauf (rechts) auf einem 1:3 geneigten Deckwerk im Großen Wellenkanal in Hannover

Das 1:3 geneigte Deckwerk wurde auf einem verdichteten Sandkern ($D_{50} = 0,35 \text{ mm}$, $D_{10} = 0,19 \text{ mm}$ und $U = D_{60}/D_{10} = 0,38/0,19 = 2,0$) mit einer geschätzten Permeabilität von $k_f = 1,0 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ aufgebaut. Mittels einer Trennwand (Abb. 5) wurde der Kanal in zwei Bereiche unterteilt, um zeitgleich unterschiedliche Deckwerksaufbauten zu testen. Der Unterbau des Deckwerks war bei allen Versuchsserien gleich. Auf dem profilierten Sandkern wurde ein Geotextil ($k_f = 2,86 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$; $O_{90} = 0,1 \text{ mm}$) verlegt. Auf das Geotextil wurde ein Kornfilter aufgebracht. Die äußerste Schicht bildeten die untersuchten Deckwerksteine (Abb. 4). Deren Öffnungsverhältnis beträgt 3,3 % (Pflasterstein), 3,0 % (Standard-Verkalit[®]-Deckwerkstein 180 mm), 3,0 % (haufwerksporiger Verkalit[®]-Deckwerkstein 180 mm), 5,8 % (modifizierter Verkalit[®]-Deckwerkstein 180 mm), 5,8 % (modifizierter Verkalit[®]-Deckwerkstein 250 mm). Der genaue Aufbau der 4 Versuchsphasen kann Tab. 2 entnommen werden.

Tab. 2: Aufbau des Deckwerks in den verschiedenen Versuchsphasen

Modellphase	Abschnitt	Deckwerkstein				Kornfilter					
		Bezeichnung	Länge	Länge	Höhe	Gewicht	Material	Körnung	Stärke	Schüttrohddichte	Porosität
		[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m ²]	[-]	[mm]	[m]	[kg/m ³]	[%]
1	1	Standard-Verkalit [®] -Deckwerkstein	300	300	180	412.76	Kalksplitt	2 bis 16	0.10	1731.00	17.65
1	2	Pflasterstein	300	300	180	412.76	Kalksplitt	2 bis 16	0.10	1731.00	17.65

2	1	Standard-Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	412.76	Kalksplitt	2 bis 16	0.10	1731.00	17.65
2	2	haufwerksporige Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	483.36	Kalksplitt	2 bis 16	0.10	1731.00	17.65
3	1	Standard-Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	412.76	Kalksplitt	2 bis 16	0.10	1731.00	17.65
3	2	modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	401.84	Kalksplitt	16 bis 32	0.10	1589.00	23.65
4	1	modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein	280	280	250	518.76	-	-	-	-	-
4	2	modifizierte Verkalit®-Deckwerkstein	300	300	180	401.84	Kalksplitt	16 bis 32	0.12	1589.00	23.65

(b) Messtechnik

Im Rahmen der großmaßstäblichen Modellversuche wurden Messungen der Wellenparameter (Wellendrähte) an 15 Positionen, der Schichtdicken (digitaler Schichtdickenpegel) und Strömungsgeschwindigkeiten (Micro-Propeller; Schildknecht Miniwater 6 Micro) des Wellenaufbaus und -abbaus an jeweils 4 Positionen sowie welleninduzierter Drücke und Porenwasserdrücke an insgesamt 32 Positionen (Firma Druck; PDCR 830) in und auf dem Deckwerk durchgeführt. Die Druckmessungen (Abb. 5) wurden mit einer Abtastrate von 1000 Hz aufgezeichnet, alle anderen Messungen mit einer Abtastrate von 100 Hz. Zusätzlich wurden das Wellenbrechen und der Wellenaufbau mit digitalen Videokameras aufgezeichnet.

Die Trennung des Wellensignals in einlaufende und reflektierte Welle wurde mit Hilfe der 3-Pegel-Methode nach Mansard und Funke (1980) durchgeführt, um die maßgebenden Wellenparameter sowohl im Frequenzbereich wie auch im Zeitbereich zu bestimmen.

(c) Versuchsprogramm

Die Modellversuche wurden mit regelmäßigen Wellen mit einer Wellenhöhe H von bis zu 1,90 m und Wellenspektren (JONSWAP-Spektren) mit einer signifikanten Wellenhöhe H_S von bis zu 1,40 m durchgeführt. Alle Versuche mit Wellenspektren hatten eine Versuchsdauer von mindestens 1000 Wellen. Zusätzlich wurden Dauerversuche mit bis zu 8 Stunden Versuchsdauer durchgeführt, um die Dauerhaftigkeit der Deckwerke zu untersuchen. Einen Überblick über das Versuchsprogramm geben die Tabellen 3 und 4.

