

# Bemessung von Steinschüttungen zum Schutz vor Welleneinwirkungen (Teil 2)

*Die Bemessung von wellenresistenten Steingrößen ist auch heute noch mit vielen Unzulänglichkeiten verbunden. Im zweiten Teil des Beitrags werden nach der Erörterung zahlreicher Einflussfaktoren zwei Bestimmungsmethoden zur Anwendung empfohlen. Von H. Wagner, R. Wagner und H. J. Kaiser*

Im ersten Teil dieses Artikels wurde gezeigt, dass im für Steinschüttungen üblichen Neigungsbereich von  $1,5 \leq m = \cot \alpha \leq 5$  nach den bekannt gewordenen Bestimmungsgleichungen zur Steinbemessung gegen Wellenwirkungen der notwendige Steindurchmesser bis zum 4,5-fachen für gleiche Neigung und gleiche Belastung variieren kann.

Eine solche Wahlfreiheit, die für das erforderliche Steingewicht eine Diskrepanz bis zum 100-fachen bedeutet, ist sehr ungewöhnlich, kann für die Projektierung nicht akzeptiert werden und bedarf deshalb einer ausführlichen Erörterung und Eingrenzung.

## Ursache für die Ergebnisabweichungen

Da sich alle dargestellten Bestimmungsgleichungen auf Modellversuche beziehen, sind Ursachen für die Abweichungen zunächst in diesem Bereich zu suchen. Tatsächlich bietet sich hier auch eine ganze Reihe von Möglichkeiten. Dazu gehören:

- unterschiedliches Versuchsmaterial (Kornform, Kantigkeit, Korngrößenzusammensetzung usw.),
- unterschiedliche Lagerungsbedingungen (Einbau, Unterschichten),
- unterschiedliche Definition des untersuchten Zustandes (Bewegungsbeginn, Verluste),
- ungenügende Anzahl der Belastungswellen und ungenügende Wiederholungen zur Absicherung eines statistisch vertretbaren Ergebnisses,
- Verfälschung der Modellwellendaten durch Mehrfachreflexionen an der Wellenmaschine,
- Extrapolation der Ergebnisse über den Bereich der Messwerte hinaus,
- und schließlich Nichtbeachtung maßgebender Einflussfaktoren.

### Methods for sizing stones resisting wave action

*The current methods available to size stones resisting wave action even today often present a number of deficiencies. For model-based equations of bank slopes of 1:1.5 to 1:5, the resulting stone diameters  $D_N$  differ by a factor 4.5 and the stone weights  $G$  by a factor 100 depending on the method used. The reasons for these discrepancies are: different references available for the design wave height, different definitions of destruction, extrapolation beyond the range of measurements and a number of influencing factors being neglected. At present, the calculation methods of van der Meer and of Wagner are recommended.*

*For further information please contact one of the authors, Harold Wagner, hwagner@fluss-seebau-consult.de*

Zu vielen dieser Punkte kann wegen fehlender Angaben keine Einschätzung und Einordnung vorgenommen werden. Sucht man deshalb nach der Ursache für diese Diskrepanzen zunächst auf theoretischer Basis, so ist festzustellen, dass eine Böschungsneigung auch ohne Wellen- und Strömungsbelastung nicht über ihren Grenzwinkel  $\alpha_{gr}$  anwachsen kann. Dieser Grenzwinkel ist von der Steinform, der Einbauart, dem definierten Verlust von Steinen aus dem Böschungsverband und der wirksamen Dichte des Materials abhängig. Für das üblicherweise eingesetzte Bruchsteinmaterial liegt der Grenzwinkel bei Schüttungen und kleinen Verlustraten in jedem Falle unter  $60^\circ$  oftmals sogar unter  $50^\circ$ . Gleichungen, die für den Bewegungsbeginn auch größere Winkel ( $\alpha \geq \alpha_{gr}$ ) einschließen, werden damit mindestens für diese Bereiche physikalisch sinnlos und für die anschließenden Bereiche kleinerer Böschungswinkel, etwa von  $0,66 \cdot \alpha_{gr} \leq \alpha \leq \alpha_{gr}$  nur eingeschränkt gebrauchsfähig.

## Untersuchungen von Iribarren

Als Nächstes ist die Gleichung von Iribarren [1] zu betrachten. Sie ist, wie es auch Hudson schon gezeigt hatte, eindeutig theoretischen Ursprungs. Betrachtet wird ein auf der Böschung liegendes Steinelement mit dem Durchmesser  $D$ , an das die Komponenten der unter Wasser wirkenden Gewichtskraft  $G'$ , die Strömungskraft des Rücklaufwassers  $P$  und die Reibungskraft  $R$  angreifen (s. Abb.1). Es ist:

$$\begin{aligned} G' &= k_v \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot D^3 && \text{Unterwassergewicht} \\ P &= k_F \cdot g \cdot \rho \cdot D^2 \cdot H && \text{Strömungskraft} \\ R &= \mu \cdot (G' \cdot \cos \alpha - P) && \text{Reibungskraft} \end{aligned}$$

Das Kräftegleichgewicht parallel zur Böschungsebene ergibt (Abb.1):

$$R = G' \cdot \sin \alpha - P$$

Daraus folgt der notwendige Steindurchmesser  $D$

$$D = \frac{k_F}{k_v} \cdot \frac{H}{\frac{\rho_s}{\rho} - 1} \cdot \frac{1}{\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha}$$

das Steingewicht  $G$

$$G = g \cdot \rho_s \cdot \frac{k_F^3}{k_v^2} \cdot \left( \frac{H}{\frac{\rho_s}{\rho} - 1} \cdot \frac{1}{\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha} \right)^3$$

sowie (für) die Stabilitätszahl

$$N_S = K \cdot \frac{1}{\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha}$$

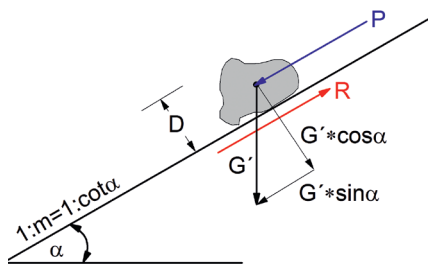


Abb.1: Kräfteansatz zur Iribarren-Formel

Iribarren setzte  $\mu = 1$  und erhielt aus Einzelbeobachtungen

$$k_F^3 / k_V^2 = 0,015 = K_1 \text{ bzw. } K = \frac{1}{\sqrt[3]{K_1}} = 4,05.$$

