



Operativer Hochwasserschutz – Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen in praxisorientierten Versuchsreihen

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
zur Erlangung des Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften
(Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation
von

M.Sc. Christopher Massolle
Geboren am 20.04.1983 in Eckernförde

2023



Ludwig-Franzius-Institut
für Wasserbau, Ästuar- und
Küsteningenieurwesen



Leibniz
Universität
Hannover

Referent: Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Peter Fröhle

Gutachterin: Prof. Dr.-Ing. Bärbel Koppe

Tag der Promotion: 17.03.2023

DANKSAGUNG

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am INSTITUT FÜR WASSERBAU der HOCHSCHULE BREMEN (IWA) sowie im Rahmen eines kooperativen Promotionsverfahren mit dem LUDWIG-FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN der LEIBNIZ UNIVERSITÄT HANNOVER. Die Bearbeitung des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung BMBF geförderten Forschungsprojekts „DeichSCHUTZ“ sowie die Mitarbeit im von der Deutschen Stiftung Umwelt DBU geförderten Forschungsprojekt "DeichKADE" bilden die Basis der Dissertation. Insbesondere die Kooperation mit dem THW-Ausbildungszentrum Hoya ermöglichte die Durchführung von praxisorientierten Untersuchungen von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen. Das THW-Ausbildungszentrum Hoya stellte die erforderliche Fläche für die IWA-Testanlage zur Verfügung und unterstützte tatkräftig den Bau der Anlage sowie die Umsetzung der Testreihen. Durch eine Promotionsförderung der Hochschule Bremen konnte die Durchführung eines Großteils der Testreihen und deren Auswertung realisiert werden. Ohne eine fundierte und umfangreiche Grundlagenermittlung sowie den Bau der Testanlage wären die Untersuchungen in diesem Umfang nicht möglich gewesen. Ich bedanke mich bei den zuständigen Einrichtungen.

Ein besonderer Dank gilt Frau Prof. Dr.-Ing. Bärbel Koppe, die mich bereits früh als Student für den Wasserbau begeistern konnte und mir den Anstoß zur Anfertigung dieser Arbeit gegeben und ebenfalls ermöglicht hat. Ihre kritischen Anmerkungen während der Betreuung sowie ihr Rat und die intensiven fachlichen Diskussionen haben mich stets vorangebracht. Insbesondere danke ich ihr für die jahrelange Unterstützung und persönliche Förderung.

Auch Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann gilt mein besonderer Dank für seine Betreuung des kooperativen Promotionsverfahren von Seiten der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover. Ich bedanke mich für seine stete Unterstützung während der Erstellung der Dissertationsschrift.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Fröhle danke ich für die Übernahme des Korreferats und Herrn Prof. Dr.-Ing. Stephan Köster für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus als Mitglied der Promotionskommission.

Bei meiner Kollegin Frau Dipl. -Ing. Lena Lankenau bedanke ich mich für die enge Zusammenarbeit und den intensiven Austausch bei der Planung und Durchführung der Testreihen. Ebenfalls möchte ich mich bei Herrn Dr. Geert Lehmann für den lehrreichen und intensiven fachlichen Austausch sowie seine konstruktiven Hinweise bedanken, die auf seine langjährige ehrenamtliche Tätigkeit für das Technische Hilfswerk THW und seine zahlreichen Einsätze im operativen Hochwasserschutz basieren.

Bei den zahlreichen Studentischen Hilfskräften bedanke ich mich für ihre Unterstützung bei der Durchführung Testreihen.

Schließlich bedanke ich mich bei meiner Ehefrau Sina Massolle und meinen Kindern Bosse, Kalle und Edda für den großen Rückhalt und die Unterstützung, die ich stets erfahren durfte und welche sehr zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Danke!

Christopher Massolle

Kurzfassung

Operativer Hochwasserschutz – Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen in praxisorientierten Versuchsreihen

Extreme Hochwasserereignisse wie 2013 in Mitteleuropa oder 2017 im südlichen Niedersachsen zeigen, dass ein enormer materieller und personeller Aufwand für den Einsatz von Sandsacksystemen zur Verteidigung von bruchgefährdeten Deichlinien sowie zum Schutz von Lebensräumen und Objekten in tiefliegenden Gebieten gegen Überflutungen erforderlich sind. Der Aufbau erfordert zudem Zeit, die insbesondere bei Hochwasser nur sehr begrenzt zur Verfügung steht. So kommt es trotz aller Anstrengungen immer wieder zu Überflutungsschäden in Millionenhöhe, weil die erforderlichen Schutzmaßnahmen nicht in ausreichender Menge zeitgerecht vor Ort eingesetzt werden können. Mit der erwarteten Häufung von Extremwetterlagen infolge des Klimawandels ist zudem von einer zukünftigen Verschärfung des Problems auszugehen.

Im operativen Hochwasserschutz können neben Sandsacksystemen auch sogenannte Sandsackersatzsysteme (SSES) Verwendung finden, wobei letztere um ein Vielfaches schneller sowie personal- und ressourcenschonender zu installieren und demontieren sind. Dementsprechend kann mit der Verwendung von SSES eine größere Strecke in kürzerer Zeit geschützt werden. Jedoch ist der Einsatz vieler verfügbarer Systeme wie wassergefüllte Schlauchsysteme oder einfache Klappsysteme strittig, und sie finden aufgrund des fehlenden Vertrauens in die Konstruktionen bzw. fehlender Zertifizierungsprogramme in Deutschland zumeist keine Verwendung.

Auf nationaler Ebene existieren bisher keine und auf internationaler Ebene zwei Zertifizierungsprogramme für SSES, wobei letztere nur bedingt eine realitätsnahe Versuchsdurchführung wie Versuchsbewertung beinhalten. So werden die Versuche beispielsweise generell auf einem glatten und gereinigten Betonuntergrund durchgeführt, obwohl Systeme im operativen Hochwasserschutz auf vielfältigen Untergründen wie Rasen, Schotter und Pflastersteine, ggf. mit Geländesprüngen in Form von Bürgersteigen etc., eingesetzt werden. Zudem wird als maßgebendes und sehr streng gehaltenes Bewertungskriterium die Wasserdurchlässigkeit des zu testenden Systems herangezogen, was dazu führt, dass z. B. der im operativen Hochwasserschutz ausgesprochen bewährte Sandsackdamm nach beiden Zertifizierungsprogrammen keine Zertifizierung als mobiles Hochwasserschutzsystem erhalten würde.

Zur Prüfung von Eignung, Einsatz und Funktionstauglichkeit von SSES für die Verteidigung von bruchgefährdeten Deichabschnitten und zum Schutz von tiefliegenden Gebieten unter praxisnahen Randbedingungen wurde eine speziell hierfür konzipierte Testanlage in Kooperation mit dem Ausbildungszentrum des Technischen Hilfswerks THW in Hoya errichtet. Die Anlage besteht aus einem 15 m langen und 3 m hohen, homogen aufgebauten und mit spezieller Sensorik ausgestatteten Deich sowie einem Einstaubereich, in dem Hochwasserereignisse beliebig oft simuliert werden können. An der Testanlage können Deichverteidigungssysteme, aufgebracht auf der Binnen- oder Außenböschung des Deichs, mit unterschiedlichen Wasserständen belastet und die Sickerlinienlagen im Deichkörper sowie die anfallenden

Sickerwassermengen gemessen werden. Im Einstaubereich der Testanlage ist es möglich vollmobile linienförmige Hochwasserschutzsysteme, aufgestellt auf einem Rasenuntergrund, hinsichtlich der Parameter Auf- und Abbauzeit, Standsicherheit und Wasserdurchlässigkeit zu testen.

Insgesamt wurden 14 SSES sowie vier Sandsackkonstruktionen als Referenzsysteme an der Testanlage auf Eignung, Einsatz und Funktionstauglichkeit im operativen Hochwasserschutz geprüft. Die Prüfungen zeigten, dass sämtliche SSES im Vergleich zu den Sandsackkonstruktionen in deutlich kürzerer Zeit und mit geringerem Personalaufwand errichtet sowie zurückgebaut werden konnten.

Bei den drei untersuchten Deichverteidigungsmaßnahmen wurde jedoch festgestellt, dass eine wasserseitige Planenauflage auf der Deichböschung keine positive Auswirkung auf die Reduzierung der Sickerlinienlage aufweist und aus diesem Grund nicht für den Praxiseinsatz zu empfehlen ist. Die beiden anderen alternativen Deichschutzsysteme zeigten hingegen sehr positive Ergebnisse und eine Empfehlung für den praktischen Einsatz dieser SSES zur Erzielung eines effektiven und ressourcenschonenden Einsatzes vermehrt Eingang finden.

Die Versuchsreihen mit den linienförmigen Schutzsysteme zeigten, dass unter Berücksichtigung der beiden bisher verfügbaren und international im Einsatz befindlichen Zertifizierungsprogramme insbesondere der bewährte und im operativen Hochwasserschutz üblicherweise eingesetzte Sandsackdamm sowie je nach betrachtetem Zertifizierungsprogramm vier bzw. acht SSES keine Zertifizierung wegen einer erhöhten, jedoch technisch beherrschbaren Wasserdurchlässigkeit trotz ausreichender Standsicherheit und positiver Bewertung der Handhabbarkeit erhalten hätten. Zudem konnten Erkenntnisse hinsichtlich der Standsicherheit von SSES auf einem weichen Untergrund gewonnen werden. Im Gegensatz zum Einsatz auf einem festen Untergrund wie Beton weisen insbesondere punktuell gelagerte Systeme auf einem weichen, durchfeuchteten Untergrund Defizite auf, so dass die Standsicherheit gemäß Herstellerangaben z. T. nicht eingehalten werden konnte. Unter Berücksichtigung der Testergebnisse kann dem überwiegenden Teil der untersuchten SSES eine gute Einsatzfähigkeit attestiert werden, fraglich ist jedoch, ob die beiden bisher im internationalen Raum verfügbaren Zertifizierungsprogramme eine Praxistauglichkeit aufweisen.

Stichwort: Operativer Hochwasserschutz; Sandsackdamm; Sandsackersatzsysteme; Versuchsaufbauten; Zertifizierung

Abstract

Operational Flood Protection - Suitability, use and Performance of Sandbag Replacement Systems in Practice-Oriented Test Series

Extreme flood events such as the 2013 flooding in Central Europe and 2017 flooding in southern Lower Saxony demonstrate that an enormous amount of material and personnel is required for the deployment of sandbag systems to defend dyke lines at risk of breaching and to protect low-lying habitats and objects against flooding. Their construction also requires time, which is available in limited supply during a flood scenario. Therefore, despite all efforts, flood damage amounting to millions of Euros occurs over and over because the necessary protective measures cannot be sufficiently deployed on site in a timely manner. Due to the expected increased frequency of extreme weather events resulting from climate change, it can be assumed that this problem will worsen in the future.

In addition to sandbag systems, so-called sandbag replacement systems (SBRS) can also be used in operational flood protection, whereby the latter can be installed and dismantled many times faster and with less strain on personnel and resources. Consequently SBRS enable the protection of a greater distance in a shorter time. However, the use of many available systems such as water-filled hose systems or simple folding systems is considered debatable, and they are mostly not used in Germany due to a lack of confidence in the designs or a lack of certification programmes.

In Germany, there is no certification programme for SBRS so far, although two certification programmes for SRBS exist at the international level, whereby the latter only include a realistic test implementation and test evaluation to a limited extent. For example, the international certification tests are generally carried out on a smooth and cleaned concrete substrate, whereas systems in operational flood protection are used on a wide variety of substrates such as grass, gravel and cobblestones, and possibly with terrain variations in the form of pavements, etc. Furthermore, testing for the international certification requires meeting a decisive and very strict evaluation criterion for water permeability of the system. This means that the sandbag dam, which has proven itself in operational flood protection, would not receive certification as a mobile flood protection system under either international certification scheme.

In order to test the suitability, use and functional capability of SBRS for the defence of dyke sections at risk of breaching and for the protection of low-lying areas under practical boundary conditions, a test facility specially designed for this purpose was set up in cooperation with the training centre of the Technisches Hilfswerk (THW) in Hoya. The facility consists of a 15 m long and 3 m high homogeneously constructed dyke equipped with sensor technology, and a water impoundment area in which flood events can be simulated as often as desired. At the test facility, dyke defence systems installed on the inner or outer slope of the dyke can be loaded with different water levels, and the resulting seepage line locations within the dyke body as well as the seepage volumes can be measured. At the test facility, it is also possible to test fully mobile linear flood protection systems set up on a grass subsoil, with regard to the parameters of assembly and dismantling time, stability and water permeability.

A total of 14 SBRS and four sandbag constructions were tested as reference systems at the test facility for suitability, use and functional capability in operational flood protection. The tests showed that all SBRS could be erected and dismantled in a significantly shorter time and with less labour than the sandbag constructions.

Of the three tested dyke defence measures, it was found that installation of tarpaulin sheeting on the wet side of the dyke embankment does not have a positive effect on the reduction of the seepage line position and is therefore not recommended for practical use. On the other hand, the two alternative dyke defence measures showed very positive results and a recommendation is made for the practical adoption of these SBRS as an effective and resource-saving application.

According to the strict evaluation criteria of the two international certification programmes, sandbag dam protection is not certifiable because water permeability limits are exceeded, despite being operationally usable. Similarly, testing of the linear defence systems showed that, depending on the certification, four or eight SBRS would not have received certification because water permeability limits are exceeded. However it is considered that the exceeded water permeability volumes were practically controllable and the systems sufficiently stable. In addition, findings were obtained regarding the stability of SBRS on a soft subsoil. In contrast to their use on solid ground such as concrete, systems supported at points were deficient on soft, soaking wet subsoil, showing instability, despite system manufacturer's specifications indicating these systems would be stable. Taking into account the test results, the majority of the tested SBRS are deemed to have a good usability, but it is debatable whether the two international certification programmes available so far are practically suitable.

Keywords: Operative Flood Defense; Sandbag Dam; Sandbag Replacement Systems; Test Setups; Certification

INHALTSVERZEICHNIS

ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....	IV
TABELLENVERZEICHNIS	XV
SYMBOLE UND ABKÜRZUNGEN	XVIII
1	EINLEITUNG..... 1
1.1	Problemstellung 1
1.2	Zielsetzung..... 3
1.3	Vorgehensweise..... 4
2	GRUNDLAGEN DES OPERATIVEN HOCHWASSERSCHUTZES..... 6
2.1	Grundlagen zu Hochwasserereignissen 6
2.1.1	Entstehung von Hochwasserereignissen..... 7
2.1.2	Verlauf eines Hochwasserereignisses..... 12
2.2	Grundlagen zum Hochwasserschutz 18
2.2.1	Operativer Hochwasserschutz..... 21
2.2.2	Technischer Hochwasserschutz..... 27
2.3	Rechtliche Grundlagen..... 38
2.4	Zuständigkeiten im Katastrophenschutz 43
3	OPERATIV EINSETZBARE HOCHWASSERSCHUTZSYSTEME FÜR DIE VERTEIDIGUNG BRUCHGEFÄHRDETER DEICHE AN BINNENFLÜSSEN 49
3.1	Versagensmechanismen von Deichen an Binnenflüssen 49
3.1.1	Hydrodynamische Bodendeformation..... 51
3.1.2	Globales bzw. lokales geotechnisches Versagen 56
3.2	Deichverteidigungsmaßnahmen 57
3.2.1	Überströmen 58
3.2.2	Lokaler Sickerwasseraustritt..... 63
3.2.3	Flächiger Sickerwasseraustritt..... 66
3.2.4	Lokale Schäden auf der wasserseitigen Deichböschung 72
3.2.5	Großflächige Schäden auf der wasserseitigen Deichböschung 75
4	KONZEPTION DER IWA-TESTANLAGE..... 77
4.1	Allgemeine Anforderung an die IWA-Testanlage 77
4.2	Entwurf der IWA-Testanlage 79
5	EIGNUNG, EINSATZ UND LEISTUNGSFÄHIGKEIT VON DEICHVERTEIDIGUNGSSYSTEMEN..... 82
5.1	Prüfmethode 82

5.1.1	Systemaufbau	83
5.1.2	Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate	83
5.1.3	Systemrückbau	83
5.2	Wasserseitige Deichverteidigungsmaßnahmen.....	84
5.2.1	Produktanforderung	84
5.2.2	Entwässerungssystem unterhalb der Planenkonstruktion.....	84
5.2.3	Material des Deichschutzsystems	87
5.2.4	Physikalische Versuche am kleinmaßstäblichen Modelldeich.....	89
5.2.5	Physikalische Versuche an der IWA-Testanlage	93
5.3	Landseitige Deichverteidigungsmaßnahmen	107
5.3.1	Flächiger Sickerwasseraustritt.....	107
5.3.2	Lokaler Sickerwasseraustritt.....	119
6	MOBILE HOCHWASSERSCHUTZSYSTEME FÜR DEN LINIENARTIGEN HOCHWASSERSCHUTZ.....	126
6.1	Ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme	132
6.1.1	Behältersysteme	132
6.1.2	Massesysteme	140
6.1.3	Klappsysteme	142
6.1.4	Wandsysteme	143
6.2	Anforderung, Einsatzmöglichkeiten und Einwirkungsarten an ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen	146
6.2.1	Hydrostatische Einwirkung	148
6.2.2	Hydrodynamische Einwirkung	151
6.2.3	Windeinwirkungen.....	180
6.2.4	Außergewöhnliche Einwirkung	183
6.3	Versagensarten ortsungebundener mobiler Systeme.....	185
6.3.1	Systemversagen	185
6.3.2	Überströmung	185
6.3.3	Landseitiger Wassereinstau	186
6.3.4	Hydraulischer Grundbruch	186
6.4	Internationale Zertifizierungsprogramme von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen.....	187
6.4.1	BSI Kitemark	187
6.4.2	FM Approvals.....	191
6.4.3	Gegenüberstellung der Zertifizierungsprogramme.....	194
6.4.4	Ergänzungsbedarf der vorhandenen Prüfkriterien	194

7	PRAXISORIENTIERTE PHYSIKALISCHE VERSUCHE VON ORTSUNGEBUNDENEN MOBILEN HOCHWASSERSCHUTZSYSTEMEN	197
7.1	Prüfmethode	197
7.1.1	Systemaufbau	197
7.1.2	Hydrostatische Belastung – Sickerratenmessung.....	198
7.1.3	Maximale hydrostatische Belastung	199
7.1.4	Systemrückbau	200
7.1.5	Bewertungsschema.....	200
7.2	Systemauswahl.....	202
7.3	Physikalische Versuchsreihe von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen.....	203
7.3.1	Sandsackdamm	203
7.3.2	Systemaufbau	203
7.3.3	Flutschutz-Doppelkammerschlauch.....	211
7.4	Vergleich und Auswertung der Ergebnisse.....	220
7.4.1	Aufbauzeiten	220
7.4.2	Sickerraten.....	221
7.4.3	Standicherheit / Maximalbelastung	223
7.4.4	Rückbauzeiten	225
7.5	Empfehlungen aus den Versuchsergebnissen für ein Zertifizierungsprogramm	226
7.5.1	Aufbaugeometrie der Tests	227
7.5.2	Untergrundbeschaffenheit	228
7.5.3	Zulässige Sickerraten.....	229
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	231
8.1	Deichverteidigungsmaßnahmen.....	232
8.2	Linienartiger Hochwasserschutz.....	234
	LITERATURVERZEICHNIS	236

ANHÄNGE

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1-1:	Bau eines Auflastfilters aus Sandsäcken zur Sicherung der Binnenböschung des Elbedeichs bei Hitzacker im Juni 2013 (Foto: Bärbel Koppe).....	1
Abb. 1-2:	Sandsackdamm beim Elbehochwasser 2013 (Foto: Bärbel Koppe).....	1
Abb. 2-1:	Schematische Darstellung der Hochwasserarten.....	7
Abb. 2-2:	Hydrologische Vorgänge der Abflussbildung (Koppe, Lankenau, 2018a)....	8
Abb. 2-3:	Schematische Darstellung eines Flusseinzugsgebiets (Koppe, Lankenau, 2018a)	9
Abb. 2-4:	Abflussmenge in Abhängigkeit von der Form des Einzugsgebiets (Koppe, Lankenau, 2018a).....	10
Abb. 2-5:	Schematische Darstellung des veränderten Hochwasserverlaufs infolge Flussbegradigung und Eindeichung (Koppe, Lankenau, 2018a)	11
Abb. 2-6:	Vergleich der Abflusskonzentration von unterschiedlichen Nutzflächen infolge verschiedener Niederschlagsintensitäten (geändert nach BLfW, 2004)	12
Abb. 2-7:	Schema der Niederschlags- und Abflussganglinie im Hochwasserfall nach DIN 4049-3	13
Abb. 2-8:	Hochwasservorhersage am Pegel Maxau am Rhein vom 07.12.2019 bis 23.12.2019 (LFU-BW, 2019).....	16
Abb. 2-9:	Wasserstandsganglinie und Niederschlagswerte am Pegel Simbach in Simbach vom 31.05.2016 bis 03.06.2016 (Datenquelle: BLfU, 2017; DWD, 2020)	17
Abb. 2-10:	Sturzflut 2016 in Simbach; (BLfU, 2017)	18
Abb. 2-11:	Kreislauf des Hochwasserrisikomanagements (basierend auf LAWA, 2019)	21
Abb. 2-12:	Variation von Sandsäcken, Von links nach rechts: Sandsackschlauch, Tandemsandsack, PP-Sandsack (uv-beständig), PP-Sandsack, Jutesandsack (König, 2020)	22
Abb. 2-13:	Füllhöhe eines Sandsacks (Koppe, Lankenau, 2018a)	23
Abb. 2-14:	Werkzeug zum Befüllen von Sandsäcken (links); Provisorische Hilfskonstruktion für die Sandsackbefüllung (rechts); (Fotos: Lena Lankenau)	23
Abb. 2-15:	Vorrichtung eines Sandsackfülltrichters an einem Lastkraftwagen-Kipper (links); Sandsackfüllmaschine (rechts); (Fotos: Lena Lankenau)	24
Abb. 2-16:	Abrollbehälter "Sandsackbefüllung" von der Feuerwehr Hannover mit integrierter Sandsackfüllmaschine und Nähmaschinen zum Schließen der Sandsäcke (Lange et al., 2013)	25

Abb. 2-17:	Mobiles Dammbalkensystem in Köln Rodenkirchen.....	26
Abb. 2-18:	Hochwasserschutzanlagen (DIN 19712).....	28
Abb. 2-19:	Begriffe bei Deichen an Fließgewässern (DWA, 2011)	31
Abb. 2-20:	Deichbauten vom Mittelalter bis zum Stand der DIN 19712/1997 (Haselsteiner, 2007)	34
Abb. 2-21:	Homogener Deich (DWA, 2011)	35
Abb. 2-22:	Zwei-Zonen-Deich (DWA, 2011).....	35
Abb. 2-23:	Drei-Zonen-Deich (DWA, 2011).....	36
Abb. 2-24:	Links: Vergleich zwischen nichtbindigen Böden (oben) und bindigen Böden (unten); rechts: Vergleich der Struktur von Sand (links) und Klei (rechts) .	37
Abb. 2-25:	Korngrößendiagramm mit Körnungslinien (geändert nach Zilch et al., 2012)	38
Abb. 2-26:	Zusammensetzung des Verwaltungsstabs (nach IMK, 2004).....	46
Abb. 2-27:	Organigramm über die Zuständigkeiten und Zusammenarbeit der Führungsebenen im Katastrophenschutz (nach FW DV 100).....	48
Abb. 3-1:	Einteilung von Einwirkungen, Schadensursachen und Schäden vor und nach oder während eines Hochwasserereignisses (geändert nach Strobl und Haselsteiner, 2006).....	51
Abb. 3-2:	Landseitige Erosion aufgrund von Überströmung (links); Wasserseitige Erosion durch Strömung, Wellen, Schwimmkörperanprall (rechts).....	52
Abb. 3-3:	Deichsenkung infolge innerer Erosion (links); Lokale Schäden an der Böschung durch innere Erosion (rechts)	53
Abb. 3-4:	Auswirkung rückschreitender Erosion innerhalb eines Zeitraums von 20 Minuten (Vaskinn et al., 2015)	53
Abb. 3-5:	Hydraulischer Grundbruch mit geringdurchlässigem Untergrund (Auelehm) (links); Hydraulischer Grundbruch ohne geringdurchlässigen Untergrund (rechts)	54
Abb. 3-6:	Schematische Darstellung des Erosionsgrundbruches (links); Ausbildung eines Quelltrichters (rechts) (TLUG, 2011).....	54
Abb. 3-7:	Schäden durch Bewuchs (links); Wühltierbefall am Deichkörper (rechts)..	55
Abb. 3-8:	Landseitige Böschungserosion infolge von Baumbewuchs und Überströmung (links); Bei Hochwasser freigelegte Durchwurzelung eines Deichs infolge von Baumbewuchs (rechts) (DWA, 2011)	55
Abb. 3-9:	Böschungsrutschung in Breitenhagen am Saaledaich 2013 (links) mit anschließender Breschenbildung (rechts), (Heyer, et al., 2015).....	56
Abb. 3-10:	Böschungsbruch (links); Böschungsgrundbruch (rechts)	57

Abb. 3-11:	Porenwasserüberdruck bzw. Strömungsdruck durch schnell fallenden Wasserspiegel (links); Lokale Schädigungen am Deichkörper (rechts) 57
Abb. 3-12:	Aufschüttung einer Aufkadung aus Sand und Folien entlang des Elbdeichs im niedersächsischen Hitzeacker (dpa/lni, 2013) 59
Abb. 3-13:	Schematische Darstellung einer Sandsack-Aufkadung in der Perspektive ohne (oben links) und mit Folienvorlage (oben rechts) sowie im Querschnitt ohne (unten links) und mit Folienvorlage (unten rechts)..... 60
Abb. 3-14:	Rückbau einer Sandsack-Aufkadung und Aufbau eines Auflastfilters am binnenseitigen Deichfuß beim Elbehochwasser 2013 in der Nähe von Hitzacker (Foto: Bärbel Koppe)..... 61
Abb. 3-15:	Schematische Darstellung des Sandsackersatzsystems DeichKADE in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)..... 62
Abb. 3-16:	Aufkadung durch Verwendung eines Sandsackersatzsystems an einem Hochwasserschutzdeich mit Minderhöhen (Aquariwa, 2020) 63
Abb. 3-17:	Schematische Darstellung einer ringförmig ausgebildeten Sandsack-Quellkade in der Perspektive (oben links) und im Querschnitt (unten links) sowie einer U-förmig ausgebildeten Sandsack-Quellkade in der Perspektive (oben rechts) und im Querschnitt (unten rechts)..... 64
Abb. 3-18:	Schematische Darstellung der Flutschutz-Quellkade in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten) 66
Abb. 3-19:	Schematische Darstellung des geschütteten Auflastfilters in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)..... 67
Abb. 3-20:	Schematische Darstellung eines Sandsack-Auflastfilters in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten) 68
Abb. 3-21:	Prinzipskizze des Großschlauchsystems (links) und gefüllter Einzelschlauch auf ebener Fläche (rechts), (Marks und Trautes, 2003) 70
Abb. 3-22:	Schematische Darstellung des Flutschutz-Auflastfilters in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten) 70
Abb. 3-23:	Schematische Darstellung der wasserseitigen Folienabdeckung in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)..... 72
Abb. 3-24:	Schematische Darstellung der lokalen wasserseitigen Folienabdeckung in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)..... 73
Abb. 3-25:	Aufbauanleitung der flächigen Folienuflege und Position der Einsatzkräfte (links), (DLRG, 2014); Folienuflege während des Hochwassereinsatzes an der Oder 1997 (rechts), (BAW, 2021) 74
Abb. 3-26:	Schematische Darstellung der Schadstellenabdeckung durch Bäume in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)..... 75
Abb. 3-27:	Schematische Darstellung der wasserseitigen Böschungssicherung mit Sandsäcken in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)..... 76

Abb. 4-1:	Fertigstellung des Kunststoffbewehrten Erdwalls	79
Abb. 4-2:	Fertige Dichtung des Kunststoffbewehrten Erdwalls und Einbau des Deichbaumaterials	80
Abb. 4-3:	Fertiggestellte IWA-Testanlage	80
Abb. 4-4:	Längsprofil der IWA-Testanlage	81
Abb. 4-5:	Querprofil der IWA-Testanlage	81
Abb. 5-1:	Labormodell des Entwässerungssystems – Test 1	85
Abb. 5-2:	Labormodell des Entwässerungssystems – Test 2	87
Abb. 5-3:	Planenmaterial für das zu entwickelnde Deichschutzsystem	87
Abb. 5-4:	Aufgebrachtes Labormodell mit der Probe Nr. 3 Poly B6060	88
Abb. 5-5:	Links: Aufschwimmen der Probe Nr. 4; rechts: Schlechtes Anschmiegen an den Untergrund Probe Nr. 6.....	89
Abb. 5-6:	Gemessene Sickerwassermenge bezogen auf die Versuchszeit mit Auflage des ausgewählten Materials für das zu entwickelnde Deichschutzsystem	90
Abb. 5-7:	Änderung der Sickerlinienlage nach Aufbringen des Labormodells mit dem ausgewählten Material für das zu entwickelnde Deichverteidigungssystem sowie Anpressen der Randbereiche mit Hilfe von Holzleisten.....	91
Abb. 5-8:	Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises mit abgemindertem Wasserstand auf 2,40 m nach Aufbringen des wasserseitigen Deichverteidigungssystems ohne Belastung des Randbereichs	92
Abb. 5-9:	Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises mit abgemindertem Wasserstand auf 2,20 m nach Aufbringen des wasserseitigen Deichverteidigungssystems mit Belastung des Randbereichs.....	92
Abb. 5-10:	Einstauversuch 1 – Aufbringen des zweiten Elements	94
Abb. 5-11:	Einstauversuch 1 – Installiertes Schutzsystem	94
Abb. 5-12:	Einstauversuch 1 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Aufbringen des Schutzsystems.....	95
Abb. 5-13:	Einstauversuch 1 – Gemessene Sickerwassermenge vor und nach Aufbringen des Schutzsystems.....	95
Abb. 5-14:	Einstauversuch 1 – Lage eines Elementes nach der Versuchsdurchführung	96
Abb. 5-15:	Einstauversuch 2 – Dichten des Randbereichs	97
Abb. 5-16:	Einstauversuch 2 – Aufbringen mit Hilfe des Planenrollers vom THW.....	98
Abb. 5-17:	Einstauversuch 2 – Installiertes Schutzsystem	98
Abb. 5-18:	Einstauversuch 2 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Aufbringen des Schutzsystems.....	99

Abb. 5-19:	Einstauversuch 2 – Gemessene Sickerwassermenge vor und nach Aufbringen des Schutzsystems.....	99
Abb. 5-20:	Einstauversuch 3 – Beschwerung des Schutzsystems im Randbereich mit Hilfe von Sandsäcken	100
Abb. 5-21:	Einstauversuch 3 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Beschwerung des Randbereichs mit Sandsäcken	100
Abb. 5-22:	Einstauversuch 3 – Gemessene Sickerwassermenge vor und nach Installation des Schutzsystems	101
Abb. 5-23:	Einstauversuch 3 – Systemrückbau	101
Abb. 5-24:	Einstauversuch 3 – Zustand der Rasenoberfläche nach Rückbau des Schutzsystems	102
Abb. 5-25:	Einstauversuch 3 – Zerstörte Rasenoberfläche durch Planenauflage	102
Abb. 5-26:	Einstauversuch 4 – Installiertes Schutzsystem mit Sandsackbescherung entlang des Randbereichs und an den Elementstößen	103
Abb. 5-27:	Einstauversuch 4 – Installiertes Schutzsystem mit nachträglich eingebrachten Sandsäcken entlang der Elementstöße	104
Abb. 5-28:	Einstauversuch 4 – Entnahme des Schutzsystems.....	104
Abb. 5-29:	Einstauversuch 4 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Entnahme des Schutzsystems.....	105
Abb. 5-30:	Einstauversuch 4 – Gemessene Sickerwassermengen vor und nach Entnahme des Schutzsystems.....	105
Abb. 5-31:	Aufbau der ersten Lagen des Sandsack-Auflastfilters mit Helfern des THW	108
Abb. 5-32:	Aufbau der letzten Lage des Sandsack-Auflastfilters mit Helfern des THW	109
Abb. 5-33:	Fertiggestellter Sandsack-Auflastfilter.....	109
Abb. 5-34:	Sickerlinienlage vor und nach installiertem Sandsack-Auflastfilter	109
Abb. 5-35:	Sickerratenmessung am eingestauten Testdeich vor, während und nach Belastung der Binnenböschung mit einem Sandsack-Auflastfilter	110
Abb. 5-36:	Sickerlinienlage vor und nach Entnahme des Sandsack-Auflastfilters.....	111
Abb. 5-37:	Vergleich der numerisch berechneten Sickerlinienlagen mit (oben) und ohne simuliertem Sandsack-Auflastfilter (unten)	112
Abb. 5-38:	Beschädigung des Testdeichs durch einen Maulwurf	113
Abb. 5-39:	Aufbau des Flutschutz-Auflastfilters mit Hilfe vom THW.....	114
Abb. 5-40:	Ansicht des fertiggestellten Flutschutz-Auflastfilters.....	115
Abb. 5-41:	Seitenansicht des fertiggestellten Flutschutz-Auflastfilters	115