Tab. 3: Versuchsprogramm Wellenspektren (Kurzzeitversuche)

Versuch	Wellensteilheit s_0 [m]	Wellenhöhe H_S [m]	Wellenperiode T_P [s]	Wellenlänge L_0 [m]
JONSWAP 1	0,02	0,60	4,38	30,00
JONSWAP 2	0,02	0,80	5,06	40,00
JONSWAP 3	0,02	1,00	5,66	50,00
JONSWAP 4	0,02	1,20	6,20	60,00
JONSWAP 5	0,02	1,40	6,70	70,00
JONSWAP 6	0,04	0,60	3,10	15,00
JONSWAP 7	0,04	0,80	3,58	20,00
JONSWAP 8	0,04	1,00	4,00	25,00
JONSWAP 9	0,04	1,20	4,38	30,00
JONSWAP 10	0,04	1,40	4,73	35,00
JONSWAP Opt1	0,03	0,60	3,58	20,00
JONSWAP Opt2	0,03	1,00	4,62	33,33
JONSWAP Opt3	0,01	0,60	6,20	60,00
JONSWAP Opt4	0,01	1,00	8,00	100,00

Tab. 4: Versuchsprogramm Wellenspektren (Langzeitversuche)

Versuch	Wellensteilheit s_0 [m]	Wellenhöhe H_S [m]	Wellenperiode T_P [s]	Wellenlänge L_0 [m]	Dauer [h]
JONSWAP D1	0,04	1,40	4,73	35,00	2,0
JONSWAP D2	0,04	1,40	4,73	35,00	2,0
JONSWAP D3	0,04	1,40	4,73	35,00	2,0
JONSWAP D4	0,04	1,40	4,73	35,00	2,0

4 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

(a) Bewertung anhand aufgetretener Verformungen

Die infolge der welleninduzierten Belastung aufgetretenen Verformungen bilden die Grundlage für die Bewertung der Widerstandsfähigkeit der Deckschicht. Daher ist es notwendig, die Position eines jeden Setzsteins vor und nach der Wellenbelastung zu bestimmen. Über einen Vergleich der Messwerte kann dann eine Aussage zu den Verformungen der Deckschicht infolge Wellenbelastung getroffen werden.

Die Position eines jeden Deckwerksteins in der Belastungszone wurde anhand der Lage der Fuge und deren Höhe bestimmt. Eine mögliche Verdrehung der Setzsteine wird dadurch nicht berücksichtigt. Weiterhin wurde auf die Messung der Position senkrecht zur Kanalwand verzichtet, da eine Verschiebung in diese Richtung aufgrund der Kanalwände als vernachlässigbar angesehen wird.

Als Bezugspunkt für die Einmessung der Höhenlage der Setzsteine wurde die Kanalsohle verwendet. Zur eindeutigen Bestimmung der Fugenlage wurde zusätzlich eine Bandmaßmessung von der Deichkrone aus vorgenommen.

Durch Differenzbildung wurde die Bewegung jedes einzelnen Deckwerkssteins während einer Versuchsphase ermittelt. Die Ergebnisse der Messungen wurden zusammengefasst in Tabelle 5 und Abb. 7 dargestellt.

Es kann gezeigt werden, dass die Verformungen der verzahnten Deckwerksteine sehr gering im Verhältnis zu den Standard-Pflastersteinen sind. Während die Versuche mit den Standard-Pflastersteinen bei einer Wellenhöhe von $H_S = 1,0$ m abgebrochen werden mussten, liegen die mittleren Verformungen bei Wellenhöhen von bis zu $H_S = 1,4$ m (Wellenspektren) und $H = 1,9$ m (regelmäßige Wellen) und bei Dauerbelastung auch im Druckschlagbereich unterhalb von zwei Zentimetern. Diese Verformungen konnten visuell nicht erkannt werden. Die maximalen Verformungen von bis zu 4 cm sind an den Kanalwänden aufgetreten und damit als Modelleffekte zu behandeln.

