

# Bemessung von Steinschüttungen zum Schutz vor Welleneinwirkungen (Teil 1)

*Die Bemessung von wellenresistenten Steingrößen ist noch mit vielen Unzulänglichkeiten verbunden. Nach Erörterung zahlreicher Einflussfaktoren werden zwei Bestimmungsmethoden zur Anwendung empfohlen. Von H. Wagner, R. Wagner, H. J. Kaiser*

## Anwendungen von Steinschüttungen zum Wellenschutz

Steinschüttungen und Steinpackungen sind seit alters her als zweckmäßige Bauweise zum Schutz für wellenbelastete Uferstrecken bekannt. Sie wurden in jüngerer Zeit für besonders starke Belastungen durch Bauwerke mit speziell geformten Betonkörpern (Quader, Tetrapoden, Dolosse, Zweisäulern, Accropoden usw.) ergänzt.

Zum Einsatz kommen Schüttungen von Steinen und Betonkörpern bei Wellenbrechern, Molen, Buhnen, Kliffusssicherungen sowie für Deckwerke zur Ufersicherung an Meeren, Binnenseen, Tagebaurestlöchern, Flüssen, Kanälen, Deichen und Staudämmen.

An solchen, in der Struktur stark gegliederten, relativ flexiblen, durchlässigen und schluckfähigen mineralischen Haufwerken können Wellen schadlos branden und ihre Energie umwandeln. Wegen ihrer zahlreichen Vorteile stellen Steinbefestigungen die meist praktizierten Baumaßnahmen dar, mit denen Uferabschnitte gegen Wellen geschützt werden, die durch Wind und durch fahrende Schiffe erzeugt wurden.

## Vorteile von Steinschüttungen gegenüber anderen Bauwerken

Zu den angesprochenen Vorteilen gehören:

- die einfache, überall praktizierbare Technologie der Baudurchführung,
- die Robustheit solcher Bauwerke gegen physikalische, chemische, thermische und biologische Belastungen,
- die Unempfindlichkeit gegen Setzungen,
- die geringe Erosionsbelastung des Seebodens vor dem Bauwerk,
- die sich durch starke Auflaufverminderung ergebende relativ geringe Kronenhöhe,
- die mögliche, graduale Überbelastung ohne Zerstörung des gesamten Bauwerkes,
- die relativ einfachen Reparatur- und Ergänzungsmöglichkeiten,
- die Schaffung von Lebens- und Rückzugsräumen für Fische, Kleintiere sowie für eine Unterwasserflora mit nicht unwesentlicher Unterwasserbelüftung

### **Methods to size 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 differ by a factor 4.5 and the stone weights 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 information contact H. Wagner, hwagner@fluss-seebau-consult.de*

- sowie relativ gute Möglichkeiten, solche technisch motivierten Bauwerke landschaftlich vorteilhaft in die Umwelt einzupassen.

## Augenblickliche Situation in der Bemessungspraxis

Da Steinschüttungen stets voluminöse Anteile der Baumaßnahmen sind, benötigen sie auch einen wesentlichen Teil der Gesamtinvestitionen. Die augenblickliche Projektierungspraxis ohne dafür angesetzte spezielle Modellversuche bewegt sich oftmals bei Gestaltungsentscheidungen solcher Bauwerke auf einer Gratwanderung zwischen angestrebter, notwendiger Sicherheit und wirtschaftlicher Rentabilität. Dabei kann sowohl unter- wie auch überbemessen werden. Unterbemessungen ziehen insbesondere bei Staudämmen und Deichen hohe Folgekosten nach sich. Überbemessungen, teilweise bis zu 50 % und mehr der Investitionskosten, bedeuten umgekehrt erhebliche Ressourcenverschwendung.

Der Grund für diese unbefriedigende, widerspruchsvolle Situation liegt eindeutig, trotz nachweisbarer, vielfältiger intensiver Bemühungen, in den bisher unzureichenden Bemessungsgrundlagen.

Die Forschungsaktivitäten zur Untersuchung der Stabilität von Steinschüttungen waren eng mit der wirtschaftlichen Entwicklung und mit dem Kenntnisstand der Wellenprognose verbunden.