Abb. 5-42:	Sickerratenmessung am eingestauten Testdeich vor und während Belastung der Binnenböschung mit dem Flutschutz-Auflastfilter	116
Abb. 5-43:	Sickerlinienlage vor und nach Auflage des Flutschutz-Auflastfilters	116
Abb. 5-44:	Arbeitsschritt 1 – Positionierung der inneren Begrenzung der Sandsack-Quellkade (Koppe und Lankenau, 2018b).....	119
Abb. 5-45:	Links: Arbeitsschritt 2 – Positionierung der äußeren Begrenzung der Sandsack-Quellkade; rechts: Arbeitsschritt 3 – Auffüllen der Zwischenräume, (Koppe und Lankenau, 2018b).....	120
Abb. 5-46:	Links: Arbeitsschritt 4 – Verlegen der Sandsäcke bis zur äußeren Begrenzung mit zusätzlichem Verfüllen von entstandenen Fehlstellen; rechts: Fertiggestellte erste Lage der Sandsack-Quellkade, (Koppe und Lankenau, 2018b).....	120
Abb. 5-47:	Bereitgestellte Sandsäcke für den Bau der Sandsack-Quellkade.....	121
Abb. 5-48:	Abgeschlossener Aufbau der zweiten Lage der Sandsack-Quellkade.....	121
Abb. 5-49:	Fertiggestellte Sandsack-Quellkade.....	122
Abb. 5-50:	Arbeitsschritt 1 – Befüllung der Flutschutz-Quellkade mit Luft.....	123
Abb. 5-51:	Arbeitsschritt 2 – Positionierung der Flutschutz-Quellkade über der Schadstelle	123
Abb. 5-52:	Arbeitsschritt 3 – Füllen der Flutschutz-Quellkade mit Wasser bei gleichzeitiger Entlüftung.....	123
Abb. 5-53:	Fertiggestellte Flutschutz-Quellkade	124
Abb. 6-1:	Übersicht ortsgebundener und ortsungebundener mobiler Hochwasserschutzsysteme (Massolle et al., 2018).....	126
Abb. 6-2:	Mobile Stützen, verbunden mit dem Fundament zum Aufbau des Dammbalkensystems in Köln-Rodenkirchen.....	127
Abb. 6-3:	Mobile Hochwasserschutzwand kombiniert mit einem Dammbalkensystem in Köln-Rodenkirchen	127
Abb. 6-4:	Unterteilung der ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsysteme in ihrer Aufbauart, Geometrie und Material (Massolle et al., 2018)	132
Abb. 6-5:	Schematische Darstellung eines Sandsackdamms ohne vorgelagerte Dichtungsbahn (links); Schematische Darstellung eines Sandsackdamms mit vorgelagerter Dichtungsbahn (rechts); (Massolle et al., 2018).....	133
Abb. 6-6:	Sandsackdamm aus Tandemsandsäcken (links); Prinzip des Übereinanderstapelns der Tandemsandsäcke (rechts).....	134
Abb. 6-7:	Defekter Kunststoffandsack ohne UV-Beständigkeit nach einer 10-tägigen witterungsausgesetzter Lagerung (links) und nach etwa 3 Monaten (rechts)	134

Abb. 6-8:	Schematische Darstellung von zwei Schlauchsystemvarianten, nebeneinander liegend (links) und pyramidenartig gestapelt (rechts).....	135
Abb. 6-9:	Standsicherheitsprüfung des Schlauchsystems Flutschutz-Doppelkammerschlauch durch den Technischen Überwachungsverein TÜV (Foto: Manfred W. Jürgens)	136
Abb. 6-10:	Spezialvorrichtung für die Installation eines Schlauchsystems (Mobildeich, 2020)	136
Abb. 6-11:	Sandbefülltes Beckensystem (links); Wasserbefülltes Beckensystem (rechts)	138
Abb. 6-12:	Eingesetzte Beckensysteme beim Elbehochwasser 2013 in Gartow; Sandbefülltes Beckensystem vom Hersteller "Quickdamm" (links); Wasserbefülltes Beckensystem vom Hersteller "Aquariwa" (Mitte); Sandbefüllte BigBags (Hersteller unbekannt) (rechts), (Fotos: Bärbel Koppe).....	139
Abb. 6-13:	Massesystem aus Betonformsteinen (links); Massesystem aus ummanteltem mineralischem Schüttgut (rechts)	140
Abb. 6-14:	Winkelstützwand (links), (Lithonplus, 2017);Stapelbarer Betonblock (rechts), (Eigner, 2020).....	141
Abb. 6-15:	Aufbau eines ummantelten Sandschlauchs mit speziell entwickelter Maschine (links), (topocare, 2020); Aufbau eines Sandschlauches mit aufgerafften Geotextilschläuchen und einer umgebauten Radladerschaufel (rechts), (THW, 2014)	141
Abb. 6-16:	Schematische Darstellung von Klappsyste men aus starrem Plattenmaterial (links) und flexible m Planenmaterial (rechts).....	142
Abb. 6-17:	Querung eines eingestauten Klappsyste ms mit einem Feuerweh rfahrzeug (Megasecur, 2021).....	143
Abb. 6-18:	Schematische Darstellung eines Bocksystems (links); Bocksystem im Einsatz (rechts), (Planat, 2020).....	144
Abb. 6-19:	Schematische Darstellung eines Dammsyste ms mit Spreizbremse im Fußbereich (links); Aufbau eines Dammsyste ms (rechts), (Aqua-Stop, 2020)	145
Abb. 6-20:	Schematische Darstellung des Tafelsyste ms (links); Tafelsystem im Einsatz (rechts), (Planat, 2020)	146
Abb. 6-21:	Strömung lenkung und Ableitung von Oberflächenwasser durch ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme.....	147
Abb. 6-22:	Linien schutz durch ortsungebundene mobile Systeme an einem Fließgewässer	147
Abb. 6-23:	Bereichsschutz durch Umrandung mit einem ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystem	148

Abb. 6-24:	Umleitung von Abflüssen entlang von Straßen durch ortsungebundene mobile Systeme	148
Abb. 6-25:	Links: Horizontal wirkender Druck an senkrechten Hochwasserschutzsystemen; rechts: Aufteilung der vertikal und horizontal wirkenden Kräfte an geneigten Hochwasserschutzsystemen.....	149
Abb. 6-26:	Links: Aufteilung der vertikal und horizontal wirkenden Kräfte sowie Auftriebskräfte an gekrümmten Hochwasserschutzsystemen; rechts: Hydrostatische Druckverteilung und Darstellung der resultierenden Druckkraft an einem gekrümmten Hochwasserschutzsystem	149
Abb. 6-27:	Hydrodynamischer Druck am Beispiel eines geneigten Hochwasserschutzsystems.....	152
Abb. 6-28:	Moody-Diagramm zur Ermittlung des Reibungsbeiwerts λ (Aigner und Bollrich, 2015).....	153
Abb. 6-29:	Schematische Darstellung der Isotachenlinien als Linien gleicher lokaler Geschwindigkeiten im Querschnitt (links) und Geschwindigkeitsprofil als Längsschnitt in Gerinnemitte (rechts) an einem Trapezgerinne (Bollrich, 2019)	154
Abb. 6-30:	Strömungsverhältnisse in einer Flusskrümmung am Kurvenaustritt (Blanckaert & de Vriend, 2010)	155
Abb. 6-31:	Gegliedertes Flussprofil mit Vorländern ohne und mit Bewuchs, Aufteilung der Berechnungsflächen (Aigner und Bollrich, 2015)	155
Abb. 6-32:	Gegenüberstellung von Geschwindigkeitsverteilungen mit und ohne Bewuchs (DVWK, 1991)	156
Abb. 6-33:	Fließgeschwindigkeiten der ADCP-Messungen bei Rhein-km 743,7. (Niesler, 2010)	161
Abb. 6-34:	Numerisch berechnete Stromlinien an der Gewässeroberfläche des mäandrierenden Rheins bei Düsseldorf (Wartusch, 2019)	161
Abb. 6-35:	Fließgeschwindigkeitsmessungen in einem 3,6 km langen Profil zwischen den Deichen während des Elbehochwassers 2013 bei Klöden (Sachsen-Anhalt); (BAW, 2013b)	162
Abb. 6-36:	Gegenüberstellung der horizontal auf ein Hochwasserschutzsystem einwirkenden Kräfte infolge der Anströmwinkel 45° (links) und 70° (rechts) in Abhängigkeit der Einstauhöhe bis 0,60 m und den Fließgeschwindigkeiten $v = 1,0; 2,0$ und $3,0$ m/s.....	164
Abb. 6-37:	Dynamische Einwirkung durch Treibgut an einem ortsungebundenen mobilen System	164
Abb. 6-38:	Treibgut-Anpralltest am wassergefüllten Schlauchsystem Flutschutz-Doppelkammerschlauch (links), (Foto: Bärbel Koppe); Verformter Dammbalken infolge eines Anpralltests (rechts), (Gabalda et al., 2012) .	167

Abb. 6-39:	Systemskizze Ellipsenring	170
Abb. 6-40:	Vergleich der Anpralleinwirkung auf ein wie in Kapitel 6.2.2.2 spezifiziertes Schlauchsystem infolge der Treibgutmassen von 1,09 t bei einer Anströmgeschwindigkeit von 3,0 m/s (blaue Linien) sowie 1,5 m/s (schwarze Linien) in Abhängigkeit des Anströmwinkels	171
Abb. 6-41:	Vergleich der Anpralleinwirkung auf Dammbalkensysteme mit unterschiedlichen Federsteifigkeiten ($k = 1.981 \text{ kN/m}$ – schwarze Linien; $k = 91 \text{ kN/m}$ – rote Linien) infolge des Treibgutgewichtes von 1,09 t bei einer Anströmgeschwindigkeit von 3,0 m/s (gestrichelte Linien) und 1,5 m/s (durchgezogene Linien) in Abhängigkeit des Anströmwinkels.....	172
Abb. 6-42:	Dynamische Einwirkung durch Treibgut und Geschiebe an einem ortsungebundenen mobilen System.....	173
Abb. 6-43:	Veränderung von charakteristischen Merkmalen im Verlauf eines Fließgewässers (Otto, 1991).....	173
Abb. 6-44:	Hjulström-Diagramm (Aigner/Bollrich, 2015)	174
Abb. 6-45:	Hochwasserschutzwand an einer Böschung mit Vorland oder in der Böschung (LSBG und HPA, 2013).....	177
Abb. 6-46:	Unterschied zwischen quasi-statischer Wellendruckbelastung und Druckschlagbelastung in Bezug auf die Einwirkdauer (Oumeraci, 2004)	178
Abb. 6-47:	Einwirkung der Wellenersatzlast auf das Hochwasserschutzsystem	179
Abb. 6-48:	Signifikante Wellenhöhen bei Windgeschwindigkeiten von 10 bis 30 m/s bei ausreichender Windeinwirkdauer, Fetchlängen von 3.600 m (Rechenbeispiel-Elbe) und 430 m (Rechenbeispiel-Rhein) sowie einer mittleren Wassertiefe von 2,0 m (Rechenbeispiel-Elbe) und 6,0 m (Rechenbeispiel-Rhein) nach CERC (1984).....	180
Abb. 6-49:	Einteilung der Geländekategorien gemäß DIN EN 1991-1-4 NA.....	181
Abb. 6-50:	Anzusetzende Streckenlast infolge von Zug oder Druckbelastung an der Oberkante von nicht eingestauten Hochwasserschutzsystemen.....	184
Abb. 6-51:	Empfohlene Streckenlast infolge von Zug an der Oberkante eines eingestauten Hochwasserschutzsystems	184
Abb. 6-52:	Schematische Darstellung der Systemversagensarten eines ortsungebundenen mobilen Systems.....	185
Abb. 6-53:	Überströmung eines ortsungebundenen mobilen Systems	186
Abb. 6-54:	Landseitiger Wassereinstau infolge Rückstau, Sickerwassereintrag und Grundwasseranstieg.....	186
Abb. 6-55:	Hydraulischer Grundbruch im Bereich der Aufstandsfläche des Systems	187
Abb. 6-56:	Anordnung und Aufbau des Hochwasserschutzsystems gemäß ANSI/FM Approvals 2510 (2019)	191

Abb. 7-1:	Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus in der IWA-Testanlage	198
Abb. 7-2:	Sandsackdamm – Aufbau der Basis	204
Abb. 7-3:	Sandsackdamm – Aufbau der Lage 7 und Lage 8	205
Abb. 7-4:	Sandsackdamm – Fertiggestellter Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite	206
Abb. 7-5:	Sandsackdamm – Einstau mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite und einem Wasserstand von 0,60 m, (Massolle et al., 2018)	206
Abb. 7-6:	Sandsackdamm – Sickerratenmessung mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite und einem Wasserstand von 0,60 m	207
Abb. 7-7:	Sandsackdamm – Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m, (Massolle et al., 2018).....	208
Abb. 7-8:	Sandsackdamm – Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m	208
Abb. 7-9:	Sandsackdamm – Belastungstest: Verlauf der Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit	209
Abb. 7-10:	Sandsackdamm – Maximale Einstauhöhe sowie Überschwemmung der wasserabgewandten Seite.....	210
Abb. 7-11:	Sandsackdamm – Rückbau der 8. Lage durch Einsatz von THW-Helfern	210
Abb. 7-12:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018).....	211
Abb. 7-13:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Auslegen der PE-Schaumstoffmatten entlang der Schutzlinie (links); Positionieren des Systems auf der PE-Schaumstoffmatte und Ausrollen sowie Auseinanderfalten (rechts).....	213
Abb. 7-14:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Positionierung, Ausrollen und Auseinanderfalten des Folgeelements (links); Füllen der Kammern mit Luft (rechts).....	213
Abb. 7-15:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Verbinden der Systemenden mithilfe des Hohlsaums und dem Verbindungsseil (links); Wasserbefüllung der kleinen Kammern bei gleichzeitiger Entlüftung (rechts).....	214
Abb. 7-16:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritt 7 und 8: Wasserbefüllung der großen Kammern bei gleichzeitiger Entlüftung (links); Abdichtung des Randbereichs durch eigenständiges Anpressen der Stirnseite (rechts).....	215
Abb. 7-17:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie	215

Abb. 7-18:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m	216
Abb. 7-19:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m	216
Abb. 7-20:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Aufschwimmen der PE-Schaumplatten bei einem Wasserstand von 0,95 m kurz vor dem Versagen	217
Abb. 7-21:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Versagen des Systems bei einem Wasserstand von 0,97 m	217
Abb. 7-22:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit sowie die Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) und der Schutzhöhe nach Herstellerangabe	218
Abb. 7-23:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Rückbau, Arbeitsschritt 1: Entleeren der Kammern durch Pumpeneinsatz.....	219
Abb. 7-24:	Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Rückbau, Arbeitsschritt 2: Füllen der Kammer mit Luft zur Vereinfachung der Restentleerung (links); Zusätzliches Hochlegen der Systemelemente zur Restentleerung (rechts)	219
Abb. 7-25:	Aufbauzeiten in Personenstunden von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen über eine Schutzlänge von 15 m, (ergänzt nach Massolle et al., 2018)	220
Abb. 7-26:	Auswahl der Sickerraten von einzelnen mobilen Hochwasserschutzsystemen mit höherer Durchlässigkeit beim Einstau von 0,60 m, (ergänzt nach Massolle et al., 2018)	222
Abb. 7-27:	Auswahl der Sickerraten von einzelnen mobilen Hochwasserschutzsystemen mit geringerer Durchlässigkeit beim Einstau von 0,60 m, (ergänzt nach Massolle et al., 2018).....	223
Abb. 7-28:	Systemgrößen (schwarzer Balken), Einstauhöhen nach Herstellerangaben (grauer Balken) und maximale Einstauhöhen der getesteten mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsysteme (hellgrauer Balken) sowie die erforderliche Einstauhöhe nach dem BWK Merkblatt (2005) (rote Linie), (ergänzt nach Massolle et al., 2018)	224
Abb. 7-29:	Rückbauzeiten in Personenstunden von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen über eine Schutzlänge von 15 m	226

Tabellenverzeichnis

Tab. 2-1:	Benennung der Pegelwarnungen der einzelnen Bundesländer sowie Einstufung der Hochwasserereignisse an Flussgebieten (LfU-BW und LfU-BY, 2018)	15
Tab. 2-2:	3-Säulen-Modell nach LAWA (1995).....	19
Tab. 2-3:	3-Säulenmodell nach LAWA (2003).....	19
Tab. 2-4:	Klassifizierung von Deichen an Fließgewässern nach Höhe und Schadenspotential (DWA, 2011).....	30
Tab. 2-5:	Objektkategorien und mögliche Zuordnung von Schadenspotentialen sowie Anhaltswerte für das Wiederkehrintervall (DWA, 2011)	30
Tab. 2-6:	Erläuterung von Deichbegriffen (DWA, 2011)	32
Tab. 2-7:	Gesetzliche Regelung die der Handlungsbereiche der Hochwasserrisikomanagementpläne zugeordnet werden können (nach LAWA, 2019)	40
Tab. 2-8:	Überblick der geltenden Gesetze und Verordnungen im Katastrophenschutz nach den Bundesländern	42
Tab. 3-1:	Wühltierarten und ihre erdbaulichen Charakteristiken (DWA, 2017; DVWK, 1993)	55
Tab. 3-2:	Kennwerte einer 10 m langen Aufkadung mit Sandsäcken, bezogen auf die Konstruktionshöhe sowie die Sandsackgröße (THW, 2017)	60
Tab. 3-3:	Kennwerte eines 10 m langen Auflastfilters mit Sandsäcken, bezogen auf die Konstruktionshöhe sowie die Sandsackgröße (THW, 2017).....	69
Tab. 5-1:	Vergleich der Materialeigenschaften der ausgewählten Planenwerkstoffe höherer Dichte	88
Tab. 5-2:	Vergleich der Testergebnisse zwischen dem Sandsack-Auflastfilter und dem Flutschutz-Auflastfilter zur Erstellung einer 15 m langen Auflast auf der landseitigen Deichböschung	118
Tab. 5-3:	Vergleich der Testergebnisse zwischen der Sandsack-Quellkade und der Flutschutz-Quellkade	125
Tab. 6-1:	Talbodengefälle der einzelnen Fließgewässertypen (Pottgiesser, 2018). 157	
Tab. 6-2:	Mittlere Fließgeschwindigkeiten des gesamten Gerinneprofils mit Vorländern der Varianten Tiefland, Mittelgebirge und Alpenvorland.....	159
Tab. 6-3:	Mittlere Fließgeschwindigkeiten der Teilquerschnitte Vorland mit und ohne Bewuchs sowie des Hauptgerinnes der Varianten Tiefland, Mittelgebirge und Alpenvorland.....	160
Tab. 6-4:	Empfohlene regionalabhängige Fließgeschwindigkeit als Belastungsgrößen für ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme.....	163

Tab. 6-5:	Schwemmh Holzklassen (Lange und Bezzola, 2006).....	167
Tab. 6-6:	Vergleich der Feuchte- und Trockendichte von unterschiedlichen Holzarten (GD Holz, 2021).....	167
Tab. 6-7:	Angenommene maximale Belastungsgröße eines mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystems infolge Treibgut	168
Tab. 6-8:	Materialkennwerte der gewählten Dammbalkenprofile und berechneten Federsteifigkeiten (IBS, 2014a; IBS, 2014b)	171
Tab. 6-9:	Geschiebedurchmesser beim Erosionsbeginn sowie mögliche Korndurchmesser des Geschiebetransports bezogen auf die empfohlenen regionalabhängigen Fließgeschwindigkeiten aus Tab. 6-4.....	175
Tab. 6-10:	Windzonenkarte der Bundesrepublik Deutschland und die Zuweisung der regionalabhängigen Windgeschwindigkeiten und vereinfachten charakteristischen Geschwindigkeitsdrücke q_p bei einer Gebäudehöhe kleiner als 10 m (DIN EN 1991-1-4 und DIN EN 1991-1-4 NA)	182
Tab. 6-11:	Regionalabhängige empfohlene charakteristische Windlasten für ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme.....	183
Tab. 6-12:	Zu wählende Wassertiefen während der Wellen- und Strömungsbelastung in Abhängigkeit von der maximalen Einstauhöhe nach Herstellerangaben (BS 85118-2, 2019)	188
Tab. 6-13:	Prüfkriterien nach BS 85118-2 (2019).....	190
Tab. 6-14:	Prüfkriterien nach ANSI/FM Approvals 2510 (2019).....	193
Tab. 6-15:	Zu berücksichtigende Belastung von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen in Abhängigkeit regionalbedingter Belastungssituationen und Einsatzbereiche.....	196
Tab. 7-1:	Bewertungsschema der zu testenden ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsysteme	201
Tab. 7-2:	Ausgewählte ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme aufgelistet nach ihrer Systemart.....	202
Tab. 7-3:	Verweisübersicht der getesteten Hochwasserschutzsysteme	203
Tab. 7-4:	Benötigte Anzahl der Sandsäcke zur Herstellung des Sandsackdamms.	205
Tab. 7-5:	Empfehlung für eine Bewertung des geradlinigen Systemaufbaus mit Systemverbindung	227
Tab. 7-6:	Empfehlung für eine Bewertung von Randanschlüssen	228
Tab. 7-7:	Empfehlung für eine Bewertung von möglichen Richtungsänderungen...	228
Tab. 7-8:	Empfehlung zur Einbeziehung der Untergrundbeschaffenheit in eine Zertifizierung.....	229

Tab. 7-9: Empfohlene Klassifizierung der Systemdurchlässigkeit von
 ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen mit maximaler
 Einstauhöhe von 0,60 m und zugehörigen Sickerraten 229

Symbole und Abkürzungen

Symbol	Bezeichnung	Dimension
1:m	Böschungsneigung	[-]
A	Maßgebende Sohlfläche für die Kraftübertragung	[m ²]
A	Außergewöhnliche Einwirkungen	[kN]
A	Fließfläche	[m ²]
A ₅₀	Abstandsverhältnis der betrachteten Böden	[-]
A _A	Belastungsfläche Auftrieb	[m ²]
A _H	Belastungsfläche horizontal	[m ²]
A _{Pf}	Anströmfläche der einzelnen Pflanze	[m ²]
A _V	Belastungsfläche vertikal	[m ²]
A _w	Fläche unterhalb der Sickerlinie zur Berechnung der Strömungskraft	[m ²]
a _x	Abstand der Bewuchselemente in Strömungsrichtung	[m]
a _y	Abstand der Bewuchselemente senkrecht zur Strömungsrichtung	[m]
b	Sohlbreite	[m]
b	Flussbreite	[m]
b _{1,2}	Breite Vorländer	[m]
b _H	Breite Hauptgerinne	[m]
b _i	Breite einer Lamelle	[m]
c	Kohäsion	[kN/m ²]
c	Dimensionsloser Beiwert	[-]
c _i	Kohäsion in der Gleitfläche einer Lamelle	[kN/m ²]
c _{pe, net}	Netto-Druckbeiwert	[-]
C _u	Ungleichförmigkeitszahl	[-]
C _{u,k}	Charakteristischer Wert der Kohäsion des undränierten Bodens	[kN/m ²]
C _{w,k}	Durchwurzelungskohäsion	[kN/m ²]
C _{WR}	Formwiderstand einer Pflanze	[-]
D	Dicke der durchströmten Schicht	[m]
d	Mittlere Wassertiefe im Windfeld	[m]
d	Wassertiefe	[m]
d _{10...90}	Korndurchmesser Siebdurchgang 10% ... 90%	[mm]
d _b	Wassertiefe am Brechpunkt	[m]
d _i	Repräsentative Durchmesser des Bodens	[mm]
d _k	Maßgebende Korndurchmesser	[mm]
d _{Pf}	Mittlerer Bewuchsdurchmesser	[m]
d _x	Korndurchmesser bei x Masse-% Siebdurchgang	[mm]
E	Elastizitätsmodul des Materials	[kN/m ²]
E _{ah}	Erddruck	[kN/m]
E _d	Bemessungswert der Beanspruchungen	

E_k	Charakteristische Beanspruchung	
E_M	Beanspruchung (Moment)	
E_r, E_1	Seitlicher Erddruck	[kN/m]
E_s	Steifemodul	[MN/m ²]
F_A	Auftriebskraft	[kN/m]
F_H	Horizontal wirkende Kraft je laufenden Meter	[kN/m]
F_H	Horizontal wirkende Ersatzlast	[kN]
G	Ständige Einwirkungen	[kN]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
G_i	Totale Eigenlast einer Lamelle	[kN/m]
h	Höhe der Lamelle	[m]
h	Einstauhöhe	[m]
h_0	Wasserstand	[m]
$h_{1,2}$	Wassertiefe Vorländer	[m]
h_A	Höhe luftseitiger Austritt	[m]
H_b	Maximale Wellenhöhe am Brechpunkt	[m]
H_d	Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Sohlfläche	[kN/m/m]
$H_{G,k}$	Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen	[kN/m/m]
h_H	Wassertiefe Hauptgerinne	[m]
H_{max}	Maximale Wellenhöhe	[m]
$H_{Q,k}$	Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen	[kN/m/m]
H_s :	Signifikante Wellenhöhe	[m]
i	Hydraulisches Gefälle/ hydraulischer Gradient	[-]
l_{so}	Sohlneigung	[%]
I_y	Trägheitsmoment	[m ⁴]
k	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
k	Äquivalente Sandrauheit	[-]
k	Steifigkeit des Systems bzw. des Anprallobjektes	[kN/m]
k	Wellenzahl	[1/m-]
K_{ah}	Erddruckbeiwert für einen Wandreibungswinkel $\delta_a=0$	[-]
k_s	Systemdurchlässigkeit	[m ³ /s]
K_S	Shoalingkoeffizient	[-]
k_{St}	Manning-Strickler-Beiwert	[m ^{1/3} /s]
$k_{St,i}$	Manning-Strickler-Beiwert des betrachteten Teilabschnitts	[m ^{1/3} /s]
l	Deichlagerbreite	[m]
L	Länge Sickerweg	[m]

L	Feldlänge des statischen Systems	[m]
L:	Wellenlänge	[m/s]
L _m :	Iterativer Wert	[m]
l _u	Benetzter Umfang	[m]
m	Masse des anprallenden Treibguts	[t]
M _s	Einwirkendes Moment der in G _i und P _i nicht enthaltenen Einwirkung um den Mittelpunkt eines Gleitkreises	[kNm/m]
N	Normalkraft in der Bruchfuge	[kN/m]
p _D	Dynamischer Druck	[kN/m ²]
p _s	Statischer Druck / hydrostatischer Druck	[kN/m ²]
P _{vi}	Vertikal einwirkend veränderliche Last	[kN/m]
Q	Veränderliche Einwirkungen	[kN]
q	Veränderliche Flächenlast	[kN/m ²]
q	Sickerwassermenge	[m ³ /s*m]
q	Böenstaudruck	[kN/m ²]
r	Radius des Gleitkreises	[m]
R	Äußerer Radius des Kreisrings	[m]
r	Innerer Radius des Kreisrings	[m]
R _d	Bemessungswert der Widerstandsgrößen	
Re	Reynoldszahl	[-]
r _{hy}	Hydraulischer Radius	[m]
R _k	Charakteristische Widerstandsgröße	
R _M	Resultierendes Moment um den Gleitkreismittelpunkt aus Widerständen	[kNm/m]
S	Strömungskraft	[kN/m]
S _H	Horizontaler Anteil der Strömungskraft	[kN/m]
S _V	Vertikaler Anteil der Strömungskraft	[kN/m]
t	Zeit	[s,h,d]
t	Mindestwinddauer	[h]
T _i	Scherwiderstand in der Bruchfuge	[kN/m]
T _P	Wellenperiode	[sek]
T _{vorh}	Gleitwiderstand am Deichfuß	[kN/m]
U	Windgeschwindigkeit	[m/s]
U, U _r , U ₁	Porenwasserdruckkräfte	[kN/m]
u _i	Porenwasserdruck auf eine Gleitfläche und andere Begrenzungsflächen eines Gleitkörpers	[kN/m ²]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]

V_k	Rechtwinklig zur Sohle einwirkende charakteristische Beanspruchung	[kN/m]
v_m	Mittlere Fließgeschwindigkeit	[m/s]
W	Wasserdruck	[kN/m]
w	Winddruck	[kN/m ²]
x	Fetchlänge	[m]
y_{Pf}	Wassertiefe im Bereich des Bewuchses	[m]
z	Höhe, an der die Porenwasserdrücke bestimmt werden sollen	[m]
α	Anströmwinkel	[m/s ²]
β	Winkel der geradlinig angenommenen Sickerlinie	[°]
β	Böschungsneigung	[°]
δ	Wandreibungswinkel	[°]
ΔH	Maximaler Wassereinstau	[m]
Δh	Wasserspiegeländerung	[m]
ΔH_c	Charakteristische kritische Wasserstandsdifferenz	[m]
Δu	Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von z und t	[-]
η	Schleppkraftkoeffizient	[-]
Θ	Rollwiderstand des Bodens	[°]
ϑ	Neigungswinkel der Gleitlinie gegen die Horizontale in der Schwerelinie einer Lamelle	[°]
κ	Permeabilität	[m ²]
λ	Reibungsbeiwert	[m ²]
μ	Ausnutzungsgrad	[-]
ν	Kinematische Viskosität	[m ² /s]
ρ	Dichte	[t/m ³]
Y	Wichte	[kg/m ³]
Y'	Wichte unter Auftrieb	[kg/m ³]
Y_f	Teilsicherheitsbeiwert	[-]
φ	Reibungswinkel	[°]
φ_d	Bemessungswert des Reibungswinkels	[°]
φ_k	Charakteristischer Wert des Reibungswinkels	[°]

Abkürzung	Bezeichnung
Abb.	Abbildung
ASB	Arbeiter-Samariter-Bund
BauHW	Bauzeitlicher Bemessungshochwasserstand
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
Bd.	Band
BHW	Bemessungshochwasserstand
BMI	Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat
BOS	Behörden und Organisationen mit Sicherheitsaufgaben
BS-A	Außergewöhnliche Bemessungssituation (Accidental)
BS-E	Bemessungssituation Erdbeben (Earthquake)
BSI	British Standard Institution
BS-P	Ständige Bemessungssituation (Persistent)
BS-T	Vorübergehende Bemessungssituation (Transient)
bzw.	Beziehungsweise
ca.	Circa
Cm	Zentimeter
d. h.	Das heißt
DBU	Deutschen Bundesstiftung Umwelt
Di	Dichtungsschicht
DKS	Doppelkammerschlauch
DLRG	Deutsche-Lebensrettungs-Gesellschaft
Dr	Dränkörper
DRK	Deutsches Rotes Kreuz
DWA	Die Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
DWD	Deutsche Wetterdienst
EFC	European Flood Control
EG-HWRM-RL	Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates, Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie
EQU	Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder des Baugrunds (Equilibrium)
ERDC	Engineer Research and Development Centre
et al.	Et alii (und andere)
FDR	Frequency Domain Reflectometry
GEO	Versagen oder große Verformung des Baugrunds (Geotechnical)

gew.	Gewählt
GFK	Glasfaserverstärkter Kunststoff
GG	Grundgesetz
GK	Geotechnische Kategorie
Gl.	Gleichung
GOK	Geländeoberkante
h	Stunde
HHW	Bisher bekannt gewordener höchster Wert
HQ	Hochwasserabfluss
Hrsg.	Herausgeber
HWRM-PL	Hochwasserrisikomanagementpläne
HYD	Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion (Hydraulic)
IKSE	Internationale Kommission zum Schutz der Elbe
inkl.	Inklusive
IWA	Institut für Wasserbau an der Hochschule Bremen
JUH	Johanniter-Unfall-Hilfe
k.A.	Keine Angabe
KBE	Kunststoffbewehrte Erde
KDB	Kunststoffdichtungsbahn
kg	Kilogramm
KG-Rohr	Kanalgrundrohr
km	Kilometer
kN	Kilonewton
k-Wert	Durchlässigkeitsbeiwert
l	Liter
LAWA	Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser
LAWA - AH	Ständiger Ausschuss "Hochwasserschutz und Hydrologie" der LAWA
m	Meter
m NN	Meter über Normalnull
m WS	Meter Wassersäule
m ²	Quadratmeter
m ³	Kubikmeter
MHD	Malteser Hilfsdienst

MHW	Mittlere höchster Wert eines betrachteten Zeitraums
MID	Magnetisch-Induktiver-Durchflussmesser
min	Minute
MN	Meganewton
MNW	Mittlerer niedrigster Wert eines betrachteten Zeitraums
MST	Hochwassermeldestufen
MW	Mittelwert eines betrachteten Zeitraums
N	Newton
NHN	Normalhöhennull
NIBIS	Niedersächsisches Bodeninformationssystem
NLWKN	Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz
o. Ä.	Oder Ähnliches
PNP	Pegelnullpunkt
PVC	Polyvinylchlorid
s	Sekunde
SE	Locker gelagerter Feinsand
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Serviceability Limit State)
SSES	Sandsackersatzsystem
ST	Toniger Sand
St	Stützkörper
Std.	Stunden
Stk.	Stück
STR	Inneres Versagen des Bauwerks oder seiner Bauteile (Structural)
SU	Schluffiger Sand
SU*	Stark schluffiger Sand
t	Tonne
TA	Ausgeprägte plastische Tone
Tab.	Tabelle
THW	Bundesanstalt Technisches Hilfswerk
TM	Mittel ausgeprägte plastische Tone
TÜV	Technischer Überwachungsverein
U	Untergrund
U'	Gering durchlässiger Untergrund

UL	Leicht plastischer Schluff
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit (Ultimate Limit State)
UPL	Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder des Baugrunds infolge Aufschwimmens (Uplift)
USD	Ultraschall-Durchflussmesser
USFC	U.S. Flood Control
vorh.	Vorhanden
W	Untergrunddichtung
WHG	Wasserhaushaltsgesetz
WZ	Windzone
z. B.	Zum Beispiel
zzgl.	Zuzüglich

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Extreme Hochwasserereignisse wie das Hochwasser 2013 in Mitteleuropa oder 2017 im südlichen Niedersachsen zeigen, dass ein enormer materieller und personeller Aufwand für den Einsatz von Sandsacksystemen zur Verteidigung von bruchgefährdeten Deichlinien sowie zum Schutz von Lebensräumen und Objekten in tiefliegenden Gebieten gegen Überflutungen erforderlich sind.