Die Iribarren-Formel lautet somit:

$$G = 0,015 \cdot g \cdot \rho_S \cdot \left( \frac{H}{\frac{\rho_S}{\rho} - 1} \cdot \frac{1}{\mu \cdot \cos \alpha - \sin \alpha} \right)^3$$

### Untersuchungen von Hudson

Hudson [2] überprüfte die Iribarren-Formel mit Laborversuchen. Nach einer ersten Testreihe mit konstantem Wasserstand  $h$  und drei Wellenperioden  $T$  zeigten die Versuchsergebnisse von Hudson, dass bei Annahme von  $\mu = 1,09$  bzw.  $\varphi = 47,50$  der Beiwert  $K_1 = k_F^3 / k_V^2$  nicht konstant, sondern ganz wesentlich vom Verhältnis Wassertiefe zur Wellenlänge  $h/\lambda$  und von Böschungswinkel  $\alpha$  (und damit nicht von der Neigungsfunktion, die Iribarren theoretisch ermittelt hatte) abhängig ist (Abb. 2). Damit konnte Iribarrrens Neigungsfunktion keinen Bestand haben. Dieses Ergebnis bedeutet aber gleichzeitig, dass die übliche Vorstellung, nach der die rücklaufende Schwallströmung maßgeblich den Bruch des Steingefüges erzeugt, nicht zutreffend ist.

Mit der Durchführung und Auswertung weiterer Versuche zeigte Hudson dann, dass bei Ansatz von  $K_1 = k_F^3 / k_V^2 = 0,015$  (Beiwert für Bruchsteine nach Iribarren) der eigentlich als unveränderlich anzusehende Reibungsbeiwert  $\mu$  in den Grenzen von 0,78 bis 1,28 bzw.  $\mu^3$  von 0,48 bis 2,1 schwankt.

Diese Ergebnisse erschütterten die Glaubwürdigkeit der Iribarren-Formel einschließlich ihrer mechanischen Modellvorstellung. Gleichzeitig wurden aber damit auch die o. a. Berechnungsformeln von Epstein und Tyrell, von Larras und zahlreichen anderen unglaubwürdig, da sie strukturell ähnlich aufgebaut sind wie die Beziehung von Iribarren.

Zur weiteren Klärung versuchte Hudson die brechende Welle mit in die Bestimmung des notwendigen Steingewichtes einzubeziehen. Er entwickelte dabei die schon vorstehend benutzte Stabilitätszahl

$$N_S = \frac{H_B}{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{g \cdot \rho_S}{G}}$$

und sah sie als Funktion von zahlreichen Abhängigen.

Als Abhängige für die Stabilitätszahl wurden von Hudson genannt:

- der Böschungswinkel  $\alpha$ ,
- die Steinform,
- das Mitwirken von Beschleunigungskräften,

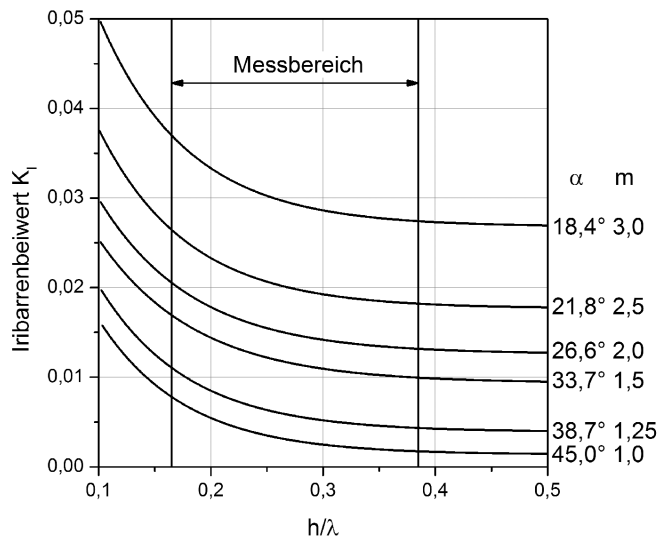


Abb. 2: Änderung des Iribarren-Wertes  $K_1$  in Abhängigkeit von  $h/\lambda$  und  $\alpha$ , bezogen auf Messwerte von Hudson

- die Wellensteilheit  $H/\lambda$ ,
- die relative Wassertiefe  $h/\lambda$ ,
- die relative Wellenhöhe  $H/h$
- die absolute Wassertiefe vor dem Bauwerk  $h$ ,
- der Winkel der Schorreineigung  $\alpha_s$ ,
- die Durchlässigkeit  $p$ ,
- die Dicke der Deckschicht,
- die Kronenhöhe über Ruhewasser  $h_K$ ,
- die Kronenbreite  $B$ ,
- der Wellenanlaufwinkel  $\beta$ ,
- die Einbauart und schließlich
- der Beschädigungszustand.

Zur Klärung der Problematik führte Hudson daraufhin systematische Laborversuche mit regelmäßigen Wellen durch. Die Modellbedingungen dafür sind in Abb. 3 skizziert.

Die als Schutzelemente dienenden Steine (A-Material) waren speziell ausgesucht worden und deshalb form- und gewichtsmäßig nahezu gleich. Das B-Material (Abb. 3) war von ähnlicher Größenordnung, aber variierte in den Einzelgewichten stärker und war in der Form nicht so kompakt wie das A-Material.

Nachdem der Basaltspalt des Kerns, das B-Material und ggf. die Filterschichten eingebracht waren, wurde per Hand das A-Material (Basaltbruchsteine mit Gewichten von 0,45 N bzw. 1,39 N) von unten nach oben eingebaut. Es wurde jeweils eine Kronenbreite von drei Durchmessern des A-Materials angeordnet.