Während in der Zeit vor Ende des zweiten Weltkrieges nur sehr wenige Bemessungsempfehlungen, gestützt auf einzelne Beobachtungswerte, existierten, wurden in der Folgezeit zahlreiche Forschungsprojekte zur Bemessung von Steinschüttungen bei Wellenbelastung bearbeitet. Die Impulse für diese Arbeiten ergaben sich vorwiegend aus dem stark forcierten Ausbau der Atlantikhäfen in Europa und Amerika sowie durch den Ausbau der großen Stauseen in der ehemaligen Sowjetunion. Verbunden waren diese fast ausschließlich auf Modellversuchen basierenden Untersuchungen in ihrer Anwendung mit den Wellenprognoseverfahren von Sverdrup und Munk [1] sowie von Braslavskij [2] und Krylov [3].

## Bisher veröffentlichte Bestimmungsgleichungen

Um zunächst einen Überblick zu erhalten ist es notwendig, einige wichtige Stationen der Entwicklung des Erkenntnisstands bei der Bemessung von Steinschüttungen etwas näher zu erläutern. Dazu sollen zunächst in chronologischer Reihenfolge solche Untersuchungen verglichen und betrachtet werden, die für den charakteristischen Zustand der beginnenden Zerstörung eine analytische Verallgemeinerung zur Bestimmung der Steingewichte ausweisen. Vorausgesetzt werden dabei als gleichartige Ausgangsbedingungen, dass ausreichende Wassertiefen vor dem Bauwerk vorhanden sind, so dass die anlaufenden Wellen nicht im Vorfeld branden. Zusätzlich wird angenommen, dass über die Krone des Bauwerkes kein Überlauf zu Stande kommt sowie dass die Bruchsteine im geschütteten Zustand auf der Seeseite des Bauwerkes mindestens zweilagig auf einer durchlässigen Struktur (Filter oder Kern) aufliegen.

Es wird weiterhin vorausgesetzt, dass der Wellenangriff senkrecht zu einem geradlinigen Bauwerk erfolgt und dass bei  $N = 8.000$  Belastungswellen in jedem Fall der Zustand der beginnenden Zerstörung erreicht wird. Die relativ große Zahl der Belastungswellen wurde für diesen Vergleich mit Blick auf die Ergebnisse von Gleichgewichtsversuchen [4] gewählt, bei denen mit bis zu 15.000 Wellen gearbeitet wurde.

### Definition der Stabilitätszahl

Zur Vereinfachung und Übersichtlichkeit wird bei der Gegenüberstellung der Beziehungen nicht direkt das Steingewicht  $G$  [N] sondern die Stabilitätszahl  $N_S$  [1] miteinander verglichen. Beide Kennwerte stehen in folgendem Zusammenhang:

$$G = g \cdot \rho_S \cdot D_n^3 = \frac{g \cdot \rho_S \cdot H^3}{\Delta^3} \cdot \frac{1}{N_S^3} \quad \text{bzw.}$$

$$N_S = \frac{H}{\frac{\rho_S}{\rho} - 1} \cdot \sqrt[3]{\frac{\rho_S \cdot g}{G}} = \frac{H}{\Delta} \cdot \sqrt[3]{\frac{\rho_S \cdot g}{G}} = \frac{H}{\Delta} \cdot \frac{1}{D_n}$$

Dabei bedeuten weiterhin:

$H$ [m]	Bemessungswellenhöhe vor dem Bauwerk
$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Bruchsteinmaterials
$\rho_S$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wassers
$g$ [m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung
$\Delta$ [1]	Relativdichte des Bruchsteinmaterials unter Wasser $\Delta = (\rho_S/\rho) - 1$
$D$ [m]	normierter Steindurchmesser $D_n = \sqrt[3]{G/(\rho_S \cdot g)}$
$\lambda$ [m]	Wellenlänge
$h$ [m]	Wassertiefe
$T$ [s]	Wellenperiode
$\alpha$ [0]	Böschungswinkel
$\Phi$ [0]	Winkel der inneren Reibung
$m$ [1]	Böschungsneigung $m = \cot \alpha$

### Existierende Bestimmungsgleichungen

Ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben, sind die rechts im Kasten wiedergegebenen Beziehungen für den Beginn der Böschungsbeschädigungen bekannt.

### Diskussion der Ergebnisse

Bei der Betrachtung dieser Ergebnisse fällt zunächst auf, dass sich alle o. a. Autoren intensiv und oft ausschließlich mit dem Einfluss der Böschungsneigung beschäftigt haben. Nur wenige haben zusätzlich die Wellensteilheit  $H/\lambda$ , das Wassertiefenverhältnis  $h/\lambda$  sowie die Belastungsdauer des Ereignisses (Anzahl der Belastungswellen) mit in die Bestimmungsgleichung einbezogen.