Tab. 5: Gemessene mittlere und maximale Verformungen

Steintyp	Setzung bzw. Hebung [cm]						Gleitungen [cm]					
	Wellenablauf		Druckschlag		Wellenauflauf		Wellenablauf		Druckschlag		Wellenauflauf	
	mit	max	mit	max	mit	max	mit	max	mit	max	mit	max
Stand. Verkalit®- Deckwerkstein 180 mm	0,6	1,9	-0,8	-1,3	-0,3	-0,9	0,2	0,8	0,4	1,2	0,4	0,7
Haufwerksporiger Verkalit®- Deckwerkstein	0,1	1,1	-1,1	-1,9	0,3	0,8	0,5	1,0	-0,1	-1,1	-0,4	-0,8
Modifizierter Verkalit®- Deckwerkstein	1,0	3,8	-1,9	-3,4	-0,6	-1,2	-0,4	-1,7	-0,3	-1,8	-0,8	-1,6
Stand. Verkalit®- Deckwerkstein 250 mm	0,7	2,6	-2,0	-3,4	0,0	0,3	-0,3	-1,0	-0,7	-1,6	-0,4	-1,0

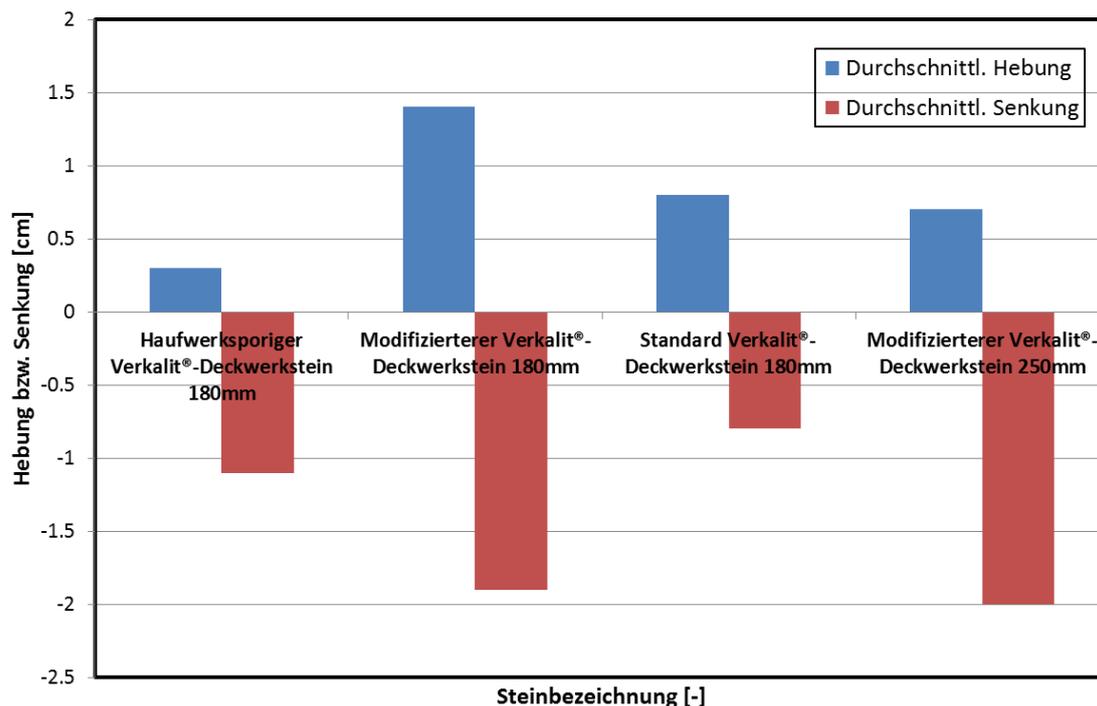


Abb. 7: Darstellung der mittleren Hebungen und Senkungen für die untersuchten Deckwerksteine

(b) Rechnerische Bewertung auf der Grundlage der Stabilitätszahl

Die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit des Deckwerks wird ergänzt um die Aussage über den dimensionslosen Stabilitätskoeffizienten $H_S/(\Delta D_S)$ nach Bezuijen und Klein Breteler (1996):

$$\frac{H_S}{\Delta D_S}$$

mit:

- Δ = relative Setzsteindichte [-]
 D_S = Setzsteindicke, 20%-Quantil [m]
 H_S = Signifikante Wellenhöhe am Deichfuß [m]

Dabei berechnet sich die relative Setzsteindichte Δ zu:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$$

mit:

- ρ_s = Dichte des Setzsteins [kg/m³]
 ρ_w = Dichte des Wassers [kg/m³]