Nach Flutung der Wellenrinne konnte dann das Modellbauwerk dynamisch belastet werden. Dabei wurden die Wellenhöhen mit Intervallen von 6 mm solange gesteigert, bis in Belastungszeiten von 30 min (bei gleichen Wellenhöhen) der erste Stein (oder die ersten Steine) seine Lageposition verlassen hatte. Diejenige Wellenhöhe, bei der die ersten geringfügigen Bauwerksbeschädigungen auftraten, ist dann als Entwurfswellenhöhe  $H^*$  gekennzeichnet worden. Bei den Versuchen achtete man darauf, dass das Modellbauwerk gerade so hoch war, dass kein Kronenüberlauf (*no-overtopping*) erfolgte. Gleichzeitig wurde garantiert, dass das A-Material bis zu einer Wassertiefe  $h_T = H^*$  unter dem Ruhewasserspiegel angeordnet war, die damit dem Maß der Kronenhöhe über dem Wasserspiegel entsprach.

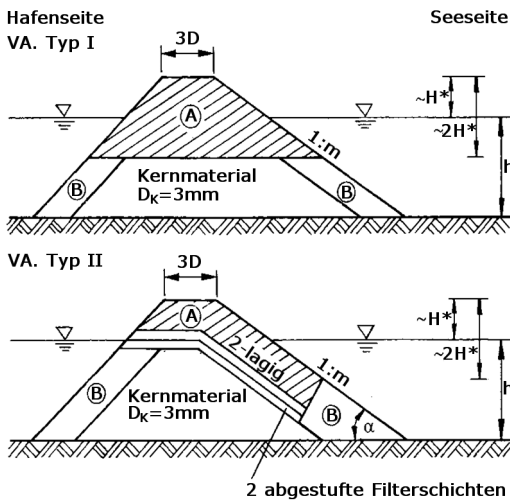


Abb. 3: Versuchsbedingungen von Hudson für Bruchsteinmaterial

Wellenkanal:  $l = 40 \text{ m}$ ;  $b = 1,50 \text{ m}$ ;  $h_T = 1,20 \text{ m}$ ;  
 Versuchsdauer:  $1800 \text{ s} = 30 \text{ min}$ ;  
 Deckschichtmaterial: Basaltbruchsteine;  
 Einzelgewichte:  $G = 0,45 \text{ N}$  bzw.  $1,39 \text{ N}$ ;  
 Modellparameter:  
 Wellenhöhe  $H = 0,08 \dots 0,21 \text{ m}$ ;  
 Wellenperiode  $T = 0,88 \dots 2,25 \text{ s}$ ;  
 Wellenlänge  $\lambda = 1,20 \dots 6,10 \text{ m}$ ;  
 Wassertiefe  $h = 0,38 \dots 0,61 \text{ m}$ ;  
 Wellensteilheit  $H/\lambda = 0,015 \dots 0,128$ ;  
 rel. Wassertiefe  $h/\lambda = 0,10 \dots 0,50$ ;  
 Böschungsneigung  $m = 1,25 \dots 5,00$

Bei weiterer Steigerung der Belastung (Vergrößerung der Wellenhöhe über den Wert  $H^*$  hinaus) wurden dann bei unveränderter Bauwerkskontur und konstant gehaltenem Wasserspiegel (d. h. ggf. mit relativ geringem Wellenüberlauf) die Beschädigungs- und Zerstörungerscheinungen (Damages) untersucht worden. Der Prozentsatz der Zerstörung (Verlust  $V [\%]$ ) ist dabei auf die Anzahl der A-Steine in der obersten Lage der seeseitigen Böschung bezogen worden.

Als Ergebnis der durchgeführten Modelluntersuchungen hat Hudson erhalten:

$$N_S = \frac{H}{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{\rho_S \cdot g}{G}} = \sqrt[3]{K_0 \cdot K_V \cdot \cot \alpha},$$

$$\sqrt[3]{K_0} = 1,37 \dots 1,6; \text{ im Mittel } \sqrt[3]{K_0} = 1,47 \text{ bzw. } K_0 = 3,2$$

und Verlustwerte  $K_V$  nach Tabelle 1.

$V [\%]$	$H/H^*$	$K_0 \cdot K_V$	$1 + V [\%]$
0 bis 1 (0,5)	1,00	3,2	1,5
1 bis 5 (2,5)	1,18	5,1	3,5
5 bis 15 (10)	1,33	7,2	11
10 bis 20 (15)	1,45	9,5	16
15 bis 40 (32,5)	1,60	12,8	33,5
30 bis 60 (45)	1,72	15,9	46

Tabelle 1: Ergebnisse der *Damage*-Versuche von Hudson (Mittelwerte in Klammern)

Werden die Logarithmen der Verlustwerte nach Tabelle 1 einer linearen Regression unterzogen, so ergibt sich:

$$K_0 \cdot K_V = 2,63 \cdot (1 + V)^{0,48}$$

Damit gilt als Stabilitätszahl:

$$N_S = 1,38 \cdot (1 + V)^{0,16} \cdot \sqrt[3]{\cot \alpha} = \frac{H}{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{\rho_S \cdot g}{G}}$$

bzw. als notwendiges Steingewicht:

$$G = \frac{H^3}{N_S^3} \cdot \frac{\rho_S \cdot g}{\Delta^3} = \frac{\rho_S \cdot g \cdot H^3}{2,63 \cdot (1 + V)^{0,48} \cdot \left(\frac{\rho_S}{\rho} - 1\right)^3 \cdot m}$$

### Kritik an der Hudson-Formel

Da für die Stabilitätszahl leider keinerlei theoretische Stützung existiert, ist die Anwendung dieser rein empirischen Beziehungen unmittelbar an die Versuchsbedingungen gebunden. Das betrifft insbesondere die Steinform, die Bettung, die Dicke und den technologischen Aufbau der Deckschicht sowie die Durchlässigkeitsverhältnisse des Unterbaues. Veränderungen dieser Faktoren gegenüber den Versuchsbedingungen, hinsichtlich der technologisch bedingten Lagestabilität der Steine und der Schluckfähigkeit der Böschungsoberfläche können erhebliche Abweichungen zur Folge haben.

Es ist deshalb noch einmal daran zu erinnern, dass die oben genannten Gleichungen von Hudson die Stabilität von kantigen, kompakten, faktisch gleichgroßen Bruchsteinelementen in einer von Hand systematisch von unten nach oben aufgebauten Steinschüttung beschreiben. Sie gelten weiterhin streng genommen nur dann, wenn ein geradliniges Bauwerk von senkrecht zur Bauwerksachse anlaufenden, regelmäßigen »Modellwellen« ohne oder nur mit unwesentlichem Wellenüberlauf belastet wird.