Betrachtet man separat die Abhängigkeit der Steingrößen von der Böschungsneigung, so überrascht die Vielzahl und die Unterschiedlichkeit der überwiegend aus Modellversuchen ermittelten Funktionsabhängigkeiten. Neben komplizierteren Ausdrücken und der mehrfach angebotenen Abhängigkeit von  $\cos \alpha$ , werden, allein auf die Funktion  $m = \cot \alpha$  bezogen, Rechenbeziehungen mit  $m^{0,33}$  bis  $m^{0,83}$  angeboten.

Noch eklatanter werden die Unterschiede beim Vergleich der numerischen Ergebnisse. Soweit notwendig, wurden zu dieser Gegenüberstellung dabei die vorstehend zitierten Bestimmungsgleichungen jeweils mit  $\lambda/H = 10$  und  $\lambda/H = 30$  gerechnet. Die

<b>Ižbaš</b> , (1932) [5]:	$N_S = 3,55 \cdot \cos \alpha$
<b>Castro</b> , (1938) [6]:	$N_S = 1,12 \cdot (m + 1)^{2/3} \cdot \sqrt[6]{m - 2 \cdot \frac{\rho}{\rho_S}}$
<b>Iribarren</b> , (1938) [7] [8]:	$N_S = 4,05 \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)$
<b>Božič</b> , (1948)[9]:	$N_S = 2,95 \cdot \cos \alpha$
<b>Epstein</b> , (1949) [10]:	$N_S = 3,70 \cdot \left(1,1 - \frac{1}{m}\right)$
<b>Rudolph</b> , (1950) [11]:	$N_S = 3,95 \cdot \sqrt[3]{\frac{H}{T}} \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\alpha}{2}\right)$
<b>Mathews</b> (1950) [11]:	$N_S = 4,06 \cdot \sqrt[3]{\frac{H}{T}} \cdot \left(\cos \alpha - \frac{3 \cdot \sin \alpha}{4}\right)^{2/3}$
<b>Larras</b> (1952) [12] [13]:	$N_S = 4,04 \cdot \frac{2 \cdot \pi \cdot h}{\lambda \cdot \sinh \frac{2 \cdot \pi \cdot h}{\lambda}} \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)$
<b>Hudson</b> (1953) [14] [15]:	$N_S = 1,47 \cdot \sqrt[3]{m}$
<b>Hedar</b> (1953) [16]:	$N_S = 4,37 \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha)$
<b>Lupinskij</b> (1953) [17] [18]:	$N_S = \frac{5,83}{(8-1,4 \cdot m)^{1/3}} \cdot \sqrt[3]{\frac{H}{\lambda}}$
<b>Pyškin</b> (1954) [19]:	$N_S = 3,94 \cdot \cos \alpha$
<b>Šankin</b> (1955) [20]:	$N_S = 0,503 \cdot (m + 2) \cdot \cos \alpha$
<b>Beaudevin</b> (1955) [21] [22]:	$N_S = 1,95 \cdot \sqrt[3]{\frac{1}{m-0,8} - 0,15}$
<b>Zajcev</b> (1956) [23] [24]:	$N_S = 3,42 \cdot \sqrt[3]{\frac{H}{\lambda}} \cdot \sqrt[6]{m^3 + 1}$
<b>Goldštejn</b> (1959) [25]:	$N_S = 1,49 \cdot m^{0,61}$
<b>Hedar</b> (1960) [26] [27]:	$N_S = \frac{\exp(4 \cdot \tan \alpha + 13,7) \cdot \cos \alpha \cdot (\tan \varphi - \tan \alpha)}{1,87 \cdot (2 + \tan \varphi)}$
<b>Ofizerov</b> (1962) [28]:	$N_S = 1,46 \cdot m^{5/6}$
<b>Rybčevskij</b> (1964) [29]:	$N_S = 4,05 \cdot \sqrt[3]{\frac{H}{\lambda}} \cdot \sqrt{m} \cdot \cos \alpha$
<b>Svee</b> (1965) [30]:	$N_S = 2,03 \cdot \cos \alpha$
<b>Metelizyna</b> (1967) [31]:	$N_S = 3,42 \cdot \cos(23^\circ + \alpha)$
<b>Plakida</b> (1969) [32]:	$N_S = 1,59 \cdot \sqrt[3]{\frac{H}{\lambda}} \cdot \sqrt[3]{3 \cdot m - 2}$
<b>Taylor</b> (1973) [33]:	$N_S = 1,575 \cdot \sqrt[9]{H} \cdot m^{8/15}$
<b>Ahrens</b> (1975) [34]:	$N_S = 2,25 \cdot \sqrt[4]{\frac{H}{\lambda}} \cdot \sqrt{m} \cdot (\mu \cdot \cos \alpha + \sin \alpha)$
<b>Wagner</b> (1984) [35]:	$N_S = 9,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{H}{\lambda}} \cdot \frac{f(\alpha)}{N^{0,138}}$
	$f(\alpha) = \sqrt[3]{m} \quad \text{für } \alpha \leq \frac{2}{3} \cdot \alpha_{gr} = \frac{2}{3} \cdot 53^\circ$
	$f(\alpha) = \sqrt[3]{m} \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{53^\circ}\right) \quad \text{für } \alpha \geq \frac{2}{3} \cdot \alpha_{gr} = \frac{2}{3} \cdot 53^\circ$
<b>van der Meer</b> (1985) [34]:	$N_S = 13,66 \cdot \sqrt[4]{\frac{H}{\lambda}} \cdot \sqrt{m} \cdot \sqrt[5]{\frac{2}{\sqrt{N}}}$
<b>Koev</b> (1992) [36]:	$N_S = 1,92 \cdot \left(\frac{H}{\lambda}\right)^{0,128} \cdot m^{0,522}$
<b>Belfadhel</b> (1993) [37]:	$N_S = 0,81 \cdot m^{0,77} \cdot \sqrt[5]{7,5 - 2 \cdot m}$