In Verbindung mit der ebenfalls dimensionslosen Brecherkennzahl ξ_{op} , in der die Wellensteilheit und die Böschungsneigung berücksichtigt werden, gibt der Stabilitätskoeffi-

zient Auskunft über die Widerstandsfähigkeit der untersuchten Deckschicht. Dabei ist die Brecherkennzahl ξ_{op} wie folgt definiert:

$$\xi_{op} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_S}{L_O}}}$$

mit:

L_O = Wellenlänge im Tiefwasser [m]

A = Böschungswinkel, $\tan \alpha = 1:n$ [°]

ξ_{op} = Brecherkennzahl [-]

Die Wellenlänge im Tiefwasser L_O ergibt sich dabei zu:

$$L_O = \frac{g}{2\pi} T_{m-1,0}^2$$

mit:

$T_{m-1,0}$ = Wellenperiode [s]

In der Abbildung 8 ist der Stabilitätskoeffizient über der dimensionslosen Brecherkennzahl ξ_{op} für regelmäßige Wellen (Abb. 8a) und Wellenspektren (Abb. 8b) aufgetragen. Jeder Punkt im Diagramm steht stellvertretend für die maximale untersuchte Belastung im Großen Wellenkanal für einen untersuchten Deckwerkstein. Falls in der kompletten Versuchsreihe kein Versagen vorkommt, kann daraus geschlossen werden, dass das Deckwerk in der Lage ist, einer Wellenbelastung bis zu diesem Stabilitätskoeffizienten $(H_S/(\Delta D_S))_{\max}$ zu widerstehen. Für den Bereich mit einem Stabilitätskoeffizienten größer als $(H_S/(\Delta D_S))_{\max}$ kann keine Aussage bezüglich der Widerstandsfähigkeit getroffen werden.

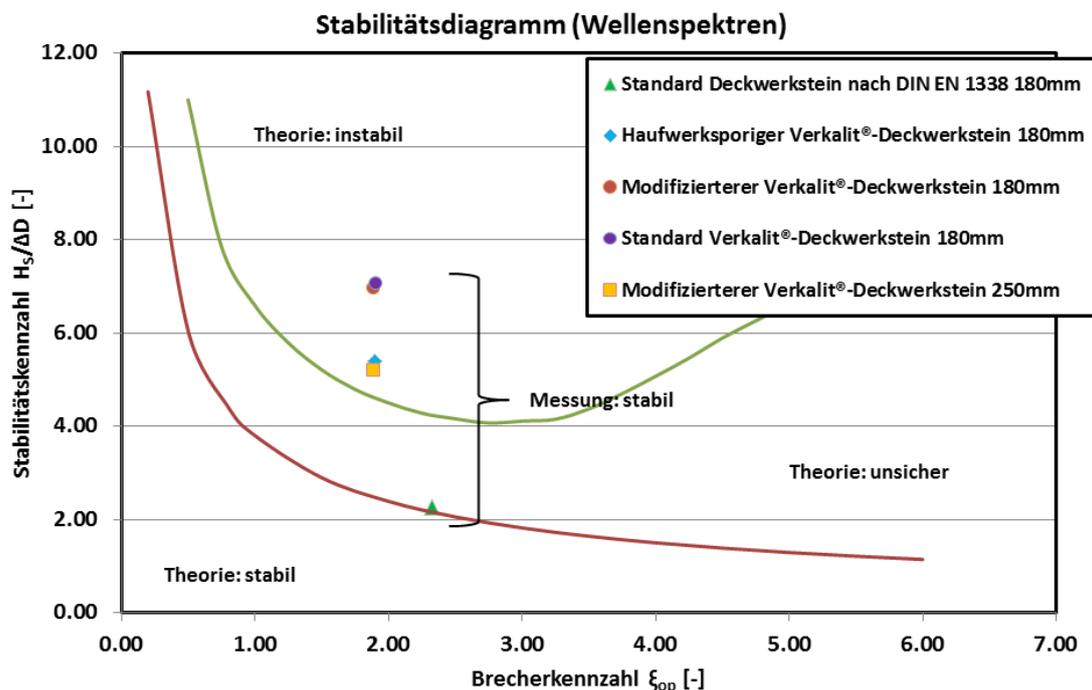


Abb. 8a: Stabilitätsdiagramm der Wellenspektren (erweitert nach Pilarczyk, 1999)

Die maximalen Stabilitätskoeffizienten, bis zu denen keine signifikanten Verformungen während der Modellversuche aufgetreten sind (d.h. kein Herauslösen einzelner Steine aus dem Verbund), liegen bei (in Klammern Werte für regelmäßige Wellen):