Bei Hochwasser, insbesondere bei langanhaltenden hohen Wasserständen, dringt Wasser in den Deichkörper und den darunter befindlichen Untergrund ein, wodurch unterschiedliche Schäden am Deich entstehen können. Zur Sicherung der Standsicherheit und Schutzwirkung des Deichs in Extremsituationen werden Deichverteidigungsmaßnahmen erforderlich. Zur Stabilisierung sowie zur Erhöhung des Schutzsystems werden in der Regel Konstruktionen aus Sandsäcken, ggf. in Kombination mit Faschinen oder Geotextilien, auf der Deichinnenböschung eingesetzt (Abb. 1-1).



Abb. 1-1: Bau eines Auflastfilters aus Sandsäcken zur Sicherung der Binnenböschung des Elbedeichs bei Hitzacker im Juni 2013 (Foto: Bärbel Koppe)

Auch der Schutz tiefliegender, nicht mit gesonderten Schutzbauwerken gesicherten Gebieten gegen Überflutung wird herkömmlicherweise durch den Verbau mit Sandsäcken realisiert, wobei ein temporärer Damm durch lagenweise aufgeschichtete Sandsäcke hergestellt wird (Abb. 1-2). Je nach Verfügbarkeit und zur Verfügung stehender Zeit wird der Sandsackdamm zusätzlich mit einer vorgelagerten Dichtungsbahn gegen einen hohen Wasserdurchtritt durch die Konstruktion gesichert.



Abb. 1-2: Sandsackdamm beim Elbehochwasser 2013 (Foto: Bärbel Koppe)

Nicht allein die Bereitstellung und der Aufbau von Sandsacksystemen erfordert viel Zeit und einen großen Personaleinsatz, wobei Zeit wie Personal während eines Hochwassers nur sehr begrenzt zur Verfügung stehen, auch das Füllen und Verschließen der Sandsäcke sowie der Transport zum Einsatzgebiet stellt eine große logistische und personelle Herausforderung dar. Allein in Deutschland waren für den Katastrophenschutz beim Sommerhochwasser 2013 rund 75.000 ehren- und hauptamtliche Einsatzkräfte der Feuerwehr zeitgleich im Einsatz (DFV, 2013), die Bundeswehr war bundesweit mit mehr als 20.000 Soldaten im Hochwasserschutz tätig (CP, 2013) und das Technische Hilfswerk (THW) mit mehr als 16.000 Helfern (THW, 2013). Laut dem Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat (BMI) leisteten die Einsatzkräfte während des Hochwassereinsatzes im Jahr 2013 insgesamt etwa 1,1 Millionen Personentage (BMI, 2013). Zudem waren während des Jahrhunderthochwassers neben den organisierten Helfern eine Vielzahl an freiwilligen ad-hoc-Helfern ohne Zugehörigkeit zu oder vorheriges Training durch Hilfsorganisationen vor Ort (ungebundene Helfer bzw. Spontanhelfer), die sich insbesondere über diverse Social Media Applikationen zur unterstützenden Katastrophenabwehr organisierten und nicht gesondert registriert wurden.

Trotz der großen Helferzahl und aller Anstrengungen der Hilfsorganisationen im technischen Bereich, kommt es bei Hochwasserereignissen immer wieder zu Deichbrüchen und Überflutungen tiefliegender Gebiete mit weitreichenden Verlusten und Schäden, weil permanente Schutzmaßnahmen keine ausreichende Standsicherheit oder auch Höhe aufweisen und mobile Schutzsysteme nicht in ausreichender Zahl mit erforderlichem Schutzniveau zeit- und bedarfsgerecht vor Ort eingesetzt werden können. Mit der erwarteten Häufung von Extremwetterlagen infolge des Klimawandels ist zudem von einer zukünftigen Verschärfung der Gefahrenlage auszugehen.

Moderne Sandsackfüllmaschinen und Nähmaschinen zum Verschließen der Sandsäcke können den Füllvorgang vereinfachen sowie ein speziell für den Hochwassereinsatz entwickelter und mit moderner Technik ausgestatteter Abrollcontainer ermöglichen grundsätzlich eine beschleunigte Füllung von Sandsäcken. Problematisch ist jedoch, dass diese Technik im Einsatz Ausfallzeiten aufweisen kann und eine Leistungssteigerung gegenüber der händischen Füllung nicht durchgängig garantiert werden kann.

Neben den konventionellen Sandsacksystemen können in der operativen Hochwasserabwehr auch sogenannte Sandsackersatzsysteme (SSES) eingesetzt werden, die grundsätzlich um ein Vielfaches schneller sowie personal- und ressourcenschonender auf- und abgebaut werden können. Fraglich ist jedoch, ob die Systeme auch eine ausreichende Standsicherheit und Wasserdichtigkeit unter Belastung aufweisen und ob sie insbesondere unter extremen Wettersituationen gut handhabbar sind. Ein Zertifizierungs- oder Prüfsystem zum Test der Funktionalität von SSES zum Schutz bruchgefährdeter Deichlinien bzw. tiefliegender Gebiete ist in Deutschland derzeit nicht vorhanden. Zurzeit können SSES ohne Nachweis der Funktion grundsätzlich auf dem Markt angeboten werden und kommen folglich im operativen Betrieb in Kommunen oder Verbänden technisch ungeprüft und nicht zertifiziert zum Einsatz. Dieses Defizit bedingt, dass bei Einsatzplanern in der Katastrophenabwehr und Entscheidungsträgern in der Katastrophenvorbeugung oftmals der Überblick über bestehende SSES oder schlichtweg das notwendige Vertrauen in die Funktionalität der Systeme fehlt.

Auf nationaler Ebene existiert bisher keines, auf internationaler Ebene existieren zwei Zertifizierungsprogramme, eines in Großbritannien und eines in den USA entwickelt, nach denen SSES des linienartigen Hochwasserschutzes auf Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit zertifiziert werden können. Beide Zertifizierungsprogramme sehen einen Test der Systeme auf einem glatten und gereinigten Betonuntergrund vor. Beim Praxiseinsatz der Systeme im linienartigen Hochwasserschutz sind jedoch vielfältige Untergründe wie Rasen, Schotter und Pflastersteine, ggf. mit Geländesprüngen in Form von Bürgersteigen etc., üblich. Im Vergleich zu einem glatten Betonuntergrund ändert sich mit variierender Untergrundbeschaffenheit auch die Art der Kraftaufnahme im Bereich der Aufstandsflächen, das Durchsickerungsverhalten im Kontaktbereich zwischen Aufstandsfläche und System, die Durchsickerung des Untergrunds selbst sowie der Widerstand gegen seitliches Verschieben der Systeme. Somit fehlen essenzielle Randbedingungen für eine aussagekräftige Bewertung der SSES für den notfallmäßigen Einsatz. Zudem sieht das US-amerikanische Zertifizierungsprogramm trotz der kurzen Linienführung im Testaufbau als Standard eine abgelenkte Verlegung der Konstruktion vor, was tendenziell zu einer Stabilisierung des Systems im Vergleich zu einem gradlinigen Systemaufbau führt und somit zu tendenziell positiveren Testergebnissen hinsichtlich der Standsicherheit der Systeme im Gegensatz zu der in der Praxis zumeist über lange Strecken erfolgenden gradlinigen Verlegung. Die Systeme werden während der Versuchsreihen mit hydrostatischen und dynamischen Einwirkungen getestet und dürfen für eine erfolgreiche Zertifizierung bestimmte Grenzwerte hinsichtlich der Systemverschiebung und der Wasserdurchlässigkeit nicht überschreiten. Zur Optimierung der Versuchsergebnisse können im US-amerikanischen Zertifizierungsprogramm zudem maßgebende Hilfsmittel eingesetzt werden, die im realen operativen Hochwasserschutz i.d.R. nicht zeitgerecht und nicht im erforderlichen Umfang am Einsatzort zur Verfügung stehen, so dass nur bedingt praxistaugliche Erkenntnisse aus den Zertifizierungstests gewonnen werden können. Die Grenzwerte der Wasserdurchlässigkeit beider Zertifizierungsprogramme sind zudem unter Berücksichtigung eines vollmobilen Einsatzes der Notfallsysteme ohne gesonderte Gründung sehr streng ausgelegt. Insofern stellt sich die Frage, ob eine Anwendung der Prüfkriterien der international vorliegenden Zertifizierungsprogramme für SSES praxistauglich ist.

1.2 Zielsetzung

Da SSES aufgrund ihrer Funktionalität sowie ihrer material-, personal- und zeitsparenden Charakteristik, insbesondere bei den zu erwartenden Folgen des Klimawandels, einen essenziellen Beitrag zur operativen Hochwasserabwehr leisten können, bisher jedoch kaum Erfahrungen über die Einsatztauglichkeit dieser Systeme vorhanden sind, liegt das Ziel der vorliegenden Arbeit darin, systematische und praxisorientierte Versuchsreihen von SSES durchzuführen, um einen Beitrag für eine sichere Etablierung der Systeme in der operativen Hochwasserabwehr zu liefern. Hierfür ist eine mit entsprechender Sensorik ausgestattete Testanlage zu konzipieren, mit der realitätsnahe und praxistaugliche Versuchsreihen zu Deichverteidigungssystemen sowie vollmobilen, linienförmigen Hochwasserschutzkonstruktionen zum Schutz tiefliegender, überflutungsgefährdeter Gebiete ermöglicht werden.

Hinsichtlich der Verteidigung von bruchgefährdeten Deichabschnitten werden SSES auf der land- und wasserseitigen Deichböschung getestet und mit konventionellen Sandsackverbauten

verglichen. Insbesondere bei der wasserseitigen Deichverteidigung soll die Möglichkeit untersucht werden, ob ein auf der Außenböschung aufgebrachtes Planensystem die Durchsickerung des Deichs und den damit einhergehenden Auftrieb im Deich verringert, so dass die Standsicherheit ohne zusätzliche erforderliche Maßnahmen auf der landseitigen Böschung des Deichs wieder erhöht wird.

Die bisherigen, international in Verwendung befindlichen Zertifizierungsprogramme liefern für den vollmobilen linienförmigen Hochwasserschutz zum Schutz tiefliegender, überflutungsgefährdeter Gebiete nur bedingt praxistaugliche Prüfkriterien. Aus diesem Grund werden umfangreiche Versuchsreihen mit herkömmlichen Sandsackkonstruktionen sowie mit SSES auf einem Rasenuntergrund durchgeführt. Hiermit können Kenntnisse zum Verhalten der Systeme auf weichem Untergrund unter Einsatzbedingungen gesammelt werden. Die Versuchsergebnisse werden jeweils mit den vorliegenden Herstellerangaben in Beziehung gesetzt und mit den Bewertungskriterien der international in Verwendung befindlichen Zertifizierungsprogramme und insbesondere der Wasserdurchlässigkeit verglichen und bewertet.

1.3 Vorgehensweise

Zur Konzeption und zum Bau einer funktionierenden Testanlage ist im Vorfeld eine sorgfältige Grundlagenermittlung nicht zuletzt hinsichtlich der Entstehung von Hochwasserereignissen erforderlich, um mögliche hydraulische Belastungen auch bezüglich des zeitlichen Verlaufs zu identifizieren und zu charakterisieren. Darüber hinaus sind für die Konzeption eines praxisnahen Deichaufbaus die geometrische Formgebung und die zu verwendenden Deichbaumaterialien zu analysieren. Für den operativen Hochwasserschutz sind insbesondere Schadensart, Schadensausmaß und die daraus resultierenden Versagensmechanismen von Bedeutung. Zudem ist zu untersuchen, welche operativen Hochwasserschutzmaßnahmen in der effektiven Deichverteidigung zu treffen sind. Hierzu gehört auch die Untersuchung der rechtlichen Grundlagen sowie der Zuständigkeiten hinsichtlich der Maßnahmenauswahl und des Einsatzes von Helfern.

Auf Basis der Grundlagenermittlung wird die mit spezieller Sensorik auszustattende Testanlage so konzipiert, dass neben dem realitätsnahen Aufbau auch praxistaugliche Tests von Verteidigungsmaßnahmen an einem mit hohen Wasserständen belasteten Deich sowie von linienförmigen Systemen zum Schutz vor Überschwemmungen von tiefliegenden Gebieten ermöglicht werden.

Der Fokus der Versuchsreihen zur Prüfung von Eignung, Einsatz und Funktionstauglichkeit von alternativen land- und wasserseitigen Deichverteidigungssystemen wird dabei auf die Betrachtung der Parameter Auf- und Abbauzeiten, der Sickerlinienlage im Deichkörper sowie auf die anfallende Sickerwassermenge gelegt.

Im Einstaubereich der Testanlage werden im Gegensatz zu den international in Verwendung befindlichen Zertifizierungsprogrammen vollmobile linienförmige Hochwasserschutzsysteme auf einem Rasenuntergrund und nicht auf einem glatten und gereinigten Betonuntergrund hinsichtlich der Parameter Auf- und Abbauzeit, Standsicherheit und Wasserdurchlässigkeit getestet. Hiermit wird eine realitätsnahe Versuchsdurchführung gewährleistet.

Die Versuchsreihen zu den Deichverteidigungsmaßnahmen und zum linienartigen Hochwasserschutz zum Schutz tiefliegender Gebiete werden getrennt voneinander betrachtet. Dabei werden jeweils im Vorfeld mögliche konventionelle Maßnahmen unter Einsatz von Sandsackkonstruktionen beschrieben und anschließend wird ein Überblick zu den alternativen SSES gegeben. Zur Durchführung der Versuchsreihen werden Prüfmethode entwickelt, die eine aussagekräftige Bewertung hinsichtlich Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von SSES für den notfallmäßigen Einsatz bieten. Hiermit ist eine tragfähige Bewertung konventioneller und innovativer Systeme für den operativen Hochwasserschutz möglich.

Abschließend werden die gewonnenen Ergebnisse der durchgeführten Versuchsreihen zusammenfassend dargestellt und diskutiert.

2 Grundlagen des operativen Hochwasserschutzes

Im folgenden Kapitel werden die Grundlagen des operativen Hochwasserschutzes behandelt. Dabei wird auf unterschiedliche Hochwasserarten eingegangen sowie auf die Entstehung und den Verlauf eines Hochwasserereignisses. Daran anschließend wird die Bedeutung des allgemeinen Hochwasserschutzes erläutert, wobei besonderes Augenmerk auf den operativen Hochwasserschutz gelegt wird. Zudem wird auf rechtliche Grundlagen und die Zuständigkeiten im Katastrophenfall eingegangen.

2.1 Grundlagen zu Hochwasserereignissen

Hochwasserereignisse sind natürlicher Herkunft und können seit jeher zu Überflutungen führen. Die folgenden Hochwasserarten können unterschieden werden:

- Fluviales Hochwasser
- Pluviales Hochwasser
- Windinduziertes Hochwasser

Das fluviale Hochwasser wird als Überschwemmung von Landflächen direkt an Fließgewässern und künstlichen Entwässerungssystemen infolge großräumiger, ausgiebiger und langanhaltender Niederschlagsereignisse beschrieben (Buschüter, 2012). Mit stetig steigender Abflussmenge steigt auch der Wasserstand im Flusssystem an. Bei Erreichen der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Gewässerprofils tritt das Wasser über die Ufer und überschwemmt das Vorland. Wird an einem betrachteten Standort an einem Fließgewässer ein definierter Wasserstand oder eine entsprechende Durchflussmenge überschritten (Schwellenwert), spricht man von einem Flusshochwasser. Zum fluvialen Hochwasser zählen auch Überschwemmungen an Flüssen infolge von Sturzfluten, die durch örtlich sehr begrenzte und intensive Starkregenereignisse in kleineren Einzugsgebieten mit ggf. steilem Geländeverlauf entstehen können. Die Niederschlagsintensität ist so groß, dass auch ein ungesättigter oder teilgesättigter Boden mit hoher Speicherkapazität das anfallende Wasser in der Kürze der Zeit nicht infiltrieren kann und die Wassermassen direkt dem Fließgewässer zufließen. Dabei kommt es zu einem schnellen und heftigen Wasseranstieg mit hohen Fließgeschwindigkeiten im Gewässerprofil.

Beim pluvialen Hochwasser werden infolge niederschlagsgenerierter Oberflächenabflüsse Landflächen überschwemmt, bevor der Abfluss in ein Fließgewässer oder ein Entwässerungssystem fließt bzw. nicht in dieses Netzwerk fließen kann, da die Grenze der hydraulischen Kapazität erreicht ist (Falconer et al, 2009). Nicht allein das anfallende Hangwasser aus einem Starkregenereignis oder aus der Schneeschmelze können ein pluviales Hochwasser hervorrufen, auch erhöhte Grundwasserstände oder Abflussmengen aus Grundwasserquellen können einen Beitrag zur Überschwemmung von Landflächen infolge langen Niederschlagsereignissen leisten, die zudem zeitlich verzögert eintreten können (StEB, 2012).

Anders als beim fluvialen oder pluvialen Hochwasser entsteht das windinduzierte Hochwasser nicht infolge von Niederschlagsereignissen sondern durch auftretende Starkwindereignisse. Windinduzierte Hochwasser treten überwiegend in küstennahen Gebieten auf. Durch den über die Wasseroberfläche streichenden Wind werden die Wassermassen an die leeseitige Küste gedrückt, wodurch der Wasserstand ansteigt. Dieser Windstau führt zu Sturmflutwasserständen

an der Küste. Zusätzlich generiert der Wind durch den Energieeintrag Wellen, die in Abhängigkeit von der Einwirkzeit und der Windstärke an Größe zunehmen. Zusätzlich zum Windstau werden in Tidegewässern die Wasserstände durch die Gezeiten beeinflusst.

Eine schematische Darstellung der unterschiedlichen Hochwasserarten ist in Abb. 2-1 dargestellt

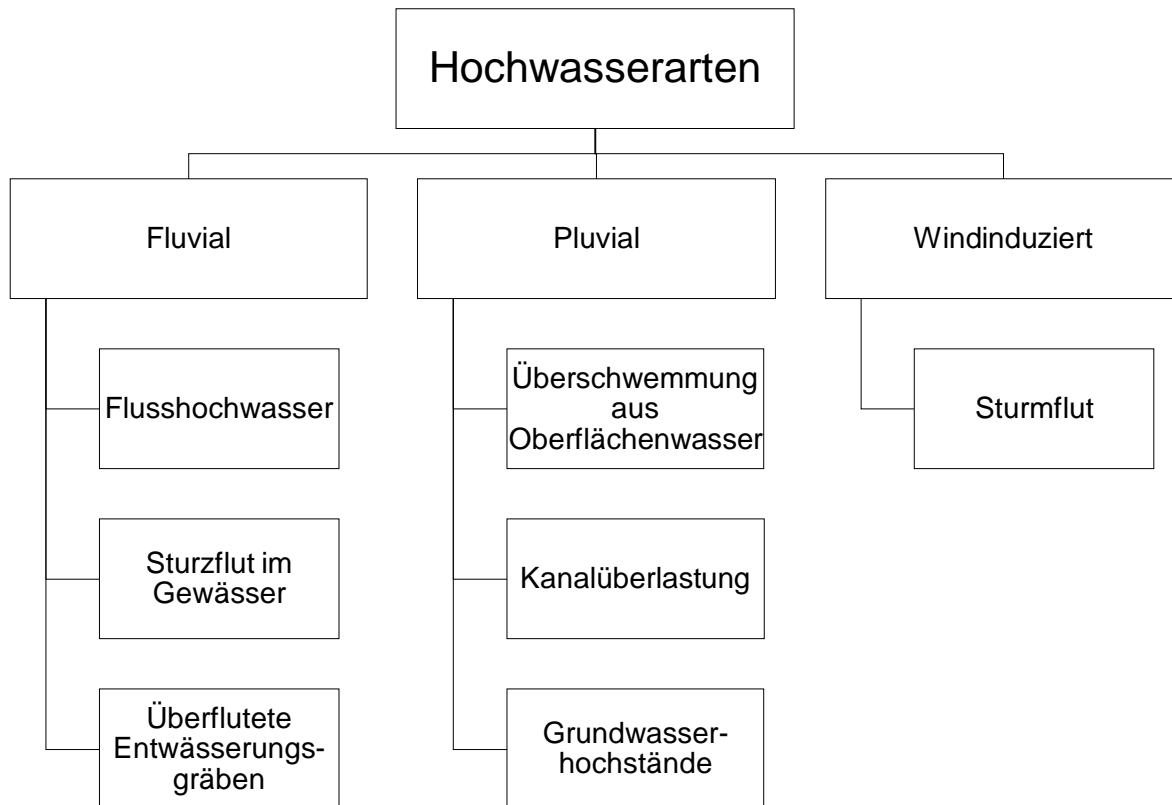


Abb. 2-1: Schematische Darstellung der Hochwasserarten

In der vorliegenden Arbeit wird ausschließlich der operative Hochwasserschutz von fluvialen und pluvialen Hochwasserereignissen in Fluss- und tiefliegenden besiedelten Gebieten (im Folgenden allgemein als Hochwasserereignis bezeichnet) betrachtet.

2.1.1 Entstehung von Hochwasserereignissen

Hochwasserereignisse sind das Ergebnis von großräumigen, ausgiebigen und anhaltenden Niederschlägen über einem Einzugsgebiet, aber auch von lokalen und intensiven Regenereignissen. Sie setzen sich im Allgemeinen aus der Abflussbildung und der Abflusskonzentration zusammen. Die Abflussbildung beschreibt die Gesamtheit aller hydrologischen Vorgänge, die in einem Einzugsgebiet zur Bildung des abflusswirksamen Niederschlags führen (DIN 4049-3). Hierzu zählt der Niederschlag in Form von Regen sowie in verzögerter Variante beschrieben durch die Schneeschmelze, aber auch die Verdunstung, Versickerung und Speicherung an der Oberfläche sowie im Boden und im Grundwasser spielt eine Rolle (Abb. 2-2). Demnach teilt sich der Gesamtniederschlag in einen Verlustanteil, der nicht direkt zum Abfluss beiträgt, und dem abflusswirksamen Teil (effektiver Niederschlag) auf, der direkt ober- und unterirdisch abfließt.

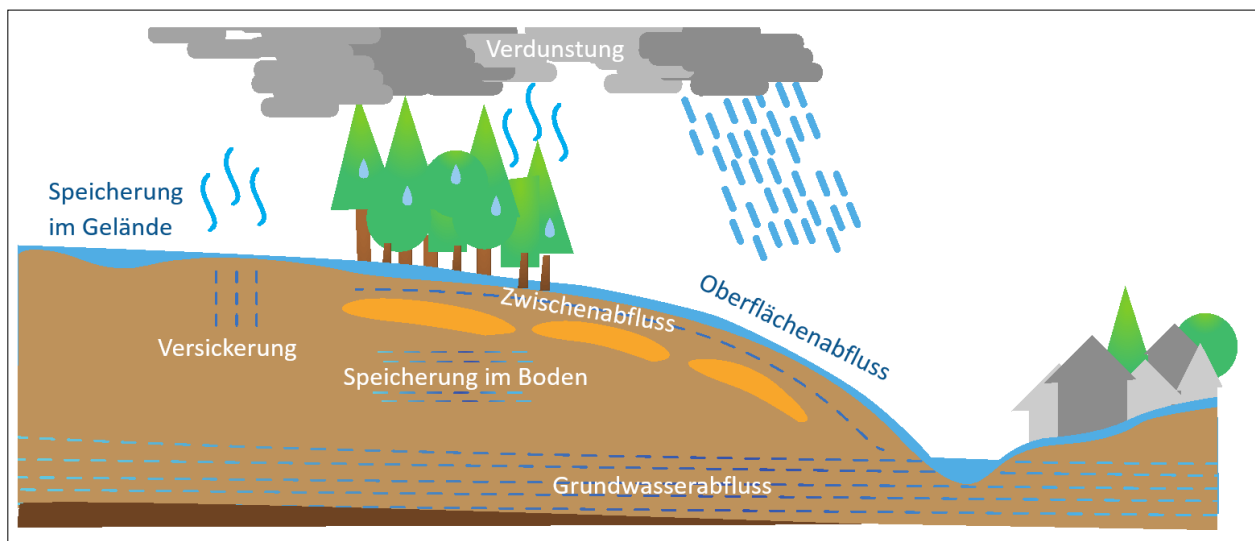


Abb. 2-2: Hydrologische Vorgänge der Abflussbildung (Koppe, Lankenau, 2018a)

Mit der Abflusskonzentration werden die Prozesse zusammengefasst, die zur Übertragung des effektiven Niederschlags in die Ganmlinie des direkten Abflusses aus einem oberirdischen Einzugsgebiet führen (DIN 4049-3). Einflussfaktoren darauf, in welcher Konzentration das Wasser aus dem Einzugsgebiet dem Fließgewässer zufließt und ein Hochwasser entstehen lässt bzw. sich auf den Hochwasserverlauf auswirkt, können natürlicher aber auch anthropogener Herkunft sein.

2.1.1.1 Natürliche Einflussfaktoren

Zu den natürlichen Einflussfaktoren bei der Hochwasserentstehung zählen:

- Niederschlagsintensität,
- Größe des Einzugsgebiets,
- Oberflächengefälle im Einzugsgebiet,
- Oberflächenbeschaffenheit des Einzugsgebiets
- Vorfeuchte im Einzugsgebiet
- Höhe des Abflusses im Gewässer zu Beginn des Hochwassers.

Die Intensität eines Niederschlagsereignisses hat erhebliche Auswirkungen auf den Verlauf des Hochwasserereignisses. Hierbei wird zwischen einem Dauerregen- und einem Starkregenereignis unterschieden. Dauerregen wird nach dem Deutschen Wetterdienst (DWD, 2019) als ein andauerndes Niederschlagsereignis von mehreren Stunden über einem ausgedehnten Niederschlagsgebiet sowie wenig ändernder und geringer Niederschlagsintensität in einer Größenordnung zwischen 0 und 10 l/m² in einer Stunde definiert. Nach Baumgartner und Liebscher (1996) ist eine allgemeine Definition für Starkregen aufgrund der großen Variation in verschiedenen Klimagebieten nicht möglich. Der DWD (2019) gibt jedoch Warnungen vor Starkregen aus, wenn folgende Schwellenwerte überschritten werden:

- Regemengen 15 bis 25 l/m² in einer Stunde (Markante Wetterwarnung)
- Regemengen > 25 l/m² in einer Stunde (Unwetterwarnung)

In Flussläufen mit großen Einzugsgebieten führen langanhaltende, sich über eine große Fläche erstreckende Niederschläge zu einem hohen Oberflächenabfluss sowie einer starken Abflusskonzentration in den Nebenflüssen, die dann im Strom aufeinandertreffen und ein Extremhochwasserereignis hervorrufen können. Hierbei ist es möglich, dass ggf. Schmelzereignisse aus dem Oberlauf und zusätzlich auftretende Starkregenereignisse in den Einzugsgebieten der Nebenflüsse die Hochwasserwelle beeinflussen. (Abb. 2-3)



Abb. 2-3: Schematische Darstellung eines Flusseinzugsgebiets (Koppe, Lankenau, 2018a)

An Flüssen mit kleineren Einzugsgebieten können durch lokale Starkregenereignisse extreme Hochwasserstände hervorgerufen werden. Aufgrund der hohen Niederschlagsintensität im gesamten Einzugsgebiet kann das anfallende Regenwasser in der kurzen Zeit nicht im Boden versickern und erzeugt eine hohe Abflusskonzentration mit der ein steiler Wasserstandsanstieg im Flussgebiet einhergeht. Dieser sinkt ebenfalls schnell wieder ab, sobald die Intensität der Abflussbildung aus dem Starkregen abnimmt.

Im Gegensatz zu einem flachgeneigten Einzugsgebiet sammelt sich bei steilem Oberflächengefälle infolge eines Niederschlagsereignisses das anfallende Hangwasser sehr schnell und fließt dem Fluss zu, so dass der Wasserstand plötzlich und stark ansteigen kann. In Kombination mit einem Starkregenereignis kann der Hochwasseranstieg deutlich schneller und steiler erfolgen.

Neben der Größe und der Geländeneigung beeinflusst auch die Form des Einzugsgebiets das Abflussverhalten (Abb. 2-4). Bei einem flächenhaften Niederschlagsereignis über ein lang gestrecktes Einzugsgebiet verteilt sich das Wasser gleichmäßiger über die Länge des Flusses. Es entstehen flache und lange Abflusswellen. In großflächigen, runderen Einzugsgebieten läuft das Wasser aus allen Teilen des Gebietes gleichzeitig zusammen und bildet steile, kurze Abflusswellen. (BLfW, 2004)

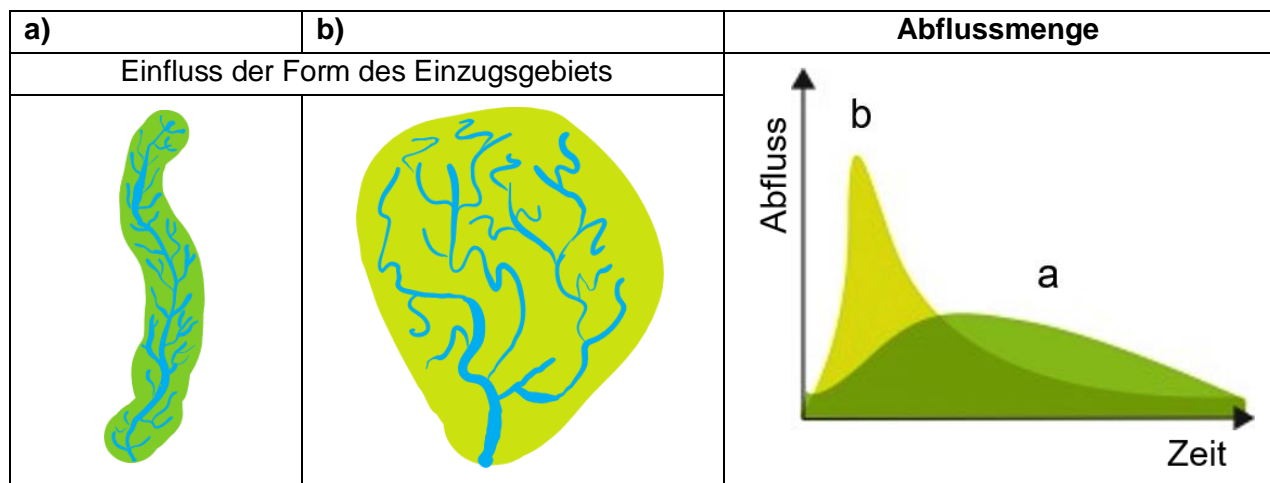


Abb. 2-4: Abflussmenge in Abhängigkeit von der Form des Einzugsgebiets (Koppe, Lankenau, 2018a)

Bei Einzugsgebieten, deren Oberflächen eine hohe Infiltrations- und Speicherkapazität aufweisen, wird das Niederschlagswasser vom Boden aufgenommen bzw. dem Grundwasserleiter zugeführt. Mit zeitlicher Verzögerung wird auch das Grundwasser dem Fluss als Zwischenabfluss zugeführt. Das Infiltrations- und Speichervermögen der Oberfläche im Einzugsgebiet unterliegt unterschiedlichen Einflussfaktoren. Vegetation und Boden dienen als natürliche Auffangbecken für den Niederschlag. Ist der Boden jedoch von der Bodenart her wenig durchlässig, vorgesättigt oder gefroren, fließt das Wasser direkt in die naheliegenden Gewässer. Zudem kann die Flächennutzung das Infiltrationsvermögen des Einzugsgebiets stark beeinträchtigen.