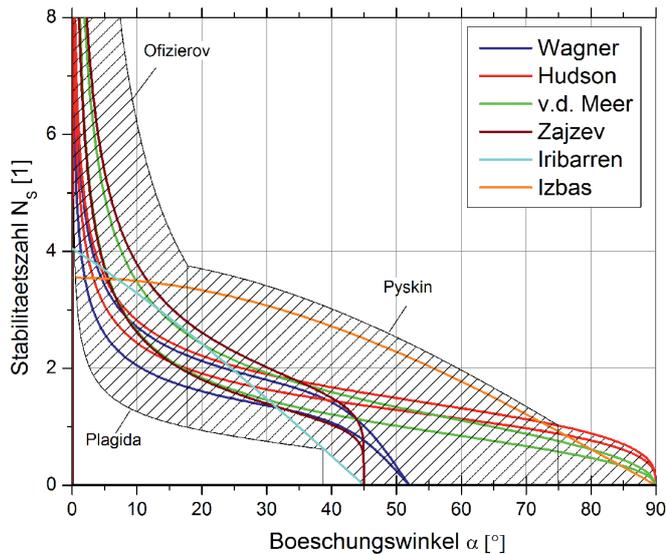


Abb. 1: Stabilität von Steinschüttungen in Abhängigkeit vom Böschungswinkel

Grenzwerte dieser Recherche sind, ohne die Ergebnisse von Castro [6], die nur zwischen  $m = 1$  und  $m = 2$  sinnvoll sein können, in Abb. 1 als Umrandung des schraffierten Bereiches gezeichnet.

Aus dieser Darstellung ist direkt zu ersehen, dass, bezogen auf den üblichen Neigungsbereich von  $m = 1,5 \dots 5$ , Unterschiede bei der Stabilitätszahl  $N_s$  und damit auch beim Durchmesservergleich von etwa 1:4,5 entstehen. Äquivalent dazu, ist das Verhältnis vom kleinsten zum größten Steingewicht  $G$ , ca. 1:100 für jeweils die gleiche Böschungsneigung und die gleiche belastende Wellenhöhe.

Eine solche Situation bedarf einer gründlichen Klärung der Ursachen für diese nicht akzeptablen Differenzen, um dann auf einer sinnvollen Basis Anwendungsempfehlungen zu erarbeiten.