1. Standard Deckwerksteinnach DIN EN 1338 180 mm $\rightarrow (H_S/(\Delta D_S))_{\max} = 2,27 (2,61)$
2. Standard Verkalit®-Deckwerkstein 180 mm $\rightarrow (H_S/(\Delta D_S))_{\max} = 7,08 (7,12)$
3. Haufwerksporiger Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm $\rightarrow (H_S/(\Delta D_S))_{\max} = 5,39 (3,39)$
4. Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 180°mm $\rightarrow (H_S/(\Delta D_S))_{\max} = 6,99 (5,45)$
5. Modifizierter Verkalit®-Deckwerkstein 250 mm $\rightarrow (H_S/(\Delta D_S))_{\max} = 5,21 (5,24)$

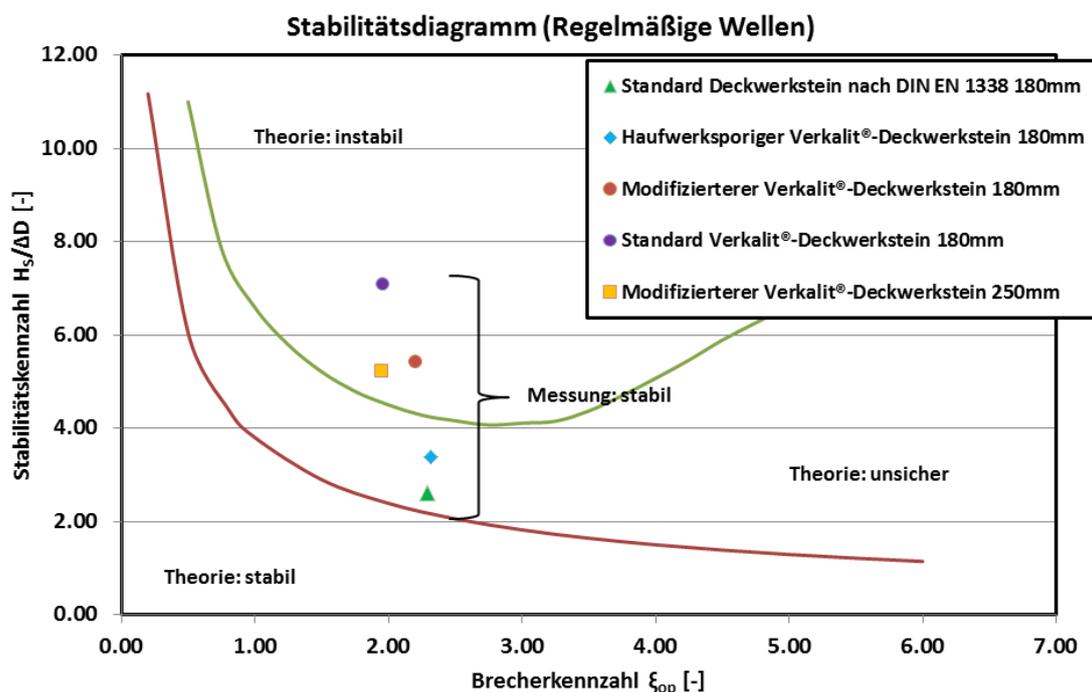


Abb. 8b: Stabilitätsdiagramm der regelmäßigen Wellen (erweitert nach Pilarczyk, 1999)

Als Vergleich wurden die Stabilitätsfunktionen nach Pilarczyk (1999) in das Diagramm (Abb. 8a und 8b) eingetragen. Es kann gezeigt werden, dass der Standard-Deckwerkstein nach DIN EN 1338 entsprechend der theoretischen Berechnung versagt hat (Hinweis: Ein Herauslösen einzelner Steine wurde im GWK zum Schutz der Messtechnik nicht zugelassen! Die Modellversuche wurden zuvor gestoppt und die Standard Deckwerksteine wurden durch die Standard-Verkalit[®]-Deckwerksteine ersetzt). Die Deckwerksteine mit Verzahnung konnten im Rahmen der Untersuchungen im Großen Wellenkanal in Hannover trotz maximal möglicher Wellenbelastung nicht zum Versagen gebracht werden, obwohl die theoretischen Stabilitätszahlen auf ein Versagen hinweisen. Hieraus ergibt sich der Mehrgewinn an Stabilität durch das Nut-Feder-System. Sowohl der Standard-Verkalit[®]-Deckwerkstein wie auch der modifizierte Verkalit[®]-Deckwerkstein erreichen etwa dreifach höhere Stabilitätskennzahlen im Vergleich zum Standard Deckwerkstein nach DIN EN 1338, ohne zu versagen.

