TU Delft

Delft University of Technology

Document Version
Final published version

Licence
CC BY-NC-ND

Citation (APA)
Kreyenschulte, M., Schiirenkamp, D., Kuhling, V., Bruhl, M., Goseberg, N., & Schiittrumpf, H. (2019). Wellenbelastung und Stabilitat hydraulisch gebundener Deckwerke. *Die Kuste*, *2019*(87), 185-260. https://doi.org/10.18171/1.087105

Important note
To cite this publication, please use the final published version (if applicable).
Please check the document version above.

Copyright
In case the licence states “Dutch Copyright Act (Article 25fa)”, this publication was made available Green Open Access via the TU Delft Institutional Repository pursuant to Dutch Copyright Act (Article 25fa, the Taverne amendment). This provision does not affect copyright ownership.
Unless copyright is transferred by contract or statute, it remains with the copyright holder.

Sharing and reuse
Other than for strictly personal use, it is not permitted to download, forward or distribute the text or part of it, without the consent of the author(s) and/or copyright holder(s), unless the work is under an open content license such as Creative Commons.

Takedown policy
Please contact us and provide details if you believe this document breaches copyrights.
We will remove access to the work immediately and investigate your claim.

This work is downloaded from Delft University of Technology.

HENRY
Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Kreyenschulte, Moritz; Schürenkamp, David; Kühling, Volker; Brühl, Markus; Goseberg, Nils; Schüttrumpf, Holger

Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke

Die Küste

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:
Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) (Hg.)

Verfügbar unter/Available at: https://hdl.handle.net/20.500.11970/107035

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:
Kreyenschulte, Moritz; Schürenkamp, David; Kühling, Volker; Brühl, Markus; Goseberg, Nils; Schüttrumpf, Holger (2019): Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke. In: Die Küste 87. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 185-260. https://doi.org/10.18171/1.087105.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.

Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke

Moritz Kreyenschulte[1], David Schürenkamp[2], Volker Kühling[3], Markus Brühl[4], Nils Goseberg[5], Holger Schüttrumpf[6]

[1] *RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, kreyenschulte@iww.rwth-aachen.de*

[2] *Technische Universität Braunschweig, LWI, Abteilung für Hydromechanik, Küsteningenieurwesen und Seebau*

[3] *Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt, Bonn*

[4] *Delft Center for Systems and Control (DCSC) Faculty of Mechanical, Maritime and Materials Engineering (3mE) Delft University of Technology*

[5] *TU Braunschweig, Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Abteilung Hydromeachnik und Küsten-ingenieurwesen*

[6] *RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft*

Zusammenfassung

Ein weit verbreitetes Verfahren zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit von Schüttsteindeckwerken unter anderem an der deutschen Nordseeküste ist der Mörtelverguss, bei dem die Schüttsteine mit einer definierten Menge an Mörtel pro Quadratmeter vergossen und so zu einem kohärenten Deckwerk zusammengefügt werden. Das Deckwerk ist somit in der Lage, Momente sowie Quer- und Normalkräfte aufzunehmen. Aufgrund eines relativ geringen Prozessverständnisses der Belastungsmechanismen und Widerstände erfolgt die Bemessung hydraulisch gebundener Deckwerke derzeit auf der Basis von Erfahrungswerten. Die derzeitige Bemessungspraxis kann daher potentiell zu einer Unterbemessung oder einer unwirtschaftlichen Überbemessung der vergossenen Schüttsteindeckwerke führen. Das vom *Bundesministerium für Bildung und Forschung* (*BMBF*) und vom *Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen* (*KFKI*) geförderte Forschungsvorhaben „HYGEDE: Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke“ hatte daher das Ziel, die wissenschaftlich-technischen Grundlagen für die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke auf Seegangsbelastung zu erarbeiten.

Zur Beschreibung der strukturellen Integrität der Deckwerke wurden zuerst Schadensmechanismen aus der Begutachtung vorhandener Deckwerke an der Nordseeküste und aus einer Literaturrecherche abgeleitet. Für den Mechanismus „Rissbildung in der Deckschicht“ wurde ein Modell zur Beschreibung der Einwirkungen und Widerstände im Grenzzustand erstellt. Die Einwirkungen unter Wellenbelastung wurden mit großmaßstäblichen hydraulischen Versuchen im Großen Wellenkanal in Hannover (*GWK*) bestimmt. Die Widerstände und Bauwerkseigenschaften wurden mit mechanischen und bruchmechanischen Ersatzversuchen an den Komponenten der Deckschichten sowie am Verbundkörper aus Mörtel und Wasserbaustein ermittelt. Darüber hinaus wurden Versuche zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins im Labor und in situ durchgeführt. Mit den in diesem Beitrag vorgestellten Modellen zur Beschreibung der

Stabilität der Deckwerke lassen sich die für die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke relevanten Prozesse „Rissbildung in der Deckschicht“ und „Lösen eines Einzelsteins“ beschreiben. Für die funktionale Bemessung der Deckwerke wurde die Wellenauflaufhöhe bestimmt und Reduktionsfaktoren für den EurOtop-Bemessungsansatz ermittelt.

Schlagwörter

Wellen-Bauwerks-Interaktion, Verklammerte Deckwerke, Vergossene Deckwerke, Wellenauflauf

Summary

Many sea dikes along the coast of the North Sea are protected against wave loading and currents by riprap revetments that are grouted with mortar. The mortar bonds the individual stones of the top layer, thereby forming a coherent structure that is able to withstand normal forces and shear forces as well as momentums, thus leading to a planar load distribution. While this kind of revetment has been built for decades, its design is yet solely based on empirical knowledge. On the one hand, the current design practice of mortar-grouted riprap revetments may therefore potentially lead to an uneconomic design exceeding the load and safety criterion for a particular site. On the other hand, it is also possible that the current design practice will lead to a weaker revetment than is required for the load and safety criterion for a particular site. Therefore, the objective of the project "Wave Load and Stability of Mortar-Grouted Riprap Revetments" is to derive a scientific basis for the design of mortar-grouted riprap revetments.

In order to describe the structural integrity of mortar-grouted riprap revetments, the results of an assessment of the condition of revetments in the field and a literature research are used to describe mechanisms leading to damage of the revetments. For the mechanism "crack development in the top layer" a structural model is set up in order to describe the load and resistance in the limit state. The hydraulic load due to wave action was measured during full-scale model tests in the Large Wave Flume in Hannover, Germany. The resistance and structural parameters were determined using mechanical and fracture mechanical tests with the individual components as well as with the compound material of mortar and stone. Furthermore, pull-out tests to determine the force for debonding of an individual stone were carried out in the field and under laboratory conditions. The models for the structural stability of mortar-grouted riprap revetments presented in this study describe the processes relevant for designing a mortar-grouted riprap revetment, namely "crack development in the top layer" and "debonding of an individual stone". For the functional dimensioning, the wave run-up height was determined and reduction coefficients for the EurOtop wave run-up formula have been established.

Keywords

wave structure interaction, mortar-grouted riprap, revetments, wave run-up

1 Einleitung

Deckwerke schützen die Ufer von Küsten, Ästuaren und Flüssen gegen Belastungen durch Wind- und Schiffswellen, Strömungen und Eisgang. Diese Belastungen werden voraussichtlich in Folge der Klimaänderungen sowie des zunehmenden Schiffsverkehrs mit immer größeren Schiffen weiter zunehmen (MELUR-SH 2013).

Hydraulisch gebundene Deckwerke, hergestellt aus mit Mörtel vergossenen Natursteinen, stellen einen weitverbreiteten Deckwerkstyp an den deutschen Küsten dar. Beim genannten Deckwerkstyp werden die gebrochenen Natursteine mit einer definierten Menge an Mörtel pro Quadratmeter vergossen. Auf diese Weise werden die Wasserbausteine punktuell verbunden und es entsteht ein kohärentes Deckwerk, das in der Lage ist, Momente sowie Quer- und Normalkräfte aufzunehmen.

Aufgrund eines geringen Prozessverständnisses der Belastungsmechanismen und Widerstände erfolgt die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke derzeit auf der Basis von Erfahrungswerten. Es liegt kein theoretisch fundierter und durch Modellversuche verifizierter Bemessungsansatz für diese Deckwerksart vor. Regelwerke der *Bundesanstalt für Wasserbau* (MAR 2008, MAV 2017, RPV 2008) und die „*Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken*“ (EAK 2007) regeln lediglich den Aufbau der Deckwerke sowie die Prüfungen zur Sicherstellung einer ausreichenden Qualität der Deckwerke und ihrer Komponenten. Die derzeitige Bemessungspraxis kann daher potentiell zu einer Unterbemessung oder einer unwirtschaftlichen Überbemessung der Deckwerke führen.

Das vom *Bundesministerium für Bildung und Forschung* und vom *Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen* geförderte Forschungsvorhaben „*Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke (HYGEDE)*“ hatte daher das Ziel, die wissenschaftlich-technischen Grundlagen für die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke auf Seegangsbelastung zu erarbeiten. Das Verbundprojekt, an dem das *Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University (IWW)* und das *Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abteilung Hydromechanik und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Braunschweig (LWI)* beteiligt waren, gliederte sich in die beiden Teilprojekte *HYGEDE-A* (Förderkennzeichen 03KIS111) und *HYGEDE-B* (Förderkennzeichen 03KIS110). Der Fokus der in Teilprojekt *HYGEDE-A* durch das *IWW* durchgeführten Untersuchungen lag auf der strukturellen Integrität der Deckwerke während das *LWI* in Teilprojekt *HYGEDE-B* den Fokus auf die hydraulischen Prozesse legte.

Der folgende Beitrag stellt die wesentlichen Ergebnisse des Projekts dar. Zuerst werden allgemeine Grundlagen zum Aufbau und zur Herstellung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke erläutert und auf den Stand der Technik und der Wissenschaft zur Bemessung der Deckwerke eingegangen. Im Anschluss werden mithilfe einer Begutachtung vorhandener Deckwerke und einer Literaturrecherche mögliche Schadensmechanismen mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke beschrieben. Auf dieser Grundlage wird die gewählte Methodik präzisiert. Es wurden großmaßstäbliche hydraulische Versuche im Großen Wellenkanal in Hannover (*GWK*), Versuche zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke und Versuche zur Ermittlung der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche gehen als Randbedingungen und Modellparameter in die Modellbildung für die verschiedenen Schadensmechanismen ein.

2 Allgemeines zu mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken

Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke werden seit Jahrzenten sowohl an den Wasserstraßen als auch an der Küste gebaut. Sie bestehen aus einer Deckschicht aus Schüttsteinen, die mit einer definierten Menge an Mörtel (vorgegeben in l/m²) vergossen werden. Darunter folgt ein Kornfilter oder geotextiler Filter. Abbildung 1 zeigt jeweils ein Beispiel der möglichen Ausführungsvarianten mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke: auf der linken Seite ist ein Deckwerk mit teilvergossener Deckschicht zu sehen, auf der rechten Seite ein Deckwerk mit vollvergossener Deckschicht. Bei einer teilvergossenen Deckschicht wird nur ein Teil des Porenvolumens der Deckschicht mit Mörtel gefüllt, so dass ein durch-lässiges Deckwerk entsteht. Bei einer vollvergossenen Deckschicht wird dagegen das gesamte Porenvolumen mit Mörtel gefüllt und es entsteht ein undurchlässiges Deckwerk.



Abbildung 1: Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke, links teilvergossen, rechts vollvergossen (Fotos: Kreyenschulte 2015).

Bei hydraulisch gebundenen Vergussstoffen erfolgt die Herstellung aus Zement, Zuschlag und Wasser. Eine gute Fließfähigkeit des Vergussmörtels und eine geringe Entmischung unter Wasser müssen laut MAV (2017) gewährleistet sein, was durch zwei Aufbereitungsmethoden des Mörtels sichergestellt werden kann. Dem Mörtel kann entweder Fließmittel hinzugegeben werden oder der Mörtel wird in einem kolloidalen Mischer aufbereitet. Im kolloidalen Mischer werden Wasser und Zement unter hoher Geschwindigkeit vermischt und dadurch das Zementkorn weiter verkleinert. Erst danach wird der Zuschlag hinzugegeben.

Der Mörtel wird anschließend entweder maschinell oder per Hand auf die Schüttsteine aufgebracht. Beim maschinellen Einbau kommen Verteilerwagen zum Einsatz, die über die Deckschicht fahren. An diesen sind Schläuche befestigt, durch die der Mörtel gepumpt wird (siehe Abbildung 2 links). Beim Einbau des Mörtels von Hand führt ein Arbeiter einen Schlauch, durch den der Mörtel gepumpt wird, und verteilt so den Vergussstoff auf der Deckschicht (siehe Abbildung 2 rechts).



Abbildung 2: Herstellung des Mörtelvergusses 1) mit einem Verteilerwagen unter Wasser (links), 2) von Hand über Wasser (rechts) (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Um die in der Praxis meistverwendeten Deckwerksaufbauten zu ermitteln, wurden vorhandene Deckwerksaufbauten an der niedersächsischen Nordseeküste aufgenommen und eine Literaturrecherche zu vorhandenen Deckwerksaufbauten in Niedersachsen und Schleswig-Holstein durchgeführt. Neben den in den EAK (2007) aufgeführten Ausführungsbeispielen von Deckwerken finden sich insbesondere bei Stadelmann (2008, 2010) und in den „*Empfehlungen für Verklammerung und Vollverguß von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen*“ (EVU 1990) ausführliche Angaben zu vorhandenen Deckwerken.

Der Großteil der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke besteht aus einer 40 – 60 cm dicken Deckschicht aus vergossenen Wasserbausteinen der Gewichtsklasse $LMB_{5/40}$ („Light Mass“, Masse 5 kg – 40 kg) und einem Geotextil. Das Geotextil dient als Filter und Trennlage. An der Küste wurde auch häufig eine gemischte Steinklasse $LMB_{5/40}$ und $CP_{90/250}$ („Coarse Particles“, Durchmesser 90 mm – 250 mm) verwendet. Das Deckwerk wurde in 65 % aller recherchierten Fälle auf einer Böschung mit einer Neigung von 1V:3H angeordnet. Zwischen Geotextil und Deckschicht kann eine Ausgleichsschicht aus Schotter angeordnet sein. Eine Ausführungsvariante mit rein mineralischem Filter ohne Geotextil ist den Autoren nicht bekannt.

Beim verwendeten Vergussmörtel handelte es sich bei 70 % der Deckschichten um kolloidalen Mörtel und bei 16 % um Mörtel mit Zusatzmitteln. Die Vergussstoffmenge variierte von 60 l/m² bis zum Vollverguss. Der Großteil der Deckschichten wurde entweder mit geringen Vergussstoffmengen von 60 – 80 l/m² vergossen (30 %), mit relativ hohen Vergussstoffmengen von über 110 l/m² oder vollvergossen (40 %). Unvollständige Angaben in der Literatur führen dazu, dass die aufgezählten Varianten nicht 100 % der recherchierten Deckwerksaufbauten ergeben.

3 Stand der Technik und der Forschung zur Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke

Die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke umfasst die Bemessung der strukturellen Integrität der Deckschicht, die Bestimmung der Wellenauflaufhöhe und weitere Nachweise wie die Dimensionierung von Kornfiltern und Geotextilien, geotechnische Nachweise der Böschung, die Bemessung der Fußsicherung u. a.. Auf den

Stand der Technik und der Wissenschaft zur Dimensionierung der Deckschicht sowie zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken wird im Folgenden detailliert eingegangen. Die oben aufgeführten weiteren Nachweise können mit den gängigen Regelwerken, also den EAK (2007) sowie den Merkblättern der *BAW* (GBB 2010, MAK 2013, MAG 1993, MMB 2013), geführt werden. Auf diese Nachweise wird daher nicht weiter eingegangen.

3.1 Dimensionierung der Deckschicht

Ingenieurwissenschaftlich untersucht wurden mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke erstmals von Führböter und Dette (1979a, 1979b), die Biegeversuche an zwei mörtelvergossenen Schüttsteindeckschichten durchführten und mechanische und bruchmechanische Kennwerte des Vergussmörtels ermittelten. Knieß und Köhler (1984) sowie Hallauer (1986, 1989) bestimmten die Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie die Porosität, die Vergussstoffverteilung und Durchlässigkeit der Deckschichten. Hallauer (1986) bestimmte darüber hinaus bruchmechanische Eigenschaften des Vergussmörtels. Die gesammelten Erfahrungen sowie die genannten ingenieurwissenschaftlichen Untersuchungen sind Grundlage für den aktuellen Stand der Technik und der Wissenschaft, der im Folgenden kurz beschrieben wird.

Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke und deren Komponenten werden in Deutschland an den Wasserstraßen durch die Merkblätter der *Bundesanstalt für Wasserbau* (*BAW*) und die Normen des *Deutschen Instituts für Normung e. V.* (*DIN*) geregelt. Das Merkblatt „*Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen*“ (MAR 2008) und das Merkblatt „*Anwendung von hydraulisch gebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen*“ (MAV 2017) beschreiben mögliche Deckwerksaufbauten mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke. Das MAV (2017) enthält darüber hinaus allgemeine Hinweise zur Planung, Ausschreibung und Bauausführung der Deckwerke und definiert Anforderungen an den Vergussstoff, den Einbau des Vergussstoffs und das fertig gestellte Deckwerk. Ein Qualitätssicherungskonzept soll die Einhaltung dieser Anforderungen gewährleisten. Die Prüfung der Anforderungen an den frischen und erhärteten Vergussstoff sind in der Richtlinie „*Prüfung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen*“ (RPV 2008) geregelt.

Die Dimensionierung der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke besteht in der Wahl der Steinklasse und der Festlegung einer Vergussstoffmenge. Die Deckwerke können als durchlässige teilvergossene Deckwerke oder als undurchlässige vollvergossene Deckwerke hergestellt werden. In den Regelwerken werden die Steinklassen $CP_{90/250}$ und $LMB_{5/40}$ als für einen Teilverguss geeignet bezeichnet, für einen Vollverguss kann darüber hinaus die Steinklasse $LMB_{10/60}$ („Light Mass“, Masse 10 kg – 60 kg) verwendet werden.

Die Steinklasse und Vergussstoffmenge werden an den Wasserstraßen anhand der Richtwerte des MAV (2017) und mit den Nachweisen der „*Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen*“ (GBB 2010) festgelegt. Die Nachweise in den GBB (2010) berücksichtigen dabei einen Nachweis gegen Aufschwimmen des Deckwerks bei Wasserspiegelabsunk und verweisen für einen Nachweis der maximalen Überströmgeschwindigkeit der Deckschicht auf Untersuchungen des *LWI*, bei

denen eine teilvergossene Schüttsteindeckschicht mit Überströmgeschwindigkeiten von bis zu 7,7 m/s belastet wurde und im Anschluss keine Schäden aufwies (LWI 1998).

Im Küstenbereich geben die EAK (2007) Richtwerte für die Vergussstoffmenge je nach Steinklasse und Deckschichtdicke sowie nach Einteilung der vorhandenen Belastung in eine „geringe Beanspruchung (Wellenhöhe < 0,75 m)“ und eine „größere Beanspruchung (Wellenhöhe ≥ 0,75 m)“ an. Darüber hinaus wird in den EAK (2007) auf die Regelwerke der *BAW* und auf die EVU (1990) verwiesen. Die Vorgaben in den EVU (1990) sind allerdings in großen Teilen durch die Regelwerke der *BAW* überholt.

Auch in der internationalen Literatur finden sich derzeit keine Bemessungsverfahren für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke auf Wellenbelastung (Kreyenschulte et al. 2016). In den Niederlanden werden Deckschichten fast ausschließlich mit Asphalt vergossen. Die Bemessungsverfahren lassen sich nicht auf mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke übertagen, da Asphalt ein grundsätzlich anderes Werkstoffverhalten aufweist als Mörtel und die Vergussstoffverteilung in der Deckschicht sich erheblich unterscheidet. Beim asphaltvergossenen Deckwerk wird meist die gesamte Deckschichtfläche so vergossen, dass eine undurchlässige Deckschicht entsteht. Aufgrund seiner hohen Viskosität dringt der Asphalt nicht immer in den gesamten Porenraum der Deckschicht ein (dies ist mitunter auch nicht gewünscht). Bei einem voll- und mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerk hingegen wird der Vergussstoff mit einem Schlauch, der durch die Freiräume zwischen den Steinen möglichst tief in die Deckschicht gebracht wird, von unten nach oben aufgefüllt. Auf diese Weise wird der gesamte Porenraum mit Mörtel gefüllt und die Deckschicht wird zu einer durchgehenden Platte vergossen.

Zwar wird für asphaltvergossene Deckwerke auch ein streifenförmiger Verguss in den Regelwerken erwähnt, der nach MAV (2017) auch für mörtelvergossene Deckschichten zum Einsatz kommen kann. Für die Bemessung der streifenförmig mit Asphalt vergossenen Deckschichten wird allerdings die Formel von Hudson (siehe z. B. EAK 2007) verwendet und ein empirischer Stabilitätsbeiwert K_D angegeben. Die spezifischen Versagensmechanismen der mit Asphalt vergossenen Deckschicht können so nicht berücksichtigt werden, vielmehr stellt der Beiwert lediglich die gesammelte Erfahrung mit dieser Deckwerksart dar.

Für die Strömungsbelastung liegt, im Gegensatz zur Wellenbelastung, ein theoretischer Bemessungsansatz zur Beschreibung der Einwirkungen und Widerstände beim Lösen eines Einzelsteins aus der Deckschicht vor. Römisch (2000) stellte dafür das Kräftegleichgewicht am mit seinen Nachbarsteinen durch den Mörtelverguss verbundenen Einzelstein auf und stellte eine Formel für die Verbundkraft infolge des Mörtelvergusses beim Lösen des Einzelsteins aus dem Verbund auf. Dieser Ansatz wird in Kap. 9 detaillierter erläutert und auf den Fall „Lösen eines Einzelsteins“ bei Wellenbelastung übertragen.

3.2 Bemessung bei Wellenauflauf

Die funktionale Bemessung von Küstenbauwerken und die Ermittlung des erforderlichen Freibords R_c erfolgt nach EAK (2007) und EurOtop (2018) mit der Wellenauflaufhöhe R_u und der Wellenüberlaufrate q. Die Bemessungsformel zum Wellenauflauf nach EurOtop (2018) für Schüttsteindeckwerke beschreibt die relative Wellenauflaufhöhe $R_{u2\%}/H_{m0}$ in Abhängigkeit der Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0}$ und der Reduktionskoeffizienten

zur Berücksichtigung der Wellenangriffsrichtung γ_β, der Oberflächenrauheit des Deckwerks γ_f und des Einflusses von Bermen γ_b:

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = min\begin{Bmatrix} 1{,}65 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \\ 1{,}00 \cdot \gamma_{f,surging} \cdot \gamma_\beta \left(4 - \frac{1{,}5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}}\right) \end{Bmatrix} \quad (1)$$

Der Rauheitsbeiwert $\gamma_{f,surging}$ gilt für nicht brechende Wellen und wird wie folgt bestimmt:

$$\gamma_{f,surging} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1{,}8) \cdot (1 - \gamma_f)/8{,}2 \quad (2)$$

Die Wellenauflaufhöhe $R_{u2\%}$ wird von 2 % aller Auflaufereignisse überschritten.

3.3 Zusammenfassung und Fazit

Die vorhandenen Regelwerke und Normen erlauben für den Nachweis der strukturellen Integrität des mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks bei Wellenbelastung keine Erfassung der spezifischen Einwirkungen und Widerstände, sondern greifen auf Erfahrungswerte bereits realisierter Deckwerke zurück. Insbesondere im Küstenbereich liegen jedoch sich verändernde hydraulische Belastungen vor, die so nicht berücksichtigt werden können. Auch die Bewertung des aktuellen Zustands eines Deckwerks ist so nicht möglich. In der internationalen Literatur finden sich ebenfalls keine Bemessungsverfahren, die die spezifischen Versagensmechanismen der Deckwerke berücksichtigen. Es liegen darüber hinaus keine Beiwerte zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke vor.

4 Identifizierung von Schadensmechanismen

Um ein Modell für den Nachweis der strukturellen Integrität der Deckschicht zu erarbeiten, müssen die einzelnen Schadensmechanismen der Deckschicht bekannt sein und beschrieben werden. Dazu wurde der Zustand vorhandener Deckwerke an der niedersächsischen Nordseeküste aufgenommen und mit Daten einer Literaturrecherche ergänzt, um Rückschlüsse auf mögliche Schadensmechanismen zu ziehen. Auf dieser Grundlage werden die beiden Mechanismen „Rissbildung in der Deckschicht“ und „Lösen eines Einzelsteins“ beschrieben. Da die Wirkungszusammenhänge, die zwischen einer Verschlechterung, einem Schaden und einem Versagen einer mörtelvergossenen Deckschicht bestehen nicht hinreichend bekannt sind, erfolgt vorerst keine Zuordnung des Nachweises der strukturellen Integrität der Deckschicht zu den Nachweisarten der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Das Ziel der im Folgenden beschriebenen Zustandsaufnahme war, Rückschlüsse auf Mechanismen zu ziehen, die zu einer Verschlechterung des Zustands der Deckwerke und schlussendlich zum Versagen führen können. Daher werden im Folgenden nur die beobachteten Veränderungen zum Ausgangszustand der Deckwerke beschrieben und keine Aussagen über den Zustand aller Deckwerke getroffen.

4.1 Verwendete Terminologie

Zur eindeutigen Beschreibung des Zustands eines Deckwerks werden zuerst einige Begriffe eingeführt. Diese ermöglichen es, die Zustände des Deckwerks zu unterscheiden und die notwendigen Teilprozesse bis zu einem Versagen des Deckwerks zu beschreiben. Die Funktion des Deckwerks besteht darin, den Deich vor Erosion zu schützen. Ein Versagen des Deckwerks tritt ein, sobald es diese Funktion nicht mehr erfüllen kann. Allerdings tritt ein Versagen des Deckwerks meist nicht ohne vorhergehende Teilschäden oder Alterungsprozesse der Deckschichtmaterialien ein. In Anlehnung an das „*International Levee Handbook*" (CIRIA 2013) werden folgende Begriffe verwendet:

Verschlechterung: Verschlechterungen verändern den Zustand eines Deckwerks und reduzieren die Widerstandsfähigkeit eines Deckwerks. Eine fortschreitende Verschlechterung macht einen Schaden unter gegebenen Einwirkungen wahrscheinlicher. Abweichend von CIRIA (2013) werden unter dieser Kategorie neben Langzeitprozessen auch Kurzzeitprozesse aufgenommen. Zu den Langzeitprozessen gehört z. B. die Veränderung der Festigkeitseigenschaften des Vergussmörtels über die Zeit durch Belastungen (Ermüdung) oder Umwelteinflüsse. Wenn ein Einzelereignis wie das Brechen einer Welle auf der Deckschicht zu Rissen im Vergussmörtel oder an der Kontaktfläche zwischen Vergussmörtel und Wasserbausteinen führt, so wird der effektive Querschnitt an diesem Punkt geschwächt und somit die Biegesteifigkeit der Deckschicht und die verbundwirksame Kraft beim Lösen eines Einzelsteins reduziert. Dieser Kurzzeitprozess wird ebenfalls als Verschlechterung bezeichnet.

Schaden: Wenn sich die Widerstandsfähigkeit des Deckwerks infolge der Verschlechterungen soweit reduziert hat, dass das Bemessungsereignis nicht ohne ein Versagen aufgenommen werden kann, wird von einem Schaden gesprochen. Es sind dann Instandhaltungsmaßnahmen notwendig. Ein Schaden ergibt sich meist nicht ohne vorherige Verschlechterungen und stellt häufig die Folge der Summe der vorhergehenden Verschlechterungen dar.

Versagen: Das Deckwerk kann seine Funktion, den Deich vor Erosion zu schützen, nicht mehr erfüllen.

4.2 Rissbildung in der Deckschicht

Bei der Aufnahme des Zustands der Deckwerke zeigten sich Risse verschiedener Breite, Länge und Orientierung in den Deckschichten. Diese Risse traten im Mörtel oder in der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Wasserbaustein auf. Im Folgenden werden nach Rissbreite und Risslänge drei Kategorien definiert:

- Risstyp 1: Rissbreite ≤ 2 mm, Risslänge ≤ mittlere Steinlänge
- Risstyp 2: Rissbreite ≤ 2 mm, Risslänge > mittlere Steinlänge
- Risstyp 3: Rissbreite > 2 mm, Risslänge > mittlere Steinlänge

Da die Rissbreiten und -längen im Zuge der Deichschauen nicht aufgenommen werden, ist eine Aussage über deren Entwicklung und damit auch deren Ursachen schwierig. Als mögliche Ursache für Risse des Typs 1 und 2 sind z. B. Schwinden des Mörtels, Frost oder Wellenbelastung zu nennen. Abbildung 3 zeigt exemplarisch Risse des Typs 2.



Abbildung 3: Risse des Typs 2 (Fotos: Kreyenschulte 2015).

Risse des Typs 3 können durch ungleichmäßige Setzungen oder möglicherweise infolge von Wellenbelastung entstehen. Abbildung 4 zeigt exemplarisch Risse des Typs 3.



Abbildung 4: Risse des Typs 3 (Fotos: Kreyenschulte 2015).

Risse des Typs 2 und 3 haben mehrere mögliche Ursachen, die sich auch gegenseitig bedingen können. So kann eine ungleichmäßige Setzung dazu führen, dass die Bettung unterhalb des Deckwerks lokal verlorengeht. Infolge von Alterung oder Ermüdung kann die Festigkeit des Mörtels oder die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Wasserbaustein vermindert werden, so dass schließlich die Wellenbelastung zu Rissen führt.

Die Rissbildung im Deckwerk stellt eine Verschlechterung des Deckwerks dar. Durch die Risse wird die vorhandene verbundwirksame Fläche zwischen Mörtel und Wasserbaustein oder die vorhandene Fläche des Mörtels reduziert, was wiederum bei gleicher Belastung die Spannungen im verbleibenden Querschnitt erhöht. So kann sich eine weitere Verschlechterung des Deckwerks ergeben, die schlussendlich zu einem Schaden und Versagen des Deckwerks führen kann. Wann eine Verschlechterung des Deckwerks zu einem Schaden führt, kann nur durch Untersuchung des Fortschritts der Verschlechterung bzw. der Schäden und des ggf. eintretenden Versagens festgestellt werden.

4.3 Lösen eines Einzelsteins

An den bestehenden teilvergossenen Deckwerken an der Nordsee finden sich häufig Stellen, an denen einzelne Steine aus dem Mörtelverbund gelöst wurden. In Abbildung 5 links sind noch gut die Kontaktflächen des Mörtels zum gelösten Stein zu sehen. Die gelösten Steine können durch die Wellenbelastung vor das Deckwerk transportiert werden, siehe Abbildung 5 rechts.



Abbildung 5: Fehlstelle in der Deckschicht aufgrund eines gelösten Einzelsteins (links); gelöster Einzelstein vor dem Deckwerk (rechts) (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Gelöste Einzelsteine stellen eine Verschlechterung der Deckschicht dar. Hat sich ein Stein aus dem Verbund gelöst, kann er unter der Wellenbelastung fortbewegt werden und es entsteht an dieser Stelle eine größere Angriffsfläche für die Strömungs- und Druckschlagbelastung. Es ergeben sich neue Bewegungsmöglichkeiten für die benachbarten Steine, so dass diese wiederum leichter aus dem Verbund gelöst werden können. Abbildung 6 zeigt eine Deckschicht mit mehreren gelösten Einzelsteinen, bei der die Prozesskette wie oben beschrieben aufgetreten sein könnte. Insbesondere bei den Wasserbausteinen in der Nähe des Wasserspiegels sind die Flächen, die früher die Kontaktfläche zwischen Mörtel und Stein gewesen sind („aufgelöste Verbundflächen“), durch eine helle Färbung und eine andere Oberflächenstruktur gut zu erkennen. Auf der Deckschicht sind Fehlstellen, an denen einzelne Steine aus dem Verbund gelöst wurden sowie einzelne gelöste und verlagerte Mörtelbruchstücke zu erkennen.