Ein weiterer wichtiger Aspekt, der über die Zuverlässigkeit und Anwendbarkeit der Hudson-Formel Auskunft gibt, ist bereits aus den Vorversuchen von Hudson ableitbar, die er zur Kritik der Irbarren-Formel benutzte.

Wie schon vorher erwähnt und aus Abb. 2 direkt ablesbar, ist das notwendige Steingewicht vom Verhältnis  $h/\lambda$  abhängig. Da aber bei diesen Versuchen die Wassertiefe konstant gehalten worden war, muss das Steingewicht  $G$  nicht unwesentlich von der Wellenlänge  $\lambda$  bzw. äquivalent von der Wellenperiode  $T$  oder von der Wellensteilheit  $H/\lambda$  abhängig sein. Diese Funktionalität wird aber durch die Hudson-Formel nicht wiedergegeben.

Ein weiteres Manko dieser Beziehung ist in der leicht nachprüf-baren Sachlage zu sehen, dass durch die Proportionalität zum Faktor  $\tan \alpha = 1/m$  mit ihr für alle Böschungswinkel  $\alpha < 90^\circ$  und damit auch für extrem steile Neigungen, standsichere Steingrößen ausgewiesen werden. Diese Aussage betrifft selbst solche Neigungen, die steiler sind als die zugehörigen Grenzwinkel des Befestigungsmaterials, bei denen die Böschung schon allein aus statischen Gründen ohne Wellenbelastung die Standsicherheit verliert. Es darf und muss deshalb geschlussfolgert werden, dass die Hudson-Formel für steile Neigungen mit geringen Materialverlusten fehlerhaft ist.

Zentrale Bedeutung hat in der Hudson-Formel wie auch in vielen der anderen Bestimmungsgleichungen für das Steingewicht die Wahl der maßgebenden Bemessungswellenhöhe des natürlichen Seeganges  $H_{Bem}$  als Äquivalent zur Wirkung der stets gleichen Höhe  $H$  bzw.  $H_m$  von regelmäßigen Modellwellen. Die Variation dieser Bezugsgröße erklärt einen Großteil der zwischen den verschiedenen Bestimmungsgleichungen aufgetretenen Differenzen, wenn bedacht wird, dass unter Voraussetzung einer Rayleigh-Verteilung der Wellenhöhen im natürlichen Seegang nachfolgende Verhältnisse herrschen:

$$\begin{aligned} H_{1/3} &= 1,60 \cdot H_m \\ H_{1/10} &= 2,03 \cdot H_m \\ H_{1/100} &= 2,66 \cdot H_m \\ H_{1/1000} &= 3,14 \cdot H_m \end{aligned}$$

Dabei bezeichnen  $H_m$  die mittlere Wellenhöhe,  $H_{1/3}$  den Mittelwert des höchsten Drittels und  $H_{1/1000}$  den Mittelwert des höchsten Tausendstel aller betrachteten Wellenhöhen.

Hudson lässt die Beantwortung dieser Fragestellung nach der Bemessungswellenhöhe weitgehend offen und äußert lediglich die Meinung, dass die Bestimmung der Steingewichte mit einer Wellenhöhe unterhalb von  $H_{Bem} = 1,6 \cdot H_{1/3} = 2,56 \cdot H_m \cong H_{0,6\%}$  durchgeführt werden sollte. Er bezieht die Ergebnisse seiner Versuche auf die ermittelte Größe  $H_{1/3}$  der »regelmäßigen« Modellwellen und damit im speziellen Fall auf  $H_{1/3} = 1,07 \cdot H_m$ .

In der Folgezeit wurden viele Bauwerke mit der Hudson-Formel und mit  $H_{Bem} = H_{1/3} = 1,6 \cdot H_m$  bemessen [3], [4]. Nachdem dann nach einiger Zeit bei zahlreichen dieser Bauwerke schwerwiegende Schäden auftraten, wurde zunächst im SPM [5] und später auch in der EAK 1993 [6] die Wellenhöhe  $H_{Bem} = H_{1/10} = 1,27 \cdot H_{1/3} = 2,03 \cdot H_m$  zur Steinbemessung empfohlen.

Demgegenüber ist nach den Empfehlungen des Arbeitsausschusses für Uferbefestigungen EAU 1996, E 137 [7] die Bemessungswelle in der Hudson-Formel mindestens mit  $H_{1/3}$  anzusetzen. Gemäß E 136-3 gilt weiterhin, dass die Höhe der Bemessungswelle

- für Wellenbrecher mit  $H_{Bem} = 1,0 \cdot H_{1/3}$  bis  $1,5 \cdot H_{1/3} \approx H_{1/3}$  bis  $H_{1/33}$ ,
- für geböschte Molen mit  $H_{Bem} = 1,6 \cdot H_{1/3} \cong H_{1/66}$
- und bei Bauwerken mit hohen Sicherheitsanforderungen mit  $H_{Bem} = 2,0 \cdot H_{1/3} \approx H_{1/1000}$

anzusetzen ist. Diese Empfehlung führt z. T. zu sehr hohen Steingewichten und sehr starken Deckschichten.

Es irritiert deshalb zunächst, wenn in der EAK 2002 [8] wieder eine Bemessung mit  $H_{Bem} = H_{1/3}$  empfohlen wird. Zu beachten ist hierbei, dass statt des Hudsonschen Originalwertes  $K_0 = 3,2$  der Wert  $K_0 = 2,0$  und ein vertretbarer Verlust von unter 5 % in Ansatz gebracht wird. Damit wird aber, bezogen auf die Grundformel von Hudson, für den Beginn der Zerstörung praktisch mit einer Bemessungswellenhöhe von  $H_{Bem} = H_{1/14}$  gerechnet.

Sachgemäß lässt sich diese Problematik nur mit Versuchen mit natürlichen Wellen lösen, wenn zusätzlich die Dauer der Belastung mit in die Bestimmung einbezogen wird.

### Anwendungsempfehlung

In dieser Situation, die, wie schon erwähnt, zusätzlich durch das Fehlen einer grundlegenden theoretischen Konzeption gekennzeichnet ist, kann eine Empfehlung für eine anzuwendende Metho-

de zur Bestimmung der Stabilität von Wellenschutzschichten aus Bruchsteinmaterial nur auf der Basis der jeweils in den Modellversuchen berücksichtigten Faktoren, einschließlich des Bezugs auf natürliche Wellenspektren gegeben werden.