**Fortsetzung im nächsten Heft.**

**Schrifttum**

[1] Sverdrup, H.; Munk, W.: Wind, Sea and Swell: Theory of Relations for Forecastings. U.S. Navy Hydrographic Office, Publ. No. 601, Washington, DC, 1960.  
 [2] Braslavskij, A.: Raschet vedrovych voln (Berechnung von Windwellen). Gidrometeoizdat, trudy GGI, vyp. 35 (89), Leningrad, 1952.  
 [3] Krylov, J. M.: Statisticeskaja teorija raschet morskich vetrovych voln (statistische Berechnungstheorie von Wind erzeugten Meereswellen). Trudy gosudarstvennogo okeanograficeskogo instituta glavnogo uravlenija gidrometeoslyzby pri Sovete Ministrov SSSR, vyp. 26/38, Moskau, 1954.  
 [4] Thompson, D.; Shuttler, R.: Riprap design for wind wave attack. A laboratory study in random waves. Wallingford, UK, 1975.  
 [5] Izbaš S.: Postrojka plotin nabroskoj kamnja v tekucu vodu (Errichtung von Dämmen aus geschütteten Steinen in bewegtem Wasser). Moskau, Gostrojizdat, 1932.  
 [6] Castro, D.: Diques de escolera. Revista de Obras Publicas, 1938.  
 [7] Iribarren, C. R.; Nogales, C.: Generalizacion de la Formula Para el Calculo de los Diques de Escollera y Comprobacion de sus Coeficientes. Revista de Obras Publicas, Madrid, 1950.  
 [8] Iribarren, C. R.: Una Formula Para el Calulade los Diques de Escollera. Revista de Obras Publicas, Madrid 1938.  
 [9] Božič P.: Vetrovoe Volnenie i ego dejstvie na sooruzenija i berega (Windwellen und ihre Einwirkung auf Anlagen und Ufer). Masstrojizdat, 1948.  
 [10] Epstein, H.: Design of rubble-mound breakwaters. XVII Congress International of Navigation, Sec.2 C.4, Lisbon, 1949.  
 [11] Barbe, R.; Barbe, B. C.: Recherches experimentales sur la stabilite d une jetea a talus incline, soumise a la houle. La Houille Blanche, pp. 346–3359, No. 3, 1953.  
 [12] Larras, Genie civil, 1952.  
 [13] Magens, C.: Seegang und Brandung als Grundlage für Planung und Entwurf im Seebau und Küstenschutz. Mitt. des Franzius-Instituts, Heft 14, Hannover, 1958.  
 [14] Hudson, R.: Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters. Proc.