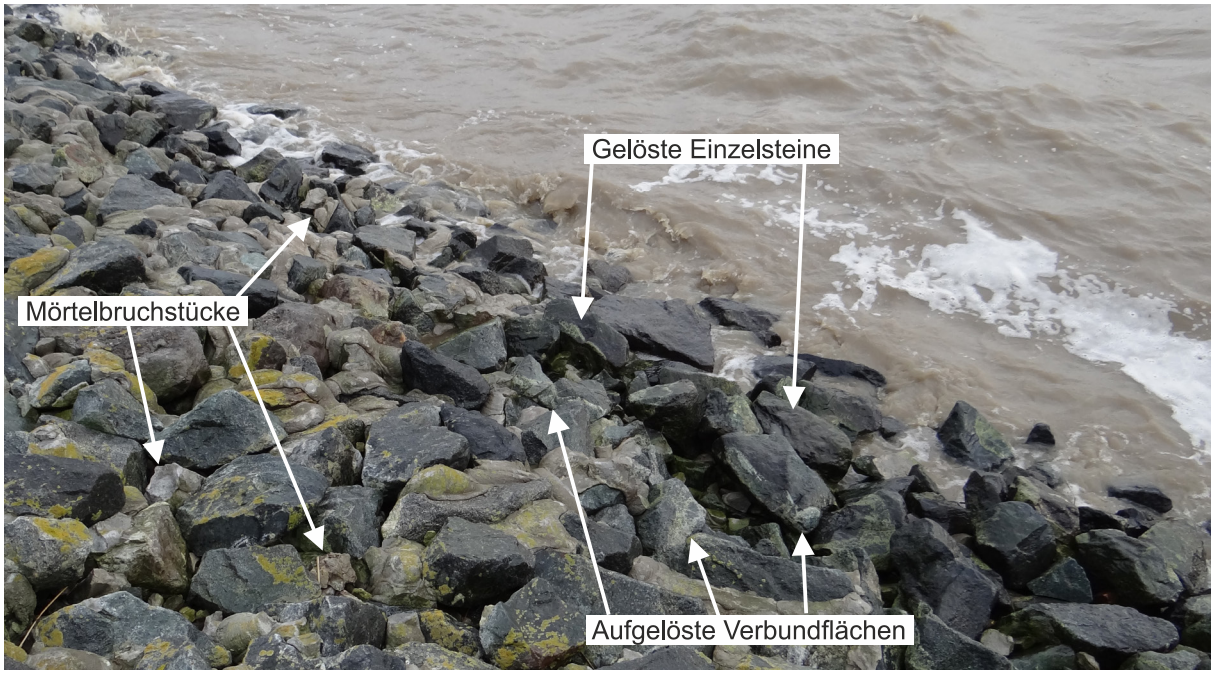


Abbildung 6: Deckschicht mit gelösten Einzelsteinen und gelösten Mörtelbrücken (Foto: Kreyenschulte 2015).

Lösen sich einzelne Steine aus der Deckschicht, so wird die Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit der als Platte wirkenden Deckschicht lokal reduziert, was wiederum Risse begünstigt. Es wird also eine weitere Verschlechterung des Deckwerks begünstigt, die schlussendlich zu einem Schaden und Versagen des Deckwerks führen kann. Wie kritisch diese Verschlechterung in Form des Lösens von Einzelsteinen ist und wann eine Verschlechterung des Deckwerks behoben werden muss, kann auch hier nur durch Untersuchung des Fortschritts der Verschlechterung bzw. der Schäden und des ggf. eintretenden Versagens festgestellt werden.

Bisher werden im Zuge der Instandhaltung der Deckwerke neue Wasserbausteine an vorhandenen Fehlstellen platziert und diese nachvergossen. Alternativ wird ein größerer Bereich um die Fehlstelle entfernt, es werden neue Steine platziert und schließlich nachvergossen. Die Deckschicht kann daher nach mehreren Reparaturen zumindest lokal immer undurchlässiger werden.

5 Präzisierung der Methodik

Um die gewählte Methodik zur Schließung der dargestellten Wissenslücken und zur Beschreibung der Schadensmechanismen zu verdeutlichen, ist die Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion nach Groot et al. (1988) in Abbildung 7 dargestellt.

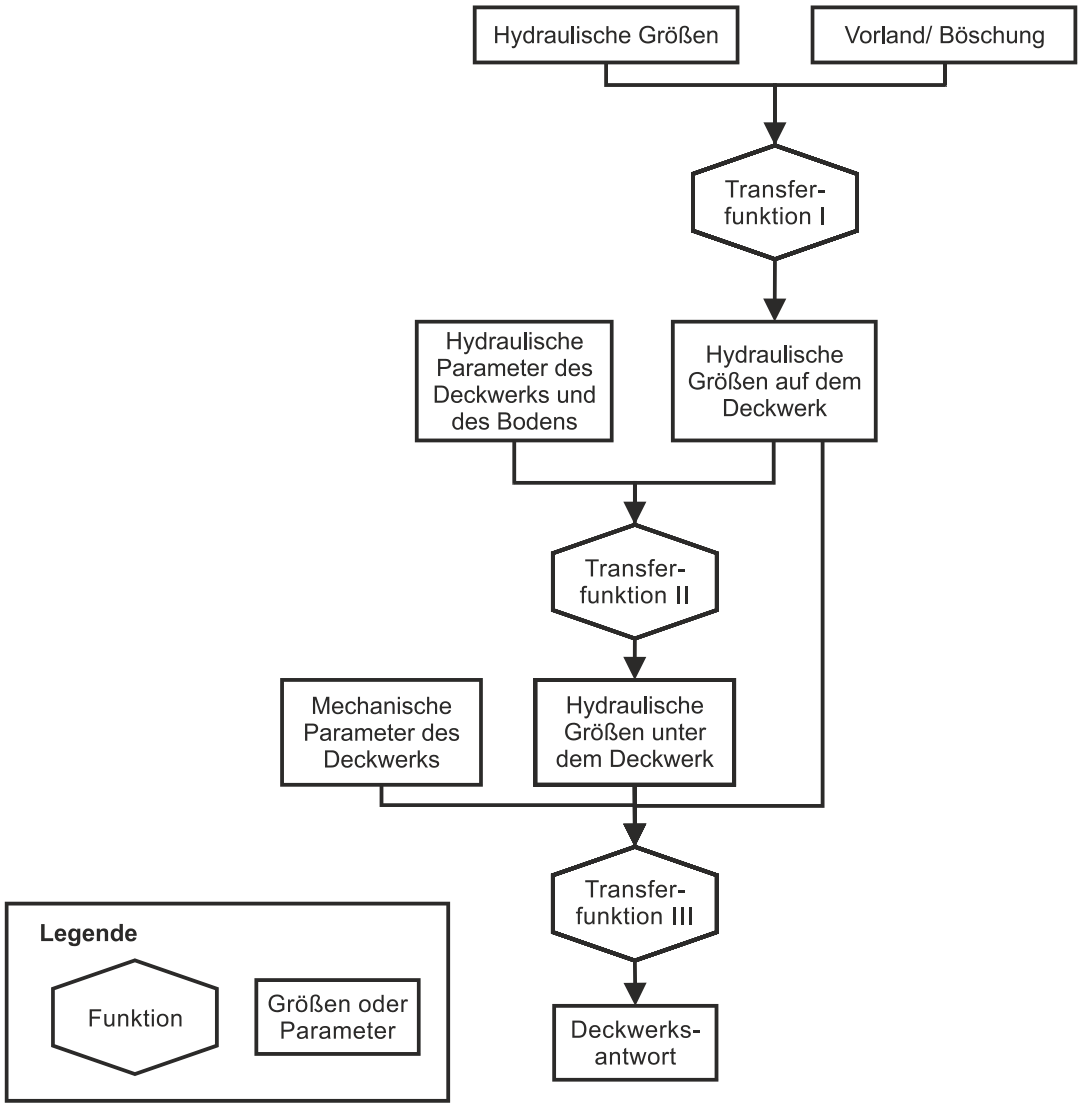


Abbildung 7: Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion (Prozesskette verändert nach Groot et al. 1988).

Vor dem Deckwerk liegen hydraulische Größen in Form von Wellen vor, beschrieben durch die Parameter Wellenhöhe, Wellenperiode und Wellenlänge. Das Vorland und die Böschung sind in erster Linie durch geometrische Größen wie ihre jeweilige Neigung definiert. Ein weiterer Parameter ist beispielsweise die Rauheit der Böschung.

Transferfunktion I beschreibt die Interaktion zwischen den hydraulischen Größen und dem Deckwerk. Diese Interaktion wird z. B. durch die Brecherkennzahl ξ beschrieben, die die Art des Wellenbrechens beschreibt und somit ein wichtiger Parameter zur Beschreibung der Energiedissipation auf der Deckschicht ist.

Transferfunktion I bestimmt also die auf dem Deckwerk vorliegenden hydraulischen Größen, die z. B. in Form von Drücken auf dem Deckwerk oder der Wellenauflaufhöhe parametrisiert werden können. In Abhängigkeit der hydraulischen Parameter des Deckwerks und des Bodens führen diese hydraulischen Größen auf dem Deckwerk mit dem als Transferfunktion II beschriebenen Prozess zu den hydraulischen Größen unter dem Deckwerk. Transferfunktion II wird maßgeblich durch die Durchlässigkeit des Deckwerks beeinflusst. Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke stellen hier eine Besonderheit

dar, da sie in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge als sehr durchlässig bis undurchlässig ausgeführt werden können.

Die äußeren Randbedingungen am Deckwerk in Form von hydraulischen Größen sind damit beschrieben. Diese Randbedingungen führen zu einer Deckwerksantwort, bei der es sich beispielsweise im Fall von Setzsteindeckwerken um die Bewegung eines Einzelsteins oder ein Biegemoment handeln kann. Die Deckwerksantwort wird beeinflusst von den strukturellen Eigenschaften des Deckwerks, den mechanischen und bruchmechanischen Eigenschaften und weiteren Eigenschaften wie dem Gewicht der Einzelelemente oder dem Gewicht des Gesamtdeckwerks. Die gesuchte Deckwerksantwort gibt somit wiederum vor, welche Schadensmechanismen und damit welche hydraulischen Größen und Prozesse betrachtet werden müssen. Die beiden mit den Besichtigungen der vorhandenen Deckwerke beschriebenen Verschlechterungen des Deckwerkszustands können als Deckwerksantwort in der von Groot et al. (1988) beschriebenen Prozesskette verstanden werden.

Um abzuschätzen, ob die Wellenbelastung zur **Rissbildung in der Deckschicht** führen kann, wird daher ein Bauwerksmodell des Deckwerks erstellt. Als Modell wurde ein elastisch gebetteter Träger verwendet, da dieses Modell insbesondere die folgenden Anforderungen erfüllt:

- Berücksichtigung der mechanischen und bruchmechanischen Parameter mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge.
- Berücksichtigung der Änderung der mechanischen und bruchmechanischen Parameter (z. B. infolge von Alterung oder Ermüdung).
- Berücksichtigung der infolge der Rissbildung reduzierten effektiven Querschnittshöhe und ihrer Auswirkung auf die Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit des Deckwerks.
- Berücksichtigung der Eigenschaften des Böschungsmaterials in Form des Bettungsmoduls.

Der Modellaufbau sowie die verwendeten Randbedingungen und Bauwerkseigenschaften werden detailliert in Kap. 10 beschrieben.

Um abzuschätzen, ob die Strömungsbelastung infolge von Wellen zum **Lösen eines Einzelsteins** der Deckschicht führen kann, wird ein vorhandenes Modell des Grenzzustands bei Überströmung mörtelvergossener Deckwerke von Römisch (2000) verwendet. Um den Einfluss der Verschlechterung des Deckwerks auf den Widerstand in Form der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins zu berücksichtigen, werden Ausreißversuche an Deckschichten im Labor und in situ durchgeführt. Diese werden in Kap. 9 beschrieben.

Abbildung 8 zeigt die gewählte Methodik in der Prozesskette der Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion. Mit den im *HYGEDE*-Projekt durchgeführten Untersuchungen (in Abbildung 8 grün umrandet) werden die Funktionen und Parameter der Prozesskette beschrieben.

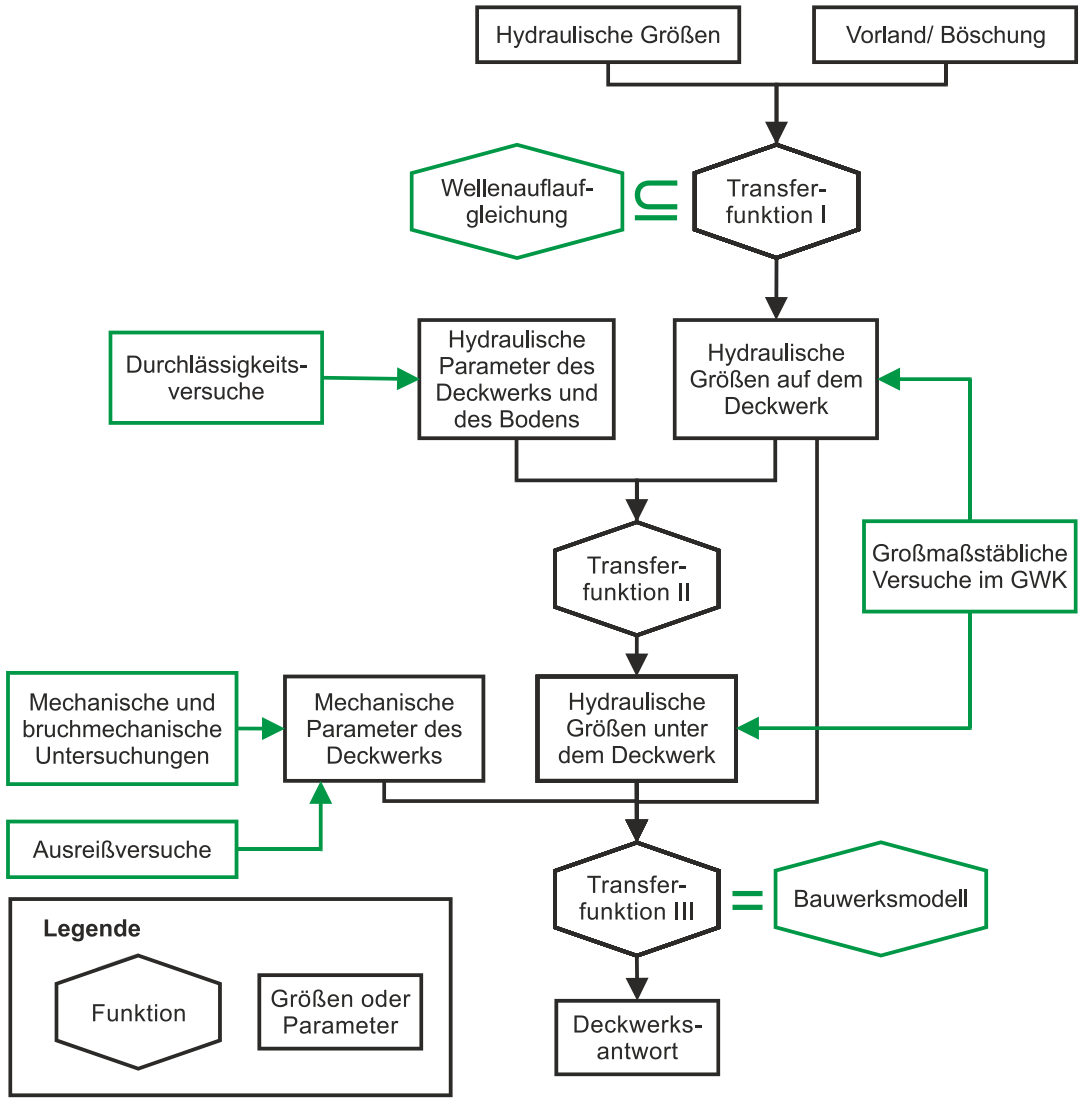


Abbildung 8: Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion (Prozesskette verändert nach Groot et al. 1988) und eigene Untersuchungen im *HYGEDE*-Projekt (grün umrandet).

Mithilfe von großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* (Kap. 6) wurden die hydraulischen Größen auf dem Deckwerk in Abhängigkeit der hydraulischen Größen vor dem Deckwerk und damit der als Transferfunktion I bezeichnete Prozess beschrieben.

Die hydraulischen Größen auf dem Deckwerk sind die Wellenauflaufhöhe und der Druck auf der Deckschicht. Bei den Versuchen im *GWK* wurden außerdem die Drücke unter der Deckschicht gemessen, so dass diese mit Transferfunktion II in Abhängigkeit der Drücke auf der Deckschicht beschrieben werden können. Der maßgebende Parameter für Transferfunktion II ist die Durchlässigkeit der Deckschicht. Da mit den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* mit den verfügbaren Ressourcen nur die gängigsten Deckwerksbauweisen (siehe Kap. 2) untersucht werden konnten, wurden darüber hinaus Durchlässigkeitsversuche am *IWW* durchgeführt, um die Durchlässigkeit der Deckschichten systematisch in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge zu beschreiben (Kap. 8).

Zur Ermittlung der mechanischen und bruchmechanischen Parameter des Deckwerks wurden durch das *Institut für Baustoffforschung der RWTH Aachen University* (*ibac*) Versuche durchgeführt (Klotzek 2017), die die Festigkeiten von Verbundkörpern untersuchten. Diese Untersuchungen dienen der Ermittlung der Biegesteifigkeit des Deckwerks. Die

Erstellung des Modells des elastisch gebetteten Trägers, das den als Transferfunktion III bezeichneten Prozess bei der Rissbildung in der Deckschicht abbildet, ist in Kap. 10 beschrieben.

Im Fall des Lösens eines Einzelsteins aus der Deckschicht wird Transferfunktion III durch das Modell von Römisch (2000) beschrieben. Die Datenbasis für die dafür benötigten Widerstände wurde mit Ausreißversuchen vergrößert, die im Labor am *IWW* und in situ durchgeführt wurden (Kap. 9). Darüber hinaus wurde das Modell erweitert, um Verschlechterungen der Deckschicht und die Art der Verklammerung der Steine berücksichtigen zu können.

6 Großmaßstäbliche hydraulische Versuche im *GWK*

Zur Ermittlung der hydraulischen Größen vor, auf und unter dem Deckwerk wurden großmaßstäbliche Versuche im *GWK* durchgeführt. Im folgenden Kapitel werden der Versuchsaufbau, die Messinstrumentierung und das Versuchsprogramm beschrieben. Die Ergebnisse fließen in die Auswertung der Wellenauflaufhöhe (Kap. 7) sowie der Modellierung der Rissbildung in der Deckschicht (Kap. 10) ein und werden dort detailliert erläutert.

6.1 Untersuchte Deckwerkskonfigurationen und Versuchsaufbau

Für die Versuchsdurchführung wurde der *GWK* im Modellbereich in zwei jeweils 2,5 m breite Abschnitte unterteilt, um zwei Deckwerkskonfigurationen gleichzeitig untersuchen zu können, siehe Abbildung 9. Auf der Nordseite betrug die Deckschichtdicke 60 cm, auf der Südseite 40 cm.



Abbildung 9: Teilvergossene Deckschichten in Versuchsphase 1 (Foto: Kühling 2017).

Die Versuche wurden in zwei Phasen gegliedert. In der ersten Phase wurden die Deckschichten auf der Nord- und Südseite mit einer Vergussstoffmenge von 80 l/m² teilvergossen und somit durchlässig hergestellt. Nach Abschluss der ersten Versuchsphase wurde die Deckschicht auf der Südseite komplett entfernt und neu aufgebaut. Danach wurde auf der Südseite ein Vollverguss der Wasserbausteine durchgeführt, d. h. vom unteren Rand der Deckschicht beginnend wurde das komplette Korngerüst mit Mörtel aufgefüllt. Dazu wurde eine Vergussstoffmenge von ca. 180 l/m² benötigt.

Auf der Nordseite wurde die bestehende Deckschicht nachvergossen, d. h. so viel Vergussstoff auf die Deckschicht aufgebracht, dass eine augenscheinlich undurchlässige Deckschicht hergestellt wurde. Dafür wurde eine Vergussstoffmenge von ca. 100 l/m² benötigt. Die so hergestellte Deckschicht hatte also eine dem Teilverguss ähnliche Verteilung des Vergussstoffs im unteren Bereich der Deckschicht und im oberen Bereich einen Vollverguss. Dieser Aufbau kann entstehen, wenn in situ bestehende Deckschichten an verschlechterten Stellen nachverklammert werden und so nach und nach undurchlässige Deckschichtoberkanten entstehen oder der Vergussstoff nicht in das ganze Korngerüst eindringen kann. Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die untersuchten Deckwerke.

Tabelle 1: Untersuchte Deckwerkskonfigurationen im GWK.

Modellphase	1		2	
Abschnitt	Nord	Süd	Nord	Süd
Beschreibung	Teilvergossene Deckschicht auf Geotextil	Teilvergossene Deckschicht auf Geotextil	„Vollvergossene“ Deckschicht durch Nachverguss auf Geotextil	Vollvergossene Deckschicht auf Geotextil
Dicke der Deckschicht d_{DS} [cm]	60	40	60	40
Vergussstoffmenge q_V [l/m²]	80	80	80+100	180
Porosität n nach Verguss [-]	0,32	0,25	0,16	0
Durchlässigkeit k‘ [mm/s]	87	58	undurchlässig	undurchlässig

Die Porosität der Deckschichten vor Verguss wurde mit $n = 0{,}45$ abgeschätzt und die Porosität nach Verguss durch Verrechnung der eingebrachten Vergussstoffmenge ermittelt. Die Schätzung stimmt sehr gut mit der zum Vollverguss der 40 cm dicken Deckschicht benötigten Vergussstoffmenge von 180 l/m² überein, da dort bei einer Porosität von 0,45 genau dieses Porenvolumen vorliegt. Die Durchlässigkeit wurde schließlich mit dem in Kap. 8 bestimmten Zusammenhang zwischen Porosität und Durchlässigkeit bei mörtelvergossenen Deckschichten berechnet.

Sämtliche Vergussarbeiten wurden von Hand mit kolloidalem Mörtel von der Firma *Colcrete – von Essen GmbH & Co. KG* durchgeführt. Der Mörtel wurde auf die vorher mit einem Wasserstrahl gereinigten und kurz vor dem Verguss erneut befeuchteten Steine aufgebracht. Der Vergussmörtel erfüllte alle Bedingungen an frischen und erhärteten Vergussmörtel nach MAV (2017).

Der Aufbau der Deckwerke blieb während der Versuche unverändert. Unter der Deckschicht wurde jeweils ein Geotextil eingebaut, das direkt auf der 1V:3H geneigten Böschung lag. Am unteren Rand wird die Deckschicht durch eine Fußsicherung gestützt, unter der ein Kiesfilter eingebaut ist, der auch als Drainage wirkt. Am oberen Rand ist eine Kronensicherung eingebaut. Abbildung 10 zeigt exemplarisch den Querschnitt des Deckwerks auf der Nordseite.

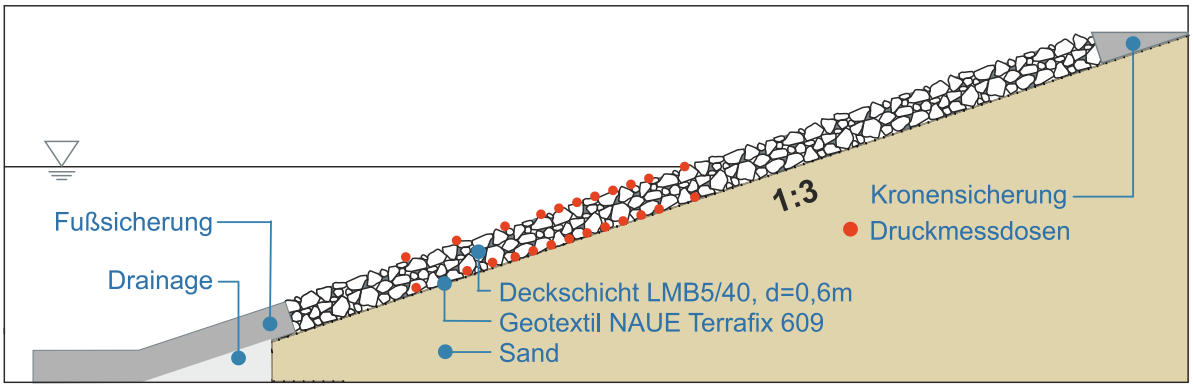


Abbildung 10: Querschnitt des Deckwerks auf der Nordseite.

Die Deckschichten bestanden aus Natursteinen der Gewichtsklasse LMB5/40 mit einem mittleren Steingewicht von G_{50} = 23,5 kg und einer Ungleichförmigkeit von d_{85}/d_{15} = 1,5.

Um das Deckwerk gegen Abrutschen zu sichern und nur den Teil der Deckschicht abzubilden, in dem eine Interaktion mit der Wellenbelastung stattfindet, wurde eine Fußsicherung eingebaut. Diese bestand aus 15 Betonblöcken mit kreisrunden Aussparungen, die die Wasserdurchlässigkeit der Blöcke sicherstellten. Am Böschungsfuß wurde das Geotextil umgeschlagen und der restliche Teil des Böschungsfußes mit einer Drainage aus Kies abgeschlossen. So wurde ein insgesamt durchlässiger Böschungsfuß hergestellt, der außerdem ein Auswaschen des Sandes der Böschung verhinderte.

Das Filtervlies wurde unterhalb der Fußsicherung und nach oben jeweils an der Kanalwand und der Trennwand befestigt. Es wurde ein *Terrafix® 609* von *Naue GmbH & Co. KG* eingebaut. Es besitzt laut Datenblatt eine Durchlässigkeit von $k_f = 2{,}86 \cdot 10^{-3}$ m/s und diente als Filter und Trennlage.

Die Kronensicherung am oberen Ende des Modells, hergestellt mit den gleichen Steinen wie die Fußsicherung, diente der Stabilität der Randsteine der Deckschicht. Für Wellenüberläufe wurde ein Auffangbecken hinter der Kronensicherung gebaut, um keine Verfälschungen des inneren Wasserstandes der Böschung durch von oben in die Böschung sickerndes Wasser zuzulassen. Kam es zum Wellenüberlauf, so wurde das Überlaufwasser über eine Pumpe während der Versuche wieder zurück in den Kanal gepumpt.

Die Böschung unter dem Deckwerk besteht aus einem gleichförmigen Sand (Ungleichförmigkeitszahl C_U = 2,2) mit einem mittleren Durchmesser von d_{50} = 0,34 mm.

Die in Abbildung 9 in der Mitte des Kanals zu erkennende Trennwand trennte die hydraulischen Prozesse auf den Deckschichten auf der Nord- und Südseite. Sie wurde rund 80 cm in den Sandkern eingebunden, so dass davon ausgegangen werden kann, dass sich die Prozesse im Boden ebenfalls nicht gegenseitig beeinflussen.

6.2 Messinstrumentierung

Die Messinstrumentierung diente der Aufzeichnung der wesentlichen hydraulischen Größen der Wellenbelastung auf dem Deckwerk sowie der Aufzeichnung der Wasserspiegellagen im Kanal. Die Position der Messgeräte wurde durch Abschätzung der hydraulischen Größen anhand bekannter Formeln für ähnliche Deckwerkstypen festgelegt.

6.2.1 Druckmessdosen

Es wurden für jede Deckwerkskonfiguration 24 Druckmessdosen an der Ober- und Unterkante der Deckschicht eingebaut, um die Druckverteilung auf und unter der Deckschicht während der Versuche zu messen. Die Druckmessdosen wurden immer paarweise auf der Ober- und Unterseite der Deckschicht in senkrecht zur Deckwerksoberkante verlaufenden Schnitten angeordnet. So kann mit den Ergebnissen der Druckmessdaten die resultierende Druckbelastung in Form der Druckdifferenz zwischen Ober- und Unterkante der Deckschicht berechnet werden. Die Druckmessdosen an der Oberkante der Deckschicht waren vom Typ *PDCR 830* der Firma *Druck Ltd.* (0,1 % Genauigkeit bei einem Messbereich von 5 bar im oberen Teil der Deckschicht und 1 bar für die zwei am meisten seewärts gelegenen Druckmessdosen) und zeichneten den Druck mit einer Messfrequenz von 1000 Hz auf. Die Druckmessdosen an der Unterkante der Deckschicht waren vom Typ *PDCR 1830* der Firma *GE Sensing* (0,1 % Genauigkeit bei einem Messbereich von 1 bar) und zeichneten den Druck mit einer Messfrequenz von 200 Hz auf. Abbildung 11 und 12 zeigen die Position der Druckmessdosen im Detail.

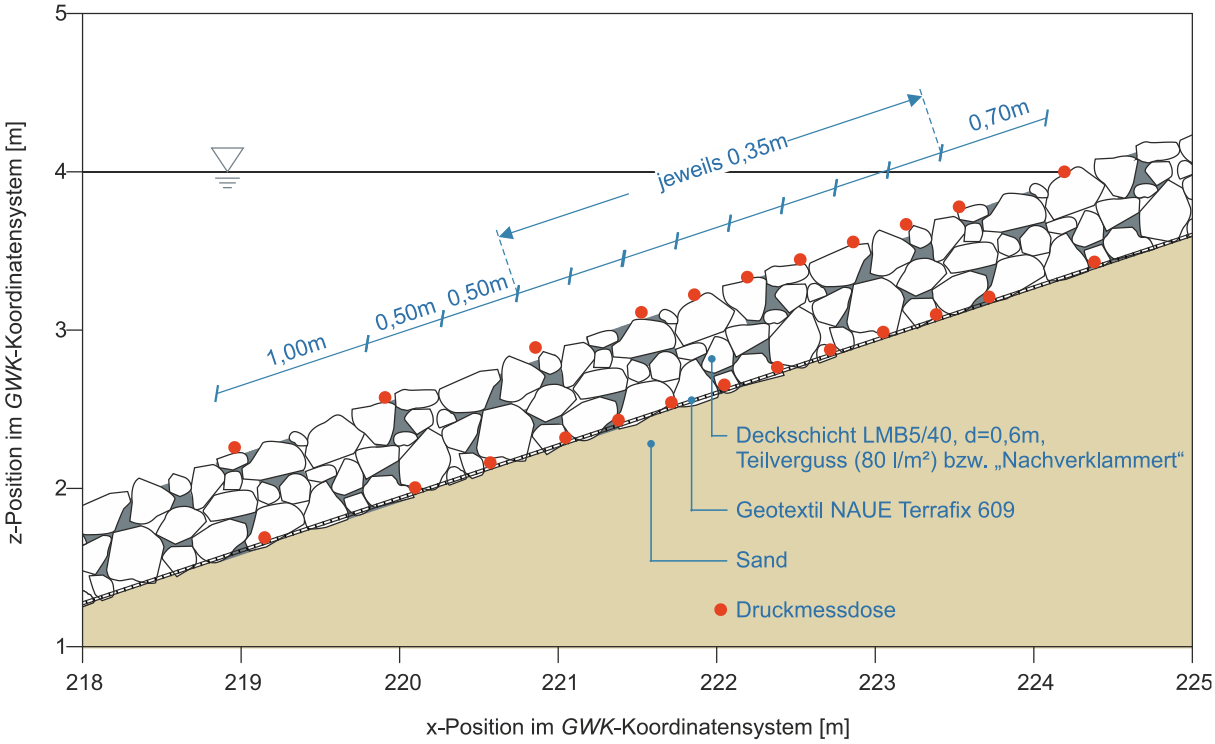


Abbildung 11: Position der Druckmessdosen auf der Nordseite des *GWK*.

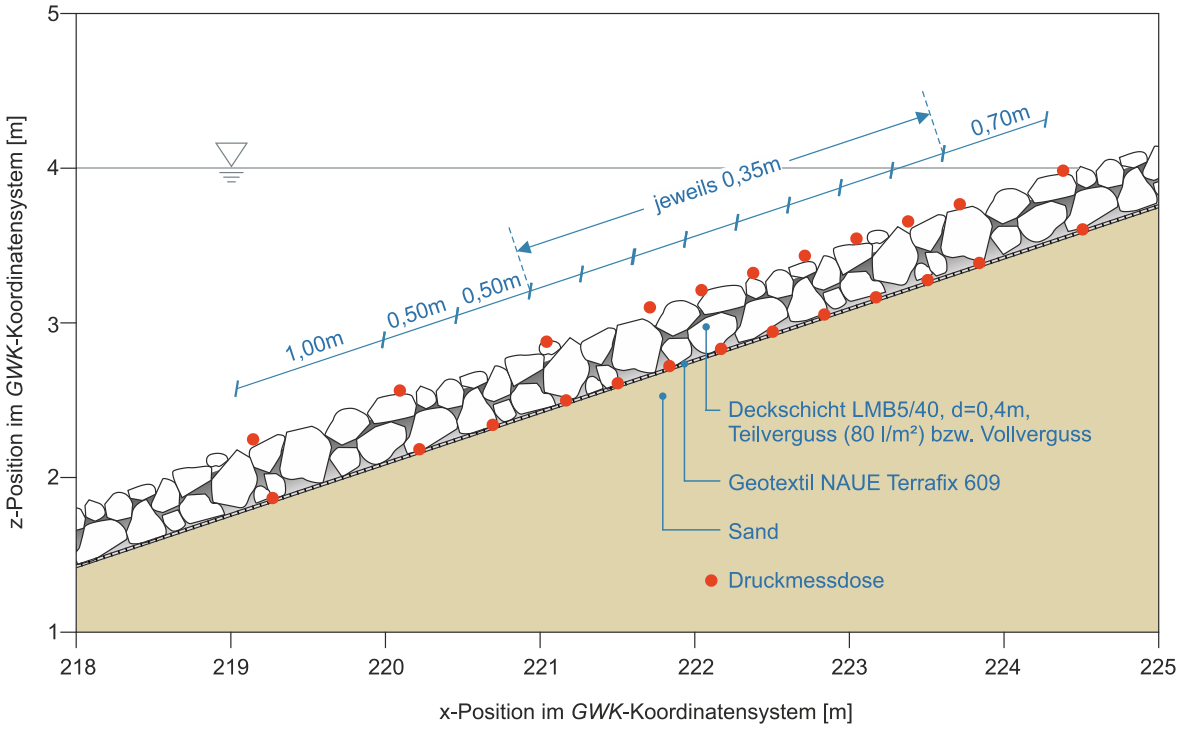


Abbildung 12: Position der Druckmessdosen auf der Südseite des *GWK*.