2.1.1.2 Anthropogene Einflussfaktoren

Nicht allein extreme Niederschlagsereignisse sowie Größe und Beschaffenheit der Einzugsgebiete haben Einfluss auf die Intensität eines Hochwasserereignisses. Menschengemachte Faktoren wie Flussbegradigungen, Minderung des Fließquerschnitts, Siedlungsbau und Bewirtschaftung von Ackerflächen beeinflussen den Verlauf der Hochwasserwelle in vielerlei Hinsicht.

Mit fortschreitender Besiedelung und Bewirtschaftung der flussnahen Bereiche sowie des zunehmenden Ausbaus der Gewässer für den Gütertransport, wurden in der Vergangenheit Begradigungen von verzweigten wie mäandernden Flussläufen durchgeführt und verursachten neben einer Verkürzung der Fließstrecke auch eine Erhöhung des Gefälles im Längsprofil. Zudem wurden Deiche entlang des Gewässers errichtet, um die dort entstandenen Siedlungs-, Acker- und Kulturflächen durch Hochwasserereignisse zu schützen, so dass der Fließquerschnitt eingeeengt wurde und sich das Hochwasser nicht mehr im natürlichen Überschwemmungsgebiet ausbreiten und auch versickern konnte. Abb. 2-5 zeigt die flache Ausbildung einer Hochwasserwelle im ursprünglichen Flussverlauf sowie die Auswirkung zunehmender Fließstreckenverkürzung, Gefällezunahme und Minderung des Fließquerschnitts mit denen schnellere Fließgeschwindigkeiten, steilere Hochwasserwellen und höhere Wasserstände einhergehen.

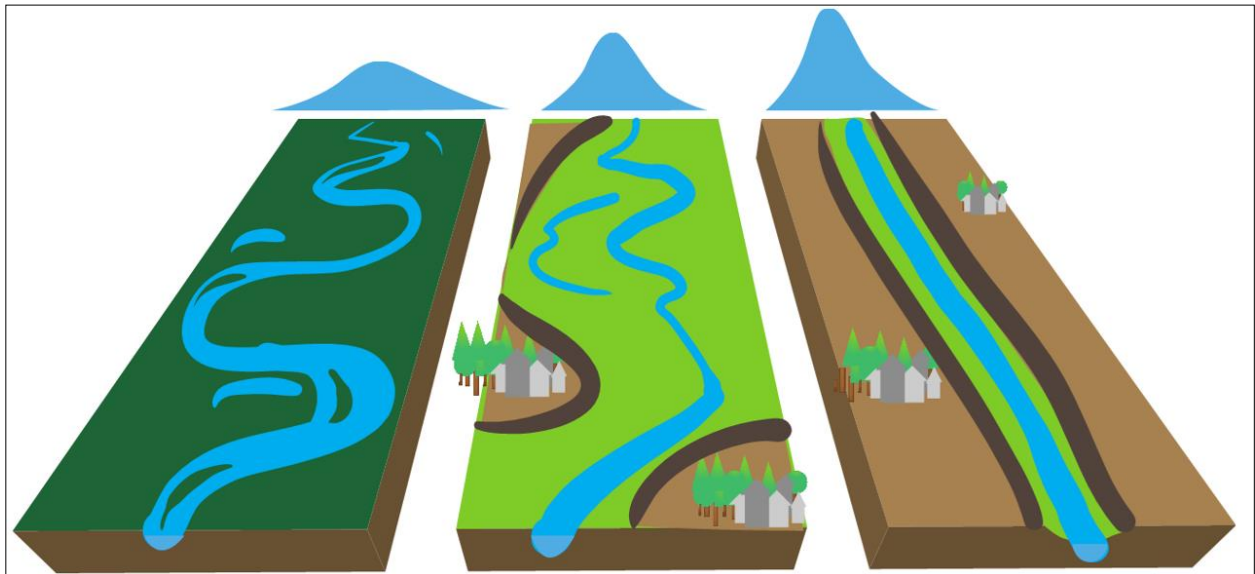


Abb. 2-5: Schematische Darstellung des veränderten Hochwasserverlaufs infolge Flussbegradigung und Eindeichung (Koppe, Lankenau, 2018a)

Aufgrund der begradigten und eingedeichten Flusssysteme konnten die nun dauerhaft trockenliegenden Auenlandschaften mit ertragreichen Böden für die Landwirtschaft nutzbar gemacht werden. Zudem fand zunehmend eine Umwandlung von Wald- und Grünlandflächen in Acker- und Weideflächen statt. Mit der Nutzung von Agrarflächen geht auch ein erhöhter Oberflächenabfluss einher, da durch systematische Bepflanzung und Bodenverdichtung infolge des Einsatzes schwerer Maschinen, Oberflächenwasser schneller abfließt und schlechter im Boden versickern kann. Der Oberflächenabfluss wird zudem maßgebend durch eine zunehmende Bodenversiegelung bei der Erschließung neuer Siedlungs- und Verkehrsflächen erhöht. Die Infiltration und Speicherung der Niederschläge in den Böden wird dadurch erheblich verringert oder sogar unterbunden und aufkommender Niederschlag wird direkt oder über Drainagesysteme und die Kanalisation in die Flüsse geleitet. In Abb. 2-6 werden verschieden genutzte Landflächen auf ihre Speicherkapazität infolge unterschiedlicher Niederschlagsintensitäten verglichen. Je geringer der Bewuchs auf einer Fläche ist, desto geringere Niederschlagsmengen können zurückgehalten werden, womit der Hochwasserscheitel einer Hochwasserwelle insbesondere bei hohen Niederschlagsintensitäten signifikant erhöht wird.

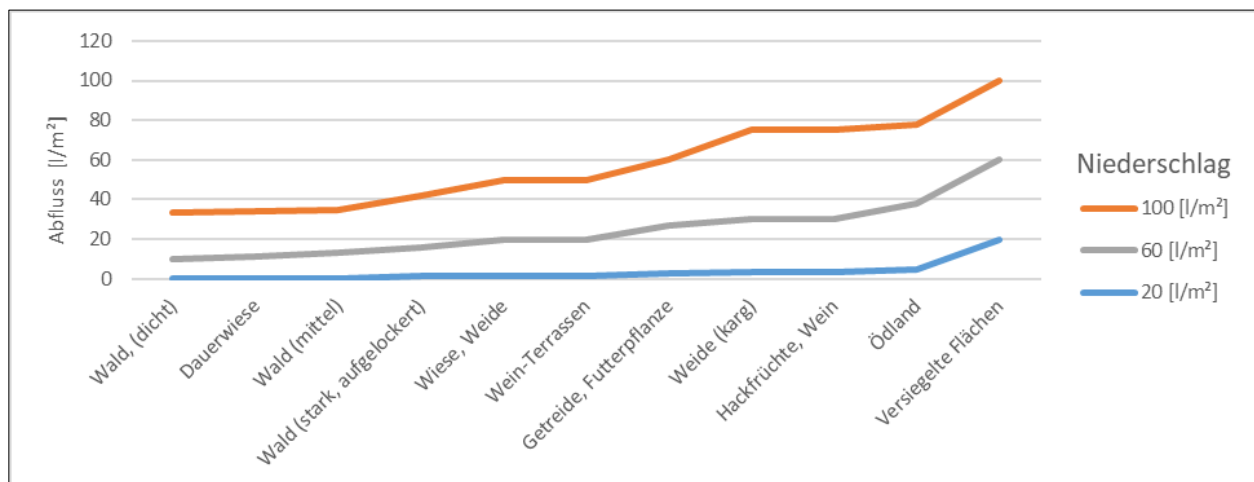


Abb. 2-6: Vergleich der Abflusskonzentration von unterschiedlichen Nutzflächen infolge verschiedener Niederschlagsintensitäten (geändert nach BLfW, 2004)

2.1.2 Verlauf eines Hochwasserereignisses

Der Verlauf eines Hochwasserereignisses an einem bestimmten Standort kann anhand der Hochwasserganglinie beschrieben werden, die in Form einer Wasserstandsganglinie oder einer Abflussganglinie bezogen auf die Zeit dargestellt wird. Letztere zeigt Abb. 2-7, in der auch der zeitliche Verlauf der Niederschlagsintensität mit einbezogen ist. Die Hochwasserganglinie stellt den Direktabfluss dar, der sich aus dem Oberflächenabfluss und dem Zwischenabfluss zusammensetzt. Steigt der Wasserstand oder der Abfluss über einen bestimmten Schwellenwert, wird der Zustand als Hochwasser bezeichnet, der so lange andauert, bis der Schwellenwert wieder unterschritten wird. Das breiter gefasste Hochwasserereignis umfasst jedoch den gesamten Verlauf der Hochwasserganglinie vom Beginn des Hochwasseranstiegs bis zum Ende des Hochwasserabfalls. Der Hochwasserscheitel stellt den Übergang vom Hochwasseranstieg zum Hochwasserabfall dar und markiert den höchsten Wert in der Hochwasserganglinie. Die Steilheit des Hochwasseranstiegs ist abhängig von der Beschaffenheit des Einzugsgebietes und der Intensität des Niederschlagsereignisses. Neben dem Niederschlag ist ggf. ein Zufluss von Wasser aus einer Schneeschmelze zu beachten.

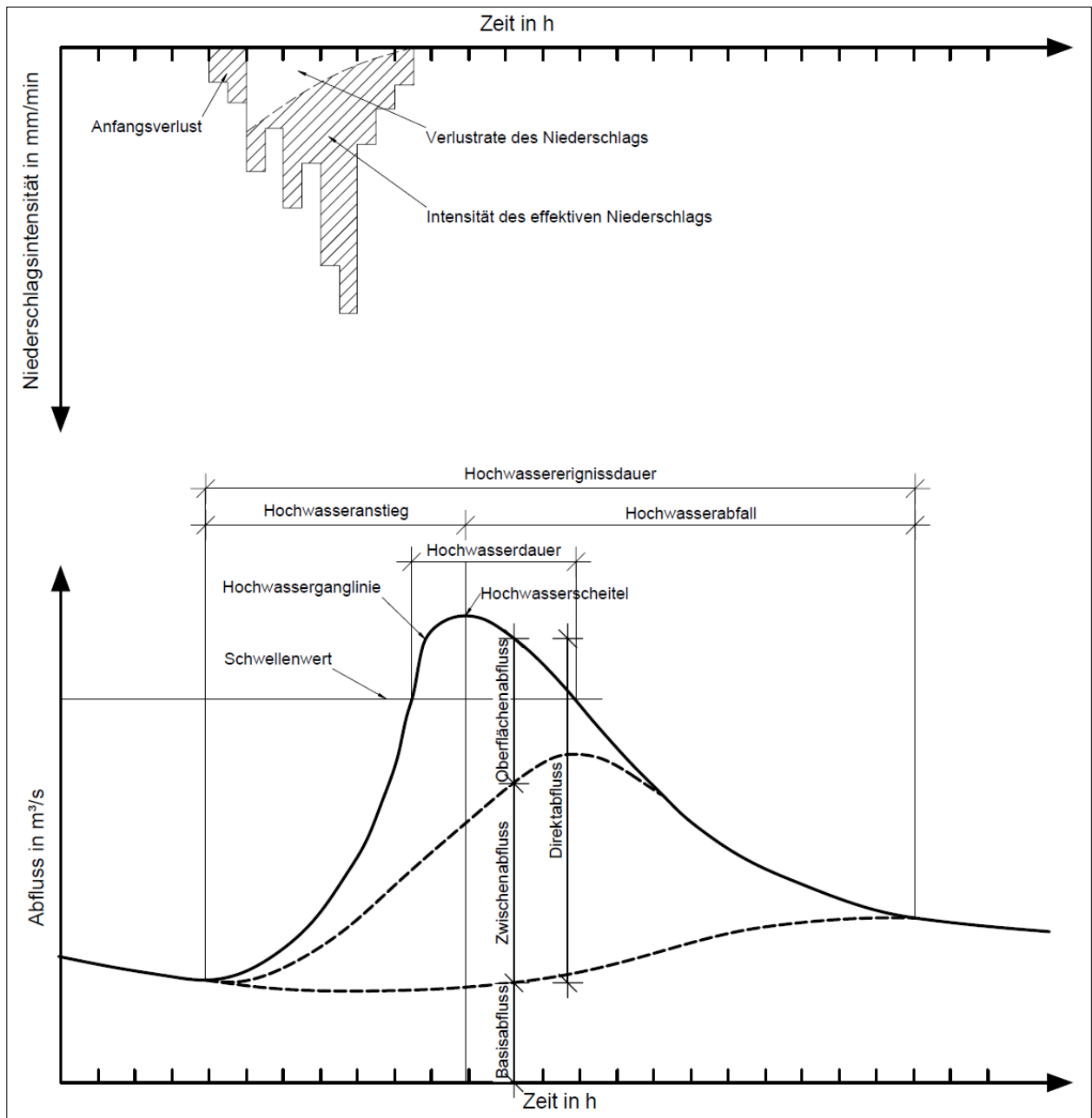


Abb. 2-7: Schema der Niederschlags- und Abflussganglinie im Hochwasserfall nach DIN 4049-3

Die Hochwasserganglinie an einem Ort wird mit Hilfe eines Pegels gemessen. Beim Erreichen bestimmter Schwellenwerte werden Warnungen von der zugehörigen Hochwassermeldezentrale ausgegeben, so dass rechtzeitig entsprechende Hochwasserschutzmaßnahmen eingeleitet werden können. Je nach Bundesland werden die Warnungen unterschiedlich beschrieben (Tab. 2-1). Beispielsweise werden die Warnungen nach der Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft über den Hochwassernachrichten- und Alarmdienst im Freistaat Sachsen (HWNADO) als Alarmstufen bezeichnet, denen die folgenden Handlungsempfehlungen zugeordnet werden:

- Alarmstufe 1: (Meldebeginn) Beginn der Ausuferung der Gewässer. (HWNAVO-Sachsen, 2015)
"Ständige Beobachtung der meteorologischen Lage und der Hochwassersituation im Flussgebiet, einschließlich ihrer Entwicklungstendenzen, unter besonderer Berücksichtigung der auf der Informationsplattform des Landeshochwasserzentrums und im Wetterinformationssystem für den Katastrophenschutz des Deutschen Wetterdienstes bereit gestellten Informationen; Überprüfung der Funktionsfähigkeit der Informations- und Meldewege und der technischen Einsatzbereitschaft" (LfULG, 2020)
- Alarmstufe 2: (Kontrolldienst) Überflutung bzw. Überschwemmung land- oder forstwirtschaftlicher Flächen, Grünflächen, einschließlich Gärten und einzelstehender Gebäude oder leichte Verkehrsbehinderung auf Straßen und Notwendigkeit der Sperrung von Wegen; Ausuferung bei eingedeichten Gewässern bis an den Deichfuß. (HWNAVO-Sachsen, 2015)
"Zusätzlich zu Maßnahmen bei Alarmstufe 1: Alarmierung der zuständigen Einsatzkräfte und Herstellen ihrer Einsatzbereitschaft; laufende Kontrolle der Gewässer, Hochwasserschutzanlagen, gefährdeten Bauwerke und Ausuferungsgebiete; Weiterleitung von Informationen über festgestellte Gefährdungen und getroffene Abwehrmaßnahmen; Vorbereitung der aktiven Hochwasserbekämpfung; Vorbereitung von Evakuierungsmaßnahmen" (LfULG, 2020)
- Alarmstufe 3: (Wachdienst) Überschwemmung von Teilen zusammenhängender Bebauung oder überörtlicher Straßen und Schienenwege; bei Volldeichen Wasserstand etwa in halber Deichhöhe, Vernässung von Polderflächen durch Drängewasser. (HWNAVO-Sachsen, 2015)
"Zusätzlich zu Maßnahmen bei Alarmstufe 1 und 2: Vorbeugende Sicherungsmaßnahmen an Gefahrenstellen und Beseitigung örtlicher Gefährdungen und Schäden; Einrichtung von Einsatzstäben an Schwerpunkten der Hochwasserabwehr und Schaffung spezieller Nachrichtenverbindungen; Bereitstellung von Hochwasserschutzmaterialien an bekannten Gefahrenstellen; Bereitstellung einsatzbereiter Kräfte zur aktiven Hochwasserabwehr sowie Anforderung und Vorbereitung weiterer Kräfte der Reserve; Beginn der Durchführung aktiver Hochwasserbekämpfungsmaßnahmen" (LfULG, 2020)
- Alarmstufe 4: (Hochwasserabwehr) Überschwemmung größerer bebauter Gebiete mit sehr hohen Schäden, unmittelbare Gefährdung für Menschen und Tiere; Erreichen des Bemessungswasserstandes bei Volldeichen oder unmittelbare Gefahr von Volldeichbrüchen. (HWNAVO-Sachsen, 2015)
"Zusätzlich zu Maßnahmen bei Alarmstufe 1 bis 3: Aktive Bekämpfung bestehender Gefahren für das Leben, die Gesundheit, die Versorgung mit lebensnotwendigen Gütern und Leistungen und für bedeutende Sachwerte" (LfULG, 2020)

In Tab. 2-1 werden die Hochwasserereignisse zum Teil auch nach dem Hochwasserabfluss (HQ) beschrieben. Die Indizes 2, 10, 20 oder 50 stehen für die Jährlichkeiten oder auch Wiederkehrintervalle, in dem das Hochwasserereignis statistisch gesehen im Mittel eintritt. Gemäß Wasserhaushaltsgesetz (WHG, 2009) werden Bauwerke im Überschwemmungsgebiet

i.d.R. nach dem resultierenden Wasserstand eines sogenannten HQ_{100} bemessen. Das entspricht einem Scheitelabfluss, der statistisch gesehen im Mittel einmal in 100 Jahren auftritt.

Tab. 2-1: Benennung der Pegelwarnungen der einzelnen Bundesländer sowie Einstufung der Hochwasserereignisse an Flussgebieten (LfU-BW und LfU-BY, 2018)

Bundesländer:	Kleines Hochwasser	Mittleres Hochwasser	Großes Hochwasser	Sehr großes Hochwasser
Baden-Württemberg	HQ 2	$\geq HQ_{10}$	$\geq HQ_{20}$	$\geq HQ_{50}$
Bayern	Meldestufe 1	Meldestufe 2	Meldestufe 3	Meldestufe 4
Berlin	Gefahrenstufe I	Gefahrenstufe II	Gefahrenstufe III	Gefahrenstufe IV
Brandenburg	Alarmstufe 1	Alarmstufe 2	Alarmstufe 3	Alarmstufe 4
Bremen	Meldestufe 1	Meldestufe 2	Meldestufe 3	Meldestufe 4
Hamburg	Mittlere Warnstufe		Hohe Warnstufe	
Hessen	Meldestufe I	Meldestufe II		Meldestufe III
Mecklenburg-Vorpommern	Alarmstufe I	Alarmstufe II	Alarmstufe III	Alarmstufe IV
Niedersachsen	Meldestufe 1	Meldestufe 2	Meldestufe 3	
Nordrhein-Westfalen	Informationswert 1	Informationswert 2	Informationswert 3	
Rheinland-Pfalz	HQ 2	$\geq HQ_{10}$	$\geq HQ_{20}$	$\geq HQ_{50}$
Saarland	Meldestufe 1	Meldestufe 2	Meldestufe 3	Meldestufe 4
Sachsen	Alarmstufe 1	Alarmstufe 2	Alarmstufe 3	Alarmstufe 4
Sachsen-Anhalt	Alarmstufe 1	Alarmstufe 2	Alarmstufe 3	Alarmstufe 4
Schleswig-Holstein	kleines Hochwasser	mittleres Hochwasser	großes Hochwasser	sehr großes Hochwasser
Thüringen	Meldebeginn	Alarmstufe 1	Alarmstufe 2	Alarmstufe 3

Während eines Hochwasserereignisses ist eine frühe Warnung von kritischen Hochwasserständen für die Umsetzung des operativen Hochwasserschutzes gefährdeter Bereiche von enormer Bedeutung. Je früher eine Warnung ausgegeben werden kann, desto früher können zielgerechte Abwehrmaßnahmen ergriffen und mögliche Hochwasserschäden effektiv reduziert werden. Allerdings ist die Vorhersage von Hochwasserständen sehr komplex, da in das Berechnungsmodell aktuelle bzw. vorhergesagte hydrologische und hydrometeorologische Messdaten eingebunden werden müssen. Aufgrund von möglichen Ungenauigkeiten in den Eingangswerten durch Messfehler und infolge der vereinfachten Abbildung natürlicher Vorgänge im Berechnungsmodell sind Wasserstandsvorhersagen grundsätzlich mit Unsicherheiten behaftet. Bei größeren Einzugsgebieten $>500 \text{ km}^2$ können Wasserstände in einem Zeitraum zwischen vier und maximal 24 Stunden vorhergesagt und daran anschließend bis zu 10 Tagen abgeschätzt werden. Im Hochwasserfall sollte die Abschätzung jedoch aufgrund sich ändernder Wetterentwicklungen maximal 48 Stunden betragen. (LFU-BW, 2019)

Abb. 2-8 zeigt Pegelwerte bei Maxau am Rhein mit den vorhergesagten und abgeschätzten Wasserständen sowie der Bandbreite an Schätzwerten auf Basis unsicherer Eingangsdaten für den Niederschlag.

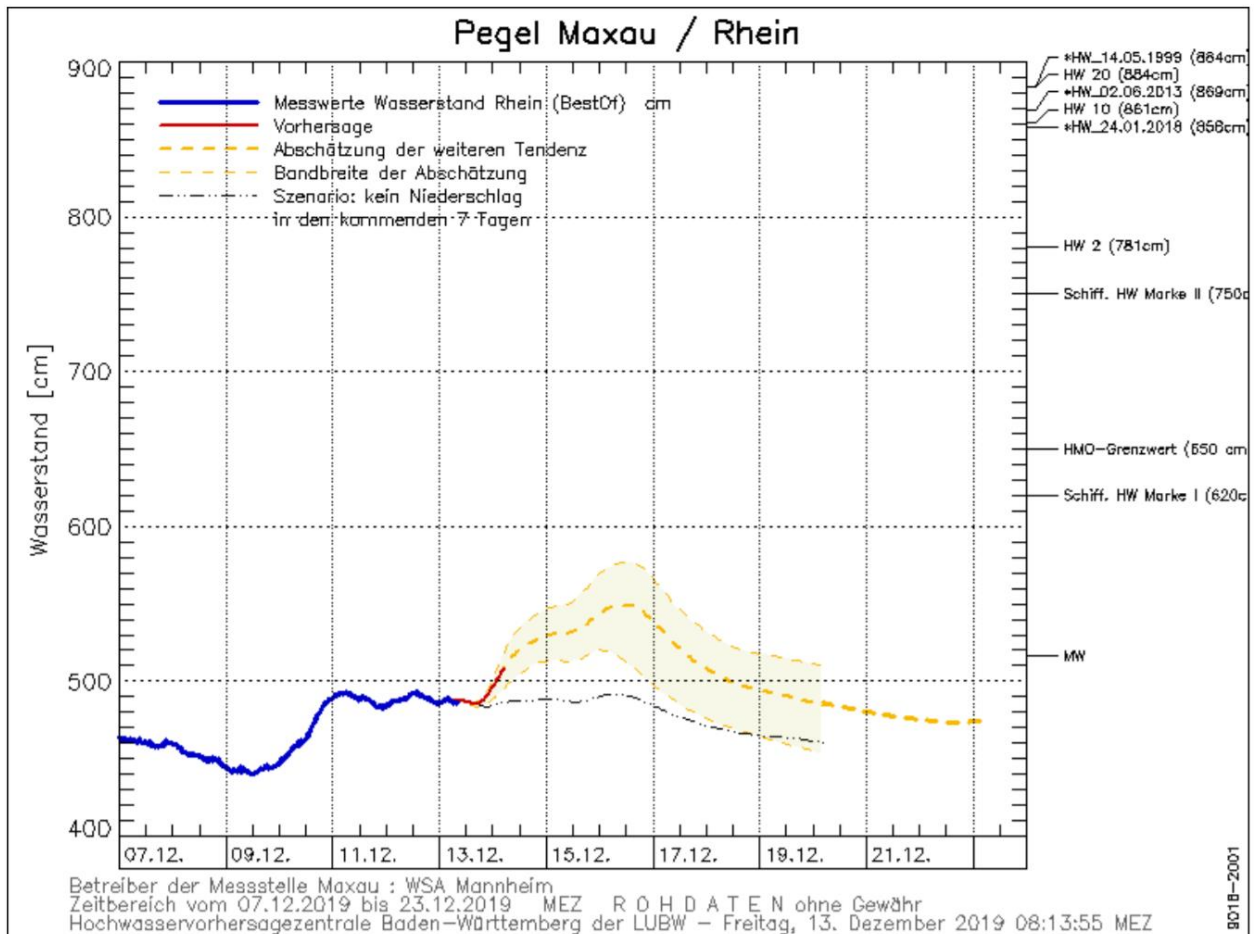


Abb. 2-8: Hochwasservorhersage am Pegel Maxau am Rhein vom 07.12.2019 bis 23.12.2019 (LFU-BW, 2019)

Bei kleinen Einzugsgebieten <500 km² können keine Vorhersagen, sondern nur Abschätzungen getroffen werden (LFU-BW, 2019). Dies spiegelt auch die Problematik bei Sturzfluten wider. Infolge hoher Niederschlagsintensitäten in kleineren Einzugsgebieten mit ggf. steileren Geländeneigungen fließt das Oberflächenwasser in kürzester Zeit ins Gewässer, so dass ein schneller und steiler Wasserspiegelanstieg erfolgt. In Abb. 2-9 ist die Abflussganglinie der Sturzflut im bayrischen Simbach im Jahr 2016 mit den zugehörigen Niederschlagsintensitäten dargestellt. Anfangs zeigt sich ein relativ geringer Wasserstandanstieg. Unmittelbar vor dem ersten extremen Anstieg lag ein Abfluss von ca. 3,0 m³/s am Pegel vor. Dies entspricht weniger als ein Drittel des mittleren Hochwasserabflusses von 10 m³/s (BLfU, 2020). Somit lag zu diesem Zeitpunkt noch keine offensichtliche Überschwemmungsgefahr vor. Entsprechende Meldestufen sind am Pegel Simbach am Simbach nicht hinterlegt. Unter Zugrundelegung der Definitionen in Tab. 2-1 kann bei einem Abfluss von 3 m³/s von einem kleinen Hochwasser ausgegangen werden, so dass entsprechend eine ständige Beobachtung der meteorologischen Lage und der Hochwassersituation erfolgen sollte. Infolge des lokal wirkenden Starkregens stieg der Wasserstand anschließend innerhalb von 3 Stunden von 0,60 m auf 1,85 m PNP an. Dies entspricht etwa einem Wasserstand eines HQ₁₀₀ von 1,95 m (Stahl, 2016) und erfordert somit eine erhöhte Hochwasserabwehr. Eine Mobilisierung der Einsatzkräfte und eine entsprechende Durchführung von Abwehrmaßnahmen inklusive des Transports des erforderlichen Materials zum Einsatzort, ist in der Kürze der Zeit selbst unter optimalen Bedingungen nahezu unmöglich.

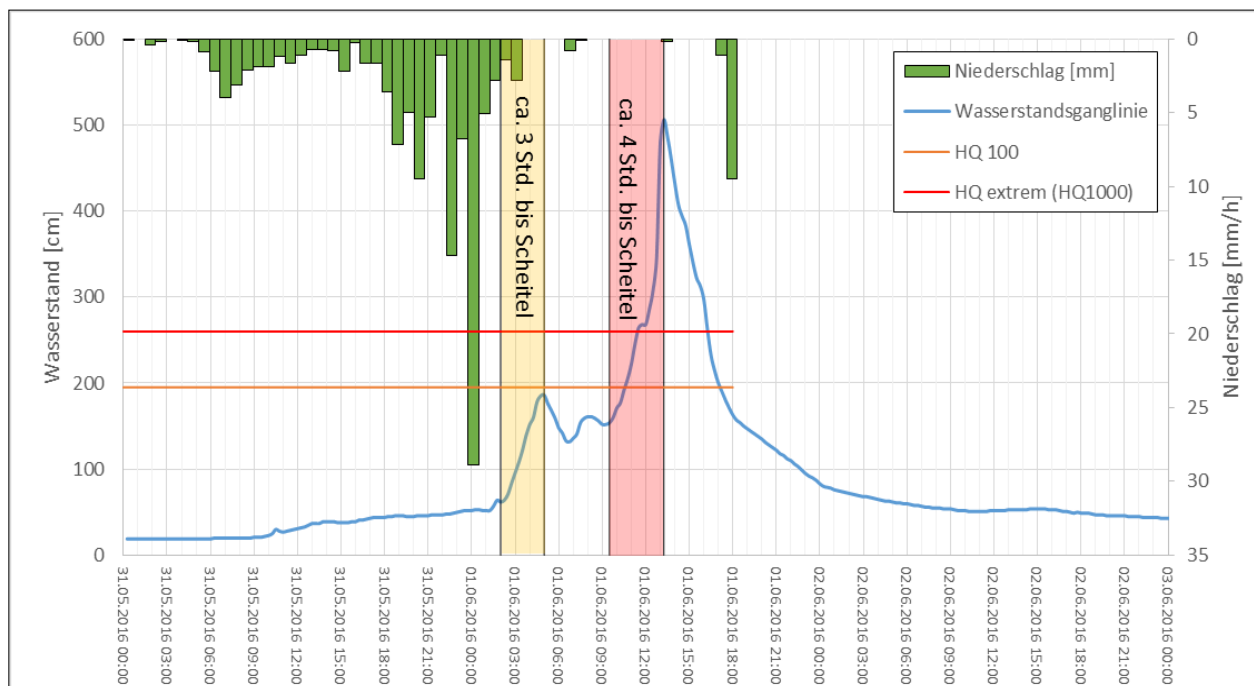


Abb. 2-9: Wasserstandsganglinie und Niederschlagswerte am Pegel Simbach in Simbach vom 31.05.2016 bis 03.06.2016 (Datenquelle: BLfU, 2017; DWD, 2020)

Nach Erreichen des ersten Hochwasserscheitels sank der Wasserstand kurzzeitig wieder ab. Als Grund hierfür wird eine Verklauung an einer Straßenunterführung angenommen. Hierdurch staute sich das Oberflächenwasser hinter dem Straßendamm auf und die extremen Wassermassen konnten nicht abgeführt werden. Der Wasserstand am Straßendamm stieg soweit an, dass dieser überströmte, versagte und die Wassermassen sturzflutartig nach Simbach flossen (IAN, 2017). Am Pegel wurde innerhalb kürzester Zeit der Wasserstand eines HQ extrem (HQ₁₀₀₀) von 2,60 m PNP (Stahl, 2016) erreicht, wobei der Scheitel des Hochwasserereignisses in kürzester Zeit sogar einen Wasserstand von rund 5,00 m PNP erreichte.

Der Verlauf des Hochwassers in Simbach im Juni 2016 verdeutlicht, dass ein operativer Hochwasserschutz unter maßgebendem Einsatz mobil einzusetzender Systeme bei einem entsprechenden, mit einem Starkregenereignis in einem kleinen Einzugsgebiet mit großen Gefälleneigungen einhergehenden Hochwasserereignis nicht realistisch ist. Erforderliche Vorwarnzeiten sind deutlich zu kurz und die in sehr kurzer Zeit sich aufbauenden Belastungen infolge des massiven Wasserstands sind enorm (Abb. 2-10). Die unter solchen Bedingungen zu ergreifenden Maßnahmen beschränken sich allein auf bautechnische Lösungen, die vor Eintreten einer Sturzflut umgesetzt werden können, sowie auf eine geplante Evakuierung der betroffenen Gebiete.