Nach diesen Auswahlkriterien bleiben aus der Vielzahl der Bestimmungsgleichungen (s. Zusammenstellung aus Teil 1 dieses Artikels) nur die Beziehung des Verfassers [9] und die von van der Meer [10] übrig.

### Bestimmungsmethode nach Wagner

In Verbindung mit dem Bau des Hafens Mukran auf der Ostseeinsel Rügen hat der Verfasser Anfang der 80er-Jahre Stabilitätsversuche mit Bruchsteinen, Würfeln, Zweisülern und Dolossen durchgeführt [9]. Die Ergebnisse beziehen sich sowohl auf Versuche mit regelmäßigen wie auch mit unregelmäßigen Wellen (JONS-WAP-Verteilung). Die Modellversuche waren durch folgende Daten gekennzeichnet:

Wellenhöhe  $H_m = 0,10$  m ... 0,21 m

Periode  $T_m = 1,05$  s ... 3,91 s

Wassertiefe  $h = 0,28$  m und 0,53 m

Böschungsneigung  $m = 1$  ... 5

Anzahl der Belastungswellen  $N = 366; 1.100$  und  $2.200$ .

Als verallgemeinertes Versuchsergebnis für Bruchsteinschüttungen ergab sich daraus:

$$N_S = \frac{H_S}{\frac{\rho_S}{\rho} - 1} \sqrt[3]{\frac{\rho_S \cdot g}{G}} = 7,5 \cdot \sqrt[4]{\frac{H_m}{\lambda_m}} \cdot \sqrt[5]{1 + V} \cdot \frac{f(\alpha)}{N^{0,138}}$$

$$f(\alpha) = \sqrt[3]{m} \quad \text{für} \quad \alpha \leq \frac{2}{3} \cdot \alpha_{gr} = \frac{2}{3} \cdot 53^\circ$$

$$f(\alpha) = \sqrt[3]{m} \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{53^\circ}\right) \quad \text{für} \quad \alpha \geq \frac{2}{3} \cdot \alpha_{gr} = \frac{2}{3} \cdot 53^\circ$$

$V$  kennzeichnet dabei den Verlust an Steinen in % bezogen auf die äußere Lage der Deckschicht in einem Höhenbereich von  $2 \cdot H_S$ .

### Bestimmungsmethode nach van der Meer

Umfangreiche Modelluntersuchungen wurden weiterhin von van der Meer [10] in Delft durchgeführt. Die Belastung erfolgte dabei mit unregelmäßigen Wellen (hauptsächlich PM-Spektrum). Nachfolgende Bedingungen lagen diesen Modellversuchen zu Grunde:

- Signifikante Wellenhöhe  $H_S = 0,046$  m ... 0,257 m;
- Peakperiode  $T_p = 1,33$  s ... 5,10 s;
- Wassertiefe  $h = 0,20$  m und 0,40 m;
- Böschungsneigung  $m = 1,5$  ... 6;
- Zahl der Belastungswellen  $N = 1.000$  und 3.000;
- Dichteverhältnis  $\rho_S/\rho = 1,92$  ... 3,05;
- Wellensteilheit  $H_S/\lambda_0 = 0,01$  ... 0,06;
- Brecherkennzahl  $\xi_m = 0,8$  ... 7,2.

Als Ansatz wählte van der Meer:

$$N_S = \frac{H}{\frac{\rho_S}{\rho} - 1} \sqrt[3]{\frac{\rho_S \cdot g}{G}} = \frac{H}{\Delta \cdot D_n} = f\left(\xi_m, \frac{\sqrt{N}}{S}, P\right)$$

und erhielt durch Auswertung seiner Messwerte für den Bereich:

$$\xi_m \leq (6,2 \cdot P^{0,31} \cdot \sqrt{\tan \alpha})^{1/P+0,5}$$

$$G = g \cdot \rho_s \cdot D_n^3 = 0,0042 \cdot \frac{g \cdot \rho_s \cdot H_S^3}{\Delta^3} \cdot \xi_m^{3/2} \cdot \frac{N^{0,3}}{S^{0,6}} \cdot \frac{1}{P^{0,54}}$$

Dabei bezeichnen:

$P$  die Porosität des Bauwerkes

$S$  den Schädigungsgrad  $S = A/D_n$  ( $A$ -Erosionsfläche im Böschungsprofil)

$\xi_m$  die Brecherkennzahl

$$\xi_m = \tan \alpha \cdot \sqrt{\frac{\lambda_{0m}}{H_S}} = \sqrt{\frac{g \cdot T_m^2}{2 \cdot \pi \cdot H_S}} \cdot \tan \alpha$$

Van der Meer charakterisiert den Beginn der Zerstörung mit  $S \approx 2$  und die völlige Zerstörung mit  $S \approx 10$ . Für die Porosität  $P$  werden folgende Angaben gemacht:

$P = 0,1$  für eine zweilagige Deckschicht auf einer  $0,5 \cdot D_n$  starken Filterschicht mit einem Korndurchmesser von  $0,22 \cdot D_n$  aufliegend auf einer undurchlässigen Böschung.

$P = 0,4$  für eine zweilagige Deckschicht auf einer  $1,5 \cdot D_n$  starken Filterschicht mit einem Korndurchmesser von  $0,5 \cdot D_n$  aufliegend auf einer Kernschüttung mit einem Korndurchmesser von  $0,125 \cdot D_n$ .

$P = 0,5$  für eine zweilagige Deckschicht auf einer Kernschüttung mit einem Korndurchmesser von  $0,31 \cdot D_n$ .

$P = 0,6$  für eine homogene Schüttung aus Bruchsteinmaterial.

Van der Meer hat damit, ähnlich wie auch der Verfasser [9] schon vorher, die Belastungsdauer spektral verteilter Wellen als maßgeb-

lichen Faktor mit in die Berechnung einbezogen. Wesentlich sind darüber hinaus die Untersuchungen von van der Meer zur Porosität als Dämpfungsmaß zu werten. Sie zeigen die zentrale Bedeutung der Lagerungsbedingungen, die neben anderen Faktoren die Abstandverhältnisse der Steine in der Deckschicht und damit die Durchlässigkeit beinhalten. Nach den Untersuchungen von van der Meer können sich die Steingewichte innerhalb des von ihm untersuchten Bereiches der Porosität durch Veränderung dieser Größe bis auf das 2,6-fache bzw. die Durchmesser bis auf das 1,4-fache bezogen auf eine homogene Schüttung erhöhen.