Zum Schutz und um die genaue Positionierung der Druckmessdosen zu gewährleisten, wurden die Druckmessdosen vor dem Einbringen der Deckwerkssteine in einen Druckmessdosenkanal aus Stahl eingebaut, siehe Abbildung 13.



Abbildung 13: Druckmessdosenkanal in der Deckschicht (Fotos: Kreyenschulte 2017).

So konnte auch ein möglichst ungehinderter Ein-, Um- und Ausbau der Deckschichten gewährleistet werden. Daher wurden die Druckmessdosen auch an der Oberkante der Deckschicht nicht genau in der Mitte der beiden Kanalhälften, sondern 45 cm in Richtung der Seiten des *GWK* verschoben. Der Abstand der Druckmessdosen zu den Seiten des *GWK* beträgt dann für die Oberseite der Deckschicht noch 80 cm. Die an der Unter-

seite der Deckschicht angeordneten Druckmessdosen wurden ebenfalls durch Rohre geschützt und liegen von den Druckmessdosen an der Oberseite der Deckschicht gesehen 34 cm näher zur Trennwand, um eine Beeinflussung der Druckmessung an der Unterkante durch den Druckmessdosenkanal zu verhindern.

Im Sandkern wurden keine Druckmessdosen angeordnet, da die Entwicklung des inneren Wasserspiegels sowie die Porenwasserdrücke im Sandkern infolge von Druckschlägen bei bekannten Randbedingungen, d. h. bei bekannter Druckverteilung an der Oberkante des Sandkörpers bzw. unter dem Deckwerk und bekannten Bodeneigenschaften ausführlich sowohl in physikalischen (Oumeraci et al. 2010), als auch numerischen Modellversuchen (Foyer 2013, Alcerreca-Huerta 2014) untersucht wurden.

6.2.2 2D-Laserscanner

Mit zwei 2D-Laserscannern vom Typ *LMS511* der Firma *SICK* (systematischer Fehler ±25 mm, statistischer Fehler ±6 mm) wurde in der Mitte beider Kanalhälften die Wasseroberfläche im Bereich des Deckwerks gemessen. Die Winkelauflösung der Scanner beträgt bei einer Messfrequenz von 25 Hz 0,167°. Aus der Liniendarstellung der Wasserspiegellage können die Wellenauflauf- und Wellenrücklaufhöhe berechnet werden.

Die 2D-Laserscanner wurden senkrecht zur Deckwerksoberfläche am Dach des Kanals montiert, um einen möglichst geringen Abstand der Scanner von der Wasseroberfläche, einen möglichst kleinen Winkel des Scanbereichs und damit eine optimale Auflösung zu erhalten.

6.2.3 Wellenpegel

Um die Wellenbewegung im Kanal aufzuzeichnen, wurden acht Wellenpegel im Kanal installiert. Dabei handelt es sich um zwei mal vier Drahtwellenpegel mit einer Messfrequenz von 100 Hz, die jeweils eine Harfe für eine Wellenanalyse nach Mansard und Funke (1980) bilden. Eine Wellenharfe befand sich 30 m vor dem Deckwerk, die andere 50 m vor der Wellenmaschine.

6.3 Versuchsprogramm

Ziel des Versuchsprogramms ist die Ermittlung der hydraulischen Größen, die als Randbedingung in die Modelle der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke eingehen. Um praxisrelevante Ergebnisse zu erzielen, wurden Versuche mit *JONSWAP*-Spektren durchgeführt. Dabei wurden die Wellenparameter systematisch variiert, um eine möglichst große Bandbreite von Brechertypen abzudecken. Es wurden jeweils mindestens 1000 Wellen generiert.

Mit der Analyse der Wellen eines Versuchsdurchlaufs im Frequenzbereich, die mit dem Programm *L~davis* (Kudella 2016) durchgeführt wurde, wurden die mittlere Wellenhöhe H_{m0}, die mittlere Wellenperiode $T_{m-1,0}$ und die Peakperiode T_p ermittelt. Aus diesen Größen wird die Wellenlänge $L_{m-1,0}$ berechnet:

$$L_{m-1,0} = \frac{g T_{m-1,0}^2}{2\pi} \tag{3}$$

Daraus kann die Wellensteilheit im Tiefwasser $s_0 = H_{m0}/L_{m-1,0}$ ermittelt werden. Schließlich wird der Brecherparameter im Tiefwasser berechnet:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{H_{m0}/L_{m-1,0}}} \quad (4)$$

Tabelle 2: Versuchsprogramm im *GWK*.

	$\xi_{m-1,0}$ [-]	H_{m0} [m]	$L_{m-1,0}$ [m]	$T_{m-1,0}$ [s]	T_p [s]	s_0 [%]
Versuchsphase 1	1,85	0,38	11,60	2,89	3,01	3,23
	1,96	0,77	26,32	4,27	4,44	2,91
	1,97	0,57	19,71	3,76	3,66	2,88
	2,02	0,67	24,61	4,25	4,27	2,71
	2,10	0,76	30,41	4,73	5,08	2,51
	2,19	0,85	36,97	5,04	5,30	2,31
	2,23	0,57	25,63	4,32	4,47	2,23
	2,38	0,38	19,48	3,88	4,01	1,97
	2,65	0,58	36,68	5,11	5,36	1,58
	2,65	0,58	36,76	5,14	5,36	1,58
	2,66	0,58	36,68	5,12	5,36	1,57
	2,93	0,76	58,57	6,41	6,85	1,30
	2,93	0,39	30,06	4,64	4,89	1,29
	3,36	0,58	58,78	6,41	6,58	0,98
	3,73	0,77	95,87	8,25	9,24	0,80
	4,10	0,39	58,92	6,66	7,08	0,66
	4,57	0,58	109,07	9,48	10,10	0,53
	4,64	0,66	127,54	10,30	12,18	0,52
Versuchsphase 2	1,55	0,72	15,61	3,16	3,43	4,63
	1,60	0,91	20,87	3,66	4,10	4,35
	1,63	0,73	17,45	3,34	3,79	4,17
	1,67	0,93	23,32	3,87	4,42	3,98
	1,72	0,75	20,10	3,59	3,90	3,74
	1,83	0,94	28,31	4,26	4,77	3,32
	1,95	0,77	26,36	4,11	4,44	2,91
	1,95	0,77	26,36	4,11	4,44	2,91
	2,19	0,86	37,08	4,87	5,43	2,31
	2,22	0,58	25,63	4,05	4,55	2,25
	2,36	0,39	19,38	3,52	3,68	1,99
	2,92	0,76	58,42	6,12	6,85	1,30
	2,93	0,39	30,09	4,39	4,53	1,30
	3,34	0,58	58,59	6,13	7,06	0,99
	3,73	0,76	95,67	7,83	8,47	0,80
	4,08	0,39	58,90	6,14	6,57	0,67
	4,56	0,58	109,46	8,37	9,36	0,53
	4,62	0,66	127,65	9,04	5,34	0,52

Die Ergebnisse der Versuche werden zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe (Kap. 7) und zur Modellierung der Deckschicht (Kap. 10) verwendet und in den jeweiligen Kapiteln detailliert beschrieben.

7 Wellenauflaufhöhe

Die Zeitreihen der Wellenauflaufhöhen wurden gefiltert, um Ausreißer durch Wasserspritzer infolge von Sturzbrechern zu eliminieren. Die Wellenauflaufhöhen wurden durch Laserscanner erfasst und durch Videoanalyse kontrolliert. Die relativen Wellenauflaufhöhen $R_{u2\%}/H_{m0}$ sind in Abbildung 14 und 15 gegen die Brecherkennzahl $\xi_{m\text{-}1,0}$ jeweils mit den Gleichungen (1) und (2) zur Beschreibung der Wellenauflaufhöhe aus dem EurOtop (2018) aufgetragen. Der tatsächliche Verlauf der Wellenauflaufhöhe über die Brecherkennzahl ist stetig, die Wellenauflaufhöhe nach EurOtop (2018) zeigt allerdings einen Knick. Die Formel nach EurOtop (2018) wurde jedoch an einer großen Anzahl physikalischer Modellversuche ermittelt und stellt den Stand der Technik dar.

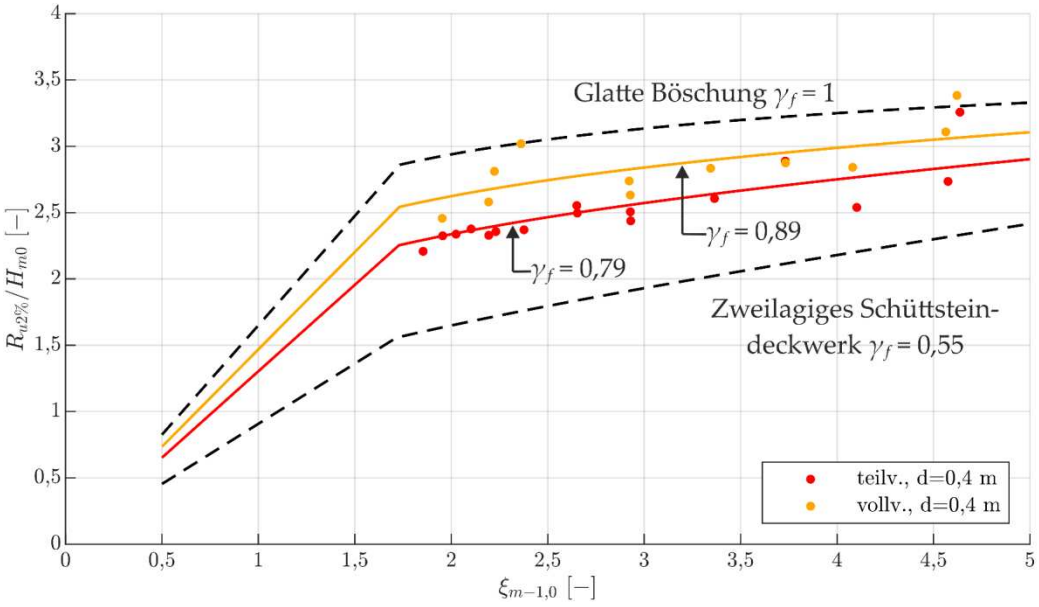


Abbildung 14: Relative Wellenauflaufhöhe in Abhängigkeit der Brecherkennzahl (Deckschichtdicke $d = 40$ cm).

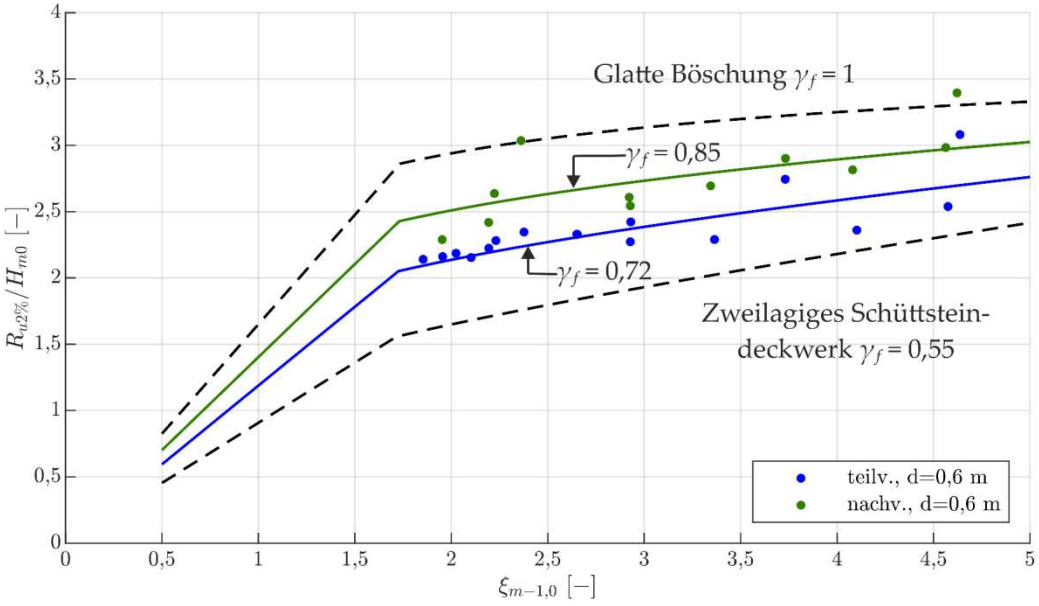


Abbildung 15: Relative Wellenauflaufhöhe in Abhängigkeit der Brecherkennzahl (Deckschichtdicke $d = 60$ cm).

Abbildung 14 zeigt den relativen Wellenauflauf auf der 40 cm dicken Deckwerksseite, Abbildung 15 bildet die 60 cm dicke Seite ab. In den durchgeführten Versuchen im großen Wellenkanal ist keine Berme eingebaut, daher ergibt sich der Beiwert zur Berücksichtigung einer Berme in der Gleichung zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe nach EurOtop (2018) zu $\gamma_b = 1$. Weiterhin liegt ein senkrechter Wellenangriff vor, dies führt zu $\gamma_\beta = 1$. Mit diesen bekannten Parametern wurden alle weiteren Einflüsse im Reduktionskoeffizienten für die Oberflächenrauheit γ_f zusammengefasst.

Es zeigt sich eine Zunahme der relativen Wellenauflaufhöhe mit zunehmender Brecherkennzahl $\xi_{m\text{-}1,0}$. Im Bereich der Brecherkennzahl $\xi_{m\text{-}1,0} > 4{,}50$ wird eine weitere Zunahme der Wellenauflaufhöhen beobachtet, dies ist wahrscheinlich auf eine Abnahme des Einflusses der Oberflächenrauheit zurückzuführen.

Tabelle 3: Reduktionskoeffizienten für die Oberflächenrauheit γ_f in Abhängigkeit der Schichtdicke und der Vergussmenge der Deckschicht.

Vergussart	Vergussmenge q_V [l/m²]	Dicke der Deckschicht d [m]	Reduktionskoeffizient γ_f [-]	Variationskoeffizient c_v [%]	Bestimmtheitsmaß R^2 [-]
Vollverguss durch Nachvergießen	100+80	0,6	0,85	8,06	0,50
Teilverguss	80	0,6	0,72	6,28	0,63
Vollverguss	180	0,4	0,89	6,35	0,51
Teilverguss	80	0,4	0,79	5,60	0,70

Im Vergleich zwischen Teil- (80 l/m²) und Vollverguss (180 l/m²) sind bei gleicher Schichtdicke deutliche Unterschiede des Reduktionskoeffizienten zu erkennen. Das teilvergossene Deckwerk weist eine höhere Rauigkeit auf und die Wellenauflaufhöhe ist geringer im Vergleich zum vollvergossenen Deckwerk. Der Reduktionskoeffizient der vollvergossenen Deckschicht ist im Vergleich zur teilvergossenen Deckschicht bei einer Schichtdicke von 60 cm um 0,13 (18 %) höher und bei einer Schichtdicke von 40 cm um 0,10 (13 %) höher.

Ein Vergleich der relativen Wellenauflaufhöhen der beiden Deckwerke mit unterschiedlichen Schichtdicken (0,40 m und 0,60 m) in Abbildung 14 und 15 zeigt, dass die Schichtdicke beim Teilverguss einen größeren Einfluss auf den Reduktionsfaktor hat als beim Vollverguss. Die höhere Schichtdicke kann insbesondere beim Teilverguss mit einer höheren (effektiven) Porosität und einem größeren Porenraumvolumen den Wellenauflauf deutlich abmindern. Neben der Rauigkeit der Deckwerksoberfläche haben also auch die (effektive) Porosität, das Porenraumvolumen und die Durchlässigkeit der Deckschicht einen signifikanten Einfluss auf die Wellenauflaufhöhe. Folglich ist der ermittelte Reduktionsfaktor bei einer höheren Schichtdicke (60 cm) und Teilverguss (80 l/m²) mit $\gamma_f = 0{,}72$ im Vergleich zum Vollverguss (180 l/m²) mit geringerer Schichtdicke (40 cm) mit $\gamma_f = 0{,}89$ deutlich niedriger.

Reduktionsfaktoren γ_f für raue und poröse Deckwerke aus der Literatur, wie $\gamma_f = 0{,}75$ für bitumengebundenen Oberflächenverguss (Pilarczyk 1998) und $\gamma_f = 0{,}78$ für

polyurethangebundene Deckwerke (Oumeraci et al. 2010) zeigen eine ähnliche Größenordnung im Vergleich zu den untersuchten teilvergossenen Deckwerken. Ein direkter Vergleich ist im Fall der polyurethangebundenen Deckwerke allerdings aufgrund kleinerer Steingrößen nicht möglich. Auch Reduktionsfaktoren für raue Deckwerke, z. B. $\gamma_f = 0{,}9$ für Basalton-Deckwerke (EurOtop 2018), liegen im Bereich der untersuchten vollvergossenen Deckwerke.

8 Versuche zur Ermittlung der Durchlässigkeit

Zur Ermittlung der Drücke und der hydraulischen Gradienten unter der Deckschicht in Abhängigkeit der Drücke auf der Deckschicht ist die Kenntnis der Durchlässigkeit und der Porosität der Deckschicht notwendig. Diese gehen als Randbedingung in den als Transferfunktion II beschriebenen Prozess ein (siehe Abbildung 8).

Besonderen Einfluss auf die Durchlässigkeit der Deckschicht hat die Porosität. Im Gegensatz zu anderen Deckwerkstypen, bei denen die Porosität in vergleichsweise kleinen Grenzen schwankt, sind bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken Porositäten zwischen nahezu 0 % und 40 % möglich. Für ein Verständnis der Interaktion von Seegangsbelastung und Deckwerk wird also die Kenntnis der Durchlässigkeit über ein breites Spektrum der Porosität benötigt. Im Folgenden wird eine kurze Übersicht über die Beschreibung der Strömung in porösen Medien und die bisher für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke durchgeführten Untersuchungen gegeben. Danach werden die am *IWW* durchgeführten Versuche zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke beschrieben, bei denen eine systematische Variation der Vergussstoffmenge durchgeführt wurde. Die Ergebnisse werden in Form einer Gleichung zur Berechnung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit der Porosität (Quotient des Porenvolumens zum Gesamtvolumen) zusammengefasst.

8.1 Beschreibung der Strömung in porösen Medien

Die Strömung in porösen Medien wird auf makroskopischer Ebene bei Betrachtung des Mediums als Kontinuum im Allgemeinen durch die erweiterte Darcy-Forchheimer-Gleichung nach Polubarinova-Kochina beschrieben, die in eindimensionaler Form wie folgt lautet (Polubarinova-Kochina 1951, Burcharth und Andersen 1995, Forchheimer 1903):

$$\frac{1}{\rho \cdot g}\frac{\partial p}{\partial x} = i = a \cdot v_f + b \cdot v_f \cdot |v_f| + c \cdot \frac{\partial v_f}{\partial t} \tag{5}$$

In Gl. (5) bezeichnet p den Druck, i den hydraulischen Gradienten in Strömungsrichtung und v_f die Filtergeschwindigkeit. Die Koeffizienten a, b und c sind halbempirische Konstanten, die in experimentellen Untersuchungen ermittelt werden. Die Darcy-Forchheimer-Gleichung nach Polubarinova-Kochina beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Potentialunterschied zweier Punkte und der vorliegenden Filtergeschwindigkeit sowie der Änderung dieser Filtergeschwindigkeit über die Zeit. Bei einer stationären Strömung entfällt der dritte Term auf der rechten Seite, der die Beschleunigung des Fluids über die Zeit beschreibt.

Burcharth und Andersen (1995) diskutieren verschiedene Ansätze zur Herleitung der Ausdrücke für die Koeffizienten *a* und *b* der Darcy-Forchheimer-Gleichung (Dimensionsanalyse, Navier-Stokes-Gleichungen, Analogie zur Rohrströmung) und zeigen für stationäre Strömungen:

$$i = \alpha \frac{(1-n)^2}{n^3} \frac{\nu}{gd^2} v_f + \beta \cdot \frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gd} v_f^2 \tag{6}$$

Dabei bezeichnet *n* die Porosität, ν die kinematische Viskosität und *d* einen charakteristischen Korndurchmesser. Die Konstante α hängt dann nur noch von der Kornverteilung (Sieblinie) und der Kornform ab, die Konstante β nur noch von der Kornverteilung, Kornform sowie der relativen Oberflächenrauheit k/d. Die Konstanten sind nach Burcharth und Andersen (1995) und Pedras und Lemos (2001) abhängig von den Strömungszuständen, ausgedrückt durch die Reynolds-Zahl *Re* (Gl. (7)):

- Darcy-Strömung (laminare Strömung): Der Strömungswiderstand wird durch Kräfte aus Viskosität dominiert ($Re < 1$).
- Übergangsbereich (Trägheitsströmung): Der Strömungswiderstand wird ab $Re \approx 1 – 10$ durch Trägheitskräfte bestimmt, wodurch ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Filtergeschwindigkeit und Gradient entsteht ($Re \approx (1 – 10) – 150$).
- Instationärer (Forchheimer-) Strömungszustand ($Re \approx 150 – 300$).
- Turbulent rauer Strömungszustand: Instationärer und turbulenter Strömungszustand ($Re > 300$).

Die angegebenen Reynolds-Zahlen stellen keine exakten Grenzen dar, sondern sollen Bereiche angeben, in denen es zum Übergang zwischen den Strömungszuständen kommt. Darüber hinaus werden die in der Gleichung zur Bestimmung der Reynolds-Zahl verwendeten charakteristischen Größen nicht einheitlich verwendet. Mit der charakteristischen Länge L_c, der charakteristischen Geschwindigkeit v_c und der kinematischen Viskosität ν ergibt sich die Reynolds-Zahl *Re* allgemein zu:

$$Re = \frac{v_c \cdot L_c}{\nu} \tag{7}$$

Als charakteristische Geschwindigkeit wird die Filtergeschwindigkeit (Burcharth und Christensen 1991) oder die Abstandsgeschwindigkeit (Li und Garga 1998) verwendet. Als charakteristische Länge wird unter anderem der mittlere Korndurchmesser d_{50} (Burcharth und Christensen 1991) oder der hydraulische Radius (Hansen 1992, Li und Garga 1998), der Quotient aus Porenvolumen und Oberfläche der Poren innerhalb eines Kontrollvolumens, verwendet.

Burcharth und Andersen (1995) zeigen, dass für Korngrößen $d > 0{,}03$ m der turbulente raue Strömungsbereich schon bei sehr kleinen Filtergeschwindigkeiten von ca. 10^{-2} m/s erreicht wird, so dass der Anteil aus turbulentem Strömungswiderstand gegenüber dem laminaren Strömungswiderstand deutlich überwiegt. In diesem Fall vereinfacht sich Gl. (6) zu:

$$i = \beta' \cdot \frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gd} v_f^2 \tag{8}$$

Für die Fragestellungen des Küsteningenieurwesens und im Fall mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten ist die turbulent raue Durchströmung relevant, da hier große Gradienten und Steindurchmesser vorliegen. Der Zusammenhang zwischen hydraulischem Gefälle und Filtergeschwindigkeit wird häufig auch über den im Ingenieurwesen gebräuchlichen Durchlässigkeitskoeffizienten k' [m/s] der turbulent rauen Durchströmung beschrieben:

$$v_f = k' \cdot \sqrt{i} \tag{9}$$

Die beiden Werte β' und k' können also direkt ineinander umgerechnet werden (Burcharth und Andersen 1995):

$$\beta' = \frac{1}{(k')^2} \cdot \frac{n^3}{1-n} \cdot g \cdot d \tag{10}$$

Losada et al. (2016) geben eine Übersicht über den Stand der Forschung bezüglich der Modellierung der Interaktion von Wellen mit porösen Strukturen im Küsteningenieurwesen. Dort werden neben experimentell ermittelten Beiwerten auch eine Vielzahl an Beiwerten angegeben, die durch numerische Modelle, d. h. durch Einstellung der Beiwerte als Kalibrierungsparameter und Anpassung der Ergebnisse an Messwerte physikalischer Modellversuche, ermittelt wurden. Tabelle 4 stellt die von Burcharth und Andersen (1995) und Losada et al. (2016) zusammengestellten β'-Beiwerte dar.

Tabelle 4: Übersicht über ermittelte β'-Beiwerte aus der Literatur.

Autor	d_{85}/d_{15}	β'	Re
Nach Burcharth und Andersen (1995):			
Burcharth und Christensen (1991)	1,4-1,8	2,4-3,0	600-10.300
Hannoura und McCorquodale (1985)	k. A.	3,0-3,7	k. A.
Shih (1990)	1,3-1,4	2,5-2,9	300-5.700
Williams (1992)	1,3	3,7	750-7.500
Nach Losada et al. (2016):			
Verschiedene*	-	0,8-3,3	-

Alle Steinpackungen wurden zufällig angeordnet.
*Zusammenfassung der angegebenen numerisch ermittelten Beiwerte verschiedener Autoren für Wellenbrecher aus gebrochenem Steinmaterial.

Sowohl Losada et al. (2016) als auch Burcharth und Andersen (1995) weisen darauf hin, dass die in Tabelle 4 aufgeführten Werte für β' nur in einem kleinen Bereich von Reynolds-Zahlen und für relativ niedrige Reynolds-Zahlen ermittelt wurden. Physikalische Modellversuche sind außerdem meist mit für das Küsteningenieurwesen sehr kleinen Durch-messern des Steinmaterials durchgeführt worden. Maßstabseffekte bei der Übertragung der Ergebnisse auf größere Steindurchmesser sind nicht ausreichend bekannt und können deswegen nicht berücksichtigt werden (Burcharth und Andersen 1995).

Zu den aus der Literatur entnommenen Funktionen ist außerdem anzumerken, dass die meisten Veröffentlichungen keine statistische Beschreibung der Genauigkeit der ermittelten β'-Werte enthalten. Einzige Ausnahme für den Wert β nach Gl. (6) ist Den Adel (1987) (zitiert nach van Gent 1993), der für den ermittelten Wert $\beta = 2{,}2$ ein 95 %-Konfidenzintervall zwischen $0{,}9 \leq \beta \leq 5{,}3$ angibt. Meist wird die vorhandene Streuung der Werte nur sehr unspezifisch als „groß“ beschrieben, siehe z. B. Hansen (1992).

8.2 Übersicht über vorhandene Untersuchungen zur Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke

Es liegen derzeit nur wenige Veröffentlichungen zur Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten vor. Knieß und Köhler (1984) führten Versuche zur Durchlässigkeit mörtelvergossener Deckschichten durch. Alle Deckschichten wurden mit der Steinklasse II hergestellt, die der heutigen Bezeichnung $CP_{90/250}$ entspricht (Kayser 2005). Alle Deckschichten wurden im turbulent hydraulisch rauen Zustand durchströmt (Knieß und Köhler 1984). Die Ergebnisse sind in Tabelle 5 dargestellt, in der die von Knieß und Köhler (1984) gegebenen k_f-Werte unter Annahme eines mittleren Durchmessers der Wasserbausteine der Steinklasse II von $d_{50} = 0{,}16$ m in β-Werte umgerechnet wurden.

Tabelle 5: Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen von Knieß und Köhler (1984).

Deckschichtdicke [cm]	Vergussmenge [l/m²]	Porosität vor Verguss [-]	Porosität nach Verguss [-]	k_f [mm/s]*	β [-]**
40	63,1	0,45	0,29	64	13,2
40	60,7	0,44	0,29	130	3,2
40	61,4	0,42	0,26	44	19,3
40	55,7	0,44	0,30	100	6,1
*Gl. (10)		**Gl. (8)			

Die in einem Bereich von 55 l/m² – 63 l/m² variierten Vergussstoffmengen stellen die untere Grenze der in den EAK 2007 empfohlenen Vergussstoffmengen an der Küste dar. Der potenziell relevante Bereich hoher Vergussstoffmengen, bei denen infolge der Wellenbelastung größere Druckunterschiede zwischen Oberkante und Unterkante der Deckschicht entstehen als bei den untersuchten sehr durchlässigen Deckschichten, wird mit den Ergebnissen nicht abgedeckt.

Auch bei den von Hallauer (1986) durchgeführten Untersuchungen wird die Vergussstoffmenge nur in einem Bereich von 45 – 55 l/m² variiert. Die untersuchten Deckschichten wiesen Durchlässigkeiten von $k_f = 120 – 180$ mm/s auf. Allerdings werden weder die verwendete Steinklasse, noch die genaue Dicke oder Porosität der Versuchskörper angegeben.

Führböter und Dette (1979b) führten Durchlässigkeitsversuche an einem Deckwerk, bestehend aus der Deckschicht und einem darunter liegenden Geotextil, durch. Der Durchströmungswiderstand wird dabei vom Geotextil dominiert und das Ergebnis ist daher für die mörtelvergossene Deckschicht nicht repräsentativ.

Die vorhandenen Untersuchungen decken also nur einen kleinen Teil der für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke an der Küste verwendeten Vergussstoffmengen und eine an der Küste praktisch nicht verwendete Steinklasse ab (vgl. Kap. 2).

8.3 Methodik

Die Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke ist abhängig von der Steingröße, Steinform, Orientierung der Steine zur Strömungsrichtung, der effektiven Porosität sowie der Vergussstoffmenge und der Verteilung des Vergussstoffs im Porenraum. Im Folgenden wird angenommen, dass die Porosität und effektive Porosität der Stein-

schüttung gleich groß sind. Die Porosität der Steinschüttung vor Verguss ist insbesondere abhängig vom Einbauverfahren (MAV 2017).

Die meistverwendete Steinklasse für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke ist die Gewichtsklasse $LMB_{5/40}$ (siehe Kap. 2), in der Größe und Form der Steine innerhalb der in den „*Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine*“ (TLW 2003) definierten Grenzen variieren. Daher wurden die Untersuchungen auf diese Steinklasse begrenzt und die Vergussstoffmenge und damit die Porosität systematisch variiert. Die Vergussstoffmenge wurde im Bereich der an der Küste typischerweise verwendeten Mengen (siehe Kap. 2) variiert. Als geringste Vergussmenge wurden 56 l/m² verwendet, was als untere Grenze der Vergussstoffmenge für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten im Küstenbereich angenommen werden kann. Die hier verwendete höchste Vergussstoffmenge von 110 l/m² wird bei einer stärkeren Verklammerung eingesetzt. In den Versuchen wurden außerdem die beiden Deckschichtdicken 40 cm und 60 cm untersucht. Es wird angenommen, dass die Porosität und der Fließzustand den größten Einfluss auf die Durchlässigkeit haben.

8.3.1 Materialien

Die verwendeten Wasserbausteine der Gewichtsklasse $LMB_{5/40}$ hatten einen mittleren Durchmesser von d_{50} = 0,21 m und eine Ungleichförmigkeit von d_{85}/d_{15} = 1,6. Die Wasserbausteine wurden von der Firma *Colcrete – von Essen GmbH & Co. KG* in Kooperation mit der Firma *Gewatech Grund- und Wasserbau GmbH & Co. KG* von Hand mit kolloidalem Mörtel vergossen. Der Mörtel erfüllte alle im MAV (2017) definierten Anforderungen an frischen und erhärteten Vergussstoff.

Es wurden zehn Probekörper mit quadratischer Grundfläche hergestellt, die Deckschichtausschnitte repräsentieren. Die Seitenlänge der Grundfläche betrug 1,22 m. Sieben Versuchskörper hatten eine Dicke von 40 cm, drei Versuchskörper wurden mit einer Dicke von 60 cm hergestellt. Mit den gewählten Wasserbausteinen der Klasse $LMB_{5/40}$ weisen die Versuchskörper bei einer Dicke von 40 cm zwei Steinlagen und bei einer Dicke von 60 cm drei Steinlagen auf.

Die Versuchskörper wurden hergestellt, indem die Wasserbausteine händisch in einen Bewehrungskorb geworfen wurden, um eine zufällige Steinanordnung zu erhalten. Diese Bewehrungskörbe befinden sich in Schalungen, die das anschließende Vergießen der Versuchskörper ermöglichen und eine einheitliche Grundfläche der Versuchskörper sicherstellen (s. Abbildung 16). Vor dem Befüllen der Bewehrungskörbe werden die Steine mit einem Hochdruckreiniger von Verunreinigungen befreit.