Die in der vorliegenden Arbeit behandelten mobilen Schutzsysteme kommen dagegen zum Einsatz, wenn infolge langanhaltender Hochwasserstände die Standsicherheit von Hochwasserschutzanlagen gefährdet ist bzw. wenn tiefliegende, besiedelte Gebiete durch langanhaltende Niederschläge und einer daraus resultierenden Überschwemmung bedroht sind. Wegen der erforderlichen längeren Vorwarnzeit werden im Folgenden lediglich

Hochwasserereignisse behandelt, die durch länger anhaltende Niederschläge geringerer Intensität sowie infolge von Schneeschmelzen entstehen.



Abb. 2-10: Sturzflut 2016 in Simbach; (BLfU, 2017)

2.2 Grundlagen zum Hochwasserschutz

Der Hochwasserschutz wird laut DIN 4047-2 „... als Gesamtheit der Maßnahmen des Gewässerausbaus durch Gewässerregelung und Bedeichung, der Hochwasserrückhaltung und/oder der baulichen Veränderungen an den zu schützenden Bauwerken und Anlagen, die dazu dienen, das Überschwemmungsgebiet zu verkleinern, den Hochwasserstand zu senken und/oder den Hochwasserabfluß zu ermäßigen“ definiert. Konkreter beschreibt die im Jahr 1995 veröffentlichte „Leitlinie für den zukunftsweisenden Hochwasserschutz“ der Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) nach Beschluss der Umweltministerkonferenz im Nachgang der Rheinhochwasserereignisse 1993 und 1995, wie ein nachhaltiger Hochwasserschutz anhand des 3-Säulen-Modells umgesetzt werden sollte. Die Handlungsbereiche des 3-Säulen-Modells unterteilen den Hochwasserschutz in den natürlichen Hochwasserrückhalt, den technischen Hochwasserschutz und die Hochwasservorsorge mit zugehörigen Maßnahmen (Tab. 2-2).

Tab. 2-2: 3-Säulen-Modell nach LAWA (1995)

Hochwasserschutz		
Natürlicher Wasserrückhalt	Technischer Hochwasserschutz	Hochwasservorsorge
<ul style="list-style-type: none"> • Wasserrückhalt in der Fläche • Wasserrückhalt in Gewässer und Aue 	<ul style="list-style-type: none"> • Hochwasserschutz durch Deiche und Mauern • Hochwasserschutz durch Rückhaltebecken und Talsperren 	<ul style="list-style-type: none"> • Flächenvorsorge • Bauvorsorge • Verhaltensvorsorge • Risikovorsorge

Nach dem Jahrhunderthochwasser an der Elbe im Jahr 2002 wurden die 3-Säulen der Leitlinie weiterentwickelt und angepasst, siehe Tab. 2-3. So wurde die Flächenvorsorge und der natürliche Wasserrückhalt zusammengefügt und detaillierter betrachtet; hieraus entstand die Säule "Hochwasser-Flächenmanagement". Andere Handlungsbereiche wurden hinzugefügt, wie der Objektschutz oder die Betrachtung des Gewässerausbaus und deren Unterhaltung.

Tab. 2-3: 3-Säulenmodell nach LAWA (2003)

Hochwasserschutz		
Hochwasser-Flächenmanagement	Technischer Hochwasserschutz	Hochwasservorsorge
<ul style="list-style-type: none"> • Flächenvorsorge für Hochwassergefährdete Gebiete <ul style="list-style-type: none"> – Festsetzung der Überschwemmungsgebiete – Berücksichtigung des Hochwasserschutzes in der Landes-, Regional- und Bauplanung – Angepasste Nutzung • Natürlicher Wasserrückhalt <ul style="list-style-type: none"> – Erhalt und Wiederherstellung von Retentionsräumen – Naturnahe Gewässerunterhaltung – Wasserrückhalt in der Fläche – Niederschlagsversickerung in Siedlungsgebieten 	<ul style="list-style-type: none"> • Deiche und Dämme • Stauanlagen mit Hochwasserrückhalteraum • Freihaltung der Hochwasserabflussquerschnitte • Gewässerausbau in Siedlungsgebieten • Hochwasserschutzmauern • Objektschutz 	<ul style="list-style-type: none"> • Bauvorsorge • Verhaltensvorsorge • Risikovorsorge

Im Jahr 2007 ist auf europäischer Ebene die Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, kurz

Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (EG-HWRM-RL), in Kraft getreten (s.a. Kapitel 2.3). Das Ziel der EG-HWRM-RL ist nach Artikel 1 "... einen Rahmen für die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken zur Verringerung der hochwasserbedingten nachteiligen Folgen auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das Kulturerbe und wirtschaftliche Tätigkeiten in der Gemeinschaft zu schaffen" (EU, 2007). Für die Umsetzung der EG-HWRM-RL wurde vom ständigen Ausschuss "Hochwasserschutz und Hydrologie" der LAWA (LAWA – AH) eine Empfehlung zur Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen (HWRM-PL) erstellt, in der die Handlungsbereiche weiter konkretisiert worden sind. (LAWA, 2013) Mit dem Übergang der Handlungsbereiche des Hochwasserschutzes zum Hochwasserrisikomanagement wurde auch das 3-Säulen-Modell überarbeitet und neben dem Hochwasser-Flächenmanagement, technischen Hochwasserschutz und der Hochwasservorsorge um die Zeit nach einem Hochwasserereignis komplementiert. Somit sind die Planungsinhalte für den Hochwasserschutz zusammenhängend und im Hochwasserrisikomanagement entsteht ein Kreislauf (Abb. 2-11). 2019 wurde durch die Empfehlungen zur Aufstellung, Überprüfung und Aktualisierung von Hochwasserrisikomanagementplänen (LAWA, 2019) die Empfehlung aus 2013 abgelöst. Eine Änderung der Handlungsbereiche für den Hochwasserschutz wurde in der Fortschreibung nicht durchgeführt. Insbesondere wurde die Herangehensweise zur Überprüfung der zu planenden und durchzuführenden Maßnahmen für den nachhaltigen Hochwasserschutz und die Aktualisierung der HWRM-PL implementiert.

In den aufgeführten Empfehlungen der LAWA wird der operative Hochwasserschutz nicht explizit genannt, auch ist eine offizielle Definition des operativen Hochwasserschutzes nicht aufgeführt. Wird jedoch die Bedeutung des Wortes "operativ" betrachtet, spricht man hier von *unmittelbar wirksam werden* oder *konkrete Maßnahmen treffen*. Dementsprechend kann der operative Hochwasserschutz als ad-hoc durchzuführende Maßnahme zum Schutz von Lebensräumen und Objekten vor Überschwemmungen sowie Verteidigungsmaßnahmen von versagensgefährdeten Hochwasserschutzeinrichtungen infolge Hochwasser beschrieben werden.

Bezogen auf die Empfehlungen der LAWA (2019) gliedert sich der operative Hochwasserschutz in den Bereich der Hochwasservorsorge ein, was zunächst widersprüchlich scheint. Werden jedoch die Handlungsbereiche des Maßnahmenkatalogs des LAWA Bund/Länder-Ausschusses Nord- und Ostsee (LAWA-BLANO) (LAWA, 2019) zur Aufstellung und Umsetzung der Hochwasserrisikomanagementpläne betrachtet, wird die Verankerung des operativen Hochwasserschutzes in die Hochwasservorsorge nachvollziehbar. Bestandteil der Hochwasservorsorge ist die Planung von Hilfsmaßnahmen sowie die Notfallplanung während eines Hochwasserereignisses (Abb. 2-11). Diese Aspekte werden im Folgenden näher betrachtet. Darüber hinaus wird der Fokus auf den technischen Hochwasserschutz gelegt, und hier, wegen der großen Bedeutung der Verteidigung von versagensgefährdeten Deichen im operativen Hochwasserschutz, insbesondere auf die Grundlagen des Deichbaus.

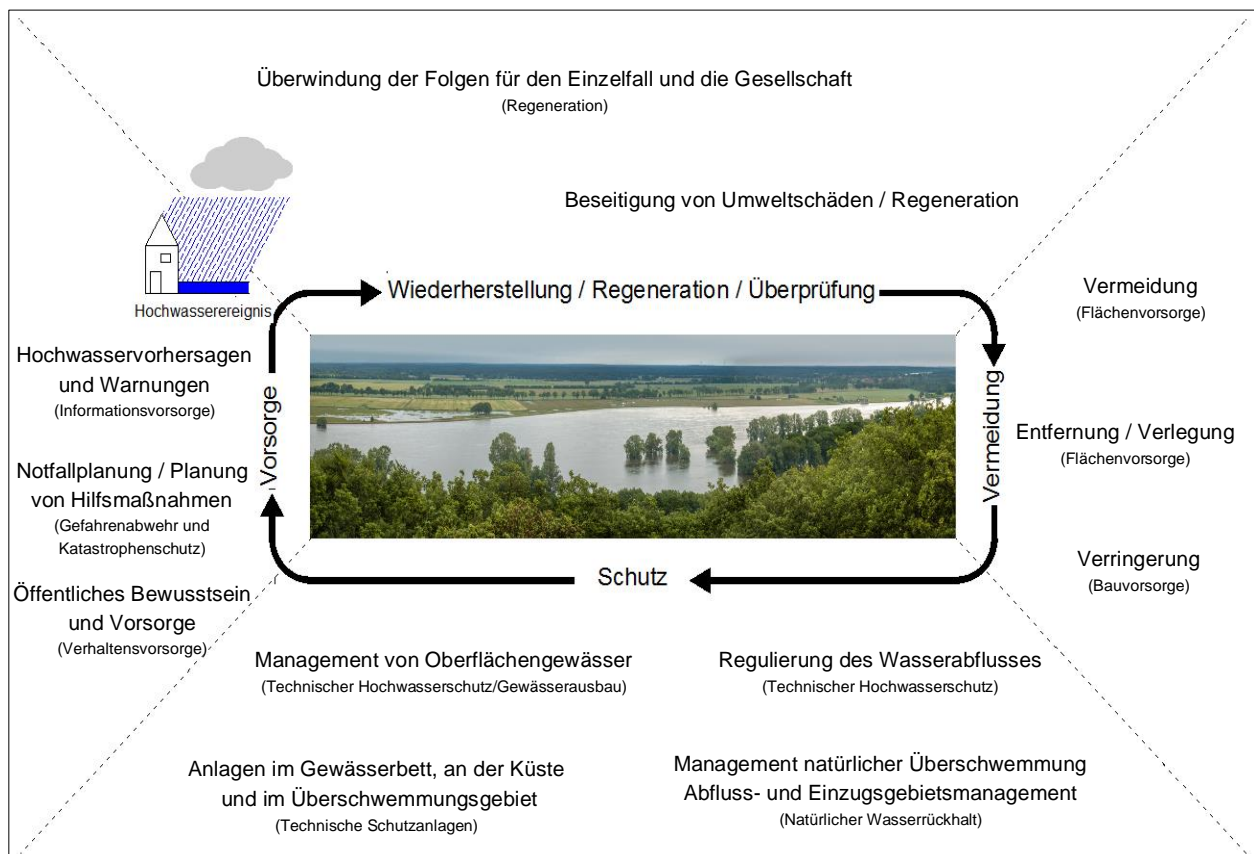


Abb. 2-11: Kreislauf des Hochwasserrisikomanagements (basierend auf LAWA, 2019)

2.2.1 Operativer Hochwasserschutz

Der operative Hochwasserschutz wird nach LAWA (2019) dem Handlungsbereich "Gefahrenabwehr und Katastrophenschutz" zugeordnet. Ein Ziel des Handlungsbereichs ist die Bereitstellung der notwendigen materiellen und personellen Ressourcen zur Durchführung von Verteidigungsmaßnahmen infolge Hochwasser sowie die gezielte Ausbildung von Einsatzkräften mit regelmäßig durchzuführenden Übungen der Abwehrmaßnahmen, so dass der "operative Hochwasserschutz" während eines extremen Hochwasserereignisses reibungslos umgesetzt werden kann. Um welche Ressourcen es sich dabei handelt, wird im Folgenden näher betrachtet.

2.2.1.1 Materielle Ressourcen

Bei materiellen Ressourcen handelt es sich um Gegenstände, die zum Schutz vor drohenden Gefahren infolge eines Hochwasserereignisses für Abwehrmaßnahmen verwendet werden. Herkömmlicherweise kommen hierfür Sandsäcke zum Einsatz, die sich seit Jahrzehnten im operativen Hochwasserschutz bewährt haben (BWK, 2005). Aufgrund ihrer flexiblen Einsatzmöglichkeit werden Sandsäcke im operativen Hochwasserschutz nicht nur für Deichverteidigungsmaßnahmen (Kapitel 4), sondern auch als Barriere zum Schutz tiefliegender besiedelter Gebiete vor Überschwemmungen (Kapitel 7), zum Verschließen von Lücken in Hochwasserschutzeinrichtungen oder im Objektschutz zum Schließen von Gebäudeöffnungen eingesetzt. Dabei handelt es sich um sandgefüllte Säcke, die aus unterschiedlichen Materialien

und Formen bestehen können (Abb. 2-12). Am häufigsten werden Jute- oder Kunststoffsäcke verwendet, die im leeren Zustand eine Größe von (b/h) 40 x 60 cm oder 30 x 40 cm aufweisen.



Abb. 2-12: Variation von Sandsäcken, Von links nach rechts: Sandsackschlauch, Tandemsandsack, PP-Sandsack (uv-beständig), PP-Sandsack, Jutesandsack (König, 2020)

Für einen ad-hoc Einsatz im operativen Hochwasserschutz sind große Mengen an Sandsäcken vorzuhalten. Beim Elbehochwasser 2013 wurden beispielsweise über 5 Millionen Sandsäcke verbaut (BMI, 2013), die aus entsprechenden Hochwasserschutzlagern, zum Teil bereits befüllt und auf Paletten gestapelt, direkt an den Einsatzort transportiert wurden. Aus Platzgründen und wegen der besseren Lagerfähigkeit leerer Sandsäcke, werden ungefüllte Sandsäcke in den Hochwasserschutzlagern vorgehalten, die im Einsatzfall zunächst zu sogenannten Sandsackfüllstationen geliefert werden. Hier werden sie mit Sand befüllt, verschlossen und auf Paletten gestapelt, um dann zum Einsatzort transportiert zu werden. Dieser Prozess ist insgesamt sehr zeitintensiv und erfordert eine große Anzahl nicht nur an materiellen, sondern auch an personellen Ressourcen.

Aufgrund der Anforderung, dass die Anpassungsfähigkeit der Sandsäcke beim Einbau gegeben sein muss und das Eigengewicht für die Handhabbarkeit sowie zum Schutz der Einsatzkräfte nicht zu hoch sein darf, werden Sandsäcke bis zur Hälfte der Höhe befüllt und im oberen Bereich (Handbreit von oben) geschlossen (Abb. 2-13). In Abhängigkeit von der Größe des Sandsacks und vom Füllmaterial sowie dessen Feuchtegehalts, liegt das Gewicht eines gefüllten Sandsacks zwischen 10 kg und 12 kg (THW, 2017).

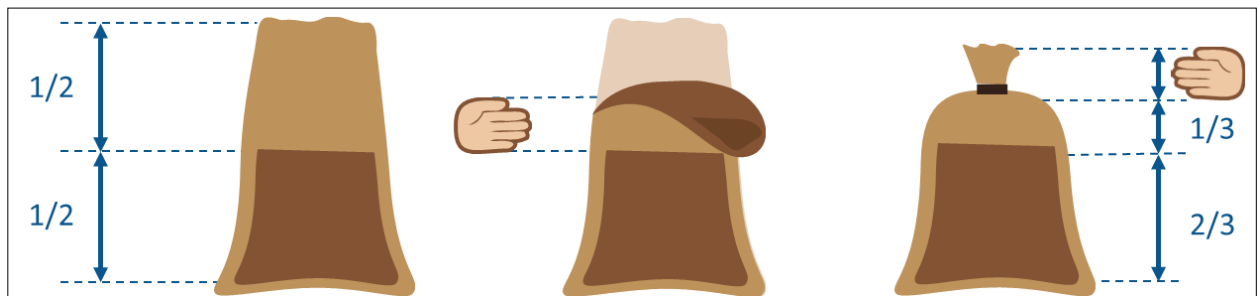


Abb. 2-13: Füllhöhe eines Sandsacks (Koppe, Lankenau, 2018a)

Sandsäcke können auf unterschiedliche Weise befüllt werden. Zum einen mit der Hand oder Schaufel oder auch mit speziellen Werkzeugen wie die Sandsackschaufel oder kleinerer Fülltrichtern (Abb. 2-14). Mit einfachen Mitteln können auch Hilfskonstruktionen errichtet werden, wie eine aufgebockte Leiter, die als Halterung von als Fülltrichter eingesetzten, abgeschnittenen Pylonen dient (Abb. 2-14). Durch diese einfachen Hilfen wird die körperliche Belastung der Einsatzkräfte reduziert und der Arbeitsablauf beschleunigt.



Abb. 2-14: Werkzeug zum Befüllen von Sandsäcken (links); Provisorische Hilfskonstruktion für die Sandsackbefüllung (rechts); (Fotos: Lena Lankenau)

Für eine effizientere Sandsackfüllung wurden zudem spezielle Vorrichtungen bzw. Maschinen entwickelt. So existieren Trichterkonstruktionen, die direkt an einem Lastkraftwagen-Kipper eingehängt werden können (Abb. 2-15). Dies ermöglicht eine Befüllung und Schließung von Sandsäcken unter ergonomischen Arbeitsbedingungen. Sind entsprechende Maschinenteknik und eine Stromversorgung an der Sandsackfüllstation vorhanden, können spezielle Maschinen zur Sandsackbefüllung eingesetzt werden (Abb. 2-15). Diese werden mit Hilfe eines Baggers von oben mit Sand beladen, während unten die Sandsäcke durch regulierbare Vorrichtungen befüllt werden. Auch hier sind ergonomische Arbeitsbedingungen gegeben, so dass eine Steigerung der Arbeitsleistung und auch der möglichen Arbeitsdauer der Einsatzkräfte gegeben sind.



Abb. 2-15: Vorrichtung eines Sandsackfülltrichters an einem Lastkraftwagen-Kipper (links); Sandsackfüllmaschine (rechts); (Fotos: Lena Lankenau)

Nach Befüllung der Sandsäcke sind sie zu verschließen. Die einfachste und schnellste Verschlussvariante ist der Umschlag – das obere Ende des Sandsacks wird umgeschlagen, so dass der befüllte Sandsack auf dem leeren oberen Teil aufliegt und somit den Austritt von Sand verhindert. Beim Transport und Verlegen der umgeschlagenen Sandsäcke ist jedoch darauf zu achten, dass sich der labile Verschluss nicht öffnet und das Füllmaterial nicht austritt. Andererseits können Sandsäcke auch mit einem am Sandsack integrierten Band verknotet werden (Abb. 2-12). Beim Tragen von Arbeitshandschuhen ist das Verknoten jedoch schwierig, so dass oftmals auf die Verwendung von Kabelbindern oder Betonbindendraht zurückgegriffen wird. Neben der händischen Schließung der Sandsäcke können auch spezielle Handnähmaschinen zum Einsatz kommen, wodurch der Schließvorgang wiederum optimiert werden kann.

Die Feuerwehr Hannover hat für die Sandsackbefüllung einen speziellen Abrollbehälter in Bereitschaft, der mit Hilfe eines Wechselladerfahrzeugs an den Einsatzort transportiert und abgeladen werden kann. Mit dem Abrollbehälter erfolgt der gesamte Befüllvorgang unter optimierten Bedingungen (Abb. 2-16). Einsatzkräfte können witterungsunabhängig und geschützt die Sandsäcke füllen und schließen, während ein Radlader die Sandsackfüllmaschine von außen mit Füllmaterial bestückt. Für einen effizienten Betrieb sind mindestens 14 Einsatzkräfte sowie ein Rad- oder Teleskoplader mit Sandschaufel und Palettengabel erforderlich. So können zirka 1.600 Sandsäcke pro Stunde gefüllt, verschlossen und abholbereit verladen werden (Lange et al., 2013). Hierbei ist jedoch zu beachten, dass bei einer Störung an der Maschine Ausfallzeiten entstehen, während denen keine weiteren Sandsäcke befüllt werden können bzw. wieder auf die händische Befüllung umgestellt werden muss. Leistungsangaben zur händischen Befüllung von Sandsäcken variieren in der Literatur stark. Die verschiedenen Deichverteidigungsbroschüren der Länder (LfU-BY, 2010; LHW, 2008; RP-H 2006; MUF-RLP, 2005) geben einen Wert für das Befüllen und Schließen von etwa 200 Sandsäcken/Stunde und 10 Helfern an, in Brandenburg wird dagegen eine Leistung von 400 Sandsäcken/Stunde und 10 Helfern angegeben (LUA, 2003). Im Projekt HWS-Bildung (Koppe, Lankenau, 2018a), das in Kooperation mit dem

Ausbildungszentrum des Technischen Hilfswerks THW in Hoya durchgeführt wurde, wurden neben Aufbauzeiten von Sandsackkonstruktion auch Befüllleistungen mit den Sandsackgrößen 30 x 60 cm und 40 x 60 cm (Leermaß) im Zuge praktischer Übungen ermittelt. Demnach befüllen 10 Personen rund 400 Sandsäcke pro Stunde und stellen diese für den Abtransport bereit. Diese Zahl ist auch in der aktuellen Fassung der Taschenkarte für Hochwasserschutz und Deichverteidigung eingegangen (THW, 2017).



Abb. 2-16: Abrollbehälter "Sandsackbefüllung" von der Feuerwehr Hannover mit integrierter Sandsackfüllmaschine und Nähmaschinen zum Schließen der Sandsäcke (Lange et al., 2013)

Insgesamt ist der logistische, materielle und personelle Aufwand vom leeren Sandsack bis hin zum verbauten Sandsack am Einsatzort erheblich. Abhilfe können hier grundsätzlich innovative Schutzsysteme schaffen, die sogenannten Sandsackersatzsysteme (SSES). Auf dem Markt befindet sich eine Vielzahl an verschiedenen SSES, die sich je nach notwendiger Abwehrmaßnahme in ihrer Funktion und Konstruktion unterscheiden. Generell können die meisten SSES direkt vom Lager an den Einsatzort transportiert und mit wenigen Mitteln und personellen Ressourcen aufgebaut werden. In Kapitel 3 und Kapitel 6 wird ausführlich auf die Funktionsweisen von SSES eingegangen.

In Bereichen, in denen es aus Platzgründen oder infolge der Nutzung nicht möglich ist, einen Hochwasserschutzdeich oder eine Hochwasserschutzwand zu errichten, kommen häufig speziell gegründete mobile Dammbalkenverschlüsse zum Einsatz (Abb. 2-17). Die Dammbalken gliedern sich nach dem Maßnahmenkatalog aus LAWA (2019) in den technischen Hochwasserschutz ein, der Aufbau geschieht jedoch operativ, sobald der Wasserstand bei einem Hochwasserereignis einen entsprechenden Schwellenwert erreicht und ist somit auch Bestandteil des operativen Hochwasserschutzes. Für einen schnellen Aufbau des Systems ist eine Lagerung der Dammbalken nahe des Einsatzortes von Vorteil.



Abb. 2-17: Mobiles Dammbalkensystem in Köln Rodenkirchen

Neben den beschriebenen Systemen sind im operativen Hochwasserschutz auch sämtliche Ausstattungen vorzuhalten, die für die Errichtung der Schutzsysteme notwendig sind wie Werkzeuge, Pumpen, Maschinen oder Vorrichtungen zur Sandsackfüllung.

2.2.1.2 Personelle Ressourcen

Einerseits wird Personal zur Planung und zum Management des Katastrophenschutzes einschließlich der Erstellung einer detaillierten Alarm- und Einsatzplanung benötigt. Andererseits erfordert insbesondere die Umsetzung des operativen Hochwasserschutzes einen hohen Personaleinsatz. Von besonderer Bedeutung sind die speziell für den Katastrophenfall ausgebildeten Einsatzkräfte von Behörden und Organisationen mit Sicherheitsaufgaben (BOS) sowie der Bundeswehr. Die Tätigkeiten können hauptberuflich wie bei den Berufsfeuerwehren oder auf freiwilliger Basis wie beim Technischen Hilfswerk durchgeführt werden. Zu den BOS zählen die folgenden Organisationen (BBK, 2019):

- Feuerwehren
- Katastrophenschutzbehörden der Länder
- Technisches Hilfswerk (THW)
- Bundespolizei
- Deutsche-Lebensrettungs-Gesellschaft (DLRG)
- Deutsches Rotes Kreuz (DRK)
- Arbeiter-Samariter-Bund (ASB)
- Johanniter-Unfall-Hilfe (JUH)
- Malteser Hilfsdienst (MHD)

Die Ausbildungsinhalte der BOS können je nach Organisation oder auch innerhalb einer Organisation aufgrund verschiedener Fachbereiche voneinander abweichen. Sie können technisch orientiert sein, bei der die Einsatzkräfte in der optimalen Einrichtung und den Betrieb einer Sandsackfüllstation bis zum fachgerechten Verbau von operativ einzusetzenden Hochwasserschutzsystemen ausgebildet werden. Andererseits können auch logistische Aspekte in der Ausbildung aufgegriffen werden. Hierzu gehört z. B. die Koordination des kontinuierlichen Nachschubs an Material für die Sandsackbefüllung an den einzelnen Sandsackfüllstationen

sowie die sachgerechte Verteilung der Sandsäcke oder anderer Schutzsysteme an den Einsatzorten.

Neben den ausgebildeten Einsatzkräften sind auch betroffene Anwohner besonders motiviert, Hilfe bei der Hochwasserabwehr zu leisten. Während extremer Hochwasserereignisse reisen darüber hinaus oft eine Vielzahl an freiwilligen ad-hoc-Helfern ohne bestimmte Zugehörigkeit zu einer Hilfsorganisation sowie ohne spezielle Ausbildung (Spontanhelfer oder ungebundene Helfer) zur Unterstützung in das gefährdete Gebiet. Zur zielgerechten und schadensfreien Einbindung solcher Spontanhelfer ist es erforderlich, deren Einsatz durch geschulte Einsatzkräfte zu koordinieren und die Arbeiten anzuleiten. Dementsprechend sind für Maßnahmen in der Deichverteidigung oder zum Schutz tiefliegender Siedlungsgebiete besonders bei extremen Hochwasserereignissen sehr viele Helfer im Einsatz, für die wiederum Unterkünfte, Verpflegungen, sanitäre Einrichtungen und medizinische Versorgungen organisiert und bereitgestellt werden müssen. Auch dies sind die Aufgabenfelder von Hilfsorganisationen der BOS.

2.2.2 Technischer Hochwasserschutz

Zum Handlungsbereich "Technischer Hochwasserschutz" zählen nach LAWA (2019):

- alle nachträglich durchzuführenden Maßnahmen in der Bauvorsorge zur Verringerung der Hochwasserschäden unmittelbar am oder im Gebäude sowie außerhalb des Objektes, die zum Zeitpunkt der Bauplanung nicht einbezogen wurden.
- Planung, Bau, Verstärkung und Unterhaltung von Schutzanlagen zum Hochwasserrückhalt und Stauanlagen (Polder, Talsperren, Rückhaltebecken) im und am Gewässer sowie für die Binnenentwässerung von Deichabschnitten.
- Ausbau, Ertüchtigung bzw. Neubau von Deichen, Hochwasserschutzwänden, Dünen, Strandwällen, Deichscharten, Siele und Sperrwerke. Festlegung und Einrichtung von Überlastungsstellen, Rückstauschutz und Gewährleistung der Binnenentwässerung (z. B. über Entwässerungsleitungen, Pumpwerke, Grobrechen, Rückstauklappen) sowie Einsatz mobiler Hochwasserschutzsysteme wie Dammbalkensysteme, Fluttore etc..
- Beseitigung von Engstellen und Abflusshindernissen im Gewässer (Brücken, Durchlässe, Wehre, sonstige Abflusshindernisse) und Vergrößerung des Abflussquerschnitts im Auenbereich, z. B. Maßnahmen zu geeigneten Abgrabungen im Auenbereich.
- Maßnahmen wie z. B. Entschlammung, Entfernen von Krautbewuchs und Auflandungen, Mäharbeiten, Schaffen von Abflussrinnen, Auflagen für die Bewirtschaftung landwirtschaftlicher Flächen, Beseitigung von Abflusshindernissen im Rahmen der Gewässerunterhaltung.

Die Umsetzung des vorsorgenden technischen Hochwasserschutzes umfasst viele Handlungsbereiche und ist dementsprechend umfangreich. Wenn der vorsorgende technische Hochwasserschutz in einem Hochwasserfall infolge Bauwerksmängeln oder Bauwerksüberlastung an seine Grenzen gerät und ein Stabilitätsversagen droht, kommt der operative Hochwasserschutz zum Tragen. Nach aktuellem Stand der Technik errichtete Hochwasserschutzdeiche können den Einwirkungen langanhaltender Hochwasserstände in der

Regel standhalten. Besonders bruchgefährdet sind jedoch Altdeiche, deren Aufbau sich von den modernen Deichen unterscheiden. Für den fachgerechten Aufbau einer Deichverteidigungsmaßnahme im operativen Hochwasserschutz (Kapitel 3) sind Kenntnisse der Deichbaugrundlagen von Bedeutung, die im Folgenden betrachtet werden.

2.2.2.1 Deicharten

Deiche sind künstliche, wallartige Bodenaufschüttungen mit einer befestigten Böschung (WasG SH, 2019). Sie werden bereits seit dem frühen Mittelalter längsseits von Flüssen als Schutz des Hinterlandes gegen Überschwemmungen errichtet (Schmidt, 2000). Im Gegensatz zu Staudämmen, die ein Gewässer dauerhaft einstauen, sind Deiche nur während eines Hochwasserereignisses zeitweise eingestaut. Allerdings können besonders an größeren Flüssen, insbesondere am Unterlauf, Einstauzeiten von mehreren Wochen auftreten (DWA, 2011).

Hochwasserschutzdeiche werden nach ihrer Funktion und Lage unterschieden. Zu den am häufigsten verwendeten Bezeichnungen gehören neben dem Hauptdeich der Schardeich, Vorlanddeich sowie der Schlafdeich. Weitere Deicharten sind in Abb. 2-18 dargestellt.