ASCE, Journal of the Waterways and Harbors Division, Bd. 85, pp. 93–119, 1959.  
 [15] Hudson, R. Y.; Jackson, R. A.: Stability of Rubble-Mound Breakwaters. Waterways Experiment Station, Technical Memorandum No. 2-365, Vicksburg, Mississippi, 1953.  
 [16] Hedar, P. A.: Design of Rock-Fill Breakwaters. XVIII Int. Navigation Congress, S.II, Q.1, Rom, 1953.  
 [17] Lupinskij, M.: Eksperimentalnye issledovanija raboty kreplenij predochranjajusich otkosy zemljanych sooruzenij ot razrysjajusego dejstvija voln (Experimentelle Untersuchungsarbeiten schützender Böschungsbefestigungen von Erdbauten gegen zerstörende Welleneinwirkung). Odessa: Odesskij Gos. universitet, 1959.  
 [18] Lupinskij, M.: Issledovanie raboty kamennych kreplenij verchovych otkosov zemljanych plotin (Untersuchungsarbeiten für Steinbefestigungen der oberen Böschungen von Erddämmen). Moskau: Gostrojizdat, Spornik projetierovanie i stroitelstvo zemljanych sooruzenij, 1953.  
 [19] Pyskin, B.: Voprosj dinamiki beregov vodochranilis (Fragen der Dynamik von Stauseeufern). Kiev: Akademii nauk Ukrainskoj SSR, institut gidrologii i gidrotechniki, 1954.  
 [20] Sankin, P. A.: Vozdejsvie voln na gidrotechniceskie sooruzenija (Einwirkungen von Wellen auf hydrotechnische Anlagen). Izdat recnoj transport, 1955.  
 [21] Beaudevin, C.: Recherches experimentales sur la stabilite d'une jetea à talus incliné, soumise à la houle. La Houille Blanche, Bd. 8, Nr. 3, 1953.  
 [22] Beaudevin, C.: Stabilité des digues à talus a carapace en vrac. La Houille Blanche, Nr. A, pp. 332.-339, special A, 1955.  
 [23] Zajcev, N. N.: Techniceskie uslovija opredelenija volnovych bozdejstvij na morskije i recnye sooruzenija i berega (Technische Bedingungen der Bestimmung der Welleneinwirkung auf Anlagen und Ufer an Meeren und Flüssen), SN 92-60, Moskau: Gosstrjizdat, 1960.  
 [24] Zukovez, A. M.; Zajcev, N. N.: Vozdejsvie voln na sooruzenija otkosnogo tipa (Welleneinwirkung auf Anlagen des Böschungstyps), Moskau: Gostrojizdat, 1956.  
 [25] Goldštejn, M. N.; Kononenko, P. S.: Issledovanie filtrov i kamennogo kreplenija otkosov zemljanych sooruzenij (Untersuchungen von Filtern und Steinbefestigungen der Böschungen von Erdbauwerken). In: Trudy sovesanie po dinamika beregoj morej i vodochanilis, Odessa, Odesskij Gos. universitet, 1959.  
 [26] Hedar, P. A.: Rules for the Design of Rock-Fill Breakwaters an Revemnt. In: 21st Int. Navigation Congress, Section II, Subject 1, Stockholm, 1965.  
 [27] Hedar, P.: Armour Stability of Rock-Fill Breakwaters. Kungl. Tekniska Högskolan, Bull. No. Trita-VBI-120, Stockholm, 1983.  
 [28] Ofizerov, A.: Oporedlenie vesa massivov i kamnja b tele ograditelnych sooruzenij i v zasitnych pokrytijach (Bestimmung des Gewichtes von Blöcken und Steinen für Sicherungsanlagen und schützende Abdeckungen). In: Volnobyie issledovanija, Moskau, Akademija ctroitelstva i architektury SSSR, pp. 5–36, 1962.  
 [29] Rybčevskij, G.: Racet ustojcjbosti zasitnogo elementa ot volnovnogo bozdejstvija dlja sooruzenij vozvodimych iz kamennoj nabroski (Berechnung der Standfestigkeit von Sicherungselementen gegen Welleneinwirkung für Anlagen aus Steinschüttungen). Gidrotechniceskoe stroitelstvo, Bd. 11, pp. 33–34, 1964.  
 [30] Svec, R. u.a.: The stability properties of Svec-blocks. XXI Int. Navigation Congress, Sect. II, Stockholm, 1965.  
 [31] Metelizyna, G.: Opredelenie vesa kamnja i betonnych blokov v zasitnoj odezde sooruzenij, podverzennyh vozdejstviju voln (Bestimmung des Gewichtes von Steinen und Betonblöcken in Decklagen, bezogen auf die Einwirkung von Wellen). Gidrotechniceskoe stroitelstvo, Bd. 5, pp. 38–43, 1967.  
 [32] Plakida, M.: O vlijanii nologosti volny na predlenie vesa blokov v nabrosnych sooruzenijach podberzennyh dejstviju voln (Über den Einfluss von langen Wellen auf die Bestimmung der Blockgewichte in geschütteten Anlagen, bezogen auf Welleneinwirkungen). Gidrotechniceskoe Stroitelstvo, Bd. 1, pp. 38–41, 1969.  
 [33] Taylor, N.: Slope protection on earth and rockfill dams. In: 11th Int. Congress on Large Dams, Vol. III, Q.42, R.13, 1973.  
 [34] Meer, J. W. van der: Rock Slopes and Gravel Beaches under Wave Attack. Delft hydraulics, publ. No. 396, Delft, 1988.  
 [35] Wagner, H.: Untersuchungen zum Objekt Eisenbahnfahrverbindung DDR-UDSSR. Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin, 1984.  
 [36] Koev, K.: Statistical Analysis of Formulas of Breakwater Armour Layer Design. Proc. ASCE, Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering, pp. 213–219, 1992.  
 [37] Belfadhel, M. B.: Comparison and evolution of different riprap stability: formulas using field performace. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 1996.

Autoren: **Prof. Dr. Ing.-habil. Harold Wagner, Dr. Ronald Wagner**, beide Fluss- und Seebau-Consult, Potsdam  
**Dipl.-Ing. Hans Jürgen Kaiser**, Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbauverwaltungsges., Senftenberg