Abbildung 16: Unvergossener Versuchskörper in der Draufsicht in der Schalung (links) und Verguss eines Versuchskörpers von Hand (rechts) (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Beim Füllen der Schalungen wird darauf geachtet, die Herstellung des Deckwerks möglichst realitätsgetreu umzusetzen. Der Unterschied zur Praxis besteht darin, dass an Küsten und Wasserstraßen die Wasserbausteine maschinell auf Böschungen geschüttet werden. Für die Herstellung der Versuchskörper wurde daher versucht, die Steine möglichst wahllos in die Schalungen zu kippen. Anschließend wurde durch händisches Umpacken der Steine versucht Randeffekte an der Grenze zwischen Schalung und Steinschüttung auszugleichen. Das dafür entscheidende Kriterium war, dass beim Betrachten der Versuchskörper von oben der Boden der Schalung nicht sichtbar sein durfte. Insbesondere an den Rändern, wo die Wände der Schalung die natürliche Lage der Steine behindern und dadurch größere Hohlräume entstehen, ist das Umpacken der Steine für die realitätsnahe Steinverteilung besonders wichtig.

Wichtigster Einflussparameter auf die Durchlässigkeit der Deckschichten ist die Porosität, die für alle Versuchskörper jeweils vor dem Verguss und nach dem Verguss ermittelt wurde. So konnte nicht nur die Porosität der vergossenen Versuchskörper ermittelt werden, sondern auch die Verteilung des Vergussstoffs über die Deckschichtdicke. Diese Vorgehensweise ist nach MAV (2017) auch bei der Erstellung neuer hydraulisch gebundener Deckschichten an den Bundeswasserstraßen vorgeschrieben, um die Qualität der Vergussarbeiten zu bewerten und eine den Anforderungen des MAV (2017) genügende Vergussstoffverteilung sicherzustellen.

Für die Ermittlung der Porosität der Versuchskörper wird die Auslitermethode verwendet. Dazu wird eine Schalung, in der sich der Versuchskörper befindet, mit Wasser befüllt. Das Volumen des Wassers, welches für das Füllen des Behälters benötigt wird, entspricht dem Hohlraumvolumen. In den durchgeführten Ausliterversuchen ist jeweils das Wasservolumen für Intervalle von 2,5 cm über die gesamte Dicke der Versuchskörper bestimmt worden. Abbildung 17 stellt exemplarisch eine Verteilung der Volumenanteile des Hohlraums, des Vergussstoffs und der Wasserbausteine über die Dicke der Deckschicht dar.

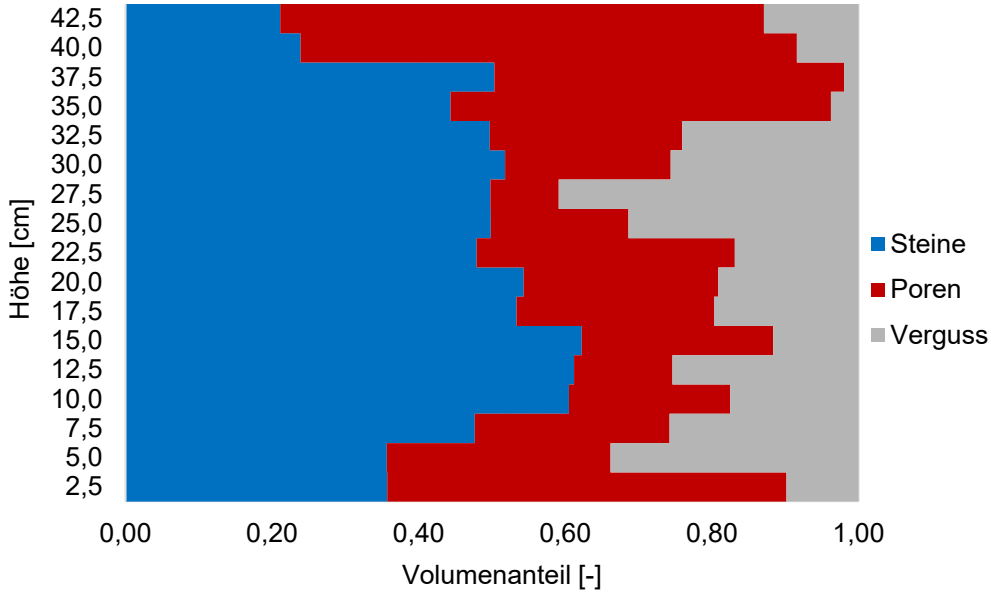


Abbildung 17: Exemplarische Darstellung der gemessenen Verteilung des Stein-, Mörtel- und Hohlraumvolumens über die Deckschichtdicke.

Abbildung 18 zeigt exemplarisch die Seitenansicht eines teilvergossenen Versuchskörpers.



Abbildung 18: Vergossener Versuchskörper, $d = 60$ cm, Vergussmenge $q_v = 100$ l/m² (Foto: Kreyenschulte 2016).

Wird die Porosität als Mittelwert aller Schichten von der Unterkante bis zur Oberkante des Versuchskörpers, die im Fall einer Schüttsteindeckschicht keine klar abgegrenzte Linie ist, definiert, so hat die aufgrund des Randeffekts erhöhte Porosität an der Ober- und Unterkante der Deckschicht einen deutlichen Einfluss auf die Porosität des gesamten Versuchskörpers. Da die Porosität dort größere Schwankungen als im mittleren Bereich der Versuchskörperdicke zeigt (siehe auch Abbildung 17) und sich zusätzlich an Ober- und Unterkante der Einström- bzw. Ausströmbereiche der Deckschicht befindet, wird die Porosität der Versuchskörper als Mittelwert der Porosität der Deckschichthöhen von 5 cm bis 37,5 cm für die 40 cm dicken Versuchskörper bzw. 5 cm bis 57,5 cm für die 60 cm dicken Versuchskörper definiert. Es wird außerdem im Folgenden angenommen,

dass die Porosität der effektiven Porosität entspricht. Die so ermittelten Werte sind in Tabelle 6 dargestellt.

Tabelle 6: Porosität der Versuchskörper vor und nach dem Verguss sowie verwendete Vergussstoffmenge.

Versuchskörper	Dicke [cm]	Porosität vor Verguss [%]	Porosität nach Verguss [%]	Vergussstoffmenge [l/m²]
1	40	50	23	108
2	40	51	23	108
3	40	49	26	88
4	40	49	34	56
5	40	50	27	88
6	40	49	27	75
7	40	51	24	100
8	60	46	23	100
9	60	48	30	100
10	60	47	33	89

8.3.2 Beschreibung des Versuchsprinzips und der Versuchseinrichtung

Zur experimentellen Bestimmung der Durchlässigkeit der Versuchskörper werden diese in einer Versuchseinrichtung getestet, die eine definierte Durchströmung des Versuchskörpers bei gleichzeitiger Messung der Drücke entlang der Strömungsrichtung erlaubt. Die Versuchseinrichtung wurde von der Firma *BERDING Beton GmbH* gebaut, von *Deltares* modifiziert und diente ursprünglich der Ermittlung der Durchlässigkeit von Setzsteindeckwerken. Die Versuchseinrichtung wurde am *IWW* weiter modifiziert, um auch Deckschichtdicken von 60 cm untersuchen zu können und eine Dichtung für die unregelmäßigen Berandungen der Versuchskörper mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten zu konstruieren. Ein Querschnitt der Versuchseinrichtung ist in Abbildung 19 dargestellt.

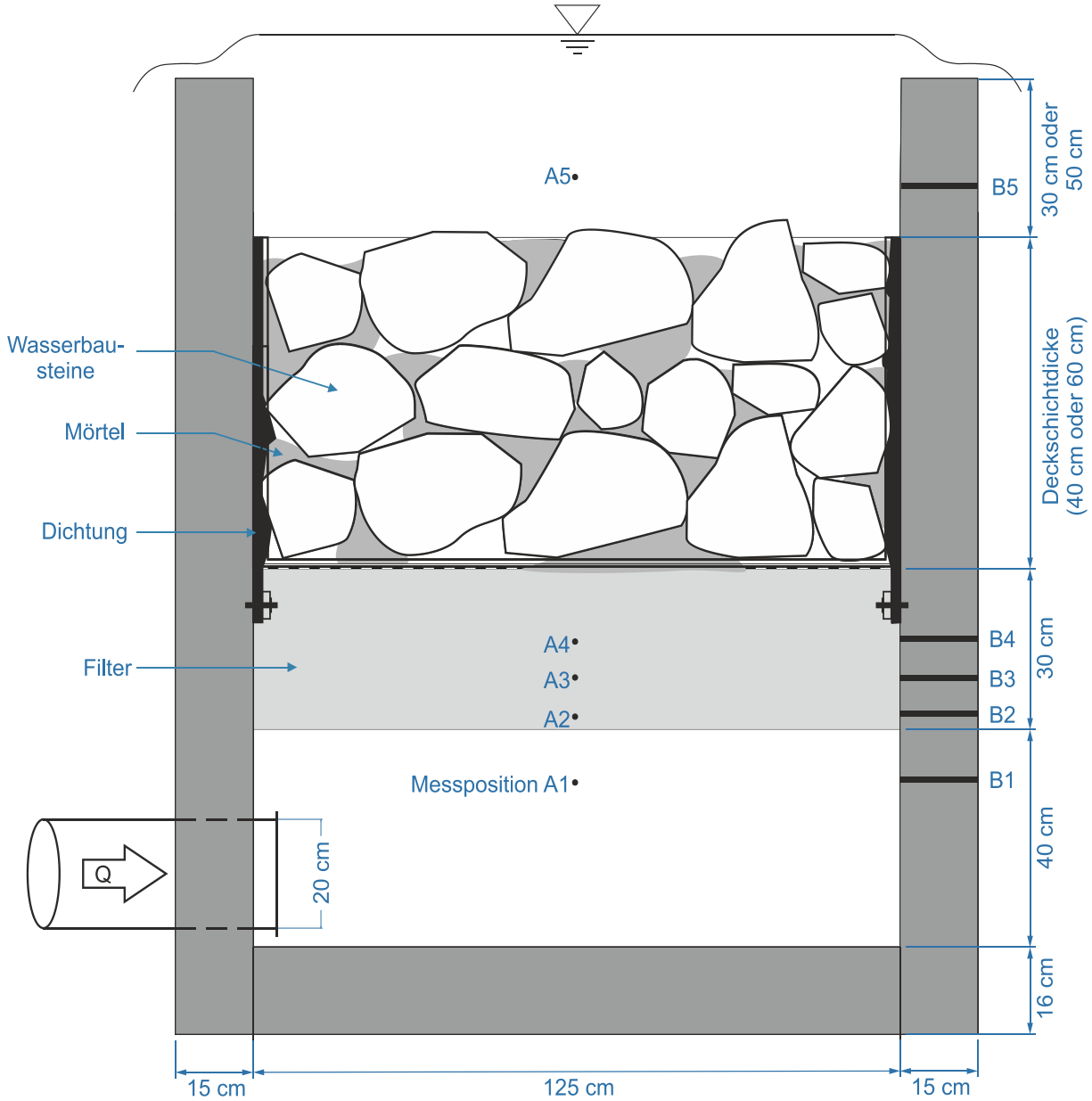


Abbildung 19: Querschnitt durch die Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke.

Wasser strömt durch das in Abbildung 19 links angeschlossene Rohr in die Versuchseinrichtung, strömt dann durch den mineralischen Filter und schließlich durch die Deckschicht. Danach fällt das Wasser im freien Überfall über die Wandungen der Versuchseinrichtung. Bei der Durchströmung des mineralischen Filters wird die Strömung vergleichmäßigt. Bei dem Filter handelte es sich um einen Flusskies mit einem mittleren Korndurchmesser von d_{50} = 2,8 cm und einer Ungleichförmigkeit von d_{85}/d_{15} = 2.

Werden nun unter stationären Bedingungen der Durchfluss durch das Rohr sowie die Wasserdrücke an verschiedenen Positionen entlang der Strömungsrichtung gemessen, können mit der Differenz aus dem Druck unter der Deckschicht (ermittelt durch Extrapolation des Druckverlaufs im Filtermaterial bis zur Unterkante der Deckschicht) und über der Deckschicht der hydraulische Gradient und schließlich die Durchlässigkeit des Filtermaterials und der Deckschicht berechnet werden.

Die Drücke werden in zwei Messachsen aufgezeichnet. Messachse A liegt 90° zum Rohr, durch das das Wasser in die Versuchseinrichtung strömt. Messachse B liegt diesem Rohr direkt gegenüber, siehe Abbildung 17. Zur Messung der Drücke entlang der Messachsen A und B wurde das Gerät *DP300 Pressure-Calibrator* der Firma *Mecotec* verwendet (Messunsicherheit 0,025 % vom Endwert, Messbereich $0 - 400$ mbar). Der Durchfluss der Versuchseinrichtung wurde am Zuflussrohr mit einem Ultraschallmessgerät des Typs *AquaTrans® AT600* der Firma *GE Measurements and Control* gemessen. Das Messgerät misst die Fließgeschwindigkeit mit einer Genauigkeit von 1 % des Ablesewertes bei Fließgeschwindigkeiten bis zu 12 m/s.

8.3.3 Ermittlung der Durchlässigkeit

Der hydraulische Gradient i zwischen Ober- und Unterkante der Deckschicht wird mit dem Potenzial an der Oberkante der Deckschicht Φ_o, dem fiktiven Potenzial Φ_{fiktiv} und der Deckschichtdicke d wie folgt bestimmt:

$$i = \frac{\Delta\phi}{\Delta x} = \frac{\phi_o - \phi_{fiktiv}}{d} \tag{11}$$

Das Potenzial Φ wird dabei in Metern Wassersäule angegeben. Das tatsächlich an der Unterkante der Deckschicht vorliegende Potenzial unterscheidet sich in der Grundfläche der Deckschicht je nachdem, ob am betrachteten Punkt ein Porenraum vorhanden ist oder ein Wasserbaustein auf dem Filter liegt. Um diese lokalen Effekte zu kompensieren wird das fiktive Potenzial Φ_{fiktiv} an der Unterkante der Deckschicht durch Extrapolation des Potenzials im Filter bis zur Unterkante der Deckschicht berechnet. Die Definition des fiktiven Potenzials entspricht dem Vorgehen zur Ermittlung der Durchlässigkeit von Setzsteindeckwerken, siehe z. B. Klein Breteler und Bezuijen (1988). Die für jede Messachse ermittelten hydraulischen Gradienten werden gemittelt, um ein für die Deckschicht repräsentatives Ergebnis zu erhalten.

Das beschriebene Vorgehen wird für jeden Versuchskörper mit verschiedenen Durchflüssen durchgeführt. Mit den Ergebnissen kann die Filtergeschwindigkeit über das hydraulische Potential aufgetragen werden, siehe Abbildung 20.

Der gesuchte Zusammenhang zwischen hydraulischem Gefälle und Filtergeschwindigkeit wird über den Durchlässigkeitskoeffizienten der turbulent rauen Durchströmung k' in Gl. (9) beschrieben. Anhand der exemplarisch dargestellten Ergebnisse in Abbildung 20 ergibt sich der mittels linearer Regression bestimmte Zusammenhang:

$$v_f = k' \cdot \sqrt{i} = 7{,}6 \cdot 10^{-2} m/s \cdot \sqrt{i} \tag{12}$$

Die Funktion beschreibt die Messwerte mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0{,}99$. Die Messergebnisse und die so beschriebene Funktion sind in Abbildung 20 dargestellt.

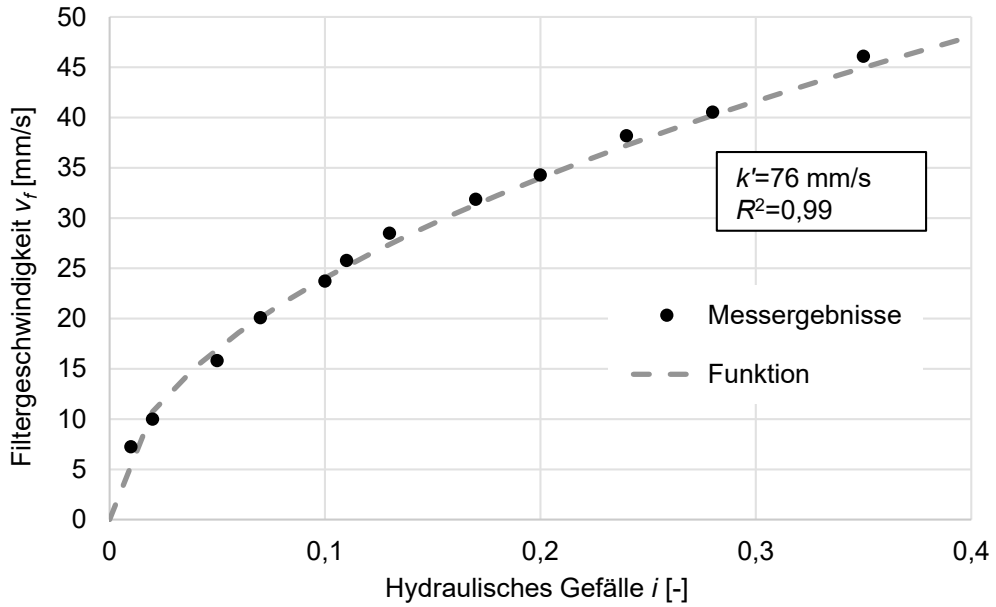


Abbildung 20: Exemplarische Darstellung der Filtergeschwindigkeit v_f über das hydraulische Potenzial *i* und Ausgleichsfunktion.

8.4 Ergebnisse

Nach der beschriebenen Methodik wurde mit allen Versuchsergebnissen verfahren. Die ermittelten Durchlässigkeitskoeffizienten *k'* und die statistischen Parameter zur Beschreibung, wie gut die Messergebnisse mit dem entsprechenden Durchlässigkeitskoeffizienten wiedergegeben werden, sind in Tabelle 7 aufgeführt. Die Durchlässigkeitskoeffizienten sind außerdem in β'-Beiwerte umgerechnet worden, um diese besser mit den Daten aus der Literatur vergleichen zu können (siehe Kap. 8.5).

Tabelle 7: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche.

Versuchs-körper	Dicke [cm]	Verguss-menge [l/m²]	Porosität nach Verguss [-]	*k'* [mm/s]	Bestimmt-heitsmaß R^2 [-]	Standard-abwei-chung* [mm/s]	β'
1	40	108	0,23	61	0,9925	0,7198	8,58
2	40	108	0,21	41	0,9936	0,8919	14,09
3	40	88	0,26	77	0,9982	0,4332	8,10
4	40	56	0,33	93	0,9948	0,6455	12,53
5	40	88	0,25	47	0,9996	0,1914	19,06
6	40	76	0,27	76	0,9964	0,6013	9,43
7	40	100	0,23	47	0,9976	0,5602	14,46
8	60	100	0,25	31	0,9961	0,3708	43,81
9	60	100	0,31	56	0,9947	0,6757	27,82
10	60	89	0,33	96	0,9970	0,6864	11,76
Lose Steine	40	0	0,51	288	0,9199	3,791	6,60
Lose Steine	60	0	0,47	263	0,9626	2,009	5,72
*bezogen auf die mittlere Geschwindigkeit							

Die Beschreibung der Strömung mit Gl. (8) unter Vernachlässigung des laminaren Fließwiderstands ist möglich, wenn der Strömungszustand im porösen Medium turbulent rau ist. Die Schwankungen des Potenzials um einen Mittelwert und die Tatsache, dass der aus den Versuchsergebnissen resultierende Zusammenhang mit einer sehr guten Genauigkeit durch Gl. (8) beschrieben werden kann, deuten bereits auf diesen Strömungszustand hin. Wie in Kap. 8.1 beschrieben, kann der vorliegende Strömungszustand auch mithilfe der Reynolds-Zahl überprüft werden. In Tabelle 8 sind die während der Versuche geprüften minimalen und maximalen Filtergeschwindigkeiten und die daraus berechneten Reynolds-Zahlen unter Verwendung der Filtergeschwindigkeit nach Burcharth und Christensen (1991) aufgeführt:

$$Re = \frac{v_f \cdot d}{\nu} \tag{13}$$

Außerdem wurde die Poren-Reynolds-Zahl nach Li und Garga (1998) unter Verwendung des hydraulischen Radius berechnet:

$$Re = \frac{v_f \cdot R_{hyd}}{\nu \cdot n} = \frac{v_f \cdot d}{6\nu(1-n)r_E} \tag{14}$$

Der dimensionslose Beiwert r_E berücksichtigt die Form der Steine und stellt das Verhältnis der volumenspezifischen Oberfläche der Steine zur volumenspezifischen Oberfläche einer gewichtsgleichen Kugel dar ($r_E \geq 1$). Der dimensionslose Beiwert wurde mit $r_E = 1{,}2$ abgeschätzt. Als charakteristischer Durchmesser wurde der mittlere Durchmesser d_{50} und als kinematische Viskosität $\nu = 1{,}14 \cdot 10^{-6}$ m²/s verwendet.

Tabelle 8: Minimale und maximale Filtergeschwindigkeiten und Reynolds-Zahlen für alle Versuche.

Versuchskörper	Min. Filtergeschwindigkeit $v_{f,min}$ [mm/s]	Max. Filtergeschwindigkeit $v_{f,max}$ [mm/s]	Re_{min}* [-]	Re_{max}* [-]	Re_{min}** [-]	Re_{max}** [-]
1	6,90	49,86	225	1.627	1.248	9.018
2	2,84	44,00	93	1.435	514	7.958
3	7,28	46,11	246	1.557	1.317	8.339
4	14,72	49,47	560	1.883	2.662	8.947
5	15,48	46,27	533	1.592	2.800	8.368
6	18,33	47,66	632	1.644	3.315	8.620
7	18,06	47,14	597	1.558	3.266	8.526
8	9,78	25,76	319	840	1.769	4.659
9	11,57	37,5	415	1.346	2.093	6.782
10	6,39	42,94	240	1.611	1.156	7.766
Lose Steine d = 40 cm	9,06	49,74	430	2.357	1.639	8.995
Lose Steine d = 60 cm	12,24	38,99	549	1.749	2.214	7.051
	*nach Gl. (14)		**nach Gl. (13)			

Die kritische Reynolds-Zahl Re_{krit} zur Kennzeichnung des Beginns des turbulent-rauen Strömungszustands ist wie beschrieben keine feste Größe und wird auch von verschiedenen Autoren unterschiedlich, jedoch immer größer 300, angegeben. Die für die am *IWW*

durchgeführten Versuche ermittelten Reynolds-Zahlen liegen in den meisten Fällen deutlich über dieser kritischen Reynolds-Zahl Re_{krit}. Einzelne Versuche der Versuchskörper 1, 2, 3, 10 lassen sich, wenn die Reynolds-Zahl nach Gl. (14) ermittelt wird, dem Übergangsbereich zuordnen. Auch die dort erzielten Versuchsergebnisse lassen sich allerdings mit den ermittelten k_f-Werten sehr gut beschreiben, siehe Tabelle 7. Die Annahme eines turbulent hydraulisch rauen Strömungszustands bei der Durchströmung der mörtelvergossenen Deckschichten und damit die Verwendung von Gl. (8) zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Filtergeschwindigkeit und hydraulischem Gradienten ist also gerechtfertigt.

8.5 Abschätzung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit der Porosität

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen sollen im Folgenden genutzt werden, um eine Abschätzung der Durchlässigkeit der vergossenen Deckschichten in Abhängigkeit der Porosität zu formulieren. Dazu werden die Ergebnisse zuerst mit denen vorhandener Untersuchungen zur Durchlässigkeit grober Gesteinskörnungen (siehe Kap. 8.2) verglichen.

Abbildung 21 zeigt den Durchlässigkeitsbeiwert k_f als Funktion der Porosität für einen mittleren Korndurchmesser d_{50} = 0,206 m (entsprechend dem in den eigenen Untersuchungen verwendeten Wasserbausteinen), berechnet mit dem aus der Literatur entnommenen minimalen Beiwert β'_{min} = 0,8 und maximalen Beiwert β'_{max} = 4. Auch die Ergebnisse der Versuche am *IWW* sowie die Versuchsergebnisse von Knieß und Köhler (1984) sind dargestellt.

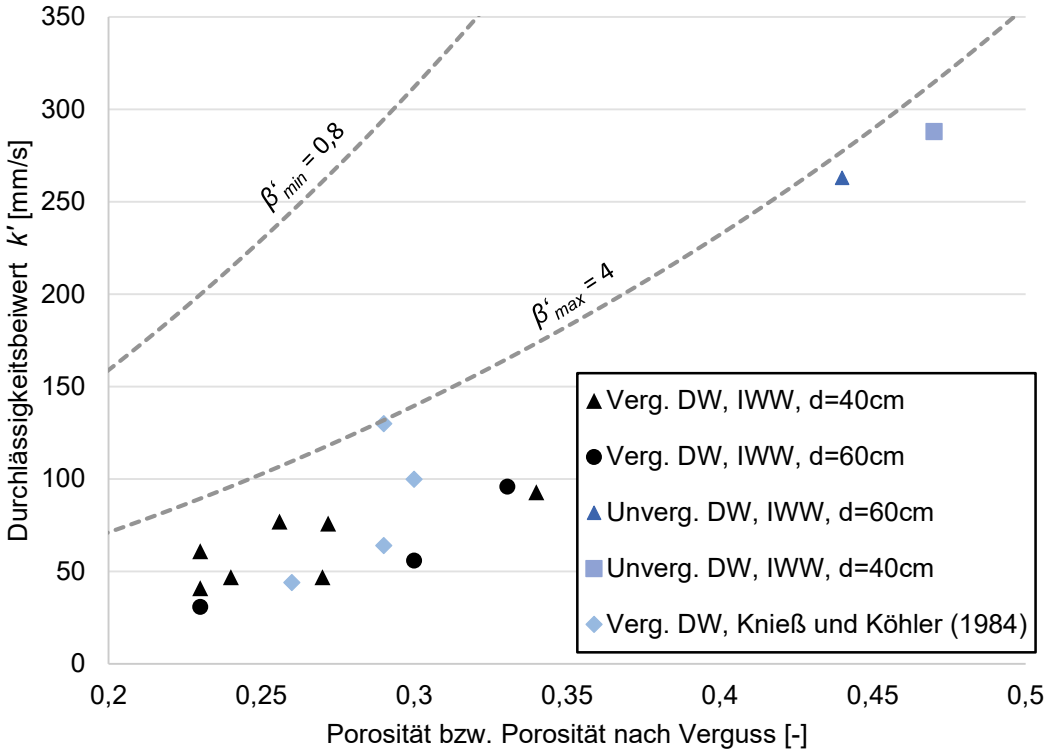


Abbildung 21: Durchlässigkeit k_f über Porosität von Schüttsteindeckschichten sowie Funktionen der Durchlässigkeit mit minimalen und maximalen Beiwerten aus der Literatur (gestrichelte Graphen).

Die Ergebnisse vergossener Deckschichten von Knieß und Köhler (1984) liegen mit einer Ausnahme im Bereich der am *IWW* ermittelten Ergebnisse. Die für unvergossene Deckschichten in den Versuchen am *IWW* ermittelten Werte liegen im unteren Bereich der in der Literatur angegeben Durchlässigkeiten ($\beta' \approx 4$) bzw. knapp darunter. Es ist ersichtlich, dass die Funktionen mit den in der Literatur angegebenen Beiwerten von $\beta' \approx 0{,}8 - 4$ die Durchlässigkeit der vergossenen Deckschichten deutlich überschätzen. Die Durchlässigkeit wird bei Berechnung mit dem aus der Literatur entnommenen Wert von $\beta' = 4$ zwischen 39 % und 188 %, im Mittel um 100 % überschätzt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse zur Durchlässigkeit der mörtelvergossenen Schüttsteindeckschichten mit den in der Literatur vorhandenen Ansätzen zeigt also, dass die vorhandenen Ansätze angepasst werden müssen, um auch die Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten beschreiben zu können.

Wird eine lineare Regressionsanalyse mit den am *IWW* ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten durchgeführt, um bei Vernachlässigung des laminaren Anteils des Strömungswiderstandes mit Gl. (8) den Beiwert β' zu berechnen, so ergibt sich $\beta' = 14{,}26$. Das Bestimmtheitsmaß der Funktion beträgt $R^2 = 0{,}62$, das 95 %-Konfidenzintervall des β'-Beiwerts weist einen Wert $10{,}75 \leq \beta' \leq 19{,}82$ aus. Abbildung 22 zeigt die so beschriebene Funktion sowie die Ergebnisse der am *IWW* durchgeführten Versuche.

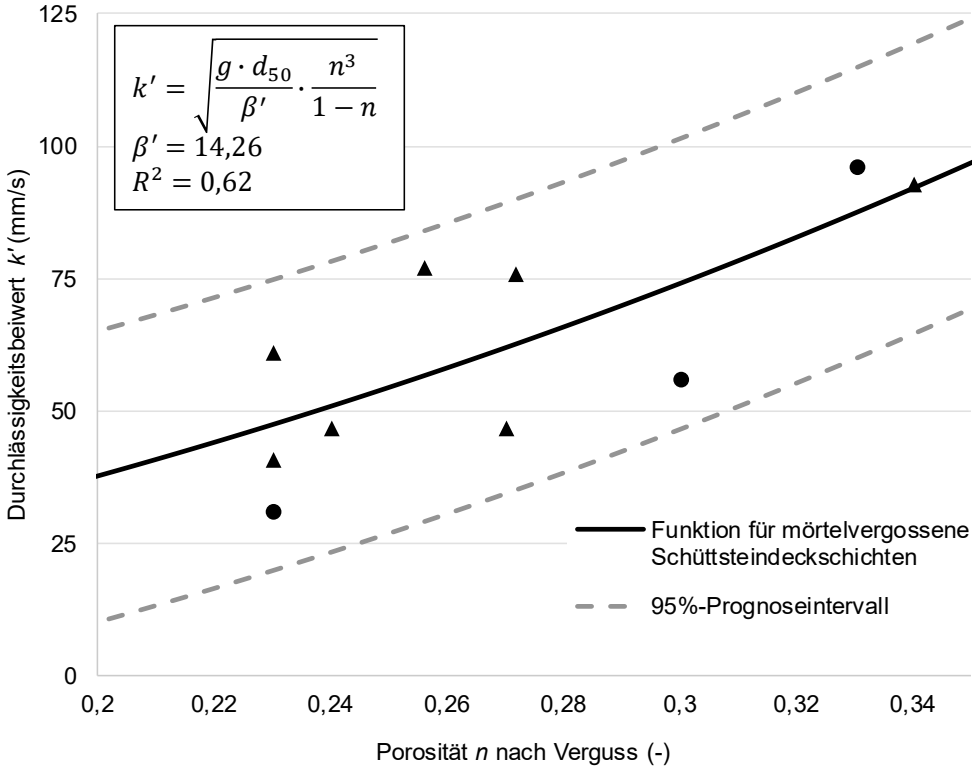


Abbildung 22: Durchlässigkeit k' mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten in Abhängigkeit der Porosität für $\beta' = 14{,}26$ und Versuchsergebnisse (*IWW*; ▲ $d = 40$ cm; ● $d = 60$ cm).

Die Gültigkeit des ermittelten β'-Beiwertes ist aufgrund der Tatsache, dass nur zehn Versuchskörper getestet wurden, auf den Bereich der hier untersuchten Porositäten von 23 % bis 34 % beschränkt. Dieser Bereich ist bewusst als der Bereich gewählt worden, der für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten relevant ist, da die obere Grenze der Porosität mit einer Vergussmenge von 56 l/m² erzeugt wurde, was als untere Grenze der Vergussstoffmenge für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten im Küstenbereich

angenommen werden kann. Die hier verwendete Vergussstoffmenge von 110 l/m² wird bei einer stärkeren Verklammerung eingesetzt. Die Gültigkeit des β'-Beiwertes beschränkt sich außerdem auf vergossene Deckschichten, der Übergang der Funktion zu einer Funktion für unvergossene Deckschichten war nicht Teil der hier durchgeführten Untersuchungen.

8.6 Zusammenfassung und Fazit

Es wurden insgesamt zehn Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten bei Variation der Deckschichtdicke und der Vergussstoffmenge sowie zwei Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit von nicht vergossenen Deckschichten durchgeführt. Dabei wurden die Vergussstoffmengen und damit die Porosität der Deckschichten erstmals systematisch variiert. Alle Versuche wurden im für das Küsteningenieurwesen relevanten Bereich turbulent rauer Strömungen und im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die am IWW durchgeführten Versuche wurden mit der Steinklasse $LMB_{5/40}$ durchgeführt, bisher lagen nur Untersuchungen mit der Steinklasse $CP_{90/250}$ vor.

Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich geringere Durchlässigkeiten mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten als von vorhandenen Rechenansätzen für unvergossene Deckschichten bei gleicher Porosität vorhergesagt würde. Mit den Ergebnissen wurde ein β'-Beiwert für vergossene Deckschichten ermittelt und der Durchlässigkeitskoeffizient in Abhängigkeit der Porosität für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten beschrieben.

Da in den Versuchen im *GWK* aufgrund des aufwendigen Deckwerksaufbaus und der verfügbaren Versuchszeit nur eine begrenzte Anzahl von Deckschichten mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten untersucht werden können, dient die Abschätzung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit der Porosität auch dazu, die Übertagbarkeit der Ergebnisse auf andere Deckschichten als die im *GWK* untersuchten Deckschichten sicherzustellen.

9 Versuche zur Ermittlung der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins

Zur Berechnung der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins aus einer mörtelvergossenen Deckschicht liegt ein semiempirisches Modell von Römisch (2000) vor. Die verbundwirksame Kraft wird von Römisch (2000) als Widerstand im Grenzzustand bei Strömungsbelastung verwendet. Bei der im vorliegenden Beitrag behandelten Wellenbelastung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke liegen andere Einwirkungen vor (u. a. können Wellendruckschläge auftreten), jedoch kann das Modell von Römisch (2000) auch hier zur Berechnung der Widerstandsgröße eingesetzt werden. Da das Modell lediglich anhand von 19 Laborversuchen verifiziert wurde und keine statistische Beschreibung der berechneten Kraft beim Lösen eines Einzelsteins vorliegt, wurden Laborversuche und Versuche in situ durchgeführt, um die Datenbasis zu vergrößern und eine statistische Beschreibung der Ergebnisse durchzuführen. Darüber hinaus wird ein mögliches Vorgehen zur Beurteilung der Verklammerungswirkung unter Berücksichtigung der Vorhersagegenauigkeit beschrieben. Im Folgenden werden das Modell von Römisch (2000) und die bereits vorhandenen Versuchsergebnisse zunächst beschrieben. Danach werden die eigenen Untersuchungen sowie deren Ergebnisse dargestellt und anschließend diskutiert.

9.1 Übersicht über vorhandene Untersuchungen und Modelle

Römisch (2000) führte Untersuchungen zur Strömungsstabilität mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke durch. Dabei kombinierte er Versuche an im Labor hergestellten Deckschichten mit theoretischen Überlegungen und formulierte so einen Bemessungsansatz für den Grenzzustand „Lösen eines Einzelsteins“ bei Strömungsbelastung. Die verbundwirksame Kraft F_V beim Lösen eines Einzelsteins wird beschrieben als Produkt der verbundwirksamen Fläche und einer Verbundspannung τ_V:

$$F_V = A_V \cdot \tau_V = a \cdot \pi \cdot d_{c,V}^2 \cdot \tau_V \tag{15}$$

Die verbundwirksame Fläche wird berechnet als Oberfläche einer Kugel mit charakteristischem Durchmesser $d_{c,V}$ und einem Verbundflächenverhältnis a, das den Anteil der mörtelbedeckten Oberfläche zur gesamten Oberfläche beschreibt. Das Verhältnis ist abhängig vom Porenvolumen und damit vom Steindurchmesser, der Vergussstoffmenge pro Fläche, dem Ausbreitungsverhalten des Mörtels im Porenraum und der Porenraumstruktur der Schüttung. Das Verhältnis der Verbundfläche zur gesamten Steinoberfläche wird schließlich über folgende Gleichung berechnet (Römisch 2000):

$$a = \alpha_P \cdot \alpha_V \cdot \alpha_{Fl.} \cdot \frac{q_V}{V_{n,ges}} \tag{16}$$

In Gl. (16) bezeichnet q_V die Vergussstoffmenge in [l/m²], $V_{n,ges}$ das vorhandene Porenvolumen vor Verguss in [l/m²], α_P [-] den Beiwert zur Berücksichtigung der Porenraumstruktur, α_V [-] den Beiwert zur Berücksichtigung der Verteilung des Mörtels im Porenraum und $\alpha_{Fl.}$ [-] den Beiwert zur Berücksichtigung der flächenhaften Verteilung des Mörtels beim Einbringen. Die anhand theoretischer Überlegungen hergeleiteten Beiwerte sind in Tabelle 9 dargestellt.

Tabelle 9: Beiwerte zur Bestimmung des Verbundflächenverhältnisses nach Römisch (2000).

Formelzeichen	Bezeichnung und ggf. Wert
q_V	Vergussmenge [l/m²]
$V_{n,ges}$	Porenvolumen vor Verguss [l/m²]
$\alpha_P = 0{,}86$	Beiwert zur Berücksichtigung der Porenraumstruktur [-]
$\alpha_V = 0{,}8$	Beiwert zur Berücksichtigung zur Verteilung des Mörtels im Porenraum [-]
$\alpha_{Fl.}$	Beiwert zur Berücksichtigung der flächenhaften Verteilung des Mörtels beim Einbringen [-] $\alpha_{Fl.} = 0{,}8$ für Vergussmengen >80 l/m² $\alpha_{Fl.} = 0{,}8 \cdot q_V / 80$ für Vergussmengen ≤80 l/m²

Anhand der sichtbar von Mörtel bedeckten Flächen der aus dem Verbund gelösten Steine, die den verbundwirksamen Flächen A_V gleichgesetzt wurden, wurde die Verbundspannung τ_V mithilfe der Ausreißkraft P und dem Gewicht des Steins G anhand von 19 Versuchen mit folgender Gleichung ermittelt:

$$\tau_V = \frac{P_{Ausreiß} - G}{A_V} \tag{17}$$

Daraus ergab sich im Mittel eine Verbundspannung von $\tau_V = 0{,}52\ \mathrm{N/mm^2}$. Für die Abschätzung der Ausreißkraft von in der Praxis hergestellten Deckschichten empfiehlt Römisch (2000) jedoch die Verbundspannung aufgrund von möglicherweise verschmutzten Oberflächen der Steine auf $\tau_V = 0{,}1\ \mathrm{N/mm^2}$ zu reduzieren. Im Folgenden wird der Übersichtlichkeit halber die Verbundspannung beim Lösen eines Einzelsteins als Verbundspannung bezeichnet.

Im Grenzzustand wirken für den Fall der Überströmung der Deckschicht als Einwirkung die aus Strömungswiderstand und Liftkraft resultierende Strömungskraft und als Widerstand das Gewicht des Steins und die kritische Verbundkraft. Daraus ergibt sich folgende Formel für die zulässige Strömungsgeschwindigkeit $v_{zul.}$ über der Deckschicht (Römisch 2000):

$$\mathrm{v}_{zul.} = B_{Grenz} \cdot \sqrt{d_{50} \cdot g \cdot \Delta \cdot \left[1 + 6 \cdot a \cdot \frac{\tau_V}{g \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot d_{50}}\right]} \tag{18}$$

In Gl. (18) ist B_{Grenz} ein dimensionsloser empirischer Beiwert, Δ die relative Dichte des Steinmaterials unter Wasser, ρ_S die Dichte des Steinmaterials und ρ_W die Dichte des Wassers. In den von Römisch (2000) durchgeführten Versuchen konnte der Grenzzustand nicht erreicht werden. Daher weist Römisch (2000) darauf hin, dass es sich vorerst um theoretische Betrachtungen handelt, die für den Einsatz in der Praxis noch verifiziert werden müssen.

Der in Gl. (18) formulierte Ansatz kann für die beim Wellenauflauf auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten übernommen werden. Der empirische Beiwert B_{Grenz} beinhaltet allerdings implizit Eigenschaften der Strömung über der Deckschicht. Da die Überströmung der Deckschicht beim Wellenauflauf im Gegensatz zur Überströmung in einem Gerinnequerschnitt sowohl instationär als auch ungleichförmig ist und andere Schichtdicken und Turbulenzen vorliegen, muss B_{Grenz} für mörtelvergossene Deckschichten durch hydraulische Versuche ermittelt werden, bei denen sich Einzelsteine lösen.

9.2 Methodik

Zur Durchführung der Versuche zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins, im Folgenden Ausreißversuche genannt, wurde eine Versuchseinrichtung gebaut, an die folgende Anforderungen gestellt wurden:

- Durchführung der Versuche sowohl im Labor als auch in situ möglich. Um die Einrichtung mobil verwenden zu können, sollten Größe und Gewicht minimal gehalten werden. Eine einfache und schnelle Bedienung begünstigt eine große Versuchsanzahl.
- Die Steine sollen immer senkrecht zur Deckschichtoberkante gezogen werden.
- Die Versuchseinrichtung muss sicher auf der unebenen Deckschichtoberfläche stehen.
- Die Zugkraft muss mit annähernd gleicher Geschwindigkeit kontinuierlich gesteigert werden können.
- Eine genügend große Zugkraft zum Lösen von Einzelsteinen muss aufgebracht werden können.

Um die oben aufgeführten Anforderungen zu erfüllen, wurde ein Dreibock für den Versuchsaufbau gewählt, siehe Abbildung 23.



Abbildung 23: Versuchseinrichtung für Ausreißversuche (Fotos: Flegelskamp 2016).

Der Dreibock besteht aus kreisrunden Stahlprofilen, die über eine oberhalb angebrachte Kopfplatte verbunden sind. Querstreben zwischen den Beinen sorgen für zusätzliche Stabilität. Für eine bessere Standsicherheit können je nach Untergrund höhenverstellbare, gelenkige Gerüstspindeln in die Beine eingeschoben werden. So wird auch sichergestellt, dass der Dreibock so ausgerichtet werden kann, dass die Steine immer senkrecht zur Deckschichtoberfläche gezogen werden. Die Höhe der Konstruktion beträgt je nach Auslenkung und Verwendung der Füße zwischen 1,85 m bis 2,00 m. In die Kopfplatte ist eine Ringöse integriert. An dieser Ringöse hängt die Zugkraftmesszelle *easy force pro* der Firma *AST Angewandte Systemtechnik GmbH* (Maximalkraft 50 kN, Genauigkeitsklasse 0,1 % vom Endwert, Messrate bis 1,6 kHz) und darunter ein Kettenzug, mit dem am Stein gezogen wird. Sowohl Zugkraftmesszelle als auch Kettenzug haben eine Maximallast von 50 kN.

9.2.1 Versuchsdurchführung

Um mit dem Kettenzug an einem Einzelstein zu ziehen, wird in diesen eine Gewindestange eingestellt, auf die eine Ringmutter aufgeschraubt werden kann. Für die Verankerung der Gewindestangen in den Wasserbausteinen werden die Steine mit einer Bohrmaschine angebohrt. Dabei wird beginnend mit einem Bohrkopfdurchmesser von 8 mm über Durchmesser von 12 mm, 16 mm und 18 mm der Lochdurchmesser schrittweise aufgeweitet. Mit diesem Vorgehen soll eine Vorschädigung des Verbundmörtels zwischen den Wasserbausteinen verhindert werden. Im Folgenden wird das Bohrloch mit einem

Spezialkleber verfüllt und eine Gewindestange mit einer Länge von 100 mm und einem Durchmesser von 14 mm oder 16 mm eingestellt. Auf diese wird die Ringmutter geschraubt und der Lasthaken des Kettenzugs in diese eingehängt.

In diesem Zustand, in dem noch keine Zugkraft auf den Stein aufgebracht wird, wird der Ausgangswert der Zugkraftmesszelle auf Null gesetzt. Danach wird mit dem Kettenzug die Last kontinuierlich gesteigert, bis sich der Stein löst. Der zeitliche Verlauf der Kraft und die Maximalkraft werden aufgezeichnet und die Maximalkraft in den folgenden Auswertungen als Kraft beim Lösen eines Einzelsteins verwendet.

9.2.2 Beprobte Deckschichten

Die Ausreißversuche wurden an vier eigens dafür hergestellten Deckschichten am *IWW*, an den teilvergossenen Deckwerken im *GWK* nach Modellphase 1 und an einem bestehenden Deckwerk am Voslapper Groden durchgeführt.

Deckschichten am *IWW* – Es wurden vier Deckschichten von der Firma *Colcrete – von Essen GmbH & Co. KG* für Spezial-Wasserbau und Küstenschutz in Zusammenarbeit mit der Firma *Gewatech Grund- und Wasserbau GmbH & Co. KG* am *IWW* verklammert. Abbildung 24 zeigt eine dieser Deckschichten.



Abbildung 24: Versuchsdeckschicht am *IWW* (Foto: Kreyenschulte 2016).

Die Deckschichten haben eine Größe von 2,4 m mal 2,9 m. Mit Abzug von 0,2 m an den Rändern, die nur noch aus einer Steinlage bestehen, haben die Versuchsfelder eine Nettofläche von ca. 5,7 m². Die Deckschichtdicken der einzelnen Felder variieren von ca. 0,45 m bis 0,55 m, siehe Tabelle 10. Somit bestehen die Deckschichten aus zwei bis drei Steinlagen.

Tabelle 10: Eigenschaften der Deckschichten am *IWW*.

Dicke [m]	Vergussmenge [l/m²]
0,55	19
0,45	27
0,55	41
0,50	53

Die verwendeten Wasserbausteine sind die gleichen wie die für die Durchlässigkeitsuntersuchungen verwendeten und in Kap. 8.3.1 beschriebenen Wasserbausteine. Zur Herstellung der zu vergießenden losen Steinschüttung wurden die Wasserbausteine mit

einem Radlader geschüttet. Per Hand wurden anschließend stellenweise Anpassungen vorgenommen, um ein Deckschichtplanum herzustellen. Mit einem Hochdruckreiniger wurden Verunreinigungen in baupraktischem Umfang von den Wasserbausteinen entfernt. Vor dem Verguss wurde die Steinoberfläche mattfeucht vorbereitet. Beim Vergussmörtel handelte es sich um kolloidalen Mörtel, der alle Anforderungen an den frischen und erhärteten Vergussstoff nach MAV (2017) erfüllte und per Hand auf die Deckschichten aufgebracht wurde. Eine Nachbehandlung des Mörtels fand durch flächiges Aufsprühen des Nachbehandlungsmittels *CK 615* der Firma *Bautechnik Ceresit* statt, das ein zu schnelles Austrocknen des Vergussstoffs verhindert und somit Schwindrissen vorbeugt. Durch Auslitern des Mörtel-Volumenstroms konnte die auf die Deckschichten aufgebrachte Vergussstoffmenge ermittelt werden, da der Mörtel mittels einer Schneckenpumpe durch den zum Vergießen der Deckschicht verwendeten Schlauch gepumpt wurde. Die Ausreißversuche wurden 39–48 Tage nach dem Verguss durchgeführt. Der Vergleich der bruchmechanischen Kennwerte des Mörtels der Deckschichten am *IWW* und der Deckwerke im *GWK* zeigte Unterschiede, die innerhalb der Schwankungsbreiten der bruchmechanischen Kennwerte der einzelnen für einen Verguss der Deckschicht benötigten mehreren Vergussstoffmischungen lagen.

Deckwerke im *GWK* – Auch an den Deckwerken im *GWK* wurden Ausreißversuche durchgeführt. Die Deckschichten wurden nach dem Verguss, wie die Deckschichten am *IWW*, mit dem Mittel *CK 615* nachbehandelt. Die Ausreißversuche wurden nach Durchführung von Modellphase 1 durchgeführt, die Deckschichten waren also bereits einer hydraulischen Belastung ausgesetzt. Der Aufbau der Deckwerke entsprach somit dem der Modellphase 1. Alle Eigenschaften der Deckschichten und ihrer Materialien sind in Kap. 6 beschrieben. Die Ausreißversuche wurden 21 Tage nach dem Verguss durchgeführt.

In-Situ-Deckwerk – Das untersuchte Deckwerk am Voslapper Groden befindet sich an der Nordsee zwischen dem Jade-Weser-Port und dem Außenhafen Hooksiel unterhalb der Deichstraße „Am Tiefen Fahrwasser“. Das Deckwerk wurde 1971 mit einer Deckschicht aus Wasserbausteinen der Steinklasse III ($LMB_{5/40}$) gebaut und bis heute mehrmals ausgebessert. Unter der vollvergossenen Deckschicht wurde damals kein Filter angeordnet, da die Deckschicht als ausreichend dicht angesehen wurde. Im Laufe der Zeit wurde jedoch der feine Sand der Böschung unter der Deckschicht durch kleine Hohlräume, die bei der Herstellung einer vollvergossenen Deckschicht nicht ganz zu vermeiden sind, ausgespült. So bildeten sich Hohlräume unter der Deckschicht, die von der Deckschicht nicht mehr überbrückt werden konnten. Da es lokal zu Absackungen der Deckschicht kam (siehe Abbildung 25), wurden diese verfüllt.



Abbildung 25: Lokale Absackung der Deckschicht am Voslapper Groden (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Vereinzelt sind lose Wasserbausteine sowie Fehlstellen auf der Deckschicht zu finden. Auch diese wurden lokal nachgebessert, siehe Abbildung 26 rechts. Im Deckwerk sind Dehnungsfugen integriert, die senkrecht sowie parallel zum Deich verlaufen und das Deckwerk in einzelne rechteckige Bereiche teilen. Diese Bauweise wird heute nicht mehr angewendet.



Abbildung 26: Deckwerk am Voslapper Groden (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Das Deckwerk wurde zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung abgerissen und neu gebaut. Der genaue Aufbau des alten Deckwerks und die verwendete Vergussstoffmenge sind nicht bekannt. Beides ist zwar in den Ausführungsbeispielen in den EVU (1990) beschrieben, die Angaben zum Aufbau konnten allerdings vor Ort beim Abriss des Deckwerks nicht bestätigt werden. Als Vergussstoffmenge geben die EVU (1990) 100 l/m² an. Würde der Vergussstoff nur in die erste Steinlage eingedrungen sein, so würden 100 l/m²

bei einer 40 cm dicken Deckschicht einen flächigen Vollverguss ergeben. Bei der Beprobung des Deckwerks war jedoch zu erkennen, dass der Vergussstoff tiefer in die Deckschicht eingedrungen ist, sodass die tatsächliche Vergussstoffmenge wahrscheinlich eher 120 – 140 l/m² betragen hat.

9.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Ausreißversuche wurden je nach Ausgangszustand des beprobten Steins und nach der Art des Versagens bei Maximallast geordnet. Beim Ausgangszustand wurde unterschieden in teilseitig verklammert oder allseitig verklammert. Teilseitig verklammert sind alle Steine, die keine Mörtelbrücke zu allen benachbarten Steinen in einem Radius von d_{50} in der ersten Steinlage haben oder deren Mörtelbrücken Risse mit einer Breite > 2 mm und einer Länge > $d_{50}/2$ aufweisen. Steine, bei denen bereits benachbarte Steine aus dem Verbund gelöst wurden, sowie Steine, die nicht Teil der ersten Steinlage sind, fallen also immer in diese Kategorie.

Es traten folgende Versagensarten bei der Durchführung der Versuche auf:

- Einzelsteinversagen: Ein einzelner Stein wurde aus dem Verbund gelöst. Der Bruch fand im Vergussmörtel oder der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Stein statt.
- Konglomeratversagen: Ein Konglomerat von vermörtelten Steinen wurde zusammen aus dem umliegenden Verbund gelöst. Der Bruch fand im Vergussmörtel oder der Kontaktfläche zwischen Stein und Mörtel statt.

Einzelstein- und Konglomeratversagen werden in der Auswertung der Ergebnisse nicht getrennt berücksichtigt, sondern es geht unabhängig von der Versagensart der maximale Zugkraftwert in die Auswertung ein. Bei den Versuchen am Deckwerk am Voslapper Groden und an den Deckwerken im *GWK* trat kein Konglomeratversagen auf, bei den Versuchen an den Deckschichten am *IWW* hingegen trat in jedem Versuchsfeld auch Konglomeratversagen auf. Das wird durch die geringeren Vergussstoffmengen bei den Deckschichten am *IWW* verursacht. Ein Konglomeratversagen kann nur auftreten, wenn die verbundwirksame Kraft des Steins, an dem mit der Versuchseinrichtung gezogen wird, zu seinen direkten Nachbarsteinen größer ist als die verbundwirksame Kraft dieser Nachbarsteine zu deren weiter vom beprobten Stein entfernten Nachbarsteinen. Je höher die Vergussmenge wird, desto geringer wird die Wahrscheinlichkeit, dass ein Konglomeratversagen auftritt.

Deckschichten am *IWW* – Abbildung 27 zeigt die Ergebnisse der Versuche am *IWW*. Da bei den beprobten Deckschichten sowohl die Dicke der Deckschicht und damit das verfügbare Porenvolumen als auch die Vergussstoffmenge variiert, werden die gemessenen Ausreißkräfte in Abhängigkeit der verbundwirksamen Fläche A_V aufgetragen:

$$F_V = \alpha_P \cdot \alpha_V \cdot \alpha_{Fl.} \cdot \frac{q_V}{V_{n,ges}} \cdot \pi \cdot d_{c,V}^2 \cdot \tau_V = A_V \cdot \tau_V \quad (19)$$

Die Verbundspannung τ_V wird dabei als konstant angenommen.

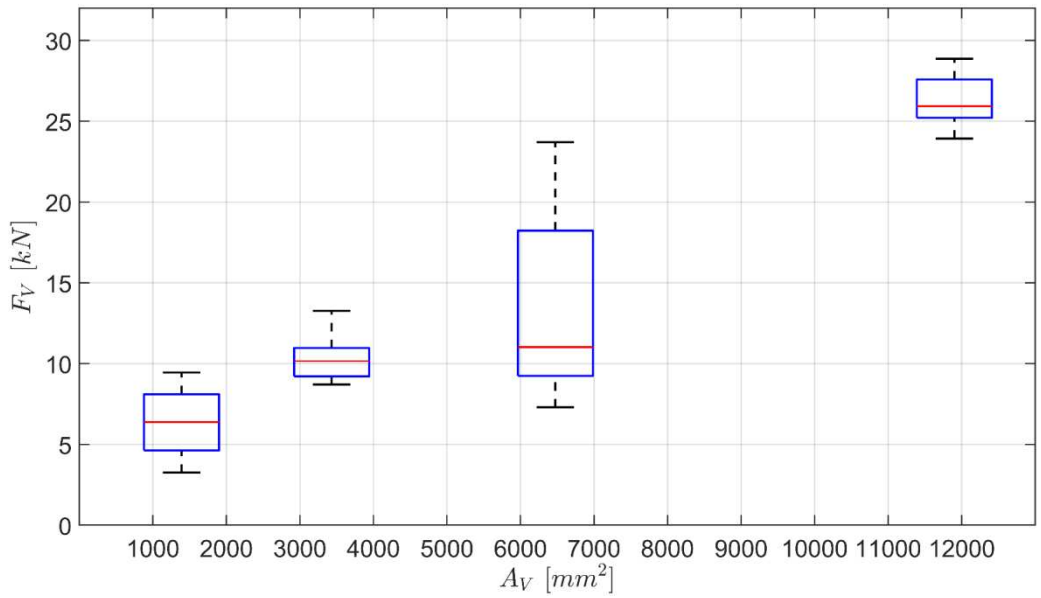


Abbildung 27: Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (allseitige Verklammerung, Versuche am *IWW*).

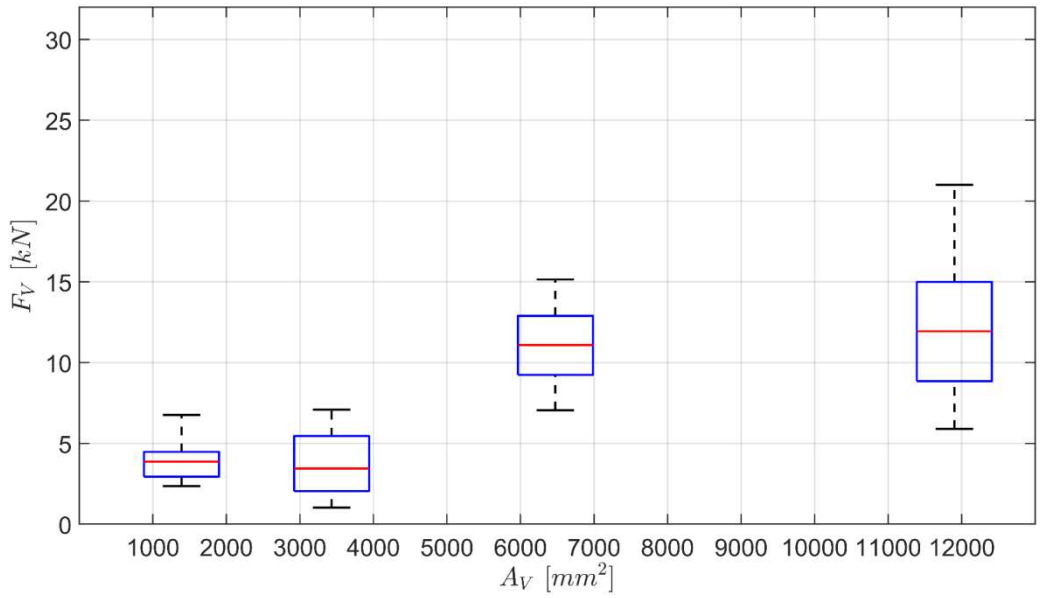


Abbildung 28: Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (teilseitige Verklammerung, Versuche am *IWW*).

Die Ergebnisse zeigen den nach den theoretischen Überlegungen zu erwartenden Trend steigender verbundwirksamer Kräfte bei wachsender Verbundfläche sowohl für allseitig als auch teilseitig verklammerte Steine. Die Streuung der Ergebnisse ist groß. Wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse der Ausreißkräfte bei genügend großer Anzahl der Versuche normalverteilt sind, zeigt sich schon anhand der Boxplots für die allseitige Verklammerung (s. Abbildung 27) bei der Verbundfläche von $A_V = 6474$ mm² oder $A_V = 11900$ mm², dass die Versuchsergebnisse noch keine normalverteilte Stichprobe darstellen. In Tabelle 11 sind die Ergebnisse der Ausreißversuche zusammengefasst und unter der Annahme, dass die Ausreißkräfte normalverteilt sind, statistisch beschrieben.

Tabelle 11: Ergebnisse der Ausreißversuche an Deckschichten am *IWW*.

	Dicke der Deckschicht [m]	0,55	0,45	0,55	0,50
	Vergussmenge [l/m²]	19	27	41	53
Allseitig verklammert	Anzahl durchgeführter Versuche	4	5	5	5
	Mittelwert [kN]	6,37	10,35	13,67	26,30
	Standardabweichung [kN]	2,55	1,74	6,52	1,84
	Variationskoeffizient [%]	40	17	48	7
Teilseitig verklammert	Anzahl durchgeführter Versuche	9	9	9	10
	Mittelwert [kN]	3,94	3,77	11,07	12,03
	Standardabweichung [kN]	1,35	2,16	2,66	4,40
	Variationskoeffizient [%]	34	57	24	36

Mit den Ergebnissen der Ausreißversuche wurde eine lineare Regression mit Gl. (19) durchgeführt, um die theoretische Verbundspannung zu ermitteln, siehe Abbildung 29. Für die allseitig verklammerten Steine ergab sich eine Verbundspannung von $\tau_{V,allseitig} = 2{,}25$ N/mm² (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0{,}77$, mittlerer quadratischer Fehler 4,06 kN) und für die teilseitig verklammerten Steine ergab sich eine Verbundspannung von $\tau_{V,teilseitig} = 1{,}17$ N/mm² (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0{,}43$, mittlerer quadratischer Fehler 3,65 kN).

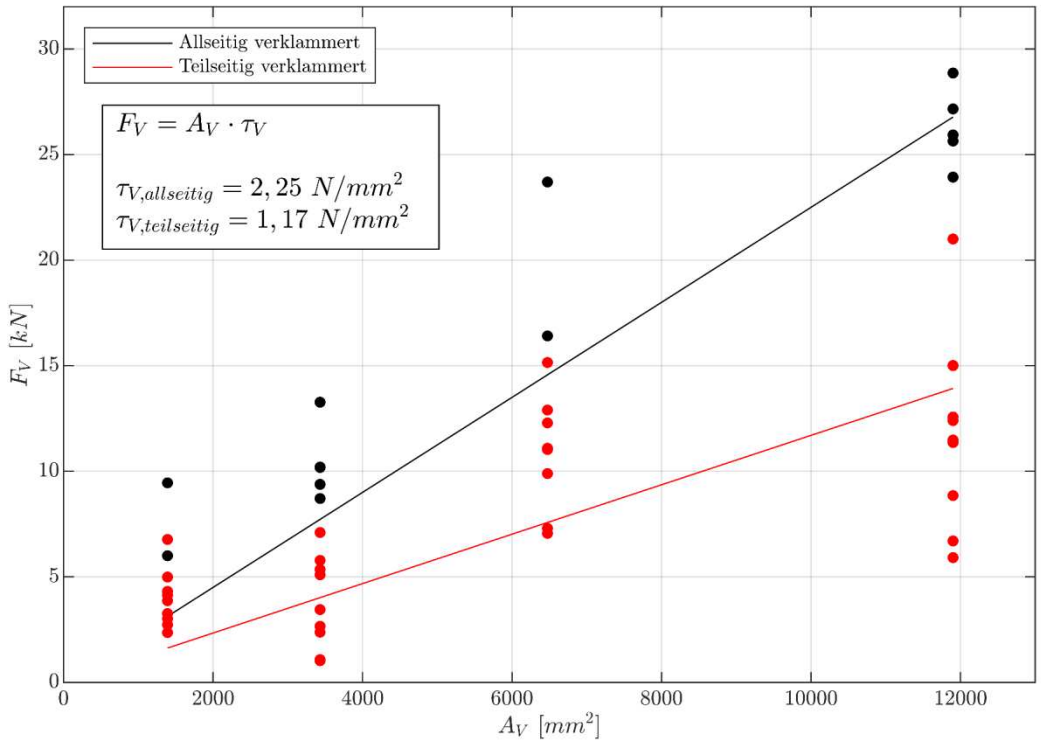


Abbildung 29: Lineare Regression und Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (allseitige und teilseitige Verklammerung, Versuche am *IWW*).

Deckwerke im *GWK* – Die Ergebnisse der im *GWK* nach Modellphase 1 durchgeführten Ausreißversuche sind in Tabelle 12 dargestellt. Bei allen beprobten Steinen handelte es sich um allseitig verklammerte Steine. Der mittlere Durchmesser der Steine betrug $d_{50} = 0{,}23$ m.

Auch hier liegt eine große Streuung der Ergebnisse vor, die im Vergleich zu den Ergebnissen der Deckschichten am *IWW* größer ist.

Tabelle 12: Ergebnisse der Ausreißversuche an Deckschichten im *GWK* (alle Steine allseitig verklammert).

	Feld	Nord	Süd
	Dicke [m]	0,6	0,4
	Vergussmenge [l/m²]	80	80
Allseitig verklammert	Anzahl durchgeführter Versuche	7	6
	Mittelwert [kN]	24,10	26,37
	Standardabweichung [kN]	14,10	13,45
	Variationskoeffizient [%]	58	51

Trotz unterschiedlicher theoretischer Verbundflächen ist der Mittelwert der Ausreißkraft für beide Deckschichten ungefähr gleich. Nach Gl. (19) allerdings müsste die verbundwirksame Kraft bei gleicher Verbundspannung linear mit der Verbundfläche steigen, was für die im *GWK* durchgeführten Versuche nicht der Fall ist. Die Verbundspannung wird aufgrund der gleichen Mörtelrezeptur als gleich angenommen.

Werden die Verbundspannungen nach Gl. (8.11) getrennt für die Deckschicht auf der Nordseite und der Südseite des *GWK* ermittelt, so ergeben sich diese zu $\tau_{V,Nord}$ = 0,89 N/mm² und $\tau_{V,Süd}$ = 0,65 N/mm². Diese Verbundspannungen sind im Vergleich zur Verbundspannung unter unbelasteten Laborbedingungen am IWW mit $\tau_{V,allseitig}$ = 2,25 N/mm² deutlich niedriger. Mögliche Ursachen dafür sind:

- Unterschiedliche Abbindezeiten des Mörtels vor Durchführung der Ausreißversuche: Die Ausreißversuche am *IWW* wurden 39–48 Tage nach dem Verguss durchgeführt, die im *GWK* 21 Tage nach Verguss.
- Der Mörtel der Deckschichten im *GWK* konnte zehn Tage abbinden, dann begannen am elften Tag die hydraulischen Versuche. Diese wurden an sechs Tagen durchgeführt. Nach 21 Tagen wurden schließlich die Ausreißversuche durchgeführt.

Die anhand der Ausreißversuche am *IWW* und am *GWK* ermittelten Verbundspannungen sind also nicht direkt vergleichbar. Die Ergebnisse der Ausreißversuche im *GWK* stellen wahrscheinlich im Gegensatz zu den unter Laborbedingungen hergestellten Deckschichten am *IWW* für die Praxis realistischere Werte dar. Im *GWK* lagen, wie in der Praxis, Baustellenbedingungen vor und die Deckschichten wurden während der Abbindezeit des Mörtels bereits hydraulisch belastet.