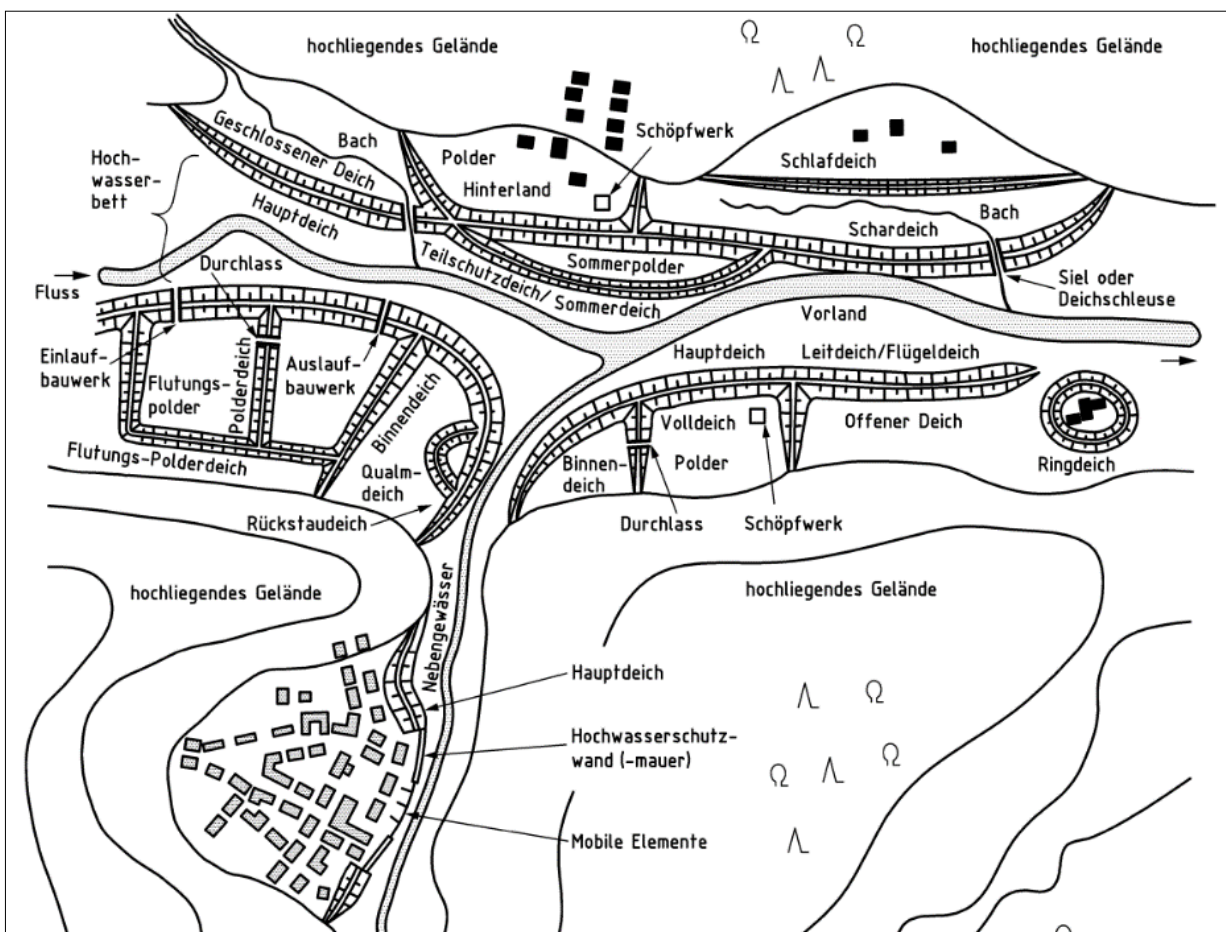


Abb. 2-18: Hochwasserschutzanlagen (DIN 19712)

Der Hauptdeich beschreibt die erste Deichlinie und wird entsprechend für das jeweilige Schutzziel des Hinterlandes bemessen. Hier wird zwischen zwei Ausbildungsarten bzw. Lagen des Deiches

unterschieden. Zum einen kann der Deich als Vorlanddeich und zum anderen als Schardeich errichtet werden. Bei einem Vorlanddeich ist ein vorgelagertes bewachsenes Gelände mit einer Höhenlage über Mittelwasser zwischen der Uferlinie und der wasserseitigen Böschung des Deiches vorhanden. Dieses fungiert als Überflutungsraum während eines Hochwasserereignisses. Nach DIN 19712 ergibt sich die Mindestbreite des Deichvorlands aus dem hydraulisch erforderlichen Durchflussquerschnitt und ist dementsprechend ortsabhängig zu betrachten. Die Bepflanzung des Deichvorlands mit Büschen oder Gehölz kann ökologisch vom Vorteil sein. Gehölz bietet zudem Schutz vor Eisschäden an der Deichböschung, ist jedoch aufgrund der Durchwurzelungsgefahr des Hochwasserschutzdeichs nur mit einem Mindestabstand zum Deichfuß von 10 m zulässig. Mit der Bepflanzung erhöht sich auch die Rauigkeit der Oberfläche im Gewässerquerschnitt und verringert somit die Fließgeschwindigkeit im Deichvorland, wodurch die Gefahr der äußeren Erosion an der Deichböschung abgemindert wird.

Der scharliegende Hauptdeich liegt in unmittelbarer Nähe zum Flussufer und weist somit kein schützendes Vorland auf. Aus diesem Grund ist besonders auf die Befestigung der wasserseitigen Böschung zu achten, da diese durch erhöhte Strömungsbelastung und ggf. durch Wellenschlag während des Hochwasserereignisses belastet wird (DWA, 2011).

Bei einem Versetzen der ersten Hauptdeichlinie näher an das Gewässer, verliert der ältere Deich die bisherige Aufgabe und wird fortan als Schlafdeich bezeichnet. Wenn die erste Hauptdeichlinie im Hochwasserereignis zu versagen droht, kann der Schlafdeich als zweite Deichverteidigungslinie aktiviert werden (DWA, 2011).

2.2.2.2 Klassifizierung von Deichen an Fließgewässern

Die Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) ordnet Deiche in unterschiedliche Klassen ein, um eine Orientierungshilfe für die zu stellenden Anforderungen an Deiche zu erhalten (DWA, 2011). In Tab. 2-4 sind die Deichklassen in Abhängigkeit von der Höhe des Schadenspotentials aufgelistet. Das Schadenspotential beschreibt die Werte in hochwassergefährdeten Gebieten, die durch ein Hochwasser geschädigt werden können. Hierzu gehören Sachwerte, aber auch die Gefährdung von Mensch und Tier, Landschaft und Natur. Weiterhin ist die Deichhöhe ein Bestandteil der Klassifizierung. Als Deichhöhe wird der vertikale Abstand zwischen der binnenseitigen Geländehöhe am Deichfuß und dem höchsten Punkt der Deichkrone definiert (Abb. 2-19).

Tab. 2-4: Klassifizierung von Deichen an Fließgewässern nach Höhe und Schadenspotential (DWA, 2011)

Deichklasse		Schadenspotential		
		hoch	mittel	gering
Deichhöhe h	≥ 3 m	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 2
	$3 \text{ m} > h \geq 1,5$ m	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3
	$1,35 \text{ m} > h > 0$ ¹⁾	Klasse 1	Klasse 3	Klasse 3

ANMERKUNG
 Im Falle langer Einstaudauern und/oder bei Böschungsneigungen 1:n = 1:2 und steiler kann der Deich in eine höherwertige Klasse eingeordnet werden. Bei kurzer Einstaudauer und/oder flacher Böschungsneigung (m>3) kann eine geringer wertige Einstufung erfolgen.
 1) Geringste Deichhöhe = 0 m, weil der Deich unter Umständen an höher liegendes Gelände anschließt.

In Abhängigkeit von der Lage und Nutzung des zu schützenden Gebiets können die Objektkategorien in unterschiedliche Schadenspotentiale eingestuft werden. Je nach Höhe des Schadenspotentials können den Objektkategorien wiederum Anhaltswerte von statistischen Wiederkehrintervallen eines Extremhochwasserereignisses zugeordnet werden. Mit dem Wiederkehrintervall wird die Häufigkeit des Bemessungshochwasserstands (BHW) für das betrachtete Gebiet in einem gewissen Zeitraum beschrieben. Je höher das Schadenspotential ist, desto größer ist das Wiederkehrintervall für die Bemessung der Hochwasserschutzanlage zu wählen (Tab. 2-5).

Tab. 2-5: Objektkategorien und mögliche Zuordnung von Schadenspotentialen sowie Anhaltswerte für das Wiederkehrintervall (DWA, 2011)

Objektkategorie	Schadenspotential	Anhaltswerte für das maßgebende mittlere statistische Wiederkehrintervall T_n in Jahren ¹⁾
Sonderobjekte mit außergewöhnlichen Konsequenzen im Hochwasserfall	hoch	im Einzelfall zu bestimmen ²⁾
Geschlossene Siedlung	hoch	ca. 100 ²⁾
Industrieanlage	hoch	ca. 100 ²⁾
Überregionale Infrastrukturanlagen	hoch	ca. 50 bis 100
Einzelgebäude, nicht dauerhaft bewohnte Siedlung	mittel	ca. 25
Regionale Infrastrukturanlagen	mittel	ca. 25
Landwirtschaftlich genutzte Flächen ³⁾	gering	bis 5
Naturlandschaft	gering	-

ANMERKUNG
 1) Die jährliche Eintrittswahrscheinlichkeit entspricht dem reziproken Wert des Wiederkehrintervalls
 2) In der Praxis sind auch Wiederkehrintervalle von 500 Jahren begründbar und bereits umgesetzt worden
 3) In der Regel ist eine der Situation angepasste Landwirtschaft zu betreiben

2.2.2.3 Deichaufbau und Deichgeometrien

Durch Begradigungen des natürlichen Flusslaufs zur Verbesserung der Schifffahrtsbedingungen oder zum Schutz von Siedlungsgebieten vor Überflutung veränderten sich auch die natürlichen Überschwemmungsgebiete an Flüssen. Mit diesen Änderungen wurde die Hochwasserabflusscharakteristik der Gewässer stark verändert. So führen Flussbegradigungen zu einer Erhöhung des Sohlgefälles und somit zu einer Zunahme der Abflussgeschwindigkeiten. Infolge von Eindeichungen verkleinert sich der Fließquerschnitt, woraus erhöhte Wasserstände bei Hochwasserereignissen resultieren. Mit steigenden Belastungen ist grundsätzlich auch die Geometrie und der Aufbau von Schutzdeichen anzupassen.

Ein Bestandteil der Standsicherheit von Deichen ist die Deichgeometrie, die durch Deichhöhe, land- und wasserseitige Böschungsneigung sowie Kronenbreite beschrieben wird. Zur Erhöhung der Standsicherheit können zudem Bermen angeordnet werden. Darüber hinaus erleichtern Bermen die Unterhaltung, Überwachung und die Deichverteidigung, sofern die Berme in Verbindung mit einem Deichweg errichtet wird. Je breiter die Deichkrone und je geringer die Neigung der Böschung, desto höher ist der Widerstand des Bauwerks bei Hochwasser. Grundsätzlich sollte die Böschungsneigung eines Binnendeichs nicht steiler als 1:3 und die Deichkrone mindestens drei Meter breit sein (DIN 19712). In Abb. 2-19 ist eine schematische Darstellung eines Flussdeichs mit zugehörigen technischen Begriffen dargestellt, die in Tab. 2-6 näher erläutert werden.

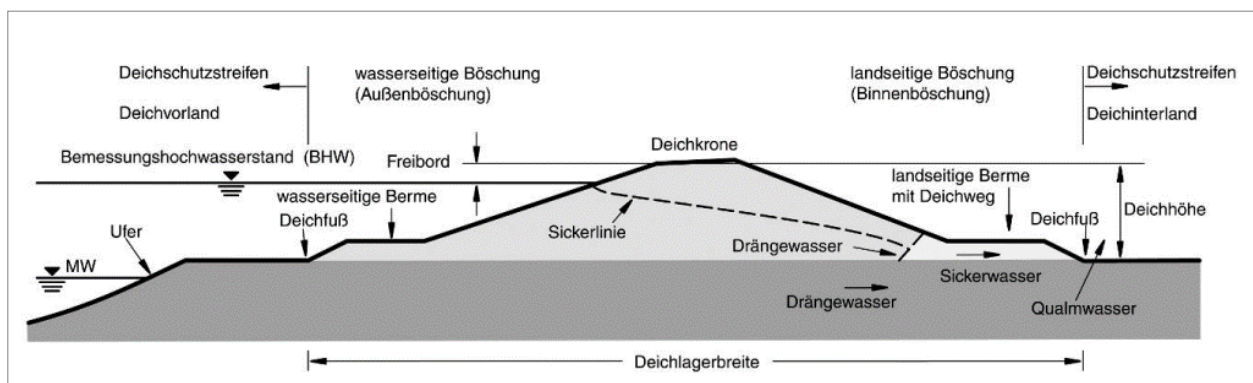


Abb. 2-19: Begriffe bei Deichen an Fließgewässern (DWA, 2011)

Tab. 2-6: Erläuterung von Deichbegriffen (DWA, 2011)

Begriff	Erklärung
Außenböschung	Wasserseitige geneigte Seitenfläche des Deiches
Binnenböschung	Landseitige geneigte Seitenfläche des Deiches
Deichfuß	Unterer Bereich der Deichböschung am Übergang zum Gelände (außen- binnenseitiger Deichfuß)
Deichhinterland	Dem Deich landseitig vorgelagerte Fläche
Deichhöhe	Vertikaler Abstand zwischen der binnenseitigen Geländehöhe am Deichfuß und dem höheren wasserseitigem Punkt der Deichkrone
Deichkrone	Oberer Abschluss eines Deiches zwischen Außen- und Binnenböschung entlang der Deichlinie
Deichlager	Vom wasserseitigen bis zum landseitigen Deichfuß reichende Aufstandsfläche des Deichkörpers
Deichschutzstreifen	Streifen an dem landseitigen und wasserseitigen Böschungsfuß, die der Deichüberwachung und -verteidigung dienen. Sie unterliegen Beschränkungen hinsichtlich der Nutzung
Deichvorland	Dem Deich wasserseitig vorgelagerte Fläche bis zum Fließgewässer
Deichweg / Deichverteidigungsweg	Befestigter Weg entlang der Binnenseite des Deiches, der auch bei höheren Binnenwasserständen nicht überflutet wird; Er dient der Deichunterhaltung und der Deichverteidigung
Drängewasser	Unterhalb der Sickerlinie den Deich und den Untergrund unter Druck durchströmendes Wasser
Freiboard	Senkrecht gemessener Abstand zwischen dem Bemessungshochwasserstand und der Deichkrone auf der Wasserseite
Deichberme	Fast horizontaler, meist schwach zum Böschungsfuß geneigter Absatz in der Deichböschung oder am Deichfuß, bisweilen als Fahrweg ausgebaut (Außen- Binnenberme)
Qualmwasser	Auf der Binnenseite des Deiches austretendes Drängewasser
Sickerlinie	(Grund-) Wasserspiegellinie im Deichkörper, die durch eindringendes und durchströmendes Sickerwasser entsteht
Sickerwasser	Das gesamte den Deich durchströmende Wasser

In flussnahen Bereichen ist oftmals unterhalb der Geländeoberfläche eine gering durchlässige Bodenschicht (Auelehm) vorzufinden, die durch Ablagerung feinkörniger Flusssedimente im Überschwemmungsgebiet von Hochwasserereignissen entstanden sind. Unterlagert werden die gering durchlässigen Schichten von durchlässigeren Sanden bzw. Kiesen.

In Abb. 2-20 ist die Entwicklung des äußeren Deichaufbaus vom Mittelalter bis etwa zum Stand der DIN 19712 von 1997 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass über die Jahrhunderte hinweg beträchtliche Änderungen der Deichgeometrie stattgefunden haben, die Reaktionen auf Deichbrüche darstellen sowie auf geänderte Bemessungsgrundlagen für den Deichbau zurückzuführen sind. Nicht allein die Deichhöhe, sondern auch die Böschungsneigungen haben sich verändert. Aufgrund dessen vergrößerte sich der Deichquerschnitt deutlich und es wurde immer mehr Bodenmaterial für den Deichbau benötigt.

Weiterhin ist der innere Aufbau eines Deiches maßgebend für dessen Standsicherheit. Der strukturelle Aufbau des Deichs ist auch immer abhängig von der örtlichen Materialverfügbarkeit. Unterschieden wird zwischen homogenen und zonierten (gegliederten) Deichquerschnitten. Die Standsicherheit wird durch die Durchsickerung und Durchströmung des Deichkörpers beeinflusst, welche abhängig ist vom Aufbau des Deichkörpers. Liegt ein nichtbindiger Boden vor und ist keine spezielle Dichtung im Deich vorgesehen, so kann der Deich beim Einstau schneller durchströmt werden und es stellt sich relativ schnell eine hoch liegende Sickerlinie ein. Wird der Deich jedoch in bestimmten Bereichen (Zonen) mit bindigem, nahezu wasserundurchlässigem Boden hergestellt, so entsteht eine dichtende Wirkung im Deich und die Durchströmung wird reduziert. Bei der Wahl des Deichaufbaus spielt nicht nur die erwartete Höhe des Hochwasserstands, sondern auch die Dauer der Hochwasserwelle bzw. die Einstauzeit des Deichs eine wichtige Rolle.

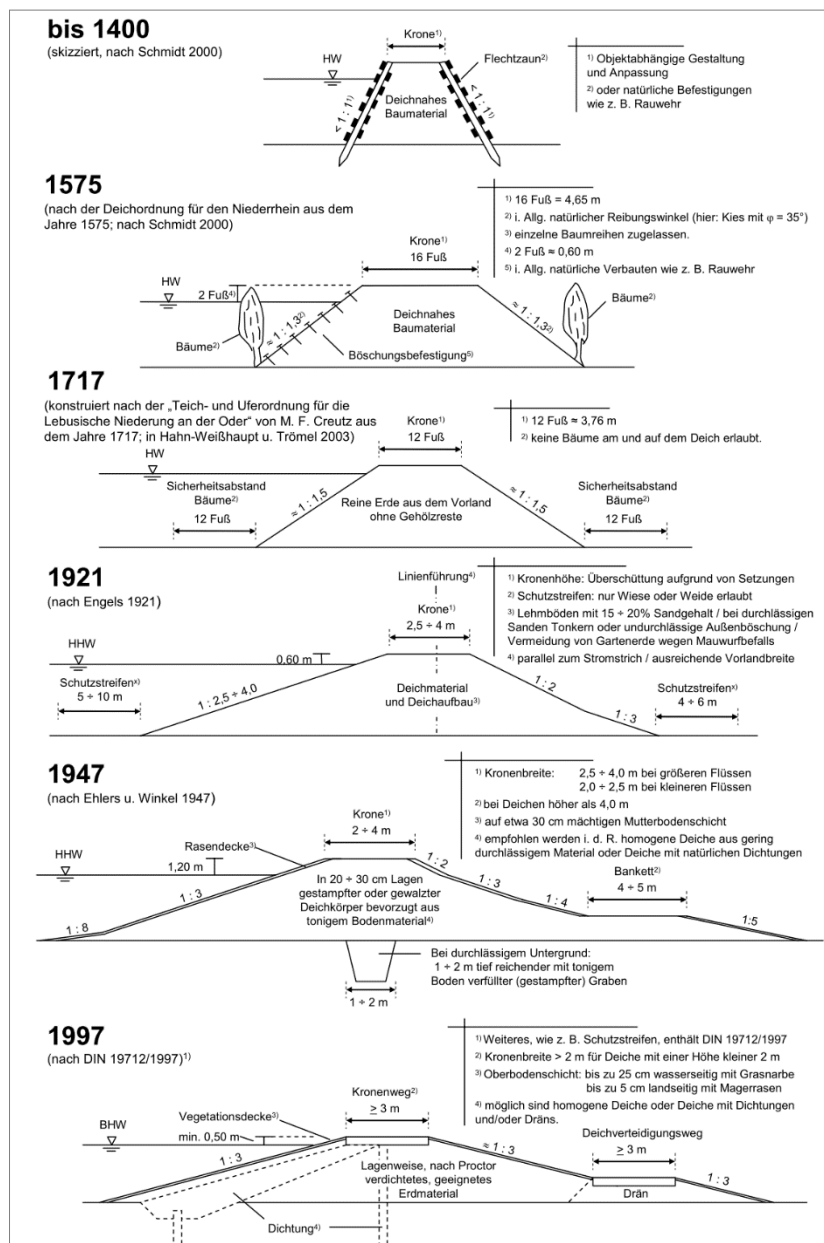


Abb. 2-20: Deichbauten vom Mittelalter bis zum Stand der DIN 19712/1997 (Haselsteiner, 2007)

Im Weiteren werden der homogene Deich sowie der Zwei-Zonen-Deich und der Drei-Zonen-Deich näher erläutert.

2.2.2.3.1 Homogener Deich

Der Deichquerschnitt eines homogenen Deichs besteht nur aus einem Stützkörper (St), welcher mehr oder weniger aus einem einheitlichen Material besteht und unmittelbar an den Untergrund (U) angrenzt (Abb. 2-21).

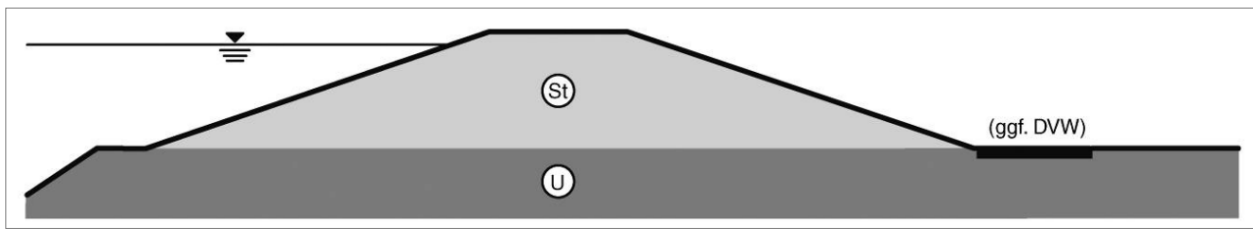


Abb. 2-21: Homogener Deich (DWA, 2011)

Homogene Deiche können aus rolligen und bindigen Bodenmaterialien errichtet werden, wobei die Durchströmung von Sickerwasser bei Deichen mit rolligen Böden weitaus höher ist als bei bindigen Böden. Aufgrund eines schnelleren Durchströmens von Sickerwasser besteht die Gefahr von Erosionen an der Binnenböschung, welche zum Versagen des Deichs führen können. Überwiegend wird der Deich aus feinkörnigem bis gemischtkörnigem mineralischem Deichbaustoff mit plastischen Eigenschaften errichtet, der zugleich die Dichtfunktion des Deichkörpers übernimmt (DWA, 2011). Für die Errichtung eines homogenen Hauptdeichs werden sehr große Mengen an bindigen Böden benötigt. Aufgrund von mangelndem Vorkommen und hohen Materialkosten dieser Böden sowie wegen der schwierigen Verarbeitung großer Mengen bindigen Materials bei ungünstigen Witterungsbedingungen, werden heutzutage äußerst selten homogene Deiche als Hauptdeiche an Flüssen neu errichtet (BMLFUW, 2007). Allerdings weisen bestehende Altdeiche oftmals einen homogenen Aufbau auf. In Kapitel A.4.2.2 wird auf den Aufbau unterschiedlicher Altdeiche näher eingegangen. Als Binnendeiche oder Polderdeiche mit geringen Deichhöhen zur Begrenzung von Überflutungsräumen hinter der ersten Deichlinie werden homogene Deiche jedoch durchaus auch heute noch errichtet (DWA, 2011).

Nach dem Merkblatt DWA M 507-1 (DWA, 2011) werden homogene Deiche der Klasse 3 zugeordnet, siehe Tab. 2-4.

2.2.2.3.2 Zwei-Zonen-Deich

In Abb. 2-22 ist der Querschnitt eines Zwei-Zonen-Deichs dargestellt, der weitgehend identisch wie der homogene Deich aufgebaut ist. Der Unterschied liegt jedoch am stark durchlässigen Dränkörper (Dr), der auf der Landseite angeordnet ist und zur Entwässerung des Deiches dient. Mit dem Dränkörper wird eine Senkung der Höhe der Sickerwasserlinie im Deichinneren erzielt, was sich positiv auf die Standsicherheit des Deichkörpers auswirkt (LfU-BW, 2005). Wie beim homogenen Deich übernimmt der Stützkörper (St) auch hier die dichtende Funktion auf der Wasserseite des Deichs. Beide Zonen grenzen unmittelbar an den Untergrund (U) an. Dieser Querschnitt ist für Deiche der Klasse 1 und 2 nach dem Merkblatt DWA M 507-1 (DWA, 2011) sowie für kurze und lange Einstaudauern geeignet, siehe Tab. 2-4. Nachteilig ist auch hier die große Menge des benötigten dichtenden Bodenmaterials.

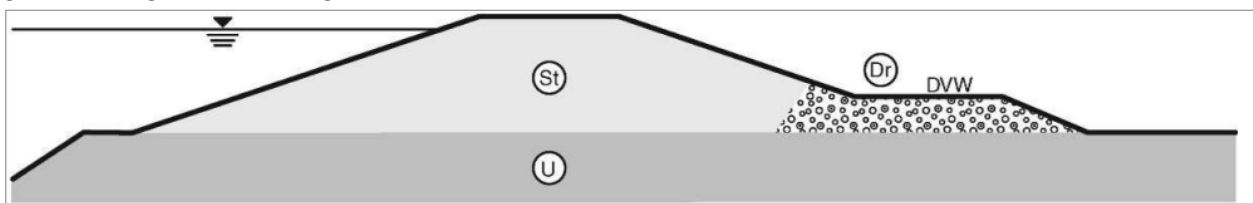


Abb. 2-22: Zwei-Zonen-Deich (DWA, 2011)

2.2.2.3.3 Drei-Zonen-Deich

Nach dem heutigen Stand der Technik werden Hochwasserschutzdeiche als Drei-Zonen-Deiche errichtet (Abb. 2-23). Hierbei ist darauf zu achten, dass die Zonen von der Wasserseite zur Landseite stetig mit zunehmender Durchlässigkeit hergestellt werden. Der Deich besteht wie bei einem Zwei-Zonen-Deich aus einem Stützkörper (St) und einem landseitig angeordneten stark durchlässigen Dränkörper (Dr). Zusätzlich befindet sich eine Dichtungsschicht (Di) an der Wasserseite, die möglichst an einen gering durchlässigen Untergrund anzuschließen ist. Die Verbindung kann ggf. auch mittels einer Untergrunddichtung (W) erfolgen, wenn sich der gering durchlässige Untergrund (U') in einer tieferen Ebene befindet.

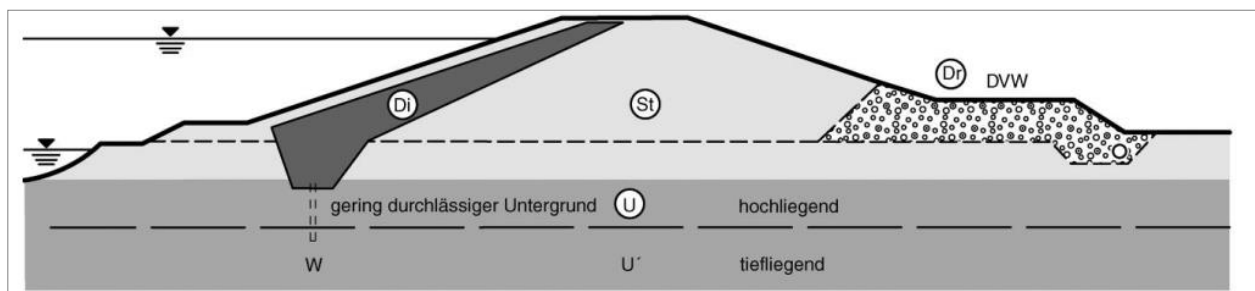


Abb. 2-23: Drei-Zonen-Deich (DWA, 2011)

Der Vorteil des Drei-Zonen-Deichs liegt zum einen an der Art des benötigten Materials, da der Stützkörper nicht als Dichtung fungiert und somit aus nichtbindigem Material hergestellt werden kann. Dadurch werden die Herstellungskosten aufgrund der Minimierung des Anteils an bindigem Boden gesenkt und der Bauablauf wird vereinfacht. Zum anderen wird die Entwässerung des Deichkörpers durch den durchlässigen Stützkörper verbessert und die Standsicherheit des Deichs wird erhöht.

2.2.2.4 Verwendetes Bodenmaterial im Deichbau

Der primär eingesetzte Baustoff im Deichbau ist aus dem Planungsgebiet entnommener Boden, insofern es die benötigte Kornzusammensetzung erfüllt und ein ausreichendes örtliches Vorkommen aufweist. Hierbei wird zwischen bindigen und nichtbindigen Böden differenziert. Ob der Boden ein bindiger oder ein nichtbindiger Boden ist, ist von der Korngröße und vom plastischen Verhalten abhängig. In grober Annäherung kann gesagt werden, dass die Körnung eines nichtbindigen Bodens mit bloßem Auge erkannt werden kann und die Körnung eines bindigen Bodens nicht (Abb. 2-24) (Schmidt et al., 2017).

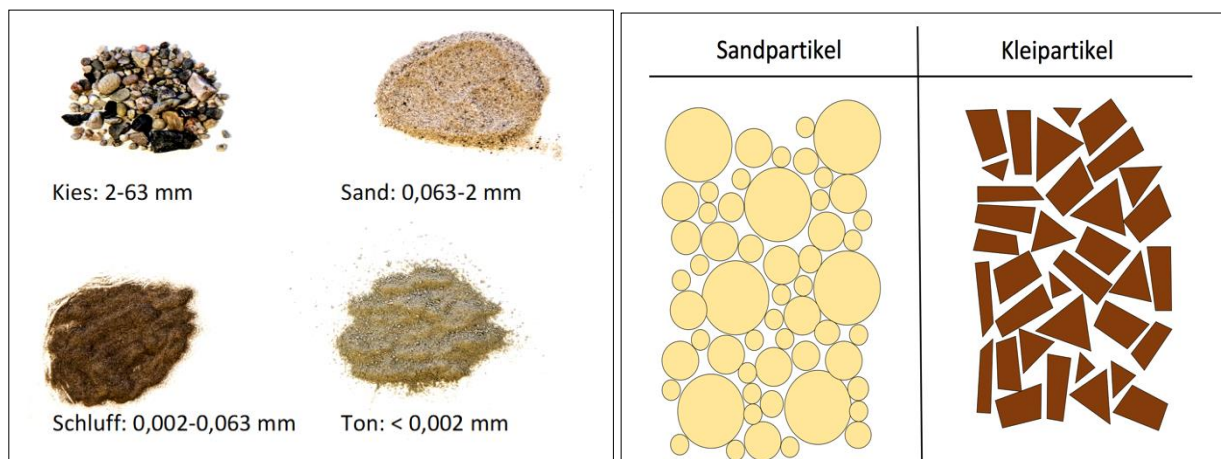


Abb. 2-24: Links: Vergleich zwischen nichtbindigen Böden (oben) und bindigen Böden (unten); rechts: Vergleich der Struktur von Sand (links) und Klei (rechts)

Weiterhin unterscheidet sich die Struktur der Böden im Aufbau der einzelnen Bodenpartikel. In Abb. 2-24 ist die Struktur eines Sandes und die eines Kleibodens gegenübergestellt. Hierbei wird deutlich, dass der sandige nichtbindige Boden aus unterschiedlich großen rolligen Körnern besteht, die ineinander verzahnt sind. Mit der Verzahnung entsteht eine Reibung zwischen den Körnern, die für die Tragfähigkeit des Bodens von wesentlicher Bedeutung ist. Dieser Boden kann kein Wasser halten und ist aufgrund dessen stark durchlässig. Zudem treten zwischen den einzelnen Körnern normalerweise keine Anziehungskräfte auf. Eine Ausnahme wird im feuchten Zustand hervorgerufen. Hierbei bewirken Kapillarspannungen, die durch kapillare Oberflächenkräfte des Porenwassers hervorgerufen werden, ein zusätzliches Aneinanderdrücken der Bodenkörner, wodurch die Scherfestigkeit erhöht wird. Sowohl bei vollständiger Wassersättigung als auch beim Austrocknen des Bodens verschwinden die Kapillarkräfte und damit auch die sogenannte scheinbare Kohäsion.

Der bindige Kleiboden weist einen plättchenartigen Aufbau auf und es wirken durch die tonigen Bestandteile Haftkräfte (Kohäsion) im Korngefüge, die den Boden zusammenhalten. Angesichts der Beschaffenheit der Plättchen kann der Boden Wasser aufnehmen und halten, jedoch nimmt mit zunehmendem Sättigungsgrad des Bodens die Kohäsionskraft ab. Dementsprechend ist auch die Tragfähigkeit eines bindigen Bodens stark vom Wassergehalt abhängig. Bindige Böden wirken, im Gegensatz zu den nichtbindigen Böden, der Durchsickerung von anfallendem Wasser entgegen.

In Abb. 2-25 ist ein Körnungsdiagramm mit drei unterschiedlichen Körnungslinien dargestellt. Nach DIN 1054 liegt die Grenze zwischen einem bindigen- und nichtbindigen Boden bei einer Korngröße von 0,063 mm. Laut DIN 18196 werden nichtbindige Böden mit einer Beimengung von 5 % Schluff und Ton noch als reine Sande und Kiese bezeichnet. Steigt der Anteil auf 5-10 %, erhält der Boden eine leicht bindige Eigenschaft. Ab einem Massenanteil von 15-20 % Ton und Schluff zeigen Böden ein deutlich bindiges Verhalten.