(c) Ausziehversuche

Mit Hilfe einer Kraftmesszelle (Typ: HBM U2A/5t) wurden nach Abschluss der einzelnen Modellphasen Ausziehversuche vorgenommen, um einen theoretischen Wert für die erforderliche Auftriebskraft zu erhalten, um einen einzelnen Stein aus dem Deckwerksverbund zu lösen. Diese Vorgehensweise war erforderlich, da es nicht möglich war, ein Versagen des Deckwerks durch Wellenbelastung zu initiieren. Die verwendete Kraftmesszelle verfügt über eine Nennlast von 5 Tonnen (49,00 kN). In der Mitte des auszu-

ziehenden Setzsteins wurde dazu ein Schwerlastdübel angebracht (Abb. 9). An das Ohr des Schwerlastdübels wurde ein Stahlseil gehängt, das mit Hilfe des Hallenkrans auf Spannung gebracht wurde.



Abb. 9: Prinzipskizze eines Ausziehversuchs

Abbildung 10 zeigt, dass durch die Verzahnung des Deckwerksteins eine Anhebung des einzelnen Deckwerksteins um 19,3 cm notwendig ist, um den Zwangspunkt der Feder zu überwinden und eine Anhebung von 23,1 cm, um den Zwangspunkt der Nut zu überschreiten. Dadurch müssen links und rechts des ausziehenden Steins je drei Steine mit angehoben werden.

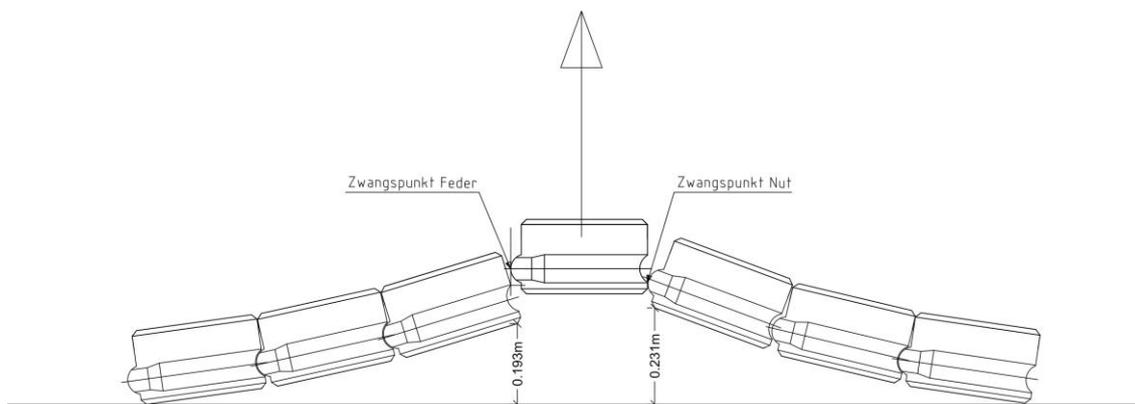


Abb. 10: Erforderliche Anhebung zum Herauslösen eines Standard Verkalit®-Deckwerksteins 180 mm

Die Ergebnisse der Ausziehversuche sind in der Abbildung 11 für die untersuchten Deckwerksteine zusammengefasst. Es wurden Deckwerksteine aus unterschiedlichen Bereichen des Deckwerks gelöst, um auch eine erste Abschätzung in Hinblick auf die Verkeilung der Steine nach Bewegung zu gewinnen. In Abbildung 11 sind die erforderlichen Kräfte für das Herauslösen eines einzelnen Steins aus dem unbelasteten Bereich (Wellenauflaufbereich, keine Druckschlagbelastungen), dem Mittelwert aus dem belas-

teten Bereich und dem Maximalwert aller Ausziehversuche einer Testreihe dargestellt. Das Nut-Feder-System erhöht die Widerstandsfähigkeit gegenüber einem Standardstein nach DIN EN 1338 signifikant. Um den Standard Deckwerkstein nach DIN EN 1338 aus dem Verbund zu lösen, war eine Zugkraft zwischen 2,55 kN (unbelasteter Bereich) und 9,79 kN (Druckschlagbereich) erforderlich. Zum Herauslösen des Standard-Verkalit[®]-Deckwerkssteins mit einer Stärke von 180 mm war dagegen eine Zugkraft zwischen 37,03 kN (unbelasteter Bereich) und > 49,00 kN (Druckschlagbereich) aufzubringen. Hieraus folgt eine um einen Faktor 14 (unbelasteter Bereich) bzw. > 5 (Druckschlagbereich) höhere Widerstandsfähigkeit des Deckwerkssteins mit Nut-Feder-System gegenüber den Standardsteinen ohne Nut-Feder-System.