In-Situ-Deckwerk – Bei den Versuchen an der Deckschicht am Voslapper Groden konnten nicht alle Steine aus dem Verbund gelöst werden, da in diesen Fällen die maximale Zugkraft der Versuchseinrichtung von 50 kN erreicht wurde. Außerdem lag nicht immer eine der Versagensarten „Lösen eines Einzelsteins“ bzw. „Lösen eines Steinkonglomerats“ vor, sondern zusätzlich traten die folgenden Versagensarten auf:

- Lösen der Gewindestange aus dem Bohrloch: Durch einen schwachen Verbund zwischen Spezialmörtel und Bohrloch kann die Gewindestange aus dem Bohrloch gezogen werden, bevor der Stein sich aus dem Verbund löst oder die Maximallast der Versuchseinrichtung erreicht wird. Dies kann z. B. bei unzureichender Reinigung des Bohrlochs von Steinmehl, das bei der Bohrung anfällt, verursacht werden.

- Bruch des Steins: Durch die Bohrung wird am untersten Punkt der Gewindestange eine potenzielle Bruchfuge erzeugt. Ist die Festigkeit dieser Bruchfuge geringer als die Verbundfestigkeit des Steins oder die Maximallast der Versuchseinrichtung, so bricht der Stein entlang dieser Bruchfuge auf. Diese Versagensart trat häufig bei Steinen aus dem Piesberger Steinbruch auf, die im Deckwerk am Voslapper Groden verbaut wurden.

Mit den ermittelten Zugkräften dieser beiden letzten Versagensarten und bei Erreichung der Maximalkraft der Versuchseinrichtung kann lediglich festgestellt werden, dass die Kraft beim Lösen eines Einzelsteins größer sein muss als die gemessene Kraft. Eine vollständige Auswertung der am Deckwerk am Voslapper Groden gewonnen Daten, die in Tabelle 13 dargestellt sind, ist daher nicht möglich. Es können allerdings einige qualitative Aussagen getroffen werden.

Tabelle 13: Ergebnisse der Ausreißversuche am Deckwerk am Voslapper Groden.

Alle Versuche	Anzahl durchgeführter Versuche	38	
	Lösen eines Einzelsteins	15	
	Maximalkraft der Versuchseinrichtung erreicht	5	
	Andere Versagensarten	18	
		Allseitig verklammert	Teilseitig verklammert
Versuche mit Lösen eines Einzelsteins	Anzahl durchgeführter Versuche	9	6
	Mittelwert [kN]	26,47	4,96
	Standardabweichung [kN]	15,85	2,69
	Variationskoeffizient [%]	59	54

Die Streuung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins ist sehr groß. Wenn nur der Teil der Versuchsergebnisse betrachtet wird, der eine Aussage über die Kraft beim Lösen eines Einzelsteins zulässt, ergibt sich ein Variationskoeffizient von 59 % für die allseitig verklammerten Steine und ein Variationskoeffizient von 54 % für die teilseitig verklammerten Steine. Dabei wurde wieder die Annahme getroffen, dass die Kräfte normalverteilt sind. Wenn die unbekannten tatsächlichen Kräfte beim Lösen eines Einzelsteins bei den Versuchen, bei denen kein Lösen eines Einzelsteins eintrat, verfügbar wären, so würde sich die Streuung und damit die Standardabweichung und der Variationskoeffizient weiter erhöhen. Beide Größen sind also im Vergleich zu den Ergebnissen der Deckschichten am *IWW* und im *GWK* erhöht, was auf die höhere Vergussmenge und/oder die Einflüsse aus Alterung und Ermüdung zurückzuführen sein kann.

9.4 Diskussion

Mit den durchgeführten Ausreißversuchen wurde die Datenbasis zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins vergrößert und die Unterscheidung zwischen allseitig und teilseitig verklammerten Steinen eingeführt. Dabei zeigte sich, dass der Trend zunehmend größerer Kräfte beim Lösen eines Einzelsteins mit zunehmender Verbundfläche

bzw. zunehmender Vergussstoffmenge unter ansonsten gleichen Randbedingungen im Laborversuch bestätigt und mit Gl. (19) beschrieben werden kann.

Die im GWK ermittelten Verbundspannungen stellen eine erste Versuchsreihe für unter Baustellenbedingungen hergestellte und vor der Durchführung der Ausreißversuche hydraulisch belastete Deckschichten dar. Die dort ermittelten Verbundspannungen sind deutlich geringer als die der Deckschichten am IWW und betragen ca. 30 %–40 % der Verbundspannungen der Laborversuche am IWW. Anhand der Ausreißversuche am GWK ließ sich auch im Gegensatz zu den Versuchen am IWW keine Zunahme der verbundwirksamen Kraft bei Zunahme der theoretischen verbundwirksamen Fläche feststellen.

Die theoretische Verbundspannung nach Gl. (19) kann nur für eine Versuchsserie unter gleichen Randbedingungen aufgestellt werden. Daher wurde sie nur für die am *IWW* durchgeführten Versuche mittels linearer Regression bestimmt. Die Werte zeigen eine um ca. 50 % reduzierte Verbundspannung bei teilseitig verklammerten Steinen. Dennoch liegt der ermittelte Wert der Verbundspannung für teilseitig verklammerte Steine mit $\tau_V = 1{,}17$ N/mm² am oberen Randbereich der von Römisch (2000) in seinen Versuchen ermittelten Verbundspannung von $\tau_{V,max} = 0{,}7–1$ N/mm² und deutlich über seiner Empfehlung zur Berechnung der vorhandenen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins mit $\tau_V = 0{,}1$ N/mm². Ein Vergleich der Verbundspannung mit anderen in Ersatzversuchen bestimmbaren Werten wie der Haftzugfestigkeit von Verbundversuchskörpern aus Wasserbausteinen und Mörtel ist nicht möglich, da es sich bei der Verbundspannung um eine rein theoretische Größe handelt. Die beim Lösen eines Einzelsteins in der Bruchfuge auftretende Spannung setzt sich aus Zug-, Druck- und Scherspannungen zusammen.

Die Ergebnisse der Verbundspannung zeigen eine erhebliche Streuung. In den meisten Fällen ist der Umfang der Stichprobe bzw. die Anzahl der Ausreißversuche unter gleichen Versuchsbedingungen noch zu gering, um statistisch belastbare Aussagen zu treffen. Die Streuung ist bei den unter Laborbedingungen durchgeführten Versuchen an den Deckschichten am *IWW* am geringsten. Dort ist, wie zu erwarten, die Streuung der Ergebnisse größer für die teilseitig verklammerten Steine als für die allseitig verklammerten Steine. Die Ergebnisse der Ausreißversuche im *GWK* lassen vermuten, dass die Streuung der Ergebnisse durch Ermüdung zunimmt, da die Deckschichten nach Durchführung der hydraulischen Versuche in Modellphase 1 getestet wurden. Eine weitere Zunahme der Streuung der Ausreißkräfte ist an dem in situ getesteten Deckwerk am Voslapper Groden zu erkennen. Das 1971 gebaute und mehrmals sanierte Deckwerk ist Einflüssen aus Alterung und Ermüdung ausgesetzt, die die wahrscheinlichste Ursache für diese höchste aufgetretene Streuung der Ergebnisse darstellen.

Obwohl eine größere Datenbasis für die Beschreibung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins erforderlich ist, soll hier ein mögliches Vorgehen zur Abschätzung dieser Kraft gezeigt werden. Mithilfe von Ausreißversuchen bei unterschiedlichen Vergussstoffmengen unter ansonsten gleichen Randbedingungen kann die theoretische Verbundspannung durch lineare Regression ermittelt werden. Mit der statistischen Beschreibung der Ergebnisse kann auch eine Aussage über das Vertrauen in die mit der berechneten Verbundspannung gemachte Vorhersage formuliert werden. Abbildung 30 zeigt dieses Vor-gehen exemplarisch mit den Ergebnissen der am *IWW* durchgeführten Versuche.

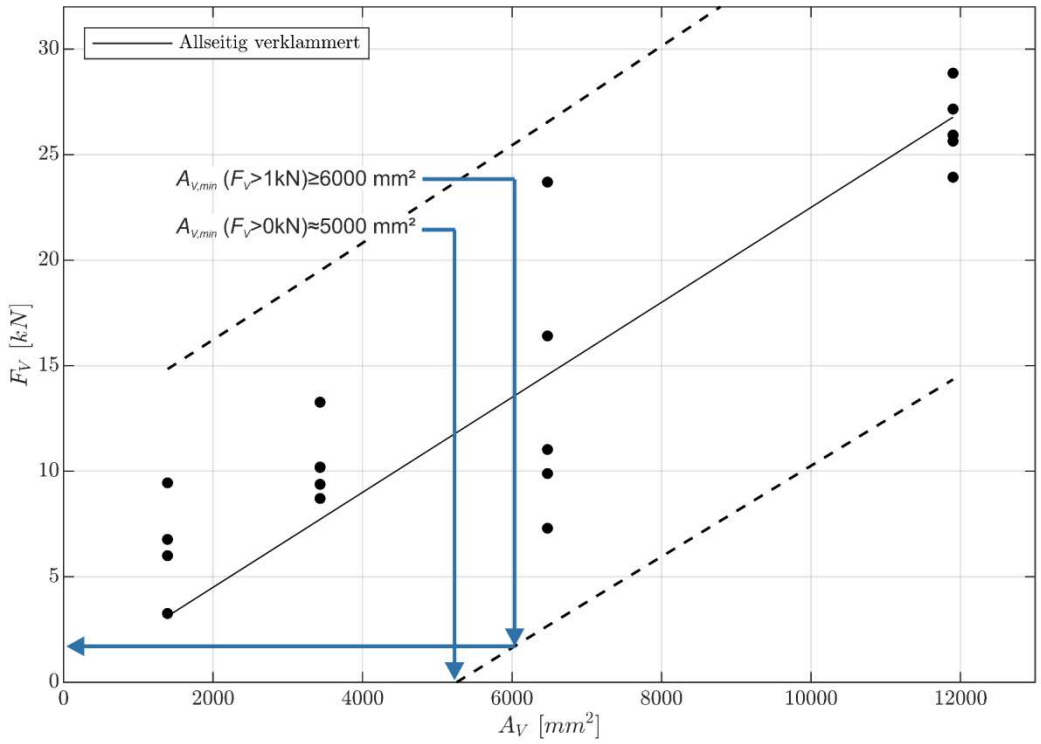


Abbildung 30: Lineare Regression, 99 %-Konfidenzintervall der Vorhersage und Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (allseitige Verklammerung, Versuche am *IWW*). Dargestellt ist außerdem die Ablesung zur Bestimmung der benötigten Verbundflächen für eine verbundwirksame Kraft $F_V > 0$ kN und $F_V > 1$ kN).

Mithilfe der Konfidenzintervalle der Vorhersage kann z. B. bestimmt werden, dass unter Laborbedingungen für allseitig verklammerte Steine mindestens eine Verbundfläche von ca. 5000 mm² vorhanden sein muss, um innerhalb des gewählten Konfidenzintervalls der Vorhersage von 99 % eine Kraft größer als Null zu erhalten. Daraus kann dann anhand von Gl. (19) die mindestens benötigte Vergussstoffmenge ermittelt werden, um einen wirksamen Verguss zu gewährleisten. Diese beträgt unter der gegebenen Randbedingung der Verbundfläche beispielsweise ca. 30 l/m² bei einer 40 cm dicken Deckschicht mit einer Porosität vor Verguss von 45 % und einem mittleren Steindurchmesser d_{50} = 0,21 m. Für eine Mindestverbundkraft von 1 kN, die in den EVU (1990) angegeben wird, wäre demnach eine Verbundfläche von ca. 6000 mm² und damit eine Vergussmenge von mindestens 35 l/m² notwendig:

$$q_V = \frac{A_V \cdot V_{n,ges}}{\alpha_P \cdot \alpha_V \cdot \alpha_{Fl.} \cdot \pi \cdot d_{c,V}^2} = \frac{6000mm^2 \cdot 450l/m^2}{0{,}86 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}8 \cdot \pi \cdot (210mm)^2} = 35{,}41\ l/m^2 \qquad (20)$$

Diese Werte decken sich sehr gut mit den im MAV (2017) empfohlenen Mindestvergussmengen von $q_{V,min}$ = 40 l/m² für vergossene Steine der Klasse $LMB_{5/40}$ oberhalb des Wasserwechselbereichs.

Die Einflüsse aus Alterung und Ermüdung der Baustoffe könnten über Beiwerte γ_τ (<1) zur Reduktion der Verbundspannung berücksichtigt werden. Die Verbundspannung zum Zeitpunkt *t* ergäbe sich dann z. B. in folgender Form aus dem Produkt der Verbundspannung nach Fertigstellung der Deckschicht (t_0) und dem zeit- und belastungsabhängigen Beiwert γ_τ:

$$\tau_{V,t>t_0} = \gamma_\tau(\Delta t, E) \cdot \tau_{V,t_0} \quad (21)$$

Dabei ist zu beachten, dass die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zeigen, dass nicht nur der Mittelwert der verbundwirksamen Kraft infolge dieser Einflüsse abnimmt, sondern auch die Streuung dieser Kraft zunimmt.

Der mit dem Modell von Römisch (2000) bestimmte Widerstand in Form der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins kann auch im Grenzzustand bei Wellenauflauf verwendet werden. Als Einwirkung kann die Auflaufgeschwindigkeit der gebrochenen Welle verwendet werden. Der empirische Beiwert zur Berücksichtigung der Eigenschaften der Wellenauflaufströmung (Turbulenz, Instationarität, Ungleichförmigkeit) muss in hydraulischen Versuchen ermittelt werden, bei denen der Grenzzustand erzeugt wird, sich also Einzelsteine lösen.

9.5 Zusammenfassung und Fazit

Es wurden Laborversuche und Versuche in situ zur Ermittlung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins durchgeführt. Mit den durchgeführten Ausreißversuchen wurde die Datenbasis zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins vergrößert und die Unterscheidung zwischen allseitig und teilseitig verklammerten Steinen eingeführt. Dabei zeigte sich, dass der Trend zunehmend größerer Kräfte beim Lösen eines Einzelsteins mit zunehmender Verbundfläche bzw. zunehmender Vergussstoffmenge unter ansonsten gleichen Randbedingungen im Laborversuch bestätigt und mit dem Modell von Römisch (2000) beschrieben werden kann. Die Versuchsergebnisse wurden statistisch beschrieben und diskutiert. Damit wurde ein mögliches Vorgehen zur Beurteilung der Verklammerungswirkung unter Berücksichtigung der Vorhersagegenauigkeit beschrieben.

Um die möglichen Grenzzustände beim Lösen eines Einzelsteins für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke unter Wellenbelastung zu beschreiben muss dieser Grenzzustand in hydraulischen Versuchen erzeugt werden. Mit den Ergebnissen dieser Versuche können dann die Eigenschaften z. B. der Wellenauflaufströmung mit empirischen Beiwerten berücksichtigt werden und so die Einwirkung beschrieben werden.

10 Rissbildung in der Deckschicht

Um eine mögliche Verschlechterung des Deckwerks durch Rissbildung in der Deckschicht abzuschätzen, wird die Deckschicht als elastisch gebetteter Träger modelliert. Als für die Rissbildung maßgebend werden Biegemomente und die daraus entstehenden Biegespannungen angenommen. Im Folgenden werden die dafür benötigten theoretischen Grundlagen dargestellt sowie auf die verwendeten Randbedingungen und Modellparameter eingegangen. Abbildung 31 stellt die verwendeten Modelle sowie Größen und Parameter für die Beschreibung der Rissbildung in der Deckschicht in der bereits beschriebenen Prozesskette zur Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion dar. Die Ergebnisse fließen schließlich in eine Grenzzustandsgleichung ein, mit der eine mögliche Verschlechterung der Deckschicht in Abhängigkeit der Deckschichtparameter und der Wellenparameter abgeschätzt werden kann.

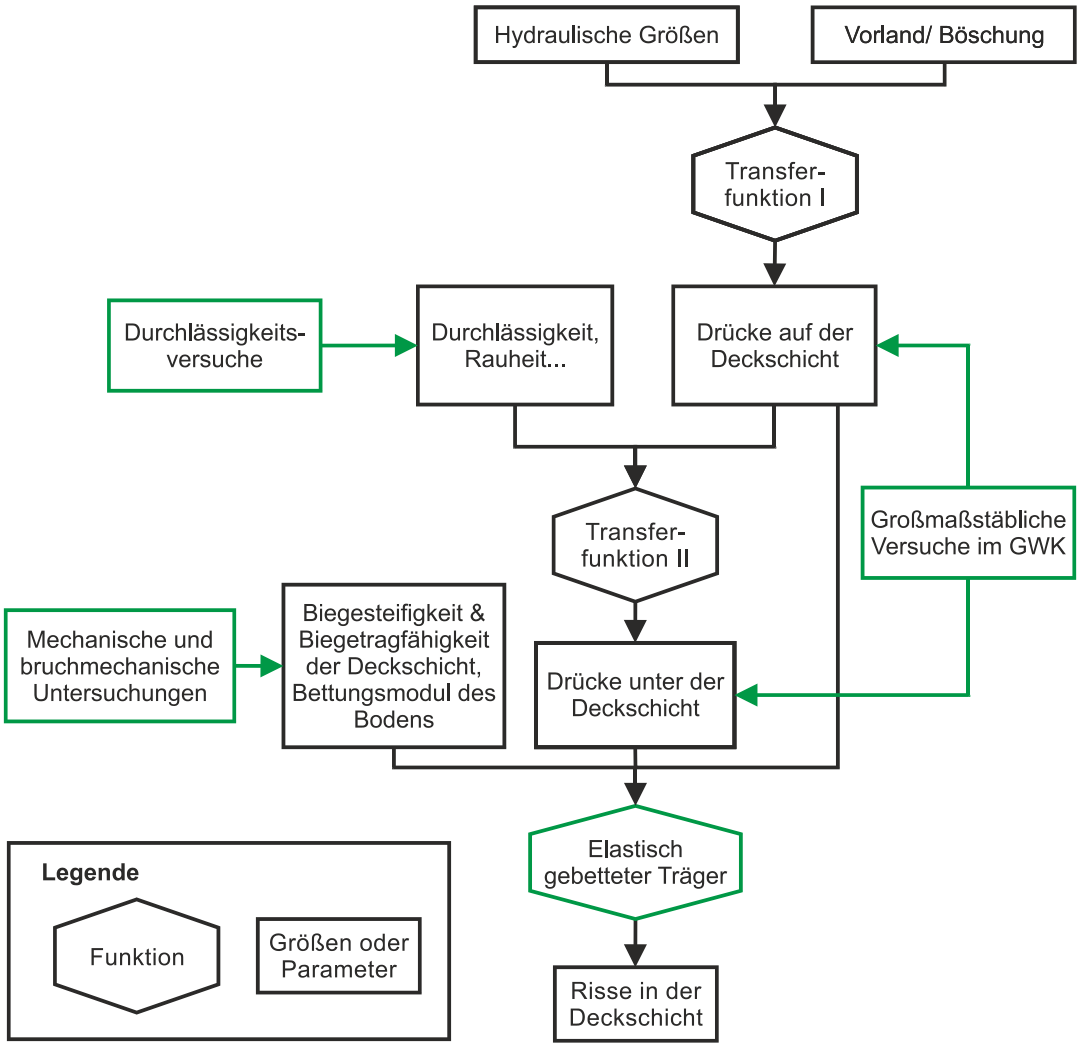


Abbildung 31: Verwendete Modelle, Größen und Parameter zur Beschreibung der Rissbildung in der Deckschicht (Prozesskette verändert nach Groot et al. 1988) und eigene Untersuchungen im *HYGEDE*-Projekt (grün umrandet).

10.1 Theoretische Grundlagen des Modells des elastisch gebetteten Trägers

Ein kohärentes Deckwerk auf einer Böschung, die als elastischer Untergrund wirkt, kann als elastisch gebetteter Träger modelliert werden (siehe z. B. Peters (2017) oder Looff et al. (2007)). Grundlage für die Theorie des elastisch gebetteten Trägers ist die Hypothese von Winkler/Zimmermann. Diese besagt, dass die elastische Unterlage unter dem Träger mit einem Gegendruck auf die Verformung des Trägers reagiert, der proportional zur Durchbiegung w ist. Die Differenzialgleichung der Biegelinie für den elastisch gebetteten Träger lautet (Dankert und Dankert 2013):

$$\frac{d^2}{dx^2}\left[EI_{yy}(x)\frac{d^2w(x)}{dx^2}\right] + k_s(x)w(x) = q(x) \tag{22}$$

Dabei bezeichnet EI [Nm²] die Biegesteifigkeit des Trägers, w [m] die Durchbiegung, k_s [N/m²] den Bettungsmodul und q [N/m] die äußere Last. Die x-Achse ist in Längsrichtung des Trägers definiert. Das Biegemoment M_b [Nm] kann aus der Durchbiegung wie folgt berechnet werden:

$$M_b(x) = -EI_{yy}\frac{d^2w(x)}{dx^2} \tag{23}$$

Eine gleichförmige, rechtwinklig zum Träger angreifende Kraft führt lediglich zur Absenkung des Trägers, hat aber keine Biegemomente oder Querkräfte zur Folge. Sobald eine ungleichförmige Last vorliegt, werden aufgrund der resultierenden ungleichförmigen Durchbiegung Biegemomente erzeugt und die Last somit entlang des Trägers verteilt.

Der Untergrund des Trägers wird durch voneinander unbeeinflusste Federn abgebildet und ein linear-elastisches Verformungsverhalten der Federn angenommen. Der Boden unter dem Träger kann allerdings keine Zugkräfte aufnehmen. Wirkt daher die resultierende äußere Kraft entgegen der Schwerkraft und übersteigt das Gewicht eines Teils des Trägers, so wird die Federkraft an dieser Stelle zu Null und die äußere Kraft wird durch die Übertragung der Biegemomente in andere Bereiche des Trägers verteilt.

Analytische Lösungen der Gl. (22) werden z. B. von Dankert und Dankert (2013) angegeben. Um möglichst viele verschiedene Lastsituationen schnell berechnen zu können, wird die Differenzialgleichung in eine Differenzengleichung überführt und schließlich die Differenzenformel der Biegelinie bei veränderlicher Biegesteifigkeit verwendet (Dankert und Dankert 2013):

$$\mu_{i-1}w_{i-2} - 2(\mu_{i-1}+\mu_i)w_{i-1} + \left(\mu_{i-1} + 4\mu_i + \mu_{i+1} + \frac{k_i h^4}{EI_0}\right)w_i$$

$$-2(\mu_i + \mu_{i+1})w_{i+1} + \mu_{i+1}w_{i+2} = \frac{q_i h^4}{EI_0} \tag{24}$$

Der Index *i* kennzeichnet dabei den Wert der bereits für die Differenzialgleichung beschriebenen Größen am *i*-ten Element. Außerdem wird eine Bezugsbiegesteifigkeit EI_0 definiert und für alle Elemente die jeweilige Biegesteifigkeit EI_i beschrieben mit

$$\mu_i = EI_i/EI_0 \tag{25}$$

Das Biegemoment berechnet sich dann nach:

$$M_{b,i} = -\frac{EI_0}{h^2}(\mu_i w_{i-1} - 2\mu_i w_i + \mu_i w_{i+1}) \tag{26}$$

Die Differenzenformeln wurden in *MATLAB*® implementiert. Zur Lösung des resultierenden Gleichungssystems wird ein Algorithmus von Dankert und Dankert (2013) verwendet.

10.2 Randbedingungen

Als Randbedingungen des Modells müssen die Auflagerbedingungen am Modellrand und die äußere Last vorgegeben werden. Es wird die Geometrie der Deckschichten im *GWK* im Modell abgebildet. Die Modellränder werden als freie Ränder definiert, da sowohl die Fuß- als auch die Kronensicherung vor die Deckschicht gelegt und nicht gesondert mit dieser verbunden sind. Die Bewegung der Deckschicht in Längsrichtung ist per Definition des Modells ausgeschlossen.

Die Drücke auf und unter der Deckschicht stellen die auf die Deckschicht wirkende äußere Last dar. Wie bereits in Kap. 3.3 beschrieben, wird der Druck unter der Deckschicht in Abhängigkeit des Drucks auf der Deckschicht maßgeblich von der Durchlässigkeit der

Deckschicht beeinflusst. Schiereck (2004) unterscheidet daher die in Abbildung 32 dargestellten drei Deckwerks-Archetypen.

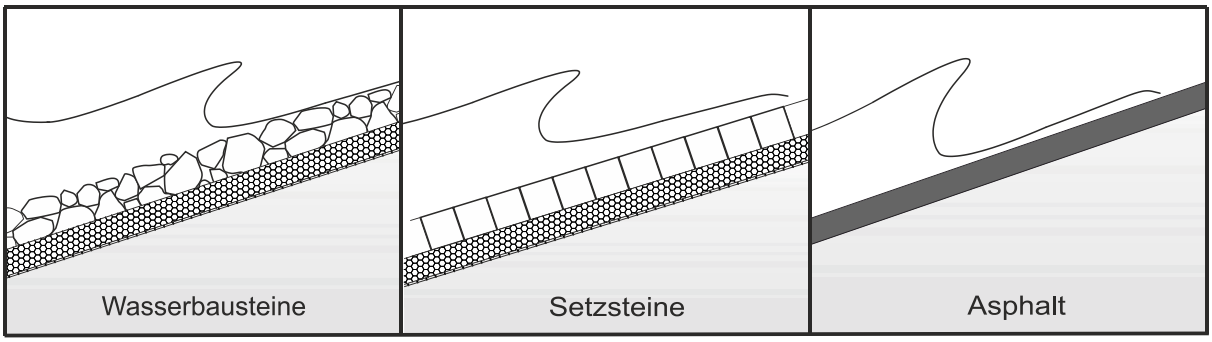


Abbildung 32: Deckwerks-Archetypen, verändert nach Schiereck (2004).

In Hinblick auf die äußere Last auf die Deckschicht in Form der Drücke auf und unter der Deckschicht können mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke je nach Vergussstoffmenge alle drei Deckwerks-Archetypen darstellen. Als fiktive untere Grenze kann eine Vergussstoffmenge von Null l/m² angenommen werden, was einer losen Steinschüttung entspricht (Abbildung 32 links). Mit zunehmender Vergussstoffmenge werden schließlich sämtliche Hohlräume der Steinschüttung gefüllt, so dass ein vollvergossenes und undurchlässiges Deckwerk entsteht (Abbildung 32 rechts), was die obere Grenze der möglichen Vergussstoffmenge darstellt. Dazwischen werden die Belastungsmechanismen des hydraulisch gebundenen Deckwerks denen eines Setzsteindeckwerks, wie in der Mitte von Abbildung 32 dargestellt, ähneln.

Für die Deckwerks-Archetypen dominieren allerdings jeweils unterschiedliche Versagensmechanismen die Bauwerksantwort auf die äußere Belastung und damit die jeweils aktivierten Bauwerkswiderstände. Für die Deckwerks-Archetypen wurden daher bestimmte Lastfälle der äußeren Belastung für die jeweiligen Versagensmechanismen ermittelt, die parametrisiert wurden. Bei Setzsteindeckwerken wird beispielsweise der Mechanismus „Bewegung eines Einzelsteins“ betrachtet und das Kräftegleichgewicht am Einzelstein aufgestellt (siehe z. B. Peters 2017). Die Einwirkung in Form der maximalen aus der Deckschicht gerichteten Kraft ergibt sich in diesem Fall bei maximalem Wellenrücklauf. Für Asphaltdeckwerke wird hingegen der Mechanismus „Rissbildung“ betrachtet und die größten Biegespannungen werden bei Druckschlagbelastung erwartet (Looff et al. 2007).

Im Hinblick auf den Mechanismus, der zu einer Verschlechterung der Deckschicht bzw. deren Versagen führt, sind mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke unabhängig von der Belastung den kohärenten bzw. monolithischen Deckwerken (von Schiereck (2004) wird beispielhaft das Asphaltdeckwerk genannt) zuzuordnen. Welcher Lastfall allerdings maßgebend ist, kann nicht von vornherein festgelegt werden, da mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke wie beschrieben im Hinblick auf die äußere Belastung in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge allen Deckwerks-Archetypen entsprechen können.

Daher wird die äußere Belastung nicht parametrisiert, sondern die in den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* gemessenen Drücke werden als Randbedingung angesetzt und mit diesen die Durchbiegungen und Biegemomente berechnet. Erst im Anschluss wird dann das maximale Biegemoment aus 200 Berechnungen pro Sekunde (die der Messfrequenz der Druckmessdosen unter der Deckschicht entsprechen) für jedes Ereignis

ermittelt. Ein Ereignis ist dabei definiert als eine Welle, die auf der Deckschicht bricht. So wurde schließlich ein maximales Biegemoment pro Ereignis ermittelt und für jeden Versuch, in dem wie beschrieben mindestens 1000 Wellen erzeugt wurden, lagen somit 1000 Werte des maximalen Biegemoments vor. Auf Grundlage dieser Werte kann dann, wie für andere im Küsteningenieurwesen verwendete Größen wie die Wellenauflaufhöhe, z. B. das maximale Biegemoment oder das 98 %-Quantil der Biegemomente pro Versuch ermittelt werden.

Um diese Analyse durchzuführen, waren einige Schritte zur Aufbereitung der Messdaten und Definition eines Ereignisses notwendig. Ein Ereignis, also das Brechen einer Welle auf der Deckschicht, wurde definiert mit dem Zero-Downcrossing-Verfahren. Dieses wurde mit den Messdaten der am weitesten seewärts liegenden Druckmessdose durchgeführt (Klein Breteler et al. 2012).

Die Messfrequenz der Druckmessdosen auf der Deckschicht betrug 1000 Hz, während sie unter der Deckschicht 200 Hz betrug. Daher wurde ein gleitendes Mittel verwendet, um die Messungen auf der Deckschicht auf eine Frequenz von 200 Hz zu mitteln. Dazu wurde das von Klein Breteler et al. (2012) beschriebene Verfahren verwendet, das unterschiedliche Gewichtungen aller *n* gemittelten Werte zulässt, siehe Abbildung 33.

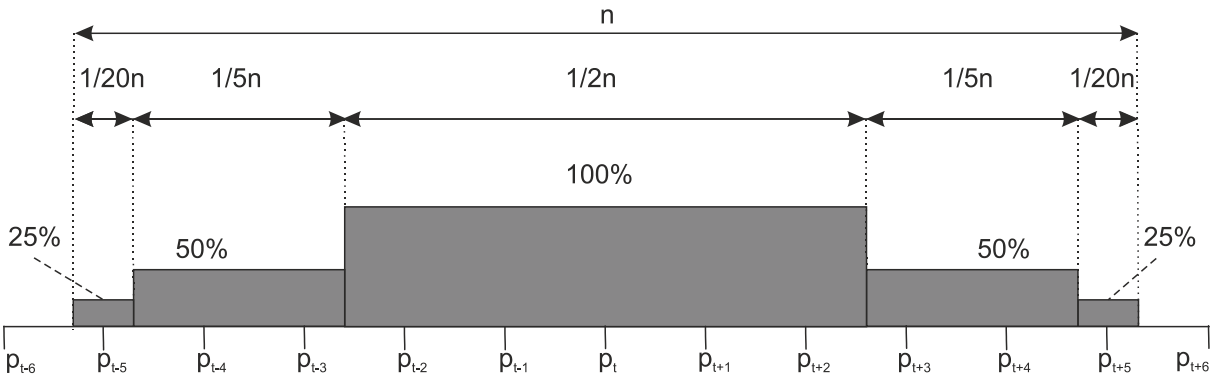


Abbildung 33: Gleitendes Mittel, verändert nach Klein Breteler et al. (2012).

Die Anzahl *n* der Werte, über die in Abhängigkeit der Messfrequenz *f* gemittelt wurde, wurde abweichend von Klein Breteler et al. (2012) bestimmt nach:

$$n = T_p f / 100 \tag{27}$$

10.3 Modellparameter

Neben den Randbedingungen müssen noch die Modellparameter definiert werden. Diese bilden die mechanischen Eigenschaften der Deckschicht und des Bodens ab. Für die Deckschicht muss die Biegesteifigkeit *EI* und für den Boden der Bettungsmodul k_s definiert werden.

10.3.1 Biegesteifigkeit

Es liegen keine großmaßstäblichen mechanischen Versuche zur Ermittlung der Biegesteifigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke vor. Daher wird die Biegesteifigkeit mit Ergebnissen mechanischer Versuche des *ibac* (Klotzek 2017) berechnet, indem der

Verbundkörper eines mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks als zusammengesetzter Querschnitt betrachtet wird. Das im Folgenden beschriebene Vorgehen lehnt sich an das von Rijkswaterstraat (1985) beschriebene Vorgehen zur Bestimmung der Biegesteifigkeit von mit Asphalt voll vergossenen Schüttsteindeckwerken an.