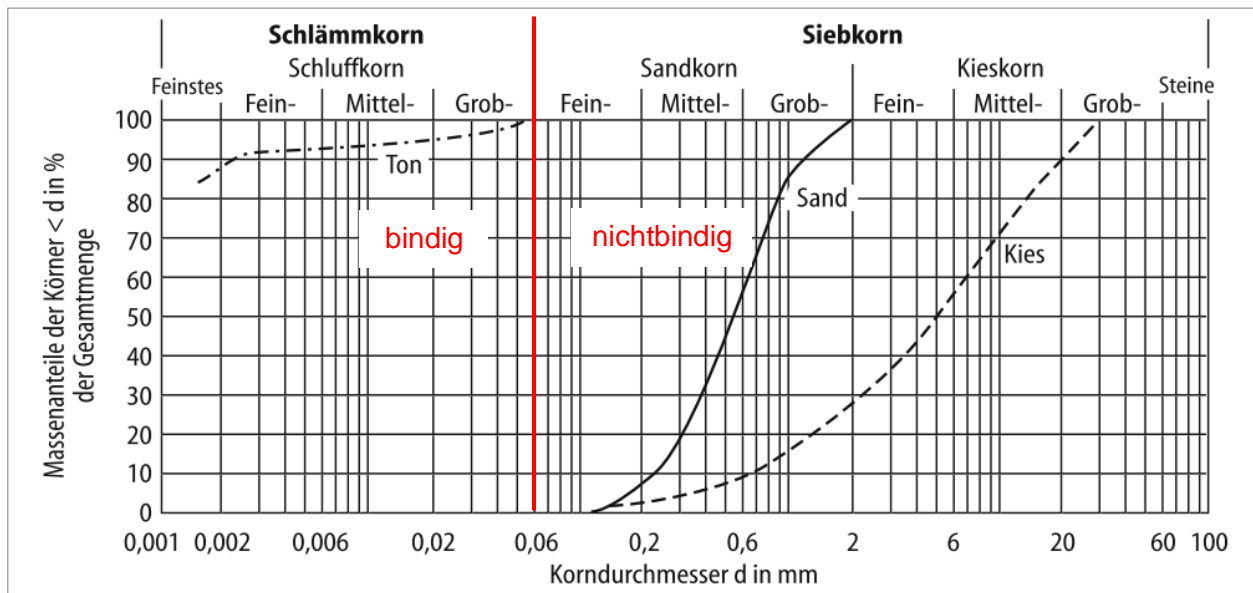


Abb. 2-25: Korngrößendiagramm mit Körnungslinien (geändert nach Zilch et al., 2012)

In der wasserseitigen Dichtungszone wird wegen der geringen Wasserdurchlässigkeit überwiegend bindiger Boden eingesetzt. Hierzu gehören Ton, Schluff und bindige Mischböden (Auelehm). Für den Stütz- und Dränkörper eignen sich nichtbindige Böden wie Sand oder Kies. Diese haben zum einen die Aufgabe, den einwirkenden Kräften entgegenzuwirken und zum anderen anfallendes Sickerwasser aus dem Deich aufzunehmen und schadlos abzuführen. Dabei muss die Filterstabilität des Bodens garantiert werden, um ein Ausspülen von Bodenanteilen sowie ein Rückstau von Sickerwasser zu vermeiden (Patt, Jüpner, 2020). Zudem sollte nach DIN 19712 der Durchlässigkeitsbeiwert (k -Wert) der Dichtungsschicht mindestens zwei Zehnerpotenzen kleiner sein als derjenige des angrenzenden Stützkörpers. Wird z. B. der Stützkörper aus einem Boden mit einem k -Wert von $2 \cdot 10^{-4}$ m/s hergestellt, ist für die Dichtungsschicht ein Boden mit einem k -Wert von höchstens $2 \cdot 10^{-6}$ m/s zu wählen.

2.3 Rechtliche Grundlagen

Die Regelung des Hochwasserschutzes ist in verschiedenen Gesetzestexten und Richtlinien verankert. Da Hochwasserereignisse keine Landesgrenzen beachten, kann der Hochwasserschutz nicht allein auf Länderebene oder nationaler Ebene behandelt werden. Als bindendes Recht auf europäischer Ebene gilt die Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates (EG-HWRM-RL). Das Ziel der EG-HWRM-RL ist nach Artikel 1 "... einen Rahmen für die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken zur Verringerung der hochwasserbedingten nachteiligen Folgen auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das Kulturerbe und wirtschaftliche Tätigkeiten in der Gemeinschaft zu schaffen" (EU, 2007). Zudem verpflichtet die EG-HWRM-RL alle beteiligten Mitgliedsstaaten, ein abgestimmtes Hochwasserrisikomanagement zu betreiben.

Auf nationaler Ebene ist die EG-HWRM-RL Grundlage für die Regelung des Abschnitts 6: "Hochwasserschutz" im Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz – WHG, 2009). Dieser Abschnitt beinhaltet einerseits gesetzte Fristen an die zuständigen Behörden bezüglich der Bewertung des Hochwasserrisikos (§ 73 WHG) von Gebieten bzw. Gewässern mit

potenziell signifikanten Hochwasserrisiken, die Aufstellung von zugehörigen Hochwassergefahren- und –risikokarten (§ 74 WHG) und von zusammenfassenden Hochwasserrisikomanagementplänen (HWRM-Pläne) (§ 75 WHG) sowie deren Aktualisierung in einem sechs Jahres Zyklus. Andererseits regelt das WHG den Umgang mit Überschwemmungsgebieten (§§ 76 – 78 WHG) sowie die Informationsvorsorge (§ 79 WHG) und die Koordinierung der erstellten Hochwasserrisikomanagementpläne (HWRM-Pläne) (§ 80 WHG).

Die Erstellung der HWRM-Pläne wird auf Landesebene durchgeführt, wobei auch eine Zusammenarbeit der zuständigen Behörden bei länderübergreifenden und zum Teil auch international übergreifenden Flusseinzugsgebieten erforderlich ist. In Anlehnung an Abschnitt 6 des Wasserhaushaltsgesetzes greifen die jeweiligen Wassergesetze der Bundesländer, die an die örtlichen Randbedingungen angepasst und wiederum auf die Gesetze auf Landesebene abgestimmt sind. Für eine einheitliche Umsetzung der Erstellung der HWRM-Pläne wurde von der Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) sowie vom ständigen Ausschuss "Hochwasserschutz und Hydrologie" der LAWA (LAWA - AH) eine Empfehlung zur Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen erstellt (LAWA, 2019) (Kapitel 2.2). Neben den aufgeführten Erläuterungen und möglichen Zielen der einzelnen Handlungsbereiche werden in den Empfehlungen auch die zugehörigen Rechtsgrundlagen aufgeführt, die für die Ausarbeitung der notwendigen Maßnahmen der Hochwasserrisikomanagementpläne von Bedeutung sind (Tab. 2-7). Hier werden zum einen verschiedene Gesetze genannt, aber auch zusammengefasste Rechte, wie z. B. das Baurecht. Dabei handelt es sich um die Gesamtheit der Rechtsnormen, die im Bauwesen von Bedeutung sind. Hierzu zählen das Baugesetzbuch und das Raumordnungsgesetz sowie die Baunutzungsverordnung und die Landesbauordnungen der einzelnen Bundesländer.

Tab. 2-7: Gesetzliche Regelung die der Handlungsbereiche der Hochwasserrisikomanagementpläne zugeordnet werden können (nach LAWA, 2019)

Phase des HWRM-Kreislaufs	Handlungsbereich	Gesetzliche Regelung
Vermeidung	Flächenvorsorge, Bauvorsorge	Raumordnungsgesetze der Länder
		Wasserhaushaltsgesetz
		Landeswassergesetze
		Baurecht
		Bauordnungsrecht
		Anlagenverordnung
Schutz	Technischer Hochwasserschutz, Natürlicher Wasserrückhalt, Gewässerausbau, Technische Schutzanlagen	Wasserhaushaltsgesetz
		Landeswassergesetze
		Baurecht
		Deichrecht
		Naturschutzrecht
Vorsorge	Informationsvorsorge, Verhaltensvorsorge, Gefahrenabwehr und Katastrophenschutz	Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetze der Länder
		Wasserhaushaltsgesetz
		Landeswassergesetze
Wiederherstellung, Regeneration, Überprüfung	Regeneration, Beseitigung von Umweltschäden	Wasserhaushaltsgesetz
		Landeswassergesetze
		Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetze der Länder
		EU-Solidaritätsfonds
		Abfallrecht
		Versicherungsrecht
		Schadensersatzrecht

Besteht die Gefahr der Überschwemmung, sind Maßnahmen des operativen Hochwasserschutzes zu ergreifen, um Schäden an Leib, Leben, Sach- und Schutzgütern möglichst zu vermeiden. Je nach Ausmaß des Hochwasserereignisses, handelt es sich um eine Großschadenslage oder eine Katastrophe. Ist die Bekämpfung der Gefährdung mit den örtlichen Einsatzkräften nicht möglich, liegt nach § 16 S. 1 des Gesetzes über den Brandschutz, die Technische Hilfe und den Katastrophenschutz im Saarland (SBKG) eine Großschadenslage vor. Steigt die Gefährdung um einen außergewöhnlichen Umfang an, so dass für eine wirksame Bekämpfung Einheiten und Einrichtungen des Katastrophenschutzes herangezogen werden müssen sowie die Leitung durch eine Katastrophenschutzbehörde erforderlich ist, liegt nach § 16 S. 2 SBKG eine Katastrophe vor. Somit gliedert sich der operative Hochwasserschutz in die geltenden Gesetze des Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetzes ein, dessen Regelung nach Artikel 70 Grundgesetz (GG) den Ländern obliegt. Die Bezeichnung der Gesetze ist nicht einheitlich und variiert je nach Bundesland (Tab. 2-8). Zum Teil werden die Regelungen des Brandschutzes, des Rettungsdienstes, der Hilfeleistungen und des Katastrophenschutzes in den Gesetzen zusammenfassend beschrieben. Mit geringen Abweichungen ist der Aufbau der Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetze der 16 Bundesländer im Wesentlichen

identisch aufgebaut. Die Regelungsschwerpunkte betreffen auf organisatorischer Seite die behördlichen Zuständigkeiten und deren Aufgaben sowie die Zusammenarbeit mit mitwirkenden Behörden und Einrichtungen im Katastrophenfall. Es wird gesetzlich festgelegt, dass bei drohender Gefahr unverzüglich Meldungen an die zuständigen Behörden und an die Öffentlichkeit abgegeben werden. Um dies zu ermöglichen ist im Bundeswasserstraßengesetz (WaStrG) § 35 Abs.1 niedergeschrieben, dass die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes in Zusammenarbeit mit den Ländern einen Wasserstands- und Hochwassermeldedienst unterhält, um rechtzeitige und zuverlässige Hochwasserwarnungen und – vorhersagen an den Bundeswasserstraßen ausgeben zu können. Werden Pegel außerhalb der Bundeswasserstraßen betrieben, gilt auch hier eine Meldepflicht der zuständigen Behörden bei drohendem Hochwasser, die in einigen Bundesländern nach den Verordnungen über Hochwassermeldedienste bzw. Alarmdienste geregelt werden. Dabei wird auf regionalen Geltungs- und Aufgabenbereichen sowie Zuständigkeiten und auf Alarmstufen der entsprechenden Pegel eingegangen. In den Bundesländern, in denen keine Verordnung bezüglich des Hochwassermeldedienstes bzw. Alarmdienstes aufgeführt wird, gilt die allgemeine Informationspflicht nach den geltenden Landeswassergesetzen (Tab. 2-8).

Ein weiterer Bestandteil des Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetzes ist, dass Einsatz- und Notfallpläne erstellt und aktuell gehalten werden müssen, so dass im Katastrophenfall schnellstmöglich gehandelt werden kann. Dies beinhaltet zudem die Durchführung von regelmäßigen Übungen sowie Aus- und Fortbildungen von Einsatzkräften, was gerade im operativen Hochwasserschutz von großer Bedeutung ist. Auch ist im Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetz niedergeschrieben, wer für entstandene Kosten in der Aus- und Fortbildung und in den Übungen sowie für anfallende Aufwendungen infolge der Katastrophenbewältigung verantwortlich ist. Während der Katastrophenbekämpfung sind oftmals eine Vielzahl an (ehrenamtlichen) Helfern aus Hilfsorganisationen im Einsatz, dessen soziale Sicherung im Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetz, wie z. B. Lohnfortzahlung, Verdienstausschluss oder auch Versicherungsfragen und Schadensersatz zu regeln ist.

Kann die Gefahrenlage nicht allein mit den örtlichen Einsatz- und Hilfskräften bewältigt werden, so können die zuständige Katastrophenschutzbehörden in Anlehnung an Art. 35 Abs. 1 des GG sowie nach den Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetzen der Länder jederzeit ein Gesuch auf Amtshilfe an die umliegenden Gemeinden, Landkreise und Länder sowie an die Bundeswehr (Art. 35 Abs. 3 GG) stellen. Außerdem können jederzeit private Hilfsorganisationen aus den Behörden und Organisationen mit Sicherheitsaufgaben (Kapitel 2.2.1.2) in der Gefahrenabwehr beauftragt werden. Im Katastrophenfall ist es zudem möglich, auf Hilfeleistungen in Form von Beratung, Nutzung von Einrichtungen und Ausstattungen des Bundes sowie auf Einheiten und Einrichtungen der Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW) nach den §§ 11,12 und 13 des Zivilschutz- und Katastrophenhilfegesetzes (ZSKG) zuzugreifen. Das THW handelt dabei nach dem Gesetz über das Technische Hilfswerk (THWG), in dem die Organisation; Aufgaben und Befugnisse sowie die soziale Absicherung der THW-Helfer/innen und die Regelung bezüglich der entstandenen Kosten niedergeschrieben sind.

Tab. 2-8: Überblick der geltenden Gesetze und Verordnungen im Katastrophenschutz nach den Bundesländern

Bundesland	Katastrophenschutzgesetz	Hochwassermeldedienstverordnung
Baden-Württemberg	Landeskatastrophenschutzgesetz – (LKatSG)	Hochwassermeldedienstverordnung - (BWHochwMdVO)
Bayern	Bayerisches Katastrophenschutzgesetz - (BayKSG)	Hochwassernachrichtendienstverordnung - (BayHNDV)
Berlin	Katastrophenschutzgesetz – (KatSG)	nicht vorhanden Landeswassergesetz
Brandenburg	Brandenburgisches Brand- und Katastrophenschutzgesetz - (BbgBKG)	Hochwassermeldedienstverordnung -HWMDV
Bremen	Bremisches Hilfeleistungsgesetz - (BremHilfeG)	Hochwassergebietsverordnung Weser - (Weser-HwGebV)
Hamburg	Hamburgisches Katastrophenschutzgesetz - (HmbKatSG)	nicht vorhanden Landeswassergesetz
Hessen	Hessisches Brand- und Katastrophenschutzgesetz - (HBKG)	nicht vorhanden Landeswassergesetz
Mecklenburg-Vorpommern	Landeskatastrophenschutzgesetz - (LKatSG M-V)	Hochwassermeldedienstverordnung - (HwMdVO)
Niedersachsen	Niedersächsisches Katastrophenschutzgesetz - (NKatSG)	nicht vorhanden Landeswassergesetz
Nordrhein-Westfalen	Gesetz über den Brandschutz, die Hilfeleistung und den Katastrophenschutz - (BHKG)	nicht vorhanden Landeswassergesetz
Rheinland-Pfalz	Brand- und Katastrophenschutzgesetz - (LBKG)	Hochwassermeldeverordnung - (RhPfHochwMVO)
Saarland	Gesetz über den Brandschutz, die Technische Hilfe und den Katastrophenschutz im Saarland - (SBKG)	nicht vorhanden Landeswassergesetz
Sachsen	Sächsisches Gesetz über den Brandschutz, Rettungsdienst und Katastrophenschutz - (SächsBRKG)	Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft über den Hochwassernachrichten- und Alarmdienst im Freistaat Sachsen - (HWNADO)
Sachsen-Anhalt	Katastrophenschutzgesetz des Landes Sachsen-Anhalt - (KatSG-LSA)	Verordnung über den Hochwassermeldedienst - (HWM VO)
Schleswig-Holstein	Landeskatastrophenschutzgesetz - (LKatSG)	nicht vorhanden Landeswassergesetz
Thüringen	Thüringer Gesetz über den Brandschutz, die Allgemeine Hilfe und den Katastrophenschutz - (ThürBKG)	Thüringer Verordnung zur Einrichtung des Warn- und Alarmdienstes zum Schutz vor Wassergefahren - (ThürWAWassVO)

2.4 Zuständigkeiten im Katastrophenschutz

Sind besiedelte Gebiete infolge eines extremen Hochwasserereignisses gefährdet, liegt die Zuständigkeit der Gefahrenabwehr nach den Landeskatastrophenschutzgesetzen bei den Katastrophenschutzbehörden der Länder. Da die Länder nach Artikel 70 GG über die Gesetzgebungskompetenz verfügen, variieren entsprechend der Katastrophenschutzgesetze der Länder auch die Organisationsbezeichnungen und Zuständigkeitsbereiche der verantwortlichen Katastrophenschutzbehörden. In den Flächenstaaten sind die Katastrophenschutzbehörden überwiegend dreistufig organisiert¹. Bei einer dreistufigen Organisation wird zwischen der unteren, oberen und obersten Katastrophenschutzbehörde unterschieden. In Bundesländern, in denen auf eine regional gegliederte Mittelbehörde verzichtet wird, ist die Katastrophenschutzbehörde zweistufig organisiert² und teilt sich in die untere und oberste Katastrophenschutzbehörde auf. In den Stadtstaaten ist der Katastrophenschutz ebenfalls Landesaufgabe, wird jedoch unterschiedlich organisiert. In Hamburg ist der Katastrophenschutz Aufgabe aller Behörden (§ 1 HmbKatSG), wird jedoch federführend von der Behörde für Inneres und Sport geleitet (§ 29 S. 1 HmbKatSG). Nach § 38 BremHilfeG ist in Bremen der Senator für Inneres als Landeskatastrophenschutzbehörde zuständig und in den Gemeinden die Ortskatastrophenschutzbehörden. In Berlin sind gem. § 3 KatSG Bln die Ordnungsbehörden, die nachgeordneten Ordnungsbehörden und die Sonderbehörden sowie die Polizei für den Katastrophenschutz zuständig.

Im Folgenden werden die Aufgabenbereiche einer dreistufigen Organisation anhand des Beispiels nach dem Sächsischen Gesetz über den Brandschutz, Rettungsdienst und Katastrophenschutz (SächsBRKG) beschrieben.

Die untere Katastrophenschutzbehörde bilden nach § 4 SächsBRKG die Landkreise und kreisfreien Städte. Die Aufgabenbereiche der unteren Katastrophenschutzbehörde teilen sich in vorbereitende Aufgaben sowie in Aufgaben während einer Katastrophe auf.

Nach § 36 SächsBRKG hat die untere Katastrophenschutzbehörde vor Eintritt einer Katastrophe folgende vorbereitende Maßnahmen zu ergreifen:

- Bildung besonderer Führungseinrichtungen in der Behörde (Verwaltungsstab) und für den Einsatzort (Führungsstab)
- Untersuchungen durchzuführen, welche Katastrophengefahren drohen
- Aufstellung, angemessene Ausbildung, Ausstattung, Unterbringung und Einsatzfähigkeit der Einsatzkräfte und Mittel für die Katastrophenbekämpfung sicherzustellen
- Erfassung und regelmäßige Information über die Einsatzfähigkeit der für die Katastrophenbekämpfung vorhandenen Einsatzkräfte und Mittel
- Erstellung und Fortschreibung allgemeiner Katastrophenschutzpläne und, soweit erforderlich, besondere Alarm- und Einsatzpläne sowie externe Notfallpläne
- Gewährleistung einer jederzeitigen Entgegennahme und Auswertung von Meldungen und die unverzügliche Übernahme der Leitung der Katastrophenbekämpfung

¹ § 4 LKatSG B-W; Art. 2 Abs. 1 BayKSG; § 25 Abs. 1 HBKG; § 3 Abs. 1 LKatSG M-V; § 53 BHKG NRW; § 4 SächsBRKG; § 2 KatSG-LSA; § 26 ThürBKG.

² § 2 Abs. 1 Nr. 3 BbgBKG; § 2 NKatSG; § 2 LBKG R-P; § 17 SBKG; § 3 LKatSG S-H

- Sicherstellung einer jederzeitigen schnellen Alarmierung der Beteiligten der Katastrophenbekämpfung
- Bereithaltung der für die Leitung der Katastrophenbekämpfung notwendigen Ausstattung
- Vorhaltung erforderlicher Warnmittel zur Warnung der Bevölkerung
- Durchführung von regelmäßigen Katastrophenschutzübungen aller Beteiligten
- Durchführung einer Analyse von Katastrophengefahren unter Nutzung eines durch die oberste Katastrophenschutzbehörde bereitzustellenden Informationsprogramms
- Unterstützung der oberen Katastrophenschutzbehörde (§ 7 SächsBRKG)
- Auslösen des Katastrophenvoralarms (§ 46 SächsBRKG) sowie des Katastrophenalarms (§ 47 SächsBRKG)

Nach Auslösen des Katastrophenalarms hat die untere Katastrophenschutzbehörde nach § 37 SächsBRKG folgende Aufgabenbereiche:

- Leitung der Katastrophenbekämpfung
- Gewährleistung der Arbeitsfähigkeit der besonderen Führungseinrichtung (Verwaltungs- und Führungsstab) und der Technischen Einsatzleitung
- Verteidigung der gefährdeten Schutzgüter vor Einwirkungen des Katastrophengeschehens
- Anordnung von Einsatzkräften zur Bekämpfung des Katastrophengeschehens und zur Minderung seiner Auswirkungen
- Anforderung erforderlicher und geeigneter Hilfeleistungen
- Einrichtung von Auskunftsstellen zur Erfassung von Personen zum Zwecke der Vermisstensuche und der Familienzusammenführung
- Sammlung und Auswertung von Schadensmitteilungen
- Information der Bevölkerung im Katastrophenfall (§ 7 SächsBRKG)
- Unterstützung der oberen Katastrophenschutzbehörde (§ 7 SächsBRKG)
- Aufhebung des Katastrophenalarms (§ 47 SächsBRKG)

Die obere Katastrophenschutzbehörde bildet die Landesdirektion (§ 4 SächsBRKG). Bei den höheren Verwaltungsbehörden wird nicht mehr explizit zwischen den Aufgabenbereichen vor und während eines Katastrophenfalls unterschieden. Die obere Katastrophenschutzbehörde ist nach § 8 Abs. 2 und 3 SächsBRKG zuständig für:

- Anerkennung und Anordnung von Werkfeuerwehren,
- Aufsicht über die Werkfeuerwehren mit Unterstützung der unteren Katastrophenschutzbehörden
- Erarbeitung und Fortschreibung einer landesweiten Analyse von Katastrophengefahren
- Beschaffung von Fahrzeugen, Geräten und Spezialausrüstungen für Zwecke des Katastrophenschutzes sowie die angemessene Unterstützung ihrer Unterbringung und Unterhaltung
- Bildung einer besonderen Führungseinrichtung in der Behörde (Verwaltungsstab)
- Bei Katastrophen kann die obere Katastrophenschutzbehörde die Leitung selbst übernehmen oder einer anderen Katastrophenschutzbehörde übertragen, wenn die untere Katastrophenschutzbehörde einer ihr erteilten Weisung innerhalb der ihr gesetzten Frist nicht nachkommt oder die Übernahme der Leitung zur Bekämpfung der Katastrophe erforderlich ist

- Anordnung von Einsatzkräften und Mitteln für den Einsatz außerhalb der Landkreise und kreisfreien Städte (§ 14 SächsBRKG)
- Aufsicht über die untere Katastrophenschutzbehörde (§ 5 SächsBRKG)

Die oberste Katastrophenschutzbehörde bildet das Staatsministerium des Inneren (§ 4 SächsBRKG) und ist nach § 8 Abs. 1 SächsBRKG zuständig für:

- Bestellung des gemeinsamen Landesbeirat für den Katastrophenschutz
- Einrichtung und Unterhaltung einer Aus- und Fortbildungseinrichtung
- Gewährung von Unterstützungsleistungen von Einsatzkräften infolge eines Unfalls und gesundheitlichen Beeinträchtigung im Zusammenhang mit einem Einsatz
- Sicherstellung einer bedarfsgerechten Versorgung der Bevölkerung mit Leistungen der Luftrettung
- Erarbeitung und Fortschreibung einer landesweiten Analyse von Katastrophengefahren
- Bereitstellung eines Informationsprogramms für das Katastrophenmanagement
- Beschaffung von Fahrzeugen, Geräten und Spezialausrüstungen für Zwecke des Katastrophenschutzes sowie die angemessene Unterstützung ihrer Unterbringung und Unterhaltung
- Bildung einer besonderen Führungseinrichtung (Verwaltungsstab)
- Festlegung einheitlicher Alarmierungs- und Warnsignale
- Bei Katastrophen kann die oberste Katastrophenschutzbehörde die Leitung selbst übernehmen oder einer anderen Katastrophenschutzbehörde übertragen, wenn die zuständige Katastrophenschutzbehörde einer ihr erteilten Weisung innerhalb der ihr gesetzten Frist nicht nachkommt oder die Übernahme der Leitung zur Bekämpfung der Katastrophe erforderlich ist
- Aufsicht über die obere Katastrophenschutzbehörde (§ 5 SächsBRKG)

Für eine organisierte Bewältigung der Gefahrenabwehr während eines Hochwasserereignisses werden von den unteren Katastrophenschutzbehörden umfassende, regional orientierte Alarm- und Einsatzpläne erstellt. Damit auch überregional eingesetzte Einsatzkräfte im Katastrophenfall schnell handeln können, wurde beispielsweise in Rheinland-Pfalz vom Ministerium des Innern und für Sport (ISM) ein "Rahmen- Alarm- und Einsatzplan Hochwasser" entwickelt, womit eine Vereinheitlichung der regionalen Alarm- und Einsatzpläne ermöglicht wird (ISM, 2019). Diese enthalten Informationen zu den Fragen Wer, Was, Wann, Wie und Womit, Wo und Wozu in der regionalen Gefahrenabwehr durchzuführen hat und Wer in den höheren Katastrophenschutzbehörden Wann Informiert wird. Es wird zudem aufgeführt, welche Systeme für den operativen Hochwasserschutz vorhanden und in welchen Mengen diese vorgehalten werden. Die durchzuführenden Abwehrmaßnahmen in den Alarm- und Einsatzplänen basieren auf den Hochwasserrisikokarten sowie auf Erfahrungen von gefährdeten Bereichen. Somit geben die Alarm- und Einsatzpläne eine solide Grundlage für die Bewältigung der Gefahrenabwehr während eines Hochwasserereignisses. Im operativen Hochwasserschutz können die durchzuführenden Maßnahmen nicht immer nach dem Schema des Alarm- und Einsatzplans getroffen werden, da während des Hochwasserereignisses erforderliche Maßnahmen nach der tatsächlichen Schadenslage zu entscheiden sind. Hierfür bedarf es schneller Funktionsabläufe und vor allem geordneter Führungsstrukturen, die in Anlehnung an die Feuerwehr-Dienstvorschrift 100: Führung und Leitung im Einsatz (Fw Dv 100) aufgestellt werden. Je nach

Ausmaß der Schadenslage ist die Führung der Gefahrenabwehr in unterschiedliche Führungsebenen und Führungsstufen zu unterteilen. Dabei wird unterschieden zwischen der notwendigen Anzahl der benötigten Einsatzkräfte, Art und Ausmaß des Einsatzgebietes sowie der Schadensbekämpfung von Großschadenerscheinungen oder Katastrophen. Beim Erreichen der Alarm-Meldestufen (Kapitel 2.1.1) bei steigenden Hochwasserständen werden in den unteren Katastrophenschutzbehörden Leitstellen mit geschultem Personal eingerichtet (NABK, 2020), die den Ablauf der Gefahrenabwehr in Anlehnung an den erstellten Alarm- und Einsatzplänen koordinieren (ISM, 2019). Ist es nicht möglich, mit den vorhandenen Einsatzkräften die Gefahrenlage zu bewältigen, können nach den Katastrophenschutzgesetzen der Länder benachbarte Gemeinden/Landkreise um Amtshilfe aufgefordert werden. Da während eines Hochwasserereignisses an einem Fließgewässer im Regelfall mehrere Landkreise betroffen sind und die erforderlichen Einsatzkräfte auch in deren zugehörigen Gemeinden/Landkreisen in der Gefahrenabwehr eingebunden sind, können sie der Amtshilfe nicht nachkommen, so dass oftmals der Katastrophenfall ausgesprochen wird. Im Katastrophenfall werden Katastrophenschutzstäbe in den zugehörigen Behörden gebildet, die sich aus Verwaltungsstäben und Führungsstäben zusammensetzen. Die Leitung obliegt jeweils der unteren Katastrophenschutzbehörde.

Der Verwaltungsstab bereitet alle administrativ-organisatorischen Maßnahmen vor, die von einer Verwaltung aufgrund rechtlicher Vorgaben, finanzieller Zuständigkeiten und politischer Verantwortung zu treffen sind und führt diese auch eigenverantwortlich durch. Hierzu zählen grundsätzliche Entscheidungen über die Evakuierung von Wohngebieten, Maßnahmen zur Gesundheitsvorsorge, Information der Bevölkerung und Eigentumssicherung. In Abb. 2-26 ist die Zusammensetzung des Verwaltungsstabs dargestellt.

Leiter des Verwaltungsstabs				
Ereignisspezifische Mitglieder (intern)	Ständige Mitglieder (intern)		Ständige Mitglieder (extern)	Ereignisspezifische Mitglieder (extern)
Ämter (insbesondere der Haushaltsstellen)	Sicherheit und Ordnung Verbindungsperson des Führungsstabs Katastrophenschutz Gesundheit Umwelt Soziales	Koordinierungsgruppe Verwaltungsstab - Innerer Dienst - Lage und Dokumentation Bevölkerungsinformation und Medienarbeit	Polizei	Behörden (z.B. Forst) Gemeinden fachkundige Dritte (z.B. Feuerwehr, THW, Bundeswehr, Energieversorger)

Abb. 2-26: Zusammensetzung des Verwaltungsstabs (nach IMK, 2004)

Der Führungsstab ist für die Planung von operativ-taktischen Maßnahmen zuständig, die der Koordinierung der technisch-taktischen Maßnahmen und somit der Maßnahmen in der örtlichen Gefahrenabwehr dienen. In Anlehnung an die Fw Dv 100 werden im Führungsstab Einsatzschwerpunkte gebildet, die sich auf die Ordnung des Raumes (Abschnittsbildung), die Ordnung der Kräfte (Bereitstellen von Einsatzkräften und Reserven im Einsatzraum), die Ordnung

der Zeit (Reihenfolge von Maßnahmen, Ablösen von Einsatzkräften durch Reserven) und die Ordnung der Information (Aufbau und Betrieb einer Kommunikationsstruktur) beziehen. Er wird aus Vertretern der im Katastrophenschutz mitwirkenden Organisationen und aus Mitarbeitern der örtlichen Verwaltungen und Behörden, die als Fachberater tätig sind, sowie aus folgenden Sachgebietsleitern gebildet:

- Sachgebiet S 1 Personal/Innerer Dienst,
- Sachgebiet S 2 Lage,
- Sachgebiet S 3 Einsatz,
- Sachgebiet S 4 Versorgung

und bei Bedarf

- Sachgebiet S 5 Presse- und Medienarbeit,
- Sachgebiet S 6 Informations- und Kommunikationswesen

Bezogen auf den operativen Hochwasserschutz werden im Führungsstab notwendige Maßnahmen zur Bewältigung der Gefahrenlage infolge eines Hochwasserereignisses geplant, entschieden und die hierfür benötigten personellen sowie materiellen Ressourcen in die entsprechenden Schadensgebiete befehligt. Am jeweiligen Einsatzort wird nach den Katastrophenschutzgesetzen der Länder eine Technische Einsatzleitung unter der Führung einer fachlich geeigneten Person von der zuständigen unteren Katastrophenschutzbehörde bestimmt. Sie erhält vom Führungsstab Befehle zur Durchführung der notwendigen Abwehrmaßnahmen und koordiniert die örtlich zur Verfügung stehenden personellen sowie materiellen Ressourcen zur Bewältigung der Schadenslage (§50 SächsBRKG). Wie im Führungsstab setzt sich nach der Fw Dv 100 die Technische Einsatzleitung aus den Sachgebietsleitern S 1 – S 6 und Fachberatern zusammen. Anders als beim Führungsstab werden die Mitglieder der Technischen Einsatzleitung am Einsatzort durch den Technischen Einsatzleiter bestimmt. Bei großräumigeren Gefahrenlagen können zudem von der Technischen Einsatzleitung eine oder mehrere Örtliche Einsatzleitungen gebildet werden, die wiederum die Leitung von bis zu fünf Abschnitten übernehmen und für jeden Abschnitt einen Einsatzabschnittsleiter bestimmen, der die Führung der örtlich eingesetzten Einsatzkräfte übernimmt (Fw Dv 100). In Abb. 2-27 werden die Zuständigkeiten und die Zusammenarbeit zwischen den Führungsebenen sowie der Gefahrenabwehr in Form eines Organigramms dargestellt.