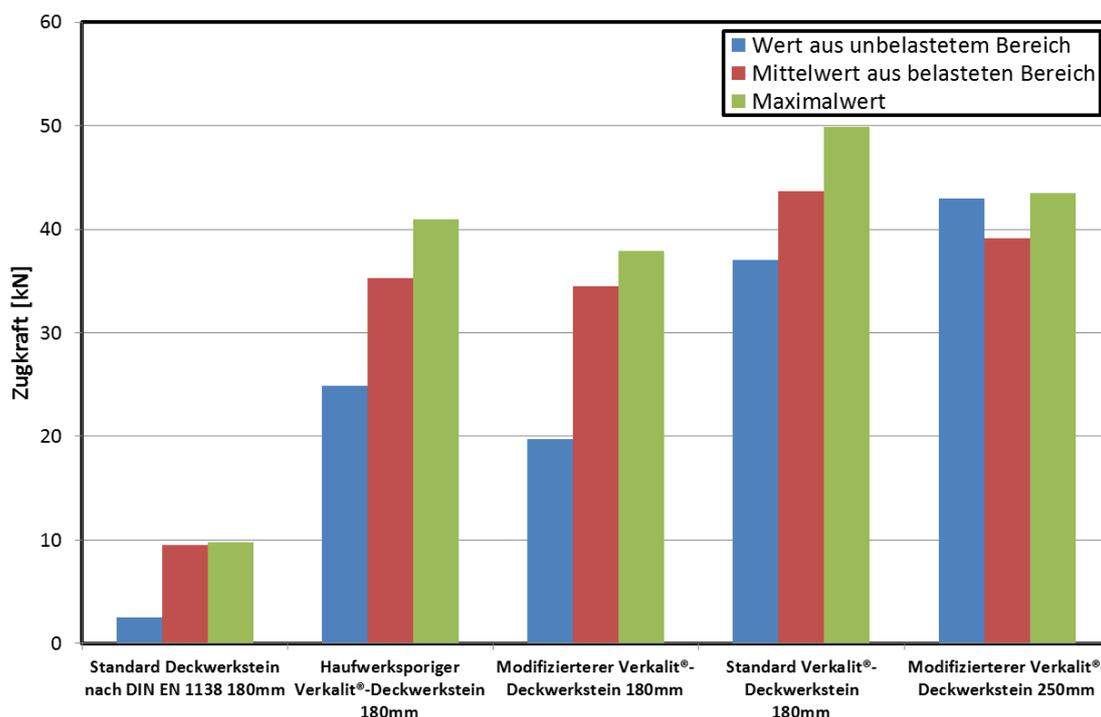


Abb. 11: Erforderliche Zugkräfte der Ausziehversuche der Modellphasen 1 bis 4

5 Zusammenfassung

Eine Quantifizierung der Stabilität von verzahnten Deckwerksteinen im Vergleich zu traditionellen Setzsteinen ohne Verzahnung war bislang nicht möglich. Daher wurden aufwändige experimentelle Untersuchungen im Großen Wellenkanal in Hannover durchgeführt, um den Mehrgewinn an Stabilität durch ein Nut-Feder-System für Verkalit[®]-Deckwerksteine zu quantifizieren. Aus den Versuchsergebnissen kann geschlossen werden, dass die verzahnten Deckwerksteine bei Wellenbelastung eine mindestens dreifach höhere Stabilitätszahl als Standardsteine nach DIN EN 1338 aufweisen. Im Gegensatz zum Standardstein nach DIN EN 1338 war es im Rahmen der Modellversuche trotz maximal möglicher Wellenbelastung nicht möglich, ein Versagen des Deck-

werks zu initiieren. Daher wurden zusätzlich Ausziehversuche durchgeführt, um einen theoretischen Anhaltswert für die erforderliche Auftriebskraft zu ermitteln. Auf der Grundlage dieser Ausziehversuche konnte gezeigt werden, dass eine im Vergleich zum Standardstein nach DIN EN 1338 mindestens fünffach erhöhte Zugkraft erforderlich ist, um den Verkalit[®]-Deckwerkstein aus dem Verbund zu lösen.