Trotz aller Fortschritte gegenüber anderen Methoden kann auch die Bestimmung der Steingrößen nach van der Meer nicht uneingeschränkt und teilweise nicht ohne Vorbehalt angewendet werden. Zu den einschränkenden Faktoren gehören:

- die problematische Einschätzung des wichtigen Zustands des Zerstörungsbegins einer Steinbefestigung mit dem Schädigungsgrad  $S$ ,
- die von van der Meer ausgewiesene Neigungsabhängigkeit
- sowie schließlich die Hauptorientierung auf das PM-Spektrum [11] für die Ausbildung der Belastungswellen.

Während der von Broderick [12] eingeführte Schädigungsgrad  $S$  bei der Beschreibung der durch Wellen hervorgerufenen Gleichgewichtszustände mit relativ großflächigen Böschungserosionen hervorragende Dienste leisten kann, ist er zur Kennzeichnung des Zerstörungsbegins weniger geeignet. Nach Broderick wird die Erosionsfläche  $A$  als Differenz zur Böschungslinie des Ausgangszustandes als Mittelwert aus mindestens sechs, jeweils im Abstand

# Ideen. Ingenieure. Innovationen.

HUESKER – Ingenieurösungen mit Geokunststoffen

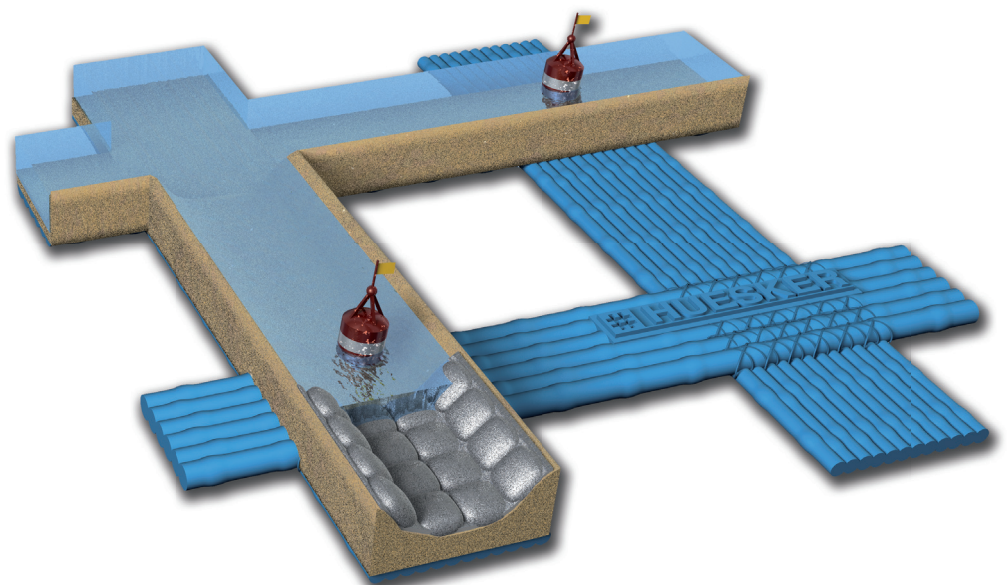
Erd- und Grundbau

Straßen- und Verkehrswegebau

**Wasserbau**

Der Einsatz von Geokunststoffen im Wasserbau ist vielfältig und weitverbreitet. Ob Verkehrswasserbau, Deichbau oder Insel- und Küstenschutz, die Gewebe, Vliesstoffe, Verbundstoffe oder Geogitter erfüllen je nach Anforderung unterschiedliche Aufgaben – wirtschaftlich, umweltfreundlich, sicher.

Umwelttechnik



[www.HUESKER.com](http://www.HUESKER.com)

HUESKER Ingenieure unterstützen Sie bei der Umsetzung Ihrer Bauprojekte. Verlassen Sie sich auf die Produkte und Lösungen von HUESKER.



HUESKER Synthetic GmbH · 48712 Gescher  
Tel.: + 49 (0) 25 42 / 701 - 0 · [info@HUESKER.de](mailto:info@HUESKER.de)

**# HUESKER**  
Ideen. Ingenieure. Innovationen.

eines Nominaldurchmessers  $D_n$  parallelen Profilen abgeleitet. Es dürfte dabei sehr problematisch sein, die Teilflächen der ggf. von den Messprofilen getroffenen einzelnen Verluststeine sicher zu bestimmen. Wesentlich einfacher und aussagekräftiger ist es, die Verluste zu zählen und sie ins Verhältnis zu einer in Böschungsrichtung liegenden Steinreihe zu setzen.

Auch der als Kennzeichnung des Zerstörungsbegins empfohlene Wert von  $S = 2$  für eine auf einer Filterschicht verlegte, 2-lagige Befestigung aus Bruchsteinen, stimmt anschaulich nicht mit den Untersuchungen von Hudson überein. Da beide Beziehungen nicht die gleiche Neigungsabhängigkeit haben, können sie nicht unmittelbar miteinander verglichen werden. Unter Berücksichtigung der Porosität kompakter Bruchsteine ( $P \sim 0,45$ ) fehlt im günstigsten Fall, bei gleichmäßiger Verteilung, in jeder Profilverreihe der Breite  $D_n$  bei  $S = 2$  jeweils ein Stein. Da Hudson den Verlust auf eine Höhenlamelle von  $2 \cdot H_{1/3}$  bezog, entspricht damit  $S = 2$  für Neigungsverhältnisse von etwa einem Verlust von  $V \approx 7\%$  nach Hudson. Bei äquivalenter Bemessung von Bruchsteingewichten zum Hudsonschen Bereich  $V \leq 5\%$  mit der Beziehung nach van der Meer, müssten die Gewichtsergebnisse mit einem Faktor von ca. 2,0 multipliziert werden.