Damit der Führungsstab Einsatzbefehle koordinieren und ausgeben kann, ist eine enge Zusammenarbeit mit den Einsatzleitungen vor Ort von enormer Bedeutung. Neben der Schadensbekämpfung werden zur Lagefeststellung Erkundungen vor Ort durchgeführt. Wird eine versagensgefährdete Hochwasserschutzzeineinrichtung lokalisiert, wird diese fachgerecht dokumentiert und an die nächsthöheren Führungsebenen weitergegeben. Die Einsatzleitung beurteilt die Gefährdung und bereitet Entscheidungen für notwendige Abwehrmaßnahmen vor, die wiederum vom Führungsstab beurteilt und befehligt werden. (Fw Dv 100)

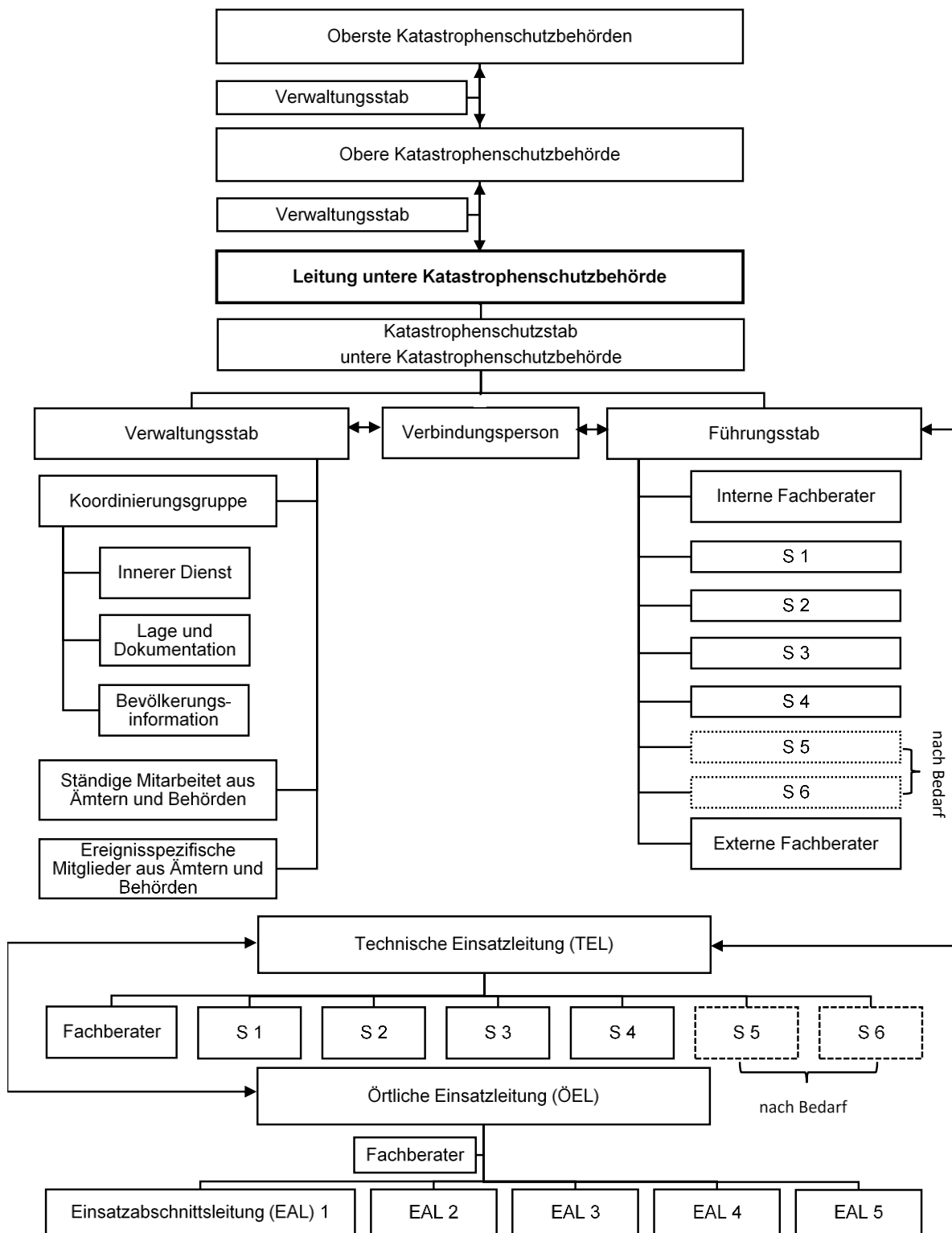


Abb. 2-27: Organigramm über die Zuständigkeiten und Zusammenarbeit der Führungsebenen im Katastrophenschutz (nach FW DV 100)

3 Operativ einsetzbare Hochwasserschutzsysteme für die Verteidigung bruchgefährdeter Deiche an Binnenflüssen

Für die Prüfung des ordnungsgemäßen Zustands von hochwasserbelasteten Deichen werden Deichbegehungen durch die örtliche Einsatzleitung angeordnet. Wird ein möglicher Schaden erkannt, ist dieser umgehend zu melden, so dass rechtzeitig Abwehrmaßnahmen zur Verteidigung von bruchgefährdeten Deichen organisiert und durchgeführt werden können.

Im folgenden Kapitel soll näher betrachtet werden, um welche Schäden und den daraus resultierenden Versagensmechanismen es sich handeln kann sowie welche operativen Hochwasserschutzmaßnahmen in der Deichverteidigung getroffen werden können.

3.1 Versagensmechanismen von Deichen an Binnenflüssen

Unter einem Deichbruch wird das völlige Versagen der Standsicherheit eines Hochwasserschutzdeichs verstanden, womit eine Überschwemmung des Hinterlandes einhergeht. Nach Armbruster-Veneti (1999) bricht ein Deich nicht im Regelquerschnitt, sondern infolge einer Anomalie am oder im Deichkörper bzw. der Deichgeometrie. Während des Oderhochwassers 1997 waren gemäß des Landesumweltamtes Brandenburg (LUA, 1998) insgesamt zehn Deichbrüche zu verzeichnen. Acht Deichbrüche konnten auf ein Versagen durch Überströmen zurückgeführt werden. In den zwei anderen Fällen war von einem Versagen durch den Verlust der Standsicherheit auszugehen. Ebenso ist nach Müller (2002) von insgesamt 113 Deichbrüchen an der Freiburger Mulde, Vereinigten Mulde und an der Elbe während des Auguthochwassers 2002 die überwiegende Anzahl durch eine Überströmung des Deichkörpers hervorgerufen worden. Bei den elf von Heyer et al. (2015) analysierten Deichbrüchen an Elbe, Saale, Mulde, Weiße Elster und Schwarze Elster nach dem Hochwasserereignis 2013 in Sachsen-Anhalt wurde dagegen bei lediglich vier der Brüche von einem Überströmen ausgegangen. Zudem wird in drei der vier überströmten Deichabschnitte eine vorangegangene Senkung der Deichkrone während des Hochwasserereignisses angenommen, wodurch die Überströmung letztendlich hervorgerufen wurde. Bei den restlichen sieben Deichbrüchen werden Schäden infolge rückschreitender Erosion, Windwurf von Bäumen sowie Böschungsrutschungen vermutet.

Grundsätzlich ist die Schadensanalyse von Deichbrüchen mit vielfältigen Unsicherheiten behaftet, da der Bruch selbst zumeist nicht direkt beobachtet wird und/oder keine Messdaten im Deichkörper bzw. im Deichuntergrund über die Sickerlinienlage oder entstehende Verformungen zum Zeitpunkt des Bruchs vorhanden sind. Durch eine Analyse der Bruchflächen, der unmittelbaren Umgebung sowie ggf. vorhandenen Bestandsaufnahmen vom Deichquerschnitt vor dem Deichbruch bzw. vor dem Hochwasserereignis können lediglich subjektive Interpretationen zu den Versagensursachen getroffen werden. Sind protokollarisch festgehaltene Augenzeugenberichte oder Bildmaterialien vom Ereignis vorhanden, ist eine qualitativ hochwertigere Rekonstruktion der Versagensursache möglich.

Übersteigt der Scheitelwasserstand eines Hochwasserereignisses die Deichhöhe, ist ein Versagen durch Überströmen sehr wahrscheinlich. Problematisch ist jedoch, dass genaue Ist-

Daten zu den Deichhöhen oft nicht gesichert vorliegen. Insofern kann die Annahme einer lokalen Senke im Deich - demnach einer Anomalie nach Armbruster-Veneti (1999) - dazu führen, den Schadensfall dem Versagen durch Überströmen zuzuordnen, obwohl im Grunde eine Schwächung des Deichkörpers durch innere Erosion vorlag.

Eine umfangreiche Erläuterung verschiedener Versagensmechanismen sind in Strobl und Haselsteiner (2006) beschrieben, die in Abb. 3-1 zusammenfassend dargestellt sind. Hier wird differenziert zwischen Schäden (rot hinterlegte Flächen), die vor und nach bzw. während eines Hochwasserereignisses entstehen können sowie deren Ursachen (orange hinterlegte Flächen). Erstere entstehen aus Einwirkungen (gelb hinterlegte Flächen) durch Gehölz, Wühltiere, Temperatur, Witterung, geologische und geotechnische Verformungen sowie durch menschliche Einwirkungen. Werden die Schäden nicht fachgerecht und rechtzeitig behoben, können sich diese negativ auf die Standsicherheit und hydraulische Schutzwirkung des Deichs während eines Hochwasserereignisses auswirken und zu Folgeschäden bis zum Deichbruch führen. Schäden während eines Hochwasserereignisses können ebenfalls durch Gehölz entstehen, aber vor allem durch hohe und langanhaltende Wasserstände sowie Welleneinwirkungen, Strömungen und im Fließgewässer befindliches Treibgut. Die daraus resultierenden Versagensmechanismen können unterschieden werden in hydrodynamische Bodendeformationen bzw. in globales und lokales geotechnisches Versagen. Im Folgenden werden die wichtigsten Versagensmechanismen näher betrachtet.

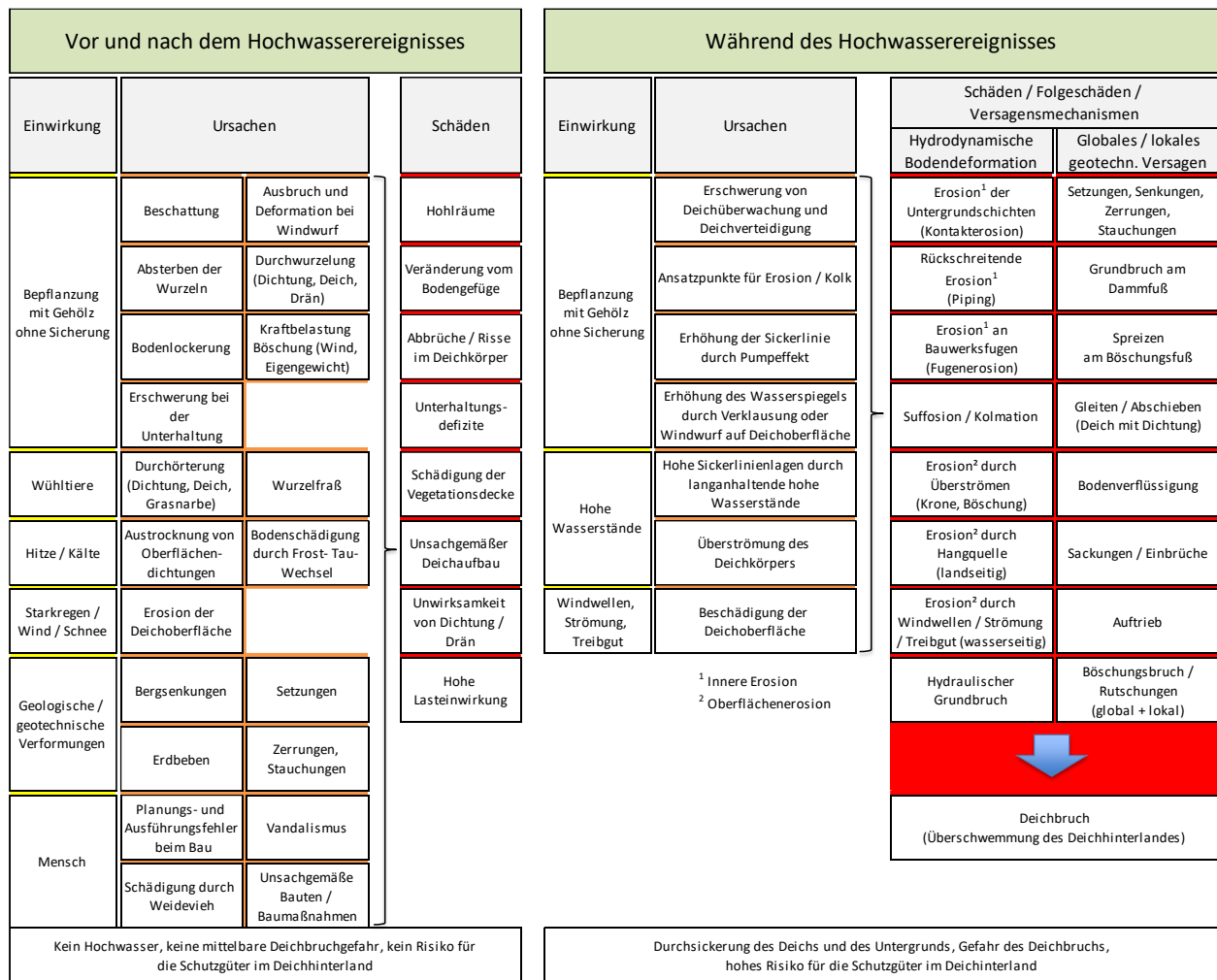


Abb. 3-1: Einteilung von Einwirkungen, Schadensursachen und Schäden vor und nach oder während eines Hochwasserereignisses (geändert nach Strobl und Haselsteiner, 2006)

3.1.1 Hydrodynamische Bodendeformation

Nach Perzmaier und Haselsteiner (2006) ist die hydrodynamische Bodendeformation nach Überströmen die häufigste Ursache für ein Deichversagen. Bei der hydrodynamischen Bodendeformation kommt es zur Umlagerung von Bodenpartikeln im Deichkörper und im Deichuntergrund infolge Durchsickerung. Die Umlagerung der Bodenpartikel kann nach Ziem (1969) in die Prozesse Erosion, Suffosion und Kolmation eingeordnet werden. Busch et al. (1993) unterscheidet die Prozesse innere und äußere Erosion sowie Kontakt- und Fugenerosion. Bei der Suffosion und Kolmation wird zwischen innerer, äußerer und Kontaktsuffosion bzw. -kolmation unterschieden.

Infolge Erosion wird Material aus dem Deichkörper ausgetragen bzw. an der Deichoberfläche abgetragen, womit ein erheblicher Schaden am Deich einhergehen kann. Hingegen findet bei der Suffosion eine Materialumlagerung der feineren Bodenpartikel im Porenraum des Korngerüsts der groben Bodenpartikel statt. Dadurch nimmt die Durchlässigkeit des Bodens zu und Erosionsvorgänge können begünstigt werden. Im Gegensatz zur Suffosion setzen sich bei der Kolmation infolge Materialumlagerung Bodenpartikel im Porenraum des Korngerüsts ab, wodurch die Durchlässigkeit des Bodens abnimmt und die Entwässerung des Deichkörpers

beeinträchtigt wird. Hiermit kann die Lage der Sickerlinie im Deich steigen, wodurch mehr Deichmaterial unter Auftrieb steht und die Standsicherheit grundsätzlich negativ beeinflusst wird. An einem mit Hochwasser belasteten Flussdeich ist von den beschriebenen Prozessen die Erosion am kritischsten anzusehen, weshalb im Folgenden näher auf sie eingegangen wird.

Eine äußere Erosion an der Deichböschung kann landseitig wie auch wasserseitig auftreten (Abb. 3-2). Steigt der Hochwasserstand soweit an, dass dieser über dem Höhenniveau der Deichkrone liegt, wird der Deich überströmt und das Wasser fließt an der landseitigen Böschung ab. Wird die Rasennarbe am Deichfuß oder am Übergang zur Berme beschädigt, ist eine erhebliche Zunahme der Erosion an der Schadstelle zu verzeichnen. Die Erosion steigt mit bleibender Überströmung weiter an, bis es zu Rutschungen an der Binnenböschung kommt. Auch dieses Material wird mit dem überströmenden Wasser abgetragen, so dass kontinuierlich weitere Teile der Böschung abrutschen, bis am Ende die Deichkrone abgetragen wird. Aufgrund der fehlenden Deichkrone strömt mehr Wasser mit erhöhter Fließgeschwindigkeit über die Schadstelle, wodurch die Erosionsrate erheblich zunimmt und es in kürzester Zeit zu einem kompletten Durchbruch des Deichkörpers sowie zur Überschwemmung des Hinterlandes kommt. Der Durchbruch des Deichkörpers wird auch als Bresche bezeichnet.

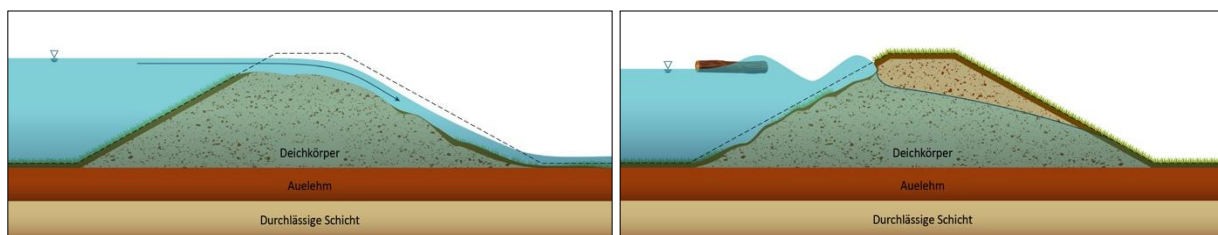


Abb. 3-2: Landseitige Erosion aufgrund von Überströmung (links); Wasserseitige Erosion durch Strömung, Wellen, Schwimmkörperanprall (rechts)

Die wasserseitige Erosion kann durch vorhandene Beschädigungen an der Deckschicht hervorgerufen werden oder infolge hoher Abflussgeschwindigkeiten, Wellenschlag, aufgrund von Schwimmkörperanprall (z. B. Treibgut oder Eisschollen) sowie einem Zusammenspiel dieser Einwirkungen. Ist eine Fehlstelle an der Deckschicht vorhanden, wird Bodenmaterial aus dem Deichkörper kontinuierlich abgetragen. Vergrößert sich die Fehlstelle soweit, bis der notwendige dem Wasser entgegenwirkende Erddruck nicht mehr vorhanden ist, bricht das Erdmaterial im Deichkörper ein, und es bildet sich eine Bresche.

Die innere Erosion wird durch erhöhte Sickerwasserströmungen im Deichkörper hervorgerufen und beginnt mit der Suffosion. Tritt an der Binnenböschung klares Sickerwasser aus, bedeutet dies nicht direkt eine Gefährdung der Deichsicherheit. Trübt sich das Sickerwasser ein, wird allerdings Bodenmaterial mit ausgetragen und es findet ein Übergang von der Suffosion zur inneren Erosion statt. Bei stetigem Materialaustritt in der Fläche besteht die Gefahr einer Einsenkung der Deichkrone. Dies kann zur Minderung des Freibords und zur Überströmung des Deichs in Verbindung mit einer äußeren Erosion führen (Abb. 3-3).

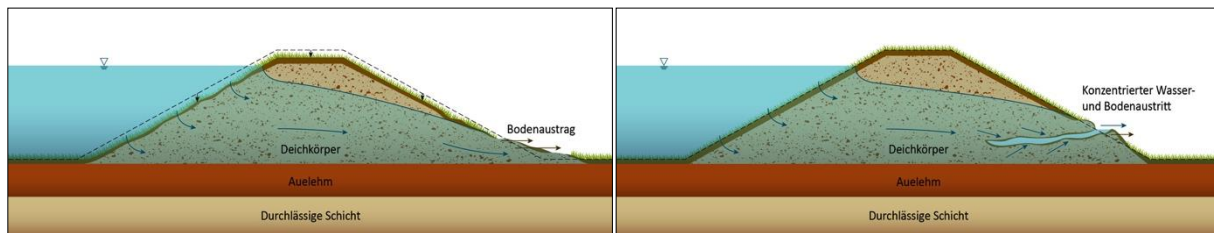


Abb. 3-3: Deichsenkung infolge innerer Erosion (links); Lokale Schäden an der Böschung durch innere Erosion (rechts)

Ist an einer lokalen Leckage ein Großteil des feineren Materials ausgespült, kann das Sickerwasser mit höherer Geschwindigkeit durch den Deichkörper fließen und somit auch gröberes Erdmaterial transportieren und an der Leckage ausspülen. Entstehende Quelltrichter am Austrittspunkt sind Anzeichen für den erhöhten Abtrag der Bodenteilchen. Der Abtrag startet am Austrittspunkt des Sickerwassers und setzt sich entgegen der Fließrichtung des Sickerwassers in Form eines röhrenförmigen Kanals fort. Aus diesem Grund wird der Effekt auch als rückschreitende Erosion oder Piping bezeichnet (Abb. 3-3). Erreicht der Kanal die wasserseitige Böschung und somit den freien Wasserkörper, wird der Deichkörper innerhalb kürzester Zeit durch rasantes Fortschreiten der inneren Erosion komplett zerstört. In Abb. 3-4 ist solch ein Deichversagen an einem großmaßstäblichen Versuchsdeich dargestellt und zeigt das Schadensausmaß bis zum völligem Versagen nach etwa 20 Minuten (Vaskinn et al., 2015).



Abb. 3-4: Auswirkung rückschreitender Erosion innerhalb eines Zeitraums von 20 Minuten (Vaskinn et al., 2015)

Ein ähnlicher Versagensmechanismus wird durch den hydraulischen Grundbruch beschrieben. Im Hochwasserfall kann Sickerwasser außerhalb der gering durchlässigen Schicht in den Untergrund gelangen und einen von unten nach oben wirkenden Sohlwasserdruck auf die Dichtungsschicht ausüben. Im Bereich des Flusses ist ein ausreichender Wasserdruck vorhanden, der diesen Einwirkungen entgegenwirken kann. Auch das Eigengewicht des Deichkörpers wirkt den Belastungen entgegen. Am Deichfuß ist jedoch die Auflast aus dem Eigengewicht des Bodenmaterials geringer als die vertikal nach oben gerichtete Strömungskraft. Der darüber liegende Boden wird infolgedessen instabil und es kommt zum hydraulischen Grundbruch. Dabei vermindern sich die wirksamen Spannungen im Boden, so dass der Boden sowohl seine tragende als auch stützende Funktion verliert und es zum Abrutschen der Böschung oder zum stetigen Austrag von Bodenmaterialien kommen kann. Weist der Untergrund keine Auelehmschicht und somit keine gering durchlässige Schicht auf, kann der hydraulische Grundbruch sogar in einer geringeren Belastungszeit entstehen (Abb. 3-5).

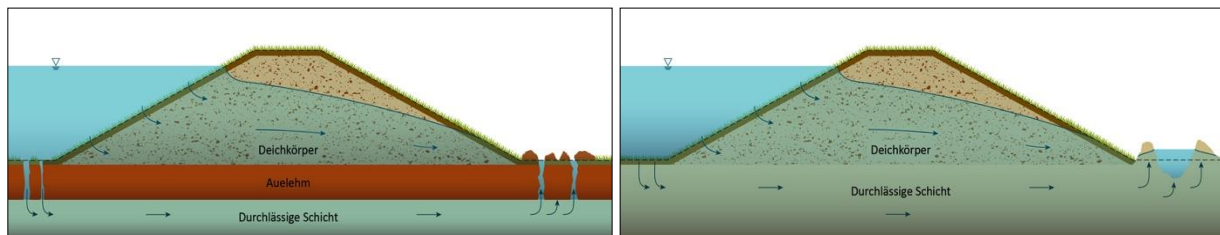


Abb. 3-5: Hydraulischer Grundbruch mit geringdurchlässigem Untergrund (Auelehm) (links); Hydraulischer Grundbruch ohne geringdurchlässigen Untergrund (rechts)

Wird beim hydraulischen Grundbruch Bodenmaterial an der Fehlstelle ausgetragen, bildet sich auch hier um diesen Bereich herum ein Quelltrichter. Werden keine Gegenmaßnahmen eingeleitet, bildet sich unterhalb des Deichkörpers ein Erosionskanal und führt zu einem sehr raschen Versagen des Deichs. Abb. 3-6 zeigt den schematischen Ablauf der rückschreitenden Erosion sowie einen ausgebildeten Quelltrichter infolge eines hydraulischen Grundbruchs.



Abb. 3-6: Schematische Darstellung des Erosionsgrundbruches (links); Ausbildung eines Quelltrichters (rechts) (TLUG, 2011)

Die äußere und die innere Erosion können durch unterschiedliche Einwirkungen begünstigt werden. Insbesondere an Altdeichen sind nicht selten Gehölze oder andere Pflanzen auf dem Deichkörper oder in unmittelbarer Deichnähe vorzufinden. Kleinere Sträucher bilden im Allgemeinen auch kleinere Wurzeln aus, die nur zu einer geringen Beeinträchtigung der Standsicherheit von Deichen führen (Winski, 2004). Anders hingegen ist es bei größeren Bäumen. Diese bilden ein weit reichendes Wurzelwerk aus, was die Durchlässigkeit des Deichs lokal erhöhen kann und somit die Gefahr der Suffosion und der inneren Erosion fördert. Auch kann das Bodenmaterial im Deichkörper durch zyklische Windbelastung und einhergehenden Wippbewegungen im Wurzelbereich aufgelockert werden. Dies kann wiederum zu einer erhöhten Durchlässigkeit des Deichkörpers führen. Zudem kann der Windeinfluss zum Entwurzeln des Baumes führen, wobei sehr große Fehlstellen im, am oder in unmittelbarer Nähe zum Deich entstehen, so dass hieraus eine erhöhte Gefahr der inneren und äußeren Erosion oder auch ein direktes Stabilitätsversagen der Böschung resultieren kann. Fällt der Baum zudem auf die

Deichkrone, werden lokale Minderhöhen verursacht, aus denen Überströmungen einhergehen und zu einer Breschenbildung führen können (Abb. 3-7).

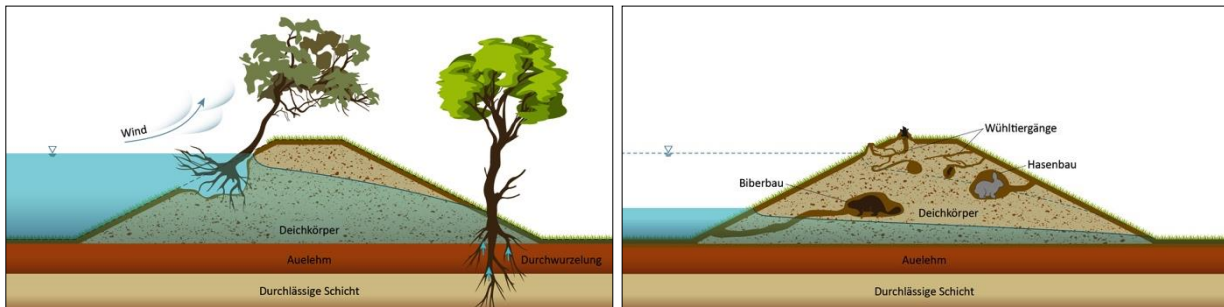


Abb. 3-7: Schäden durch Bewuchs (links); Wühltierbefall am Deichkörper (rechts)

Abb. 3-8 zeigt verursachte Schaden an Hochwasserschutzdeichen infolge von Baumbewuchs.



Abb. 3-8: Landseitige Böschungserosion infolge von Baumbewuchs und Überströmung (links); Bei Hochwasser freigelegte Durchwurzelung eines Deichs infolge von Baumbewuchs (rechts) (DWA, 2011)

Ferner können Gehölze die Ansiedlung von Wühltieren begünstigen, da sie Schutz gegen natürliche Feinde bieten oder auch als Nahrungsquelle dienen. Wühltiere verursachen dabei langgezogene Hohlräume im Deichkörper (Abb. 3-7), dessen Größe und Länge sich nach den Wühltierarten unterscheiden und Durchmesser von bis zu 40 cm sowie Längen größer 50 m erreichen können (Tab. 3-1).

Tab. 3-1: Wühltierarten und ihre erdbaulichen Charakteristiken (DWA, 2017; DVWK, 1993)

Wühltierart	Röhren Ø [cm]	Ausdehnung [m]	Röhren-/ Gangsystem
Biber	30 - 40	≈ 20	verzweigt
Bisam	10 - 15	15 - 30	sehr verzweigt
Nutria	40 - 60	≈ 20	verzweigt
Feldmaus	≈ 3,5	-	sehr verzweigt
Maulwurf	≈ 6	> 50	sehr verzweigt
Fuchs / Dachs	≈ 40	-	mehrere Einzelgänge

Landseitige Eintrittsöffnungen fördern aufgrund der bereits existierenden Röhre / Gangsysteme die innere Erosion im Deichkörper. Wasserseitige Eintrittsöffnungen erhöhen die Durchsickerung

und somit den schnelleren Anstieg der Sickerlinienlage im Deich. Zudem liegen diese während eines Hochwasserereignisses unterhalb des Wasserspiegels, so dass ein Schaden infolge von Materialaustritt nicht rechtzeitig erkannt und i. d. R. keine entsprechenden Verteidigungsmaßnahmen getroffen werden können. Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass gegrabene Hohlräume bei Wasserzutritt einstürzen und Sackungen am Deichkörper verursachen, so dass das erforderliche Schutzniveau nicht mehr gewährleistet wird.

3.1.2 Globales bzw. lokales geotechnisches Versagen

Wird ein Deich durch Hochwasserstände belastet, sickert Wasser in den Deichkörper ein. Zonierte Deichkörper verringern durch eine wasserseitige Dichtung den Sickerwassereintritt bzw. können das anfallende Sickerwasser mit einer integrierten Drainagezone am Deichfuß binnenseitig ableiten. Probleme können dagegen bei homogen aufgebauten Deichen entstehen. Durch das Fehlen der dichtenden Außenschicht sowie der innen liegenden Drainagezone wird der Deichkörper bei längerem Einstau stark durchfeuchtet. Somit befindet sich die stationäre Sickerlinienlage in einer höheren Lage und wird zudem in einer kürzeren Einstauphase erreicht. Je höher die Sickerlinienlage ist, desto größer ist der Sättigungsgrad des Deichkörpers und es steht umso mehr Erdmaterial unter Auftrieb. Durch die Verringerung des Eigengewichts sowie der Erhöhung der einwirkenden Strömungskraft im durchströmten Deich ist die Stabilität der landseitigen Böschung gefährdet. Übersteigt die Einwirkung aus der Strömungskraft die haltenden, aus dem Eigengewicht des Bodens resultierenden Widerstände, droht die Böschung abzurutschen, was mit dem Komplettversagen des Hochwasserschutzdeichs einhergehen kann (Abb. 3-9). Das Versagen der Böschung kann entlang unterschiedlicher Bruchflächen erfolgen. Liegt die Bruchfläche innerhalb der Böschung, spricht man von einem Böschungsbruch. Geht die Bruchfläche über den Deichfuß hinaus, liegt ein Böschunggrundbruch vor. Diese Versagensmechanismen zählen zu dem globalen geotechnischen Versagen und sind in Abb. 3-10 schematisch dargestellt.



Abb. 3-9: Böschungsruftung in Breitenhagen am Saaledeich 2013 (links) mit anschließender Breschenbildung (rechts), (Heyer, et al., 2015)

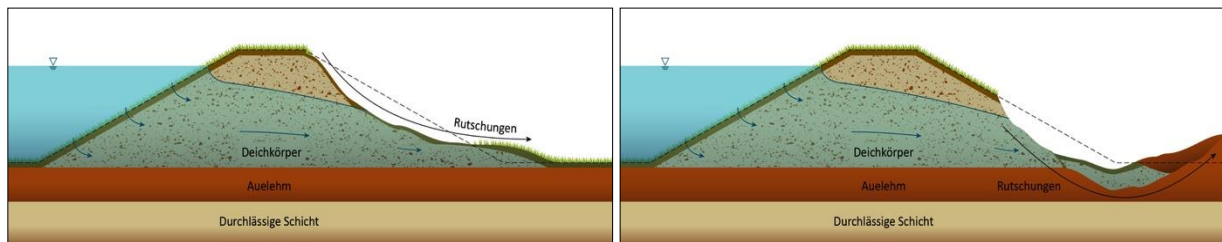


Abb. 3-10: Böschungsbruch (links); Böschunggrundbruch (rechts)

Die Problematik der Böschungsrutschung kann nicht nur landseitig, sondern auch wasserseitig auftreten. Bei einem schnellen Abfall des Wasserspiegels infolge eines flussaufwärts entstandenen Deichbruchs oder durch ein schnelles Abklingen der Hochwasserwelle liegt der Wasserstand im Deichkörper höher als im Fluss. Dadurch herrscht im Inneren des Deichs ein Wasserüberdruck, der Richtung Fluss wirkt und die wasserseitige Böschung belastet. Die Böschung kann dadurch auf größerer Länge abrutschen und den Deich sowie die Dichtungsschicht beschädigen (Abb. 3-11). Einem nachfolgenden Wiederanstieg des Wasserspiegels kann der zerstörte oder geschwächte Deich ggf. dann nicht mehr standhalten.