6 Literatur

- Bezuijen, A.; Klein Breteler, M.; Pilarczyk, K. W. (1986): Large-Scale Tests on a Block Revetment Placed on Sand with a Geotextile as Separation Layer. In: IIIrd International Conference on Geotextiles, Vol. 2. Wien: Österr. Ingenieur- u. Architektenverein, (Proceedings / IIIrd International Conference on Geotextiles / 7.-11.4.1986, Vienna/Austria ; Vol. 2; pp. 501-505.
- Bezuijen, A.; Köhler, H. J.; Schulz, H. (1990): Rip-rap revetments using geotextiles, measurements and numerical simulation. In: Geotextiles, geomembranes and related products : proceedings of the 4.International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, The Hague, 28 May - 1 June 1990 / Hoedt, G. den. Rotterdam [u.a.]: Balkema, pp. 397-401. - ISBN 90-6191-119-2
- Burger, A. M.; Klein Breteler, M.; Banach, L.; Bezuijen, A. (1989): Analytical design method for block revetments: paper presented at the 21th International Conference on Coastal Engineering, Malaga, Spain, 22 - 25 June 1988. / Burger, A. M. Delft: Delft Hydraulics Laboratory, (Publication / Delft Hydraulics Laboratory; 402;
- EAK (1993): Empfehlungen für Küstenschutzwerke. Empfehlungen E. Die Küste. Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co. Heide in Holstein. Heft 55
- EAK (2003): Empfehlungen des Arbeitsausschusses Küstenschutzwerke der HTG und DGGT.
- EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen. Ernst & Sohn Verlag
- GBB (2010): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen. GBB. Ausgabe 2010. Bundesanstalt für Wasserbau http://www.baw.de/de/die_baw/publikationen/merkblaetter/index.php.html
- Hansen, U. A. (1985): Wasserbausteine im Deckwerksbau : Bemessung und Konstruktion. Heide, Holstein: Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens - ISBN 3-8042-0346-9
- Hudson, R.Y. (1959): Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwater. J. Waterways, Harbors Div., 85, ASCE, pp 93-121
- Klein Breteler, M. u. Bezuijen, A. (1992): Simplified design method for block revetments. London: Telford, pp. 1-14. - ISBN 0-7277-1672-7

- PIANC WG 57 (2011a): Stability of pattern placed revetment elements. Report of Expert Group 57 (voraussichtliche Veröffentlichung Ende 2011)
- PIANC WG 128 (2011b): Alternative bank protection methods for inland waterways. Report of PIANC InCom WG 128 (Veröffentlichung in Vorbereitung)
- Pilarczyk, K. W. (1992): Dutch experience on design of dikes and revetments. In: Coastal engineering practice '92 : proceedings of a Specialty Conference on the Planning, Design, Construction, and Performance of Coastal Engineering Projects, Long Beach, California, March 9 - 11, 1992 / Hughes, Steven A. New York, N.Y.: ASCE, - ISBN 0-87262-866-3
- Rijkswaterstaat (1990): Slope revetment on placed blocks. In: delft hydraulics, Vol. H195
- Rijkswaterstaat (1998): Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment. Rotterdam [u.a.]: Balkema - ISBN 90-5410-455-4
- Schüttrumpf, H. (2001): Wellenüberlaufströmung an Seedeichen – Experimentelle und theoretische Untersuchungen. Dissertation.
<http://www.biblio.tu-bs.de/ediss/data/20010703a/20010703a.html>
- Van der Meer, J.W. (1988): Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. PhD-thesis Delft University of Technology. Also published as Delft Delft Hydraulics Publications No. 396. 1988
- Wouters, J. (1991): Taludbekledingen van gazette Steen. Grondmechanica Delft. Delft Hydraulics. M 1795/H 195 deel XXIII

Anschriften der Verfasser

Dipl.-Ing. Fabian Gier und Univ.-Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
RWTH Aachen University
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52056 Aachen
E-Mail: gier@iww.rwth-aachen.de bzw. schuettrumpf@iww.rwth-aachen.de
Tel.: +49-241-80-25262

Dipl.-Ing. Jens Mönnich
BERDING BETON GmbH - Zentrallabor -
Industriestraße 6
49439 Steinfeld/Oldbg.
E-Mail: moennich@berdingbeton.de
Tel.: +49-5492-87-32

Dr. Jentsje van der Meer
Van der Meer Consulting BV
P.O. Box 423
8440 AK Heerenveen, The Netherlands
E-Mail: jm@vandermeerconsulting.nl
Tel.: +31-6-515-749-53