Es wird davon ausgegangen, dass die Deckschicht einer reinen Biegebelastung ausgesetzt ist. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da in dem Fall, dass keine weiteren Einwirkungen vorliegen, die Normalkraft in der Deckschicht infolge Eigengewicht als Druckkraft wirken würde. Es wird davon ausgegangen, dass Risse im Mörtel oder der Verbundfläche infolge von Zugkräften auftreten. Die Ergebnisse der bruchmechanischen Untersuchungen unterstützen diese Annahme.

Für reine Biegung lässt sich die Biegesteifigkeit der Deckschicht wie für Verbundquerschnitte aus Materialien mit unterschiedlichen Elastizitätsmoduln ermitteln. Folgende Annahmen müssen dafür getroffen werden (Gross et al. 2017):

- Zwischen den einzelnen Teilflächen des Querschnitts liegt ein vollkommener Verbund vor. Die Materialien können sich an der Grenzfläche nicht gegeneinander verschieben (kein Schlupf).
- Da das Verhalten eines mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks bis zur ersten Rissbildung beschrieben werden soll, wird im ungerissenen Zustand ein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung nach dem Hookeschen Gesetz gewählt.

Im Falle einer reinen Biegebelastung besteht der einzige Unterschied zwischen der Berechnung der Spannungen und Verformungen beim Verbundquerschnitt und beim homogenen Querschnitt darin, dass die Trägerachse durch die Verbindungslinie der ideellen Schwerpunkte der Teilflächen und nicht durch die Flächenschwerpunkte verläuft (Gross et al. 2017). Mit den Flächenträgheitsmomenten bezogen auf die Achsen des ideellen Querschnitts folgt die Biegesteifigkeit des Verbundträgers zu:

$$\overline{EI} = \sum_i E_i I_i = E_{WBS} \int_A \bar{z}_{WBS}^2 \cdot dA + E_M \int_A \bar{z}_M^2 \cdot dA \tag{28}$$

In Gl. (28) steht A für die Einzelflächen der Komponenten im Querschnitt und $\bar{z}$ für den Abstand des Teilflächenschwerpunkts zum Schwerpunkt des ideellen Gesamtquerschnitts. In erster Näherung wird angenommen, dass der Vergussstoff im Steingerüst gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist und dass auch der Flächenanteil der Wasserbausteine gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist. Es wird außerdem angenommen, dass die Elastizitätsmoduln der Komponenten bei Druck und Zug gleich groß sind, da die dadurch eingeführte Abweichung der resultierenden Biegesteifigkeit gering ist.

Werden diese beiden Annahmen verwendet, so fallen ideeller Schwerpunkt und Schwerpunkt des Querschnitts zusammen. Die neutrale Faser, in der keine Spannungen auftreten, liegt dann bei $\bar{z} = 0$. Die Berechnung der Biegesteifigkeit kann wie folgt durchgeführt werden:

$$\overline{EI} = EI = E_{WBS} \cdot a_{WBS} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12(1-\mu_{WBS}^2)} + E_M \cdot a_M \cdot \frac{b \cdot d^3}{12(1-\mu_M^2)} \tag{29}$$

Die Flächenanteile der Komponenten am Gesamtquerschnitt sind mit a_{WBS} [-] für die Wasserbausteine und a_M [-] für den Mörtel bezeichnet, die Querschnittshöhe mit d, die

Querschnittsbreite mit *b* und die Querdehnungszahl mit μ_{WBS} bzw. μ_M. Das Vorgehen zur Berechnung der Biegesteifigkeit des zusammengesetzten Querschnitts wird in Abbildung 34 verdeutlicht, in der die bei Biegebelastung unter Druckspannung stehende Querschnittshöhe mit h_1 und die unter Zugspannung stehende Querschnittshöhe mit h_2 bezeichnet ist.

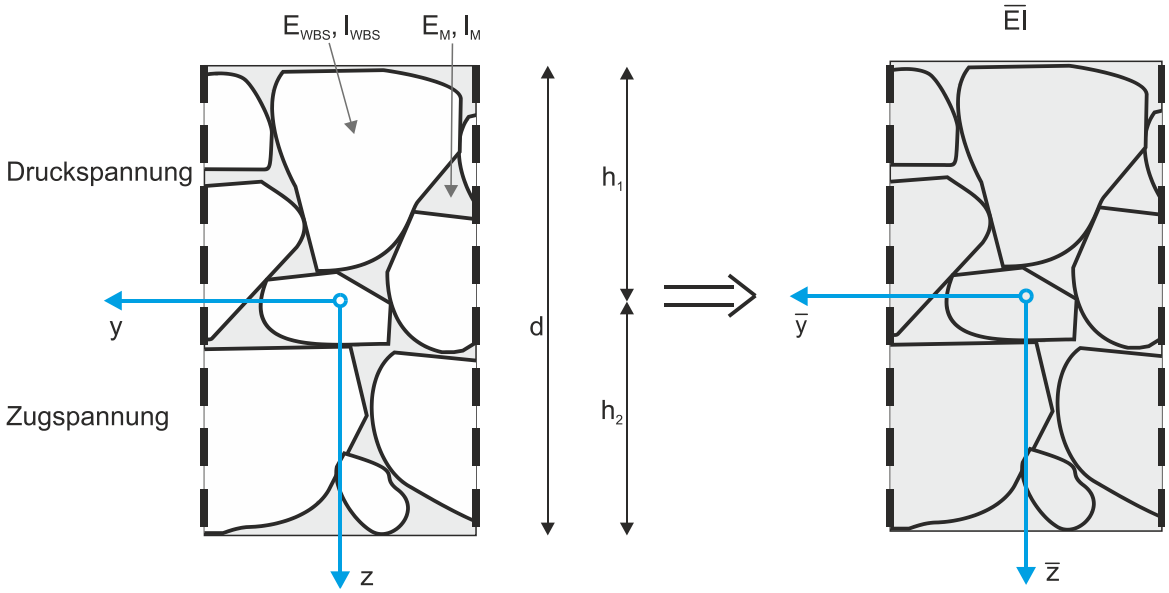


Abbildung 34: Berechnung der Biegesteifigkeit des mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks als zusammengesetzter Querschnitt.

Am *Institut für Bauforschung der RWTH Aachen University* (*ibac*) wurden mechanische Untersuchungen an Natursteinen und kolloidalem Vergussmörtel zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls durchgeführt. Bei den Untersuchungen wurde außerdem jeweils die Querdehnungszahl ermittelt. Der statische Elastizitätsmodul des Mörtels wurde anhand von sechs zylindrischen Prüfkörpern nach DIN EN 12390-13 bestimmt. Der statische Elastizitätsmodul der Wasserbausteine wurde anhand von sechs zylindrischen Prüfkörpern nach DIN EN 14580 bestimmt. Tabelle 14 gibt eine Zusammenfassung der von Klotzek (2017) ermittelten Elastizitätsmoduln der Deckschichtkomponenten. Die Querdehnungszahl betrug für den Mörtel μ_M = 0,06 (Standardabweichung 0,006) und für die Natursteine μ_M = 0,23 (Standardabweichung 0,025).

Tabelle 14: Statischer Elastizitätsmodul $E_{stat,33}$ der Deckschichtkomponenten in Abhängigkeit der Belastung (verändert nach Klotzek 2017).

Komponente und Belastung	Statischer Elastizitätsmodul $E_{stat,33}$ [N/mm²]			
	Minimum	Mittelwert	Maximum	Standardabweichung
Wasserbausteine (Druck)	60.951	68.767	76.771	6.327
Wasserbausteine (Zug)	40.394	61.936	77.009	13.433
Kolloidaler Mörtel (Druck)	22.532	23.270	24.827	606
Kolloidaler Mörtel (Zug)	17.766	19.520	21.329	1.374

Für die Ermittlung der Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts werden Werte im Bereich der Mittelwerte der vom *ibac* ermittelten Elastizitätsmoduln der Komponenten verwendet. Die Flächenanteile von Mörtel und Wasserbausteinen entsprechen im Mittel den

Raumanteilen der Komponenten und wurden daher in Abhängigkeit der Porosität und der verwendeten Vergussstoffmenge gewählt. Da die Querdehnungszahlen von Wasserbausteinen und Mörtel die Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts nur sehr geringfügig beeinflussen, wurden diese vernachlässigt. Alle gewählten Größen und die sich daraus für die einzelnen Deckschichtdicken ergebenden Biegesteifigkeiten sind in Tabelle 15 zusammengefasst.

Tabelle 15: Bauwerksparameter im Modell.

Deckschichtdicke [mm]	Bezeichnung	Statischer E-Modul $E_{stat,33}$ [N/mm²]		Anteil der Komponenten im Querschnitt [-]		Biegesteifigkeit *EI* [MNm²]
		WBS	Mörtel	a_{WBS}	a_M	
400	Vollvergossen	60.000	20.000	0,55	0,45	224,00
	Teilvergossen, q_V = 80 l/m²				0,20	197,33
600	Nachvergossen, q_V = 80+100 l/m²	60.000	20.000	0,55	0,29	698,40
	Teilvergossen, q_V = 80 l/m²				0,13	642,00

Die Spannung in den jeweiligen Komponenten kann dann in Abhängigkeit des Abstands zum ideellen Schwerpunkt berechnet werden nach:

$$\sigma_i = E_i \frac{M_b}{EI} \overline{z} \tag{30}$$

Die Spannungs- und Dehnungsverteilung des mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks sind in Abbildung 35 dargestellt.

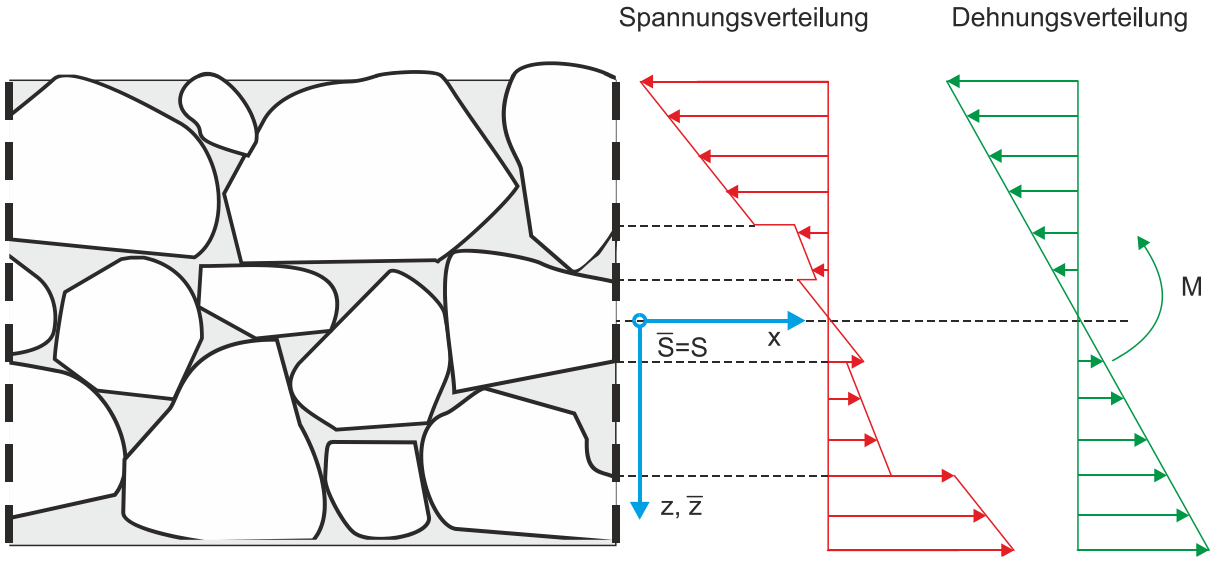


Abbildung 35: Spannungs- und Dehnungsverteilung am Längsschnitt eines mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks.

10.3.2 Bettungsmodul

Der Boden unter dem Deckwerk wird im Modell durch den Bettungsmodul abgebildet, der in Versuchen für den jeweiligen Boden ermittelt werden muss. Peters (2017) weist

darauf hin, dass keine Messungen des Bettungsmoduls für Deckwerke vorliegen. Für die hier durchgeführten Berechnungen wird der Bettungsmodul daher der Literatur entnommen. Die Darstellung von Bettungsmoduln in Tabelle 16 erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern soll vielmehr die Bandbreite der möglichen Werte des Bettungsmoduls aufzeigen und darstellen, welche Werte in anderen Veröffentlichungen zur Berechnung der Stabilität von Deckwerken verwendet wurden.

Tabelle 16: Übersicht über Bettungsmoduln für verschiedene Bodenarten.

Bodenart	Bettungsmodul [MN/m²]	Anmerkungen	Quelle
Sand, locker, rund	20-50	„typische" Werte, die eine Bandbreite angeben	EAU (1990)
Sand, locker, eckig	40-80		
Sand, mitteldicht, rund	50-100		
Sand, mitteldicht eckig	80-150		
Ton, halbfest	5-10		
Lehm, halbfest	5-20		
Schluff	3-10		
Sandige Böden	10-20	Empfehlung für Böden unter Deckwerken bei Druckschlagbelastung	Peters (2017)
Dichter Sand	100	Unter Asphaltdeckwerken bei Druckschlagbelastung	Looff et al. (2007)
	64		Davidse (2009)

Allgemein ist die Abbildung des Bodens als Feder im Model eine starke Vereinfachung. Aufgrund dieser starken Vereinfachung ist das Bettungsmodul von einer Vielzahl von Variablen abhängig, z. B. der Belastungsgeschwindigkeit, Art, Dauer und Größe der Belastung sowie der Wassersättigung, Belastungshistorie, Verdichtung und weiteren Parametern des Bodens (Peters 2017).

Die niedrigen Werte für den Bettungsmodul für Böden unter Deckwerken sind laut Peters (2017) realistisch, da im Gegensatz zu Böden unter anderen Bauwerken, z. B. Fundamenten oder Straßen, der Boden unter einem Deckwerk nicht so aufwendig behandelt und verdichtet oder auch erst gar nicht ausgetauscht wird. Die äußeren Belastungen sorgen bei einem durchlässigen Deckwerk außerdem dafür, dass die Porenwasserdrücke oszillieren und sich damit das Korngerüst des Bodens eher lockert als verdichtet, was den Bettungsmodul zusätzlich reduziert.

Die Berechnungen der mörtelvergossenen Schüttsteindeckschichten werden mit Bettungsmoduln von $k_s = 10$ MN/m² und $k_s = 50$ MN/m² durchgeführt. Diese Werte repräsentieren sandige Böden.

10.3.3 Parametervariationen

Eine Übersicht der variierten Modellparameter, mit denen die Berechnung der Schnittgrößen der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke im *GWK* als elastisch gebetteter Träger durchgeführt wurden, ist in Tabelle 17 dargestellt.

Tabelle 17: Variierte Modellparameter der Deckwerke im *GWK*.

Deck-schichtdi-cke [mm]	Bezeichnung	Biegesteifig-keit EI [MNm²]	Bettungs-modul k_s [MN/m²]	Bezeichnung
400	Vollvergossen	224,00	50	Parameter-kombination 1
	Teilvergossen, q_V = 80 l/m²	197,33		
600	Nachvergossen, q_V = 80+100 l/m²	698,40		
	Teilvergossen, q_V = 80 l/m²	642,00		
400	Vollvergossen	224,00	10	Parameter-kombination 2
	Teilvergossen, q_V = 80 l/m²	197,33		
600	Nachvergossen, q_V = 80+100 l/m²	698,40		
	Teilvergossen, q_V = 80 l/m²	642,00		

10.4 Ergebnisse

Mit dem Modell werden zuerst die Durchbiegung und das Biegemoment für jeden Zeitschritt berechnet. Abbildung 36 stellt diese Größen und die zum gleichen Zeitpunkt vorliegenden Randbedingungen in Form der Druckdifferenz exemplarisch für eine Druckschlagbelastung dar. Die Druckdifferenz ist die Differenz zwischen dem Druck auf der Deckschicht und dem Druck unter der Deckschicht, sodass bei positiver Druckdifferenz der Druck auf der Deckschicht größer ist als unter der Deckschicht.

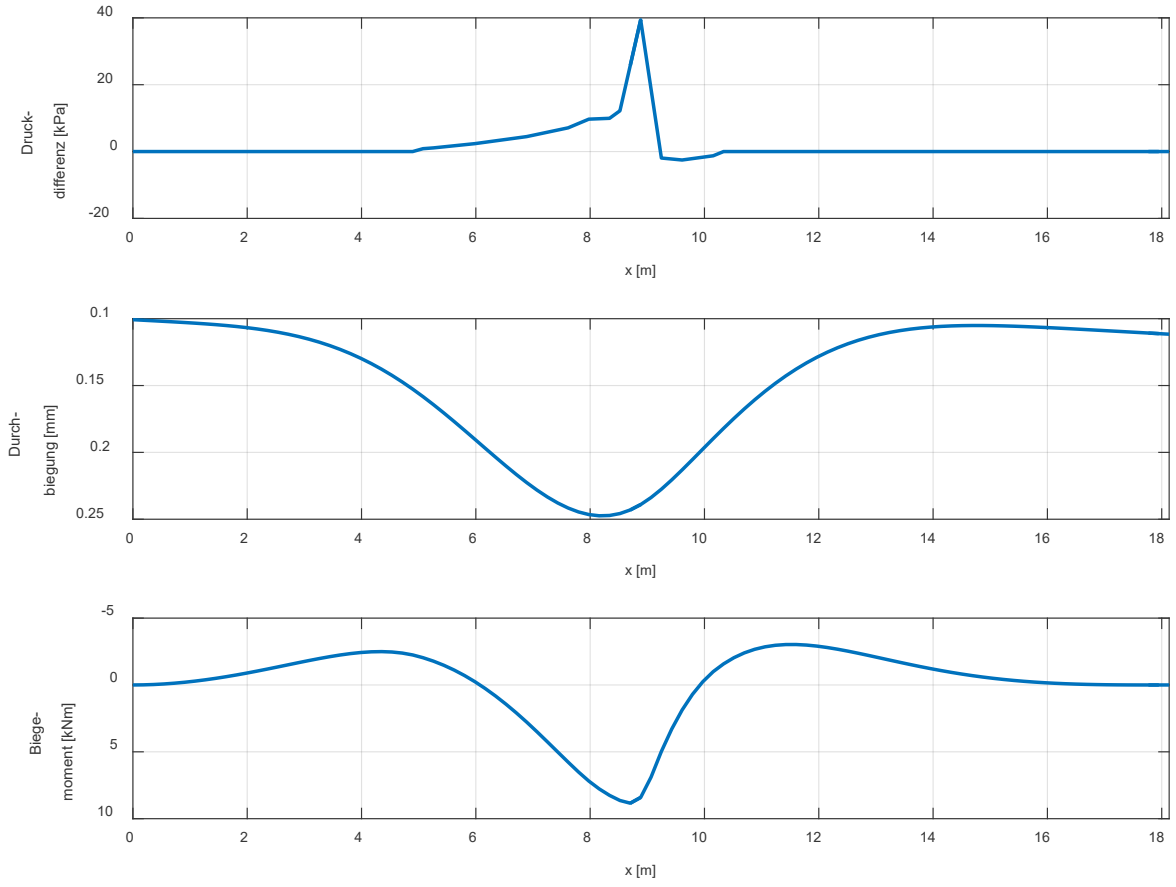


Abbildung 36: Exemplarische Darstellung der Druckdifferenz, der Durchbiegung und des Biegemoments im Fall einer Druckschlagbelastung (Parameterkombination 1).

Mit den Biegemomenten für jeden Zeitschritt wird für jedes Ereignis das maximale Moment bestimmt. Für den in Abbildung 36 dargestellten Fall beträgt das maximale Biegemoment $M_b \approx 8$ kNm. Aus diesen mindestens 1000 Werten des Biegemoments pro Versuch wird das maximale Moment ermittelt. Im Folgenden werden die einzelnen Schritte dargestellt, die schließlich zur Berechnung der Spannungen im Querschnitt und zu einer dimensionslosen Darstellung der Spannungen in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussparameter führen. Abbildung 37 zeigt die maximalen Momente für jede Deckschichtkonfiguration über der Brecherkennzahl $\xi_{m\text{-}1,0}$.

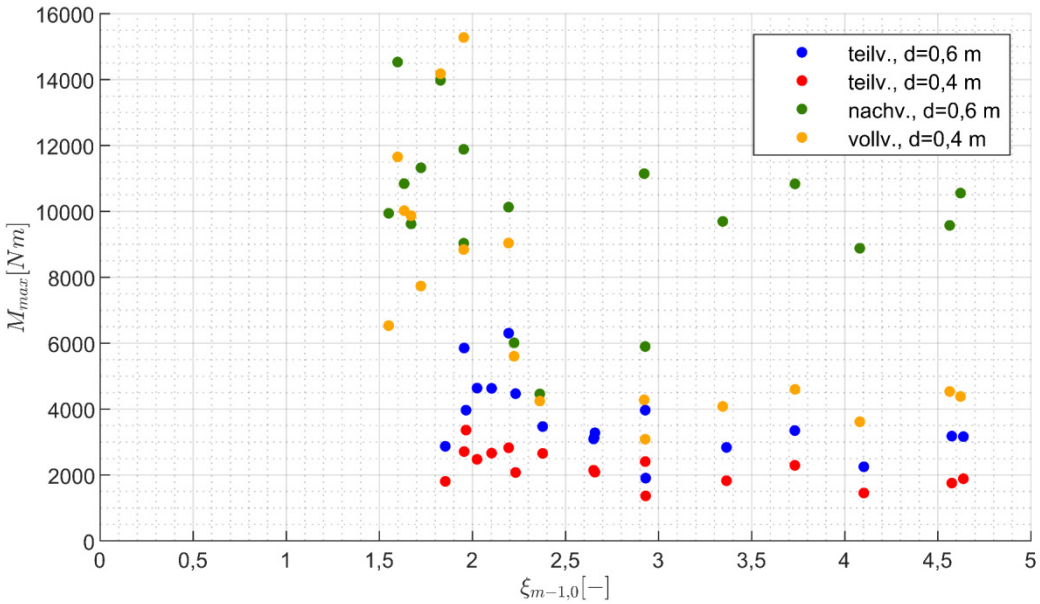


Abbildung 37: Maximales Biegemoment M_{max} über $\xi_{m\text{-}1,0}$ (Parameterkombination 1).

In Abbildung 37 sind die absoluten Werte des maximalen Biegemoments dargestellt, es wird also nicht unterschieden, ob die resultierenden Zugspannungen in der oberen oder unteren Deckschichthälfte auftreten. Für die Deckschichten ergeben sich die höchsten maximalen Biegemomente im Bereich der Brecherkennzahlen, in dem vermehrt Druckschläge auftreten ($\xi_{m\text{-}1,0} < 2{,}5$). Für Brecherkennzahlen $\xi_{m\text{-}1,0} \geq 2{,}5$ zeigen sich relativ konstante Werte für das maximale Biegemoment. Bei den durchlässigen Deckschichten zeigt sich allerdings im Vergleich zu den undurchlässigen Deckschichten ein geringerer Anstieg des maximalen Biegemoments für Brecherkennzahlen $\xi_{m\text{-}1,0} < 2{,}5$. Die Ergebnisse zeigen außerdem, dass für durchlässige Deckschichten geringere maximale Biegemomente für alle Brecherkennzahlen $\xi_{m\text{-}1,0}$ auftreten. Die Druckdifferenz und die daraus resultierende äußere Kraft auf die durchlässigen Deckschichten ist geringer als bei undurchlässigen Deckschichten, da sich aufgrund der höheren Durchlässigkeit der Druck unter der Deckschicht schneller an den Druck auf der Deckschicht (und umgekehrt) anpassen kann.

Aus den Biegemomenten werden mit Gl. (30) die Biegespannungen am Querschnittsrand berechnet, da dort die größten Spannungen auftreten. Die Spannungen können sowohl für die Wasserbausteine als auch den Mörtel berechnet werden. In den Wasserbausteinen sind diese aber deutlich zu gering, um die Festigkeit der Wasserbausteine zu überschreiten, deshalb werden diese hier nicht dargestellt. Diese Beobachtung deckt sich mit den Ergebnissen der Begutachtung vorhandener Deckschichten (Kap. 2) und den Ergebnissen der Laborversuche des *ibac* (Klotzek 2017), bei denen die Rissbildung ausschließlich im Mörtel oder an der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Stein auftrat. Die

Biegespannungen im Mörtel werden dimensionslos gemacht durch Division mit der fiktiven hydrostatischen Druckhöhe der Wellenhöhe H_{m0}. Da bei den dimensionslosen Biegespannungen auch die Wellenhöhe H_{m0} eingeht, reduziert sich die Streuung der Ergebnisse deutlich. Die relativen Biegespannungen werden im Folgenden durch einhüllende Funktionen beschrieben. Diese Funktionen bestehen, in Anlehnung an das Vorgehen zur Beschreibung der maximalen relativen Drücke auf einer Elastocoast®-Deckschicht von Alcerreca-Huerta (2014), aus einem Summanden zur Beschreibung der infolge des quasistatischen Anteils der Wellenbelastung (also infolge des Wellenauflaufs und Wellenrücklaufs) entstehenden Biegespannung $\sigma_{M,qst}$ und einem Summanden zur Beschreibung der infolge der Druckschlagbelastung entstehenden Biegespannung $\sigma_{M,ds}$:

$$\frac{\sigma_M}{\rho g H_{m0}} = \frac{\sigma_{M,qst}}{\rho g H_{m0}} + \frac{\sigma_{M,ds}}{\rho g H_{m0}} \tag{31}$$

Der quasistatische Anteil wird durch Gl. (32), der Anteil infolge der Druckschlagbelastung als Rayleigh-verteilt mit Gl. (33) beschrieben.

$$\frac{\sigma_{M,qst}}{\rho g H_{m0}} = c_1 \cdot \tanh(c_2 \cdot \xi_{m-1,0}) \tag{32}$$

$$\frac{\sigma_{M,ds}}{\rho g H_{m0}} = c_3 \cdot \xi_{m-1,0} \cdot e^{(-0{,}5 \cdot \xi_{m-1,0}^2 / c_4)} \tag{33}$$

Die Funktionen zur Beschreibung der relativen Biegespannung erfüllen folgende Randbedingungen:

- $f(\xi_{m-1,0}) \rightarrow 0$ wenn $\xi_{m-1,0} \rightarrow 0$ für den quasistatischen Anteil und den Anteil aus Druckschlagbelastung und damit auch für die Summe der Funktionen.
- Da für steigende Brecherkennzahlen die Wahrscheinlichkeit und Größe von Druckschlagbelastungen abnimmt, gilt: $f(\xi_{m-1,0}) \rightarrow f_{quasistatisch}(\xi_{m-1,0})$ wenn $\xi_{m-1,0} \rightarrow \infty$.
- Wenn $\xi_{m-1,0} \rightarrow \infty$, dann geht $f(\xi_{m-1,0})$ gegen einen Grenzwert, der von den Deckwerkseigenschaften abhängt. Für durchlässige Deckschichten scheint der Grenzwert innerhalb der im *GWK* untersuchten Brecherkennzahlen erreicht zu sein, da kein Anstieg der relativen Biegespannung mehr zu beobachten ist. Das ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass sich die Drücke auf und unter der Deckschicht schnell angleichen können. Für undurchlässige Deckschichten scheint der Grenzwert mit den im großmaßstäblichen Versuch getesteten Wellenparametern noch nicht erreicht zu sein, wie aus der folgenden Beschreibung der Ergebnisse ersichtlich.

Die definierten Funktionen sowie die Ergebnisse der *GWK*-Versuche in Form der relativen Biegespannung sind für die durchlässigen Deckschichten in Abbildung 38 dargestellt.

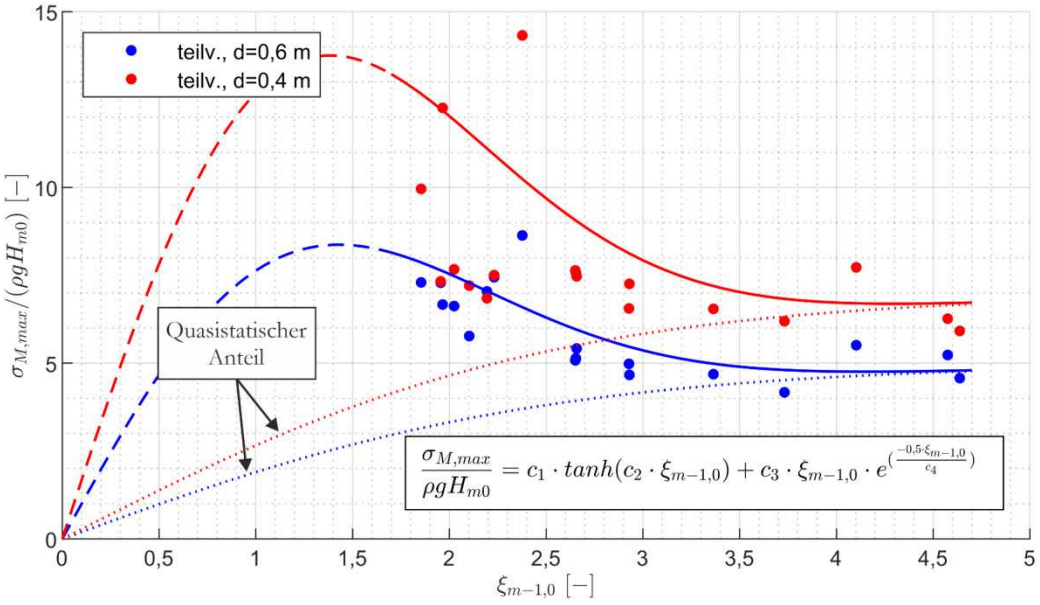


Abbildung 38: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m-1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (durchlässige Deckschichten, Parameterkombination 1, c_1–c_4 aus Tabelle 18).

Für Brecherkennzahlen $\xi_{m-1,0} \leq 2{,}5$ steigt die relative Biegespannung und deren Streuung infolge der höheren Auftrittswahrscheinlichkeit von Druckschlägen und aufgrund des Anstiegs der Druckschlaggröße an. Für größere Brecherkennzahlen scheint die relative Biegespannung einen Grenzwert zu erreichen. Die in diesem Brecherkennzahlbereich auftretenden nicht brechenden Wellen scheinen demnach keine größeren Differenzdrücke infolge des Wellenrücklaufs erzeugen zu können, da die Deckschichten durchlässig sind und sich somit der Druck unter der Deckschicht an den Druck auf der Deckschicht anpassen kann.

Die im Vergleich zu den anderen Werten bei ähnlichen Brecherkennzahlen hohe relative Biegespannung für die 40 cm dicke Deckschicht bei $\xi_{m-1,0} \approx 2{,}4$ entsteht infolge einer hohen Druckschlagbelastung. Dieser Einzelwert zeigt die hohe natürliche Variabilität der Druckschlagbelastung, die besonders bei Betrachtung der Maximalwerte der Belastungsgrößen erkennbar wird. Das Gleiche gilt für die hohe relative Biegespannung bei $\xi_{m-1,0} \approx 2$ für die 40 cm dicke undurchlässige Deckschicht in Abbildung 39.

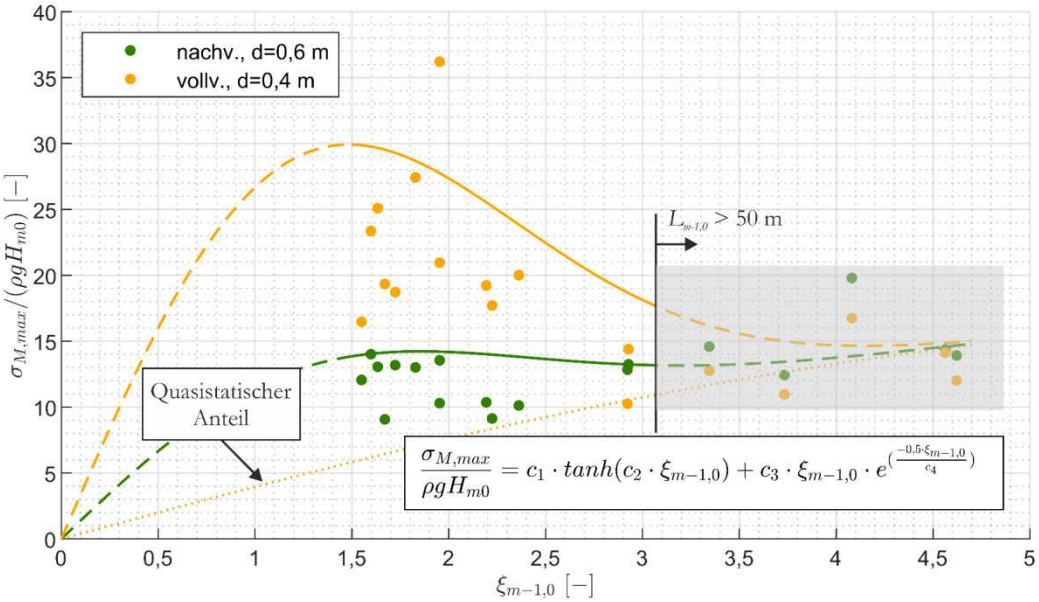


Abbildung 39: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m\text{-}1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (undurchlässige Deckschichten, Parameterkombination 1, c_1–c_4 aus Tabelle 18).