Ähnlich wie in der Hudson-Formel werden auch durch den Ansatz von van der Meer für steile Böschungsneigungen, bei denen auch schon ohne Wellenbelastungen Materialverluste auftreten, standsichere Steingewichte ausgewiesen. Diese Aussage gilt, wie es leicht nachweisbar ist, trotz der Einbeziehung der Brecherkennzahl in dem o. a. Gültigkeitsbereich. Werden beispielweise die Verhältnisse an einer unter  $m = 0,75$  geneigten Böschung betrachtet, so kann diese mit  $\alpha_{gr} = 53^\circ$  als Grenzneigung für Bruchsteine gelten. Für diese Verhältnisse liefert das Grenzkriterium von van der Meer für die Anwendung der Beziehung des brandenden Bereiches bei der Belastung von homogenen Bauwerken:

$$\sqrt{\frac{\lambda}{H}} \leq (6,2 \cdot p^{0,31} \cdot \sqrt{\tan \alpha})^{\frac{1}{P+0,5}} \cdot m = 3,89$$

Das heißt, dass für alle Wellen mit  $\lambda/H \leq 15,22$  standsichere Befestigungen ausgewiesen werden können, obwohl auch ohne Wellenbelastung die Standsicherheit nicht mehr gegeben ist. Damit muss aber die Anwendung der van der Meer Formel für steile Böschungsneigungen als problematisch angesehen werden.

Wenn das relativ engbandige JONSWAP-Spektrum [13] als charakteristische Kennzeichnung der Mehrheit natürlicher Wellenbelastungen angesehen werden kann, dann bergen die van der Meerschen Beziehungen, durch fast ausschließlichen Bezug auf das PM-Spektrum, weitere Unsicherheiten. Ähnlich wie beim Wellenaufbau nachgewiesen [14] ist es zu vermuten, dass bei engbandigeren Spektren als das PM-Spektrum, bei etwa gleicher Wellenhöhenverteilung, größere Wellenperioden mit entsprechenden Folgen für die Steingewichte auftreten. Weiterhin ist bekannt, dass sich unter solchen Bedingungen Wellengruppenerscheinungen ausbilden, die dann besonders für den Zerstörungsbegins Bedeutung besitzen. Schon mit den wenigen, von van der Meer selbst durchgeführten Vergleichsversuchen mit schmalen und breiten Spektren lassen sich Ergebnisabweichungen nachweisen. So ergibt sich als Abhängigkeit des Steingewichtes von der Anzahl der Belastungswellen für

ein schmales Spektrum  $G \sim N^{0,27}$

ein PM-Spektrum  $G \sim N^{0,30}$

und für ein breites Spektrum  $G \sim N^{0,33}$

Dabei stellt die Abhängigkeit der Steingewichte vom Potenzdruck  $N^X$  nur eine Näherung dar, die durch die Versuchsgruppeneinteilung mit jeweils 1.000 bzw. 3.000 Belastungswellen bedingt ist. Auf Grund der Tatsache, dass die Belastungsgrößen Rayleighverteilt sind, ist zu erwarten, dass auch die Abhängigkeit der Steingewichte von der Anzahl der Belastungswellen in abgewandelter Form eine solche Beziehung widerspiegelt.

Auf der Basis der dargestellten Sachlage kann mit Einschränkungen entweder die Bestimmungsgleichung von van der Meer

$$G = g \cdot \rho_s \cdot D_n^3 = 0,0042 \cdot \frac{g \cdot \rho_s \cdot H_S^3}{\Delta^3} \cdot \xi_m^{3/2} \cdot \frac{N^{0,3}}{S^{0,6}} \cdot \frac{1}{p^{0,54}}$$

mit  $S = 2$

oder die Gleichung des Verfassers [9]

$$G = g \cdot \rho_s \cdot D_n^3 = 0,0024 \cdot \frac{g \cdot \rho_s \cdot H_S^3}{\Delta^3} \cdot \frac{N^{0,41}}{(H/\lambda)^{0,75}} \cdot \frac{1}{(1+V)^{0,6}} \cdot \frac{1}{f(\alpha)^3}$$

mit  $V \leq 5$

zur Bemessung von Bruchsteinschüttungen im brandenden Bereich empfohlen werden. Die Gleichung des Verfassers ist dabei als Erweiterung der Hudsonschen Beziehung anzusehen. Sie gilt in dieser Form für homogenes Material bzw. für einen Aufbau aus Deckschicht, Filterlage und durchlässigem Kern. Für eine zweilagige Deckschicht auf einer Filtermatte und undurchlässigem Kern sind die Steindurchmesser um ca. 40 % zu vergrößern.

Beide Beziehungen beinhalten durch Bezug auf die ihnen zu Grunde liegenden, relativ kleinen Modelldimensionen einen Maßstabeffekt, der in der Bemessungspraxis Steingewichte und Steindurchmesser noch etwas verkleinert.

**Ausblick**

Da aber beide Beziehungen die Vielfalt der Abhängigen auch nur unvollkommen widerspiegeln und beispielweise wichtige Einflussfaktoren, wie das Wassertiefenverhältnis  $h/H$ , den schrägen Wellenangriff, die Krümmung des Bauwerkes im Grundriss sowie zahlreiche Details der Lagerung gar nicht berücksichtigen, sind

• Drahtseile • Casar-Bordkranseile  
• Tauwerk • Festmacher  
• Segelmacherei • Ketten  
• Prüfmaschine bis 1000 t

75 Jahre

**SEIL HERING**  
Walter Hering KG  
Porgesring 25 • 22113 Hamburg  
Tel.: (040) 73 61 72-0 • Fax: (040) 73 61 72-61 • info@seil-hering.de

ergänzende Modellversuche oftmals angeraten. Bei diesen Versuchen ist mehr als bisher auf die äquivalente Ausbildung der Lagebedingungen und ausreichende Wiederholungen zu achten, damit die Ergebnisse direkt vergleichbar und als statistische Werte gesichert sind.

Gesucht wird auch weiterhin eine Bestimmungsgleichung für die der Wellenbelastung widerstehenden Steingrößen, die auf einem klar definierten Bruchgeschehen basiert und in die modulmäßig die Einflussfaktoren eingefügt, ggf. korrigiert und erweitert werden können.

Über die Bemühungen, eine solche Bemessungsgrundlage zu schaffen, soll in einem der nachfolgenden Hefte berichtet werden.

### Schrifttum

- [1] Iribarren, C.: Una Formula Para el Calculade los Diques de Escollera. Revista de Obras Publicas, Madrid 1938.
- [2] Hudson, R.: Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters. Proc. ASCE, Journal of the Waterways and Harbors Division, Bd. 85, pp. 93-119, 1959.
- [3] Shore Protection Manual. U.S. Army Coastal Engineering Res. Center, 1977.
- [4] Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1981. Die Küste, Heft 36 1981.
- [5] Shore Protection Manual, Vicksburg: U.S. Army Coastal Engineering Res. Center, 1984.
- [6] Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 1993, Empfehlung A. Die Küste, Heft 55 1993.

- [7] Empfehlungen des Arbeitsausschusses »Ufereinfassungen« Häfen und Wasserstraßen, EAU1996. Ernst u. Sohn, Berlin, 1997.
- [8] Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken – EAK 2002, Empfehlung A. Die Küste, Heft 65, 2002.
- [9] Wagner, H.: Untersuchungen zum Objekt Eisenbahnfährrverbindung DDR-UDSSR. Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, 1984.
- [10] Meer, J. W. van der: Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Delft hydraulics, publ. No. 396, Delft, 1988.
- [11] Pierson, W. J.; Moskowitz, L. Proposed Spectral Form for Fully Developed Wind Seas Based on Similarity Theory of S. A. Kitaigorodskii. Journal of Geophysical Research, Bd. 69, 1964.
- [12] Broderick, L.: Riprap stability versus monochromatic and irregular waves. George Washington University, M. thesis, 1984.
- [13] Hasselmann, K.: Measurement of Wind-Wave Growth and Swell Decay During the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Ergänzungsheft zur Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, Bd. 12, 1973.
- [14] Daemrich, K. F.: Influence of Spectral Density Distribution Wave Parameters and Simulation in Time Domain. In: 2nd Chinese-German Joint Symp. on Coastal and Ocean Eng., Nanjing, China, 2004.

Autoren:

**Prof. Dr. Ing.-habil. Harold Wagner,**

**Dr. Ronald Wagner,**

beide Fluss- und Seebau-Consult,

Am Havelblick 5 a, 14473 Potsdam

**Dipl.-Ing. Hans Jürgen Kaiser,**

Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbauverwaltungs-

gesellschaft mbH, Knappenstraße 1, 01968 Senftenberg

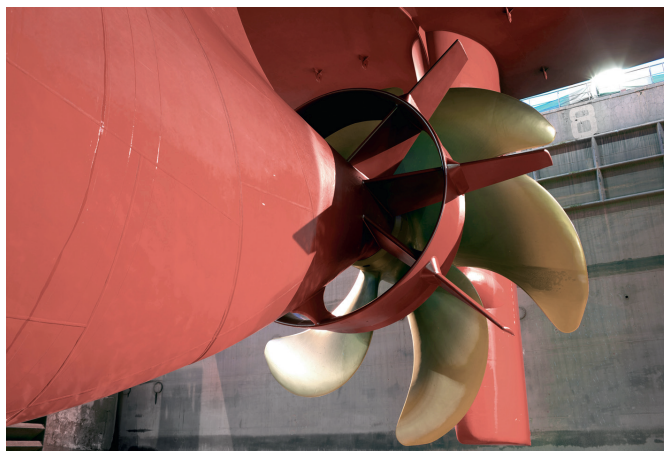
Hamburg Süd

## Containerschiffe mit Twisted Fin von Becker Marine ausgerüstet

Die Reederei Hamburg Süd hat sieben ihrer 7.100-TEU-Schiffe mit dem Becker Twisted Fin ausgerüstet lassen. Der Einbau, der bei jedem Schiff maximal sechs Tage in Anspruch nahm, wurde auf der Damen-Werft in Rotterdam durchgeführt.

Das neue Produkt wurde für Schiffe, die mit höheren Geschwindigkeiten (>19 kn) fahren, entwickelt. Die Konstruktion basiert auf den Erfahrungen mit Rudern für schnelle Schiffe und der Energie-sparöse Becker Mewis Duct für den Einsatz bei langsameren Schiffen. Wie auch der Mewis Duct hat der Twisted Fin keine beweglichen Teile, wird vor dem Propeller installiert und erzeugt einen Vordrall. Der Düsenring ist deutlich kleiner im Vergleich zum Mewis Duct und verfügt über ein strömungsoptimiertes Profil.

Die Finnen im Inneren des Düsenringes wurden über die Düse hinaus nach außen verlängert. Um eine Wirbelbildung mit Kavitation am Ende der Finnen zu verhindern, hat Becker spezielle Profil-Enden entwickelt. Der kleine Düsenring erzeugt Schub, sorgt für die nötige Stabilität der Finnen und verhindert Vibrationen. Nach einer Testpha-



se bei der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt (HSVA) wurde deutlich, dass dieser Schiffstyp durch den Twisted Fin fast 4 % weniger Treibstoff verbraucht. ■

Trauthoff

## Wärmebildkameras in der Seefahrt

Für die Unterstützung der Sicherheit in der Schifffahrt dienen Wärmebildkameras, die eine hervorragende Ergänzung zum Radar sind. Während der Schiffsführer auf dem Radarbild nur ein Signal sieht, ohne zu wissen was sich dahinter verbirgt, kann mit einer Wärmebildkamera die Art des Objekts detailliert dargestellt werden. Je nach Qualität des benutzten Gerätes und je nach äußeren Bedingungen können Einzelheiten in einer Entfernung von 0,5 bis zu fast 8,5 NM erkannt werden.

Es gibt sogenannte Handheld-Kameras, die der Benutzer mit sich führt, sowie fest auf dem Schiff montierte Geräte, die sich steuern

lassen. Zudem gibt es Kameras, die über eine selbstständige Zielverfolgungsfunktion (Tracking) verfügen.

Neben Wärmebildkameras für die Unterstützung der Navigation gibt es auch solche, die Temperaturen messen. Mit ihnen können auf Schiffen elektrische Anlagen, beispielsweise Motorräume, aber auch Lager überwacht werden. Zudem lässt sich so die Einhaltung der Bestimmungen gemäß SOLAS kontrollieren. Ferner eignen sie sich für die Personensuche in verrauchten Räumen oder bei Mann-über-Bord-Manövern.

Wärmebildkameras messen nicht nur an einem Punkt, sondern an jedem Punkt des betrachteten Gebietes. Somit erleichtern sie die Überwachung vieler Funktionen auf dem Schiff. ■