Bei der vollvergossenen und undurchlässigen Deckschicht mit einer Dicke von 40 cm ist der Anstieg der relativen Biegespannung im Sturzbrecherbereich ($\xi_{m\text{-}1,0} \leq 2{,}5$) deutlich ausgeprägter als bei den durchlässigen Deckschichten. Grund dafür ist, dass der Druck unter der Deckschicht in Abhängigkeit des Drucks auf der Deckschicht sich nur über längere Zeiträume ändert, da die Deckschicht undurchlässig ist. Dadurch entsteht bei Druckschlagbelastung eine hohe Druckdifferenz zwischen Ober- und Unterkante der Deckschicht. Im Gegensatz dazu ist der Anstieg der relativen Biegespannung im Sturzbrecherbereich im Fall der nachvergossenen Deckschicht gering. Das ist auch erkennbar anhand der Differenz der in Abbildung 39 als durchgezogene grüne Line dargestellten Summe der relativen Biegespannung aus quasistatischem Anteil und Anteil aus Druckschlagbelastung und dem als gestrichelte grüne Line dargestellten quasistatischen Anteil der relativen Biegespannung. Das liegt einerseits an der höheren Biegesteifigkeit der 60 cm dicken Deckschicht. Andererseits ändert sich der Druck unter der Deckschicht im Fall der nachvergossenen Deckschicht im Vergleich zur vollvergossenen Deckschicht bei gleichen hydraulischen Größen auf der Deckschicht stärker, da wie in Kap. 6 beschrieben an der Unterseite der Deckschicht eine Vergussstoffverteilung ähnlich einer teilvergossenen Deckschicht vorliegt. Da der Mörtel auf die bereits teilvergossene Deckschicht aufgebracht wurde, wurde nicht das gesamte Porenvolumen der Deckschicht mit Mörtel gefüllt und die Porosität der nachvergossenen Deckschicht betrug $n_{nachv.} = 0{,}16$. Eine Analyse der Lastfälle (Kreyenschulte et al. 2018) zeigt daher auch, dass die maximalen Biegespannungen für die nachvergossene Deckschicht im Bereich $\xi_{m\text{-}1,0} \leq 2{,}5$ in ungefähr einem Drittel der Fälle nicht infolge des Wellendruckschlags auftreten, sondern infolge des Wellenrücklaufs.

Für Wellenlängen $L_{m\text{-}1,0} > 50$ m (entspricht beim Versuchsprogramm im GWK in Abbildung 39 und 41 ungefähr Brecherkennzahlen $\xi_{m\text{-}1,0} > 3$) zeigen sich bei beiden undurchlässigen Deckschichten größere Wellenrücklaufhöhen. Das führt dazu, dass die Druckfigur auf und unter der Deckschicht von den DMD nicht komplett wiedergegeben werden kann. Die DMD decken nicht die gesamte Länge der Deckschicht ab. Daher

stellen für die undurchlässigen Deckschichten für Wellenlängen $L_{m-1,0} > 50$ m die Aufzeichnung der DMD keine zuverlässigen Randbedingungen für das Modell dar. Die berechneten relativen Biegespannungen sind damit ebenfalls nicht aussagekräftig. Dieser Umstand wird bei den Gültigkeitsgrenzen der besprochenen Funktionen berücksichtigt.

Das gleiche Vorgehen zur Definition einhüllender Funktionen wird mit den mit Parameterkombination 2 berechneten relativen Biegespannungen durchgeführt. Die gewählten einhüllenden Funktionen sind in Abbildung 40 und 41 dargestellt.

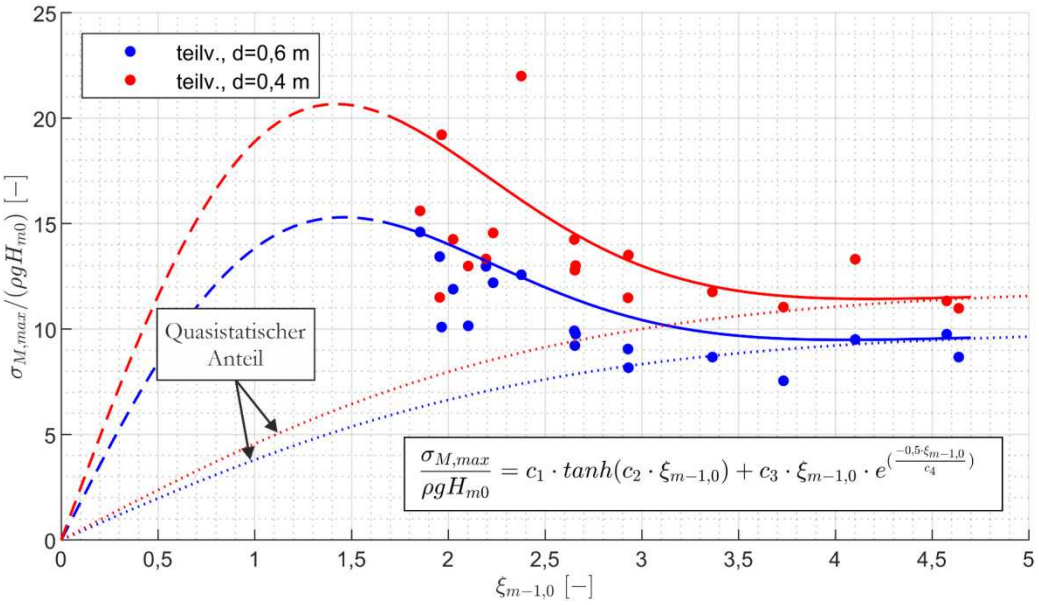


Abbildung 40: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m-1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (durchlässige Deckschichten, Parameterkombination 2, c_1–c_4 aus Tabelle 18).

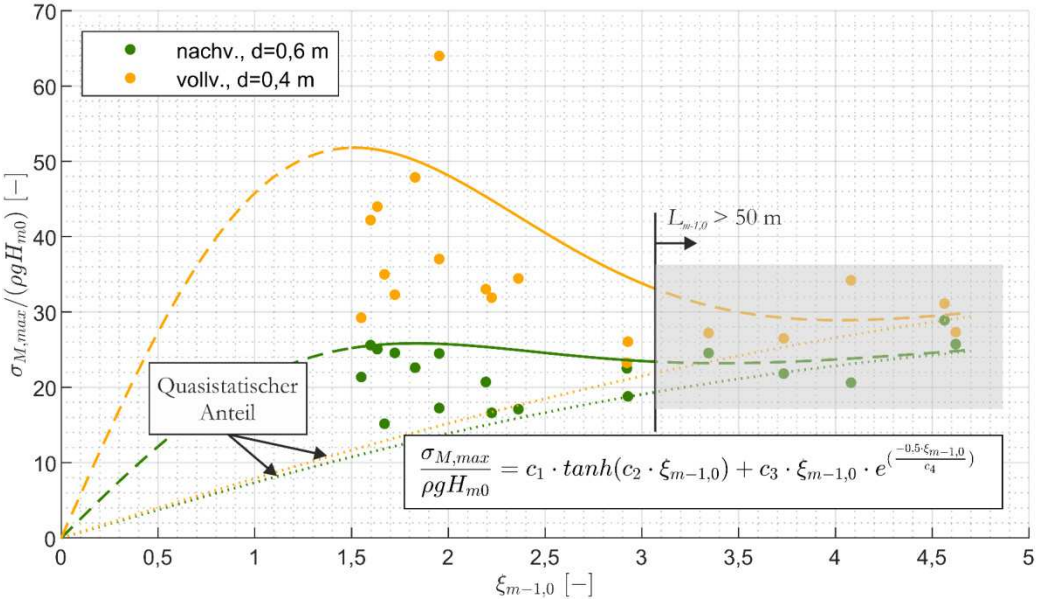


Abbildung 41: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m-1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (undurchlässige Deckschichten, Parameterkombination 2, c_1–c_4 aus Tabelle 18).

Der geringere Bettungsmodul führt bei gleicher äußerer Belastung zu größeren Durchbiegungen und somit zu höheren relativen Biegespannungen. Im Wesentlichen sind daher

die Werte der relativen Biegespannung erhöht. Tabelle 18 gibt eine Übersicht über die für die Gleichungen verwendeten Konstanten.

Tabelle 18: Konstanten der einhüllenden Funktionen des Maximums der relativen Biegespannung in Abhängigkeit der berechneten Parameterkombination und Deckschichtkonfiguration.

d [mm]	Bezeichnung	c_1	c_2	c_3	c_4	Gültigkeitsbereich	
400	Vollvergossen	20	0,2	30	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m	Parameterkombination 1
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m²	7	0,4	14	1,5	-	
600	Nachvergossen, $q_V = 80+100$ l/m²	20	0,2	10	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m	
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m²	5	0,4	8	1,5	-	
400	Vollvergossen	40	0,2	50	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m	Parameterkombination 2
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m²	12	0,4	20	1,5	-	
600	Nachvergossen, $q_V = 80+100$ l/m²	30	0,2	18	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m	
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m²	10	0,4	14	1,5	-	

Die angegebenen Gleichungen gelten jeweils nur für den Bereich der Brecherkennzahlen, für den die Funktionen mit den Ergebnissen der großmaßstäblichen hydraulischen Versuche vorliegen und dürfen nicht darüber hinaus extrapoliert werden. Die Gültigkeit der Funktionen für die voll- und nachvergossenen Deckschichten ist außerdem auf Wellenlängen $L_{m-1,0} < 50$ m beschränkt. Das beschriebene Vorgehen kann für weitere Randbedingungen verwendet werden, z. B. zur Ermittlung der Gleichungen der einhüllenden Funktionen des 98 %-Quantils der relativen Biegespannungen.

10.5 Grenzzustandsgleichung bei Rissbildung

Die mit dem Modell des elastisch gebetteten Trägers berechneten Spannungen im Mörtel am Querschnittsrand infolge der Biegebelastung stellen die Einwirkungsgröße dar, die potenziell zu einer Rissbildung in der Deckschicht führt. Um zu entscheiden, ob bei den vorliegenden Randbedingungen Risse auftreten können, wird der Grenzzustand bei Rissbildung betrachtet. Die Grenzzustandsgleichung zur Berechnung möglicher Rissbildung lautet:

$$\sigma_{M,vorh} = \sigma_{M,zul} \tag{34}$$

Die zulässige Spannung $\sigma_{M,zul}$ im Mörtel kann mit den Ergebnissen der bruchmechanischen Untersuchungen (Klotzek 2017) abgeschätzt werden. Die vorliegende Spannung $\sigma_{M,vorh}$ kann mit den im vorherigen Kapitel definierten Gleichungen abgeschätzt werden. Mit diesen Gleichungen können verschiedene Randbedingungen berücksichtigt werden:

- Wellenparameter: Die Wellenhöhe H_{m0} und über die Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0}$ ebenfalls die Wellenperiode $T_{m-1,0}$ bzw. Wellenlänge $L_{m-1,0}$ werden berücksichtigt.
- Deckschichtkonfigurationen: Es können durchlässige und undurchlässige Deckschichten berücksichtigt werden. Die undurchlässigen Deckschichten können unterteilt werden in vollvergossene und nachvergossene Deckschichten. Diese Konfigurationen repräsentieren die häufigsten Deckschichtbauweisen an der deutschen Nordseeküste.

- Bettungsmoduln: Zwei verschiedene Bettungsmoduln können berücksichtigt werden. Ein Bettungsmodul von k_s = 50 MN/m² kann für eine verdichtete Böschung (sandiger Boden) verwendet werden, wohingegen ein Bettungsmodul von k_s = 10 MN/m² nach Peters (2017) im Wertebereich für nicht oder unzureichend verdichtete Böden oder Böden unter durchlässigen Deckschichten verwendet werden kann.

10.6 Zusammenfassung und Fazit

Um eine mögliche Verschlechterung des Deckwerks durch Rissbildung in der Deckschicht abzuschätzen, wurde die Grenzzustandsgleichung bei Rissbildung infolge von Biegemomenten betrachtet. Zur Ermittlung der in der Deckschicht vorhandenen Spannungen wurde diese als elastisch gebetteter Träger modelliert. Das Modell wurde im Programm *MATLAB*® implementiert und die Ergebnisse der mechanischen Untersuchungen des *ibac* zur Bestimmung der Bauwerksparameter verwendet. Als Randbedingung wurden die in den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* aufgezeichneten Drücke verwendet. Mit den Ergebnissen des Modells wurde eine Ereignisanalyse der Biegemomente durchgeführt. Aus den Biegemomenten wurde schließlich die Biegespannung am Querschnittsrand berechnet. Die relative Biegespannung wurde schließlich für alle im *GWK* untersuchten Deckwerkskonfigurationen durch einhüllende Funktionen beschrieben, die in der Grenzzustandsgleichung zur Berechnung der Spannung verwendet werden können.

Mit den aus den Ergebnissen der Modellrechnungen abgeleiteten Funktionen können die Biegespannungen für die meistverwendeten Deckwerksbauarten an der deutschen Nordseeküste in Abhängigkeit der Wellenparameter und des Bettungsmoduls abgeschätzt werden. Das Vorgehen kann für weitere Randbedingungen verwendet werden, z. B. zur Ermittlung der Gleichungen der einhüllenden Funktionen des 98 %-Quantils der relativen Biegespannungen. Wenn die Auswirkungen der Alterungs- und Ermüdungsprozesse auf die zulässige Biegezugspannung bekannt sind, können auch diese Prozesse in der Grenzzustandsgleichung berücksichtigt werden.

Da die Modellparameter anhand der Ergebnisse der mechanischen Ersatzversuche (Klotzek 2017) bestimmt wurden, steht eine Validierung des Modells anhand von großmaßstäblichen Biegeversuchen an Deckschichtplatten noch aus.

Mit den Funktionen zur Bestimmung der relativen Biegespannung ist die Abschätzung des Beginns der Entwicklung erster Biegezugrisse möglich. Infolge der Risse reduziert sich die effektive Querschnittshöhe und damit die Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit im betreffenden Querschnitt. Dieser Prozess kann nur mit dem Modell des elastisch gebetteten Trägers und nicht über die hier dargestellten Gleichungen beschrieben werden. Zukünftige Untersuchungen sollten daher den Prozess der Verschlechterung bis zur Schadensentwicklung und zum Versagen der Deckschicht mit dem Bauwerksmodell beschreiben.

Darüber hinaus kann die Belastung der Deckschicht infolge der hydraulischen Randbedingungen mithilfe der mit dem Bauwerksmodell bestimmbaren maßgebenden Lastfälle parametrisiert werden. Dies ist ein notwendiger weiterer Schritt, um die Berechnung der Biegespannungen auf weitere Deckschichtkonfigurationen zu erweitern.

11 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurde der Stand der Technik und des Wissens zur Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke dargestellt. Aufgrund eines relativ geringen Prozessverständnisses der Belastungsmechanismen und Widerstände erfolgt die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke derzeit aufgrund von Erfahrungswerten. Es liegt kein theoretisch fundierter und durch Modellversuche verifizierter Bemessungsansatz für diese Deckwerksart vor.

Daher wurden anhand der Aufnahme des Zustands vorhandener Deckwerke zunächst mögliche Schadensmechanismen der Deckwerke beschrieben. Damit konnten die benötigten Größen und Parameter zur Beschreibung der Wellen-Bauwerks-Interaktion identifiziert und im Anschluss Versuche zur Bestimmung dieser Größen durchgeführt werden.

Zur Berechnung der Drücke unter der Deckschicht in Abhängigkeit der Drücke auf der Deckschicht ist die Kenntnis der Durchlässigkeit der Deckschicht notwendig. Im Gegensatz zu anderen Deckwerkstypen, bei denen die Porosität in vergleichsweise kleinen Grenzen schwankt, sind bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken Porositäten zwischen nahezu 0 % und 40 % möglich. Für ein Verständnis der Interaktion von Seegangsbelastung und Deckwerk wird also die Kenntnis der Durchlässigkeit über ein breites Spektrum der Porosität benötigt. Bei den Versuchen zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten wurden die Vergussstoffmengen und damit die Porosität der Deckschichten erstmals systematisch variiert. Alle Versuche wurden im für das Küsteningenieurwesen relevanten Bereich turbulent rauer Strömungen und im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich geringere Durchlässigkeiten mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten als von vorhandenen Rechenansätzen für unvergossene Deckschichten bei gleicher Porosität vorhergesagt würde. Mit den Ergebnissen wurde ein β'-Beiwert für vergossene Deckschichten ermittelt und der Durchlässigkeitskoeffizient in Abhängigkeit von der Porosität für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten beschrieben.

Im Grenzzustand „Lösen eines Einzelsteins" kann der Widerstand, die verbundwirksame Kraft bei Lösen eines Einzelsteins, mit dem Modell von Römisch (2000) beschrieben werden. Es wurden Labor- und In-Situ-Versuche durchgeführt, um die Datenbasis der Kraft bei Lösen eines Einzelsteins zu vergrößern und eine statistische Beschreibung der Ergebnisse durchzuführen. Dabei zeigte sich, dass der Trend zunehmend größerer Kräfte bei Lösen eines Einzelsteins mit zunehmender Verbundfläche bzw. zunehmender Vergussstoffmenge unter ansonsten gleichen Randbedingungen im Laborversuch bestätigt und mit dem Modell von Römisch (2000) beschrieben werden kann. Die Versuchs-ergebnisse wurden statistisch beschrieben und die Unterscheidung zwischen allseitig und teilseitig verklammerten Steinen eingeführt. Damit wurde ein mögliches Vorgehen zur Beurteilung der Verklammerungswirkung unter Berücksichtigung der Vorhersagegenauigkeit beschrieben. Im Grenzzustand kann die Auflaufgeschwindigkeit der gebrochenen Welle als Einwirkung verwendet werden. Der empirische Beiwert zur Berücksichtigung der Eigenschaften der Wellenauflaufströmung (Turbulenz, Instationarität, Ungleichförmigkeit) muss in hydraulischen Versuchen ermittelt werden, bei denen der Grenzzustand erzeugt wird, sich also Einzelsteine lösen.

Um eine mögliche Verschlechterung des Deckwerks durch Rissbildung in der Deckschicht abzuschätzen, wurde die Grenzzustandsgleichung bei Rissbildung infolge von

Biegemomenten betrachtet. Zur Ermittlung der in der Deckschicht vorhandenen Spannungen wurde diese als elastisch gebetteter Träger modelliert. Das Modell wurde im Programm *MATLAB*® implementiert und die Ergebnisse der mechanischen Untersuchungen des *Instituts für Baustoffforschung der RWTH Aachen University* (Klotzek 2017) zur Bestimmung der Bauwerksparameter verwendet. Als Randbedingung wurden die in den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* aufgezeichneten Drücke verwendet. Mit den Ergebnissen des Modells wurde eine Ereignisanalyse der Biegemomente durchgeführt. Aus den Biegemomenten wurde schließlich die relative Biegespannung am Querschnittsrand berechnet und durch einhüllende Funktionen beschrieben. Mit den aus den Ergebnissen der Modellrechnungen abgeleiteten Funktionen können die Biegespannungen für die meistverwendeten Deckwerksbauarten an der deutschen Nordseeküste in Abhängigkeit der Wellenparameter und des Bettungsmoduls abgeschätzt werden. Wenn die Auswirkungen der Alterungs- und Ermüdungsprozesse auf die zulässige Biegezugspannung bekannt sind, können auch diese Prozesse in der Grenzzustandsgleichung berücksichtigt werden.

Zur funktionalen Bemessung der Deckwerke wurden die Reduktionsfaktoren für die Gleichung zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe nach EurOtop (2018) bestimmt. Dazu wurden die Daten des 2D-Laserscanners verwendet und mit Videoaufzeichnungen validiert. Die Wellenauflaufhöhe wird bei teilvergossenen Schüttsteindeckschichten deutlich reduziert, wobei bei einer Schichtdicke von 60 cm aufgrund der hohen Rauheit und Porosität der Deckschicht die größte Reduktion erzielt wird. Auch die vollvergossenen Deckschichten zeigen aufgrund ihrer hohen Oberflächenrauheit eine Reduktion des Wellenauflaufs. Die Wellenauflaufhöhen wurden mit Literaturangaben verglichen und liegen im Bereich anderer poröser und rauer Deckschichten. Mit den ermittelten Reduktionsfaktoren können erstmals die Wellenauflaufhöhen für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke berechnet werden.

Die beschriebenen Modelle und die Ergebnisse der durchgeführten Versuche stellen die Grundlage für ein vertieftes Prozessverständnis der Wellen-Bauwerks-Interaktion bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken dar. Es besteht weiterer Forschungsbedarf in Hinblick auf die Schadensmechanismen und die zu deren Beschreibung verwendeten Modelle. Da die Modellparameter des elastisch gebetteten Balkens anhand der Ergebnisse der mechanischen Ersatzversuche bestimmt wurden, steht eine Validierung des Modells anhand von großmaßstäblichen Biegeversuchen an Deckschichtplatten noch aus. Darüber hinaus wurden die Rissbildung in der Deckschicht und die Erosion eines Einzelsteins vorerst getrennt betrachtet. Am realen Bauwerk beeinflussen sich diese Mechanismen jedoch gegenseitig. Beispielsweise führt ein Riss in der Deckschicht zu einer Reduktion der verbundwirksamen Fläche und damit zu einer verminderten verbundwirksamen Kraft, die den Widerstand im Grenzzustand der Erosion eines Einzelsteins darstellt. Wird ein einzelner Stein erodiert, schafft das wiederum Bewegungsmöglichkeiten für die benachbarten Steine, deren Widerstand gegen Erosion eines Einzelsteins reduziert wird. Durch die lokale Reduktion der Biegesteifigkeit können in Folge weitere Risse auftreten. Der Schadensfortschritt stellt einen komplexen Vorgang dar, dessen Beschreibung zur Beurteilung der Verschlechterungen bzw. Schäden an mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken notwendig ist. Dazu könnte auch eine Modellierung einer vorhandenen Deckschicht mit gleichzeitiger kontinuierlicher Aufzeichnung des Zustands dieser Deckschicht durchgeführt werden.

Eine weitere Fragestellung ist die Entwicklung insbesondere der Verbundfestigkeiten (Haftbiegezug-, Haftzug- und Haftscherfestigkeit) über die Zeit infolge Alterung und Ermüdung. Die Entwicklung dieser Festigkeiten entscheidet maßgeblich über den zu erwartenden Schadensfortschritt.

Schlussendlich wurden die hydraulischen Größen wie die Wellenauflaufhöhe über Beiwerte für die Funktion aus dem EurOtop-Manual beschrieben. Diese Beiwerte fassen alle einzelnen Einflussgrößen des Deckwerks zusammen. Über die getrennte Betrachtung dieser Einflüsse aus Rauheit, Porosität und Durchlässigkeit der Deckschichten könnte allerdings ein vertieftes Prozessverständnis der hydraulischen Prozesse auf der Deckschicht erreicht werden.

12 Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung und dem Projektträger Jülich für die finanzielle Unterstützung des *KFKI*-Verbundvorhabens „Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke *HYGEDE*“ (Zeitraum vom 01.06.2015 bis 31.05.2018, Förderkennzeichen 03KIS0110 und 03KIS0111). Die Autoren danken der Projektbegleitenden Gruppe und Herrn Prof. Oumeraci für die fachliche Begleitung und Unterstützung.

13 Literaturverzeichnis

Alcerreca-Huerta, J. C.: Process-based modelling of waves interacting with porous bonded revetments and their sand foundation. Dissertation am Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2014.

Burcharth, H. F.; Andersen, O. H.: On the one dimensional steady and unsteady porous flow equations. In: Coastal Engineering, 24, 233–257. 1995.

Burcharth, H. F.; Christensen, C.: On Stationary and Non-stationary Porous Flow in Coarse Granular Materials. European Community, MAST G6-S: Project 1, Wave Action on and in coastal structures. Aalborg, 1991.

CIRIA: The International Levee Handbook. C731. London, 2013.

Dankert, J.; Dankert, H.: Technische Mechanik. Statik, Festigkeitslehre, Kinematik/Kinetik Springer Vieweg, doi: 10.1007/978-3-8348-2235-2, 2013.

Davidse, M. P.: Background and Literature review: Wave impact on asphaltic concrete revetments. Master Thesis Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Section Hydraulic Engineering, 2009.

Den Adel, H.: Re-analysis of permeability measurements using Forchheimer's equation. Report C0-272550/56, Delft Geotechnics, Quelle zitiert nach van Gent, M. R. A. (1993), 1987.

DIN EN 14580:2005-07: Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls.

DIN EN 12390-13:2014: Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung.

EAK: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V., 2007.

EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen. Ernst, Berlin, 1990.

EurOtop: Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. 2018.

EVU: Empfehlungen für Verklammerung und Vollverguß von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen. Bauberatung Zement des Bundesverbandes der Deutschen Zementindustrie, Köln, 1990.

Forchheimer: Wasserbewegung durch Boden. In: Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 49, 1736–1741. 1903.

Foyer, G.: Prediction Formulae for Processes on and in Porous Bonded Revetments – An Experimental and Numerical Study. Dissertation am Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2013.

Führböter, A.; Dette, H. H.: Prüfverfahren bei Vergussdecken – Bruchverhalten und Verklammerungswirkung. In: Beton, 29/10, 355–359, 1979a.

Führböter, A.; Dette, H. H.: Prüfverfahren bei Vergussdecken – Durchlässigkeitsuntersuchungen. In: Beton, 29/9, 314–316, 1979b.

GBB: BAW-Merkblatt Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB). Bundesanstalt für Wasserbau, 2010.

Groot, M. B. de; Bezuijen, A.; Burger, A. M.; Konter, J. L. M.: The interaction between soil, water and bed or slope protection. In: Proceedings of the International Symposium on modelling of Soil-Water-Structure interaction (SOWAS), Delft, Netherlands, 183–197, 1988.

Gross, D.; Hauger, W.; Schröder, J.; Wall, W. A.: Technische Mechanik 2 – Elastostatik. Springer Vieweg, doi: 10.1007/978-3-662-53679-7, 2017.

Hallauer, O.: Vergussstoffe für Uferdeckwerke. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 58, 29–69, 1986.

Hallauer, O.: Baustoffe für Deckwerke. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 66, 239–256, 1989.

Hannoura, A. A.; McCorquodale, J. A.: Rubble Mounds: Hydraulic Conductivity Equation. In: Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 111, 5, 783–799, 1985.

Hansen, D.: The behaviour of flowthrough rockfill dams. Dissertation. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Ottawa, Canada, 1992.

Kayser, J.: Zur Handhabung der neuen Norm DIN EN 13383 für Wasserbausteine und deren Umsetzung in einer Steinbemessung. BAW-Brief, 2/2005, 2005.

Klein Breteler, M.; Bezuijen, A.: The permeability of closely placed blocks on gravel. In: Proceedings of the International Symposium on modelling of Soil-Water-Structure interaction (SOWAS), Delft, Netherlands, 1988.

Klein Breteler, M.; van der Werf, I.; Wenneker, I.: Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven. Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen. Deltares (1204727-009), 2012.

Klotzek, T.: Mechanische und bruchmechanische Eigenschaften hydraulisch gebundener Deckwerke. Masterarbeit (Unveröffentlicht). Institut für Bauforschung und Lehrstuhl für Baustoffkunde der RWTH Aachen, 2017.

Knieß, H.-G.; Köhler, H.-J.: Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 55, 113–134, 1984.

Kreyenschulte, M.; Kühling, V.; Brühl, M.; Schüttrumpf, H.: Wellen-Bauwerks-Interaktion bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken. In: Tagungsband zum 48. Internationalen Wasserbau-Symposium Aachen und 6. Siegener Symposium, „Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen", 18./19. Januar 2018. 27–35. 2018.

Kreyenschulte, M.; Kühling, V.; Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.: Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke (HYGEDE): Zwischenbericht I. Wissensstandsanalyse zur Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke (Unveröffentlicht). Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University (B2016015), 2016.

Kudella, M.: LWI Datenanalyse- und Visualisierungssoftware. Entwickelt von M. Kudella, Copyright (c) 2004-2016, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abt. Hydromechanik und Küsteningenieurwesen, Technische Universität Braunschweig und Forschungszentrum Küste, Hannover, 2016.

Li, B.; Garga, V. K.: Relationships for Non-Darcy Flow in Rockfill. In: Journal of Hydraulic Engineering, 124(2), 206–212, 1998.

Looff, A. K. de; t'Hart, R.; Montauban, K.; van den Ven, M.: GOLFKLAP A Model To Determine The Impact Of Waves On Dike Structures With An Asphaltic Concrete Layer. In: Proceedings of the 30th International Conference on Coastal Engineering, Santander, Spain, 5106–5116, 2007.

Losada, I. J.; Lara, J. L.; del Jesus, M.: Modeling the Interaction of Water Waves with Porous Coastal Structures. In: Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 142(6), 2016.

LWI: Stabilität von verklammerten Steinschüttungen. Bericht Nr. 833 (unveröffentlicht). Unter Mitarbeit von U. Drewes und K. Römisch, Leichtweiß-Institut für Wasserbau – Abteilung Wasserbau und Gewässerschutz, 1998.

MAG: BAW-Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1993.

MAK: BAW-Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2013.

Mansard, E. P. D.; Funke, E. R.: The measurement of incident and reflected spectra using a least square method. In: Proceedings of the 17th International Conference on Coastal Engineering (ICCE). Sydney, Australien, 154–172, 1980.

MAR: BAW-Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2008.

MAV: BAW-Merkblatt Anwendung von hydraulisch gebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (MAV). Unter Mitarbeit von Stein J.; Weißmann, M., Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2017.

MELUR-SH: Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein. Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein, Kiel, 2013.

MMB: BAW-Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2013.

Oumeraci, H.; Staal, T.; Pfoertner, S.; Ludwigs, G.; Kudella, M.: Hydraulic Performance, Wave Loading and Response of Elastocoast Revetments and their Foundation – A Large Scale Model Study, 2010.

Pedras, M. H. J.; Lemos, M. J. S.: Macroscopic turbulence modeling for incompressible flow through undeformable porous media. In: International Journal of Heat and Mass Transfer, 44, 6, 1081–1093. doi: 10.1016/S0017-9310(00)00202-7, 2001.

Peters, D. J.: Design of pattern-placed Revetments. Dissertation. Technische Universität Delft, 2017.

Pilarczyk, K. W.: Other design considerations. In: Pilarczyk, K. W. (Hg.): Dikes and Revetments. Design, maintanance and safety assessment. Delft, 407–428, 1998.

Polubarinova-Kochina, P. Y.: Theory of Filtration of Liquids in Porous Media. In: Hutchinson, J. W., Kármán, T. (Hg.): Advances in applied mechanics. New York, 153–225. doi: 10.1016/S0065-2156(08)70301-6, 1951.

Rijkswaterstraat: The Use of Asphalt in Hydraulic Engineering. Rijkswaterstraat – Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, 1985.

Römisch, K.: Strömungsstabilität vergossener Steinschüttungen. In: Wasserwirtschaft, 90, 7–8, 356–361, 2000.

RPV: BAW-Richtlinie Prüfung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (RPV). Unter Mitarbeit von Stein J.; Weißmann, M., Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2008.

Schiereck, G. J.: Introduction to Bed, Bank and Shore Protection. Spon Press, 2004.

Shih, R. W. K.: Permeability Characteristics of Rubble Material – New Formulae. In: Edge, B. L. (Hg.): Coastal engineering 1990 proceedings. 1499–1512. doi: 10.1061/9780872627765.114, 1990.

Stadelmann, R.: Den Fluten Grenzen setzen. Band 1: Nordfriesland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft mbH, Husum, 2008.

Stadelmann, R.: Den Fluten Grenzen setzen. Band 2: Dithmarschen und Elbe/ Elbmarschen; Inseln Trischen und Helgoland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft mbH, Husum, 2010.

TLW: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Technisches Regelwerk Wasserstraßen, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2003.

van Gent, M. R. A.: Stationary and oscillatory flow through coarse porous media. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report No. 93-9 Delft University of Technology, Delft, Faculty of Civil Engineering, 1993.

Williams, A. F.: Permeability of rubble mound material. Mast G6-S, Project I, Hydraulics Research, Draft Report (unveröffentlicht, zitiert nach Andersen und Burcharth, 1995), 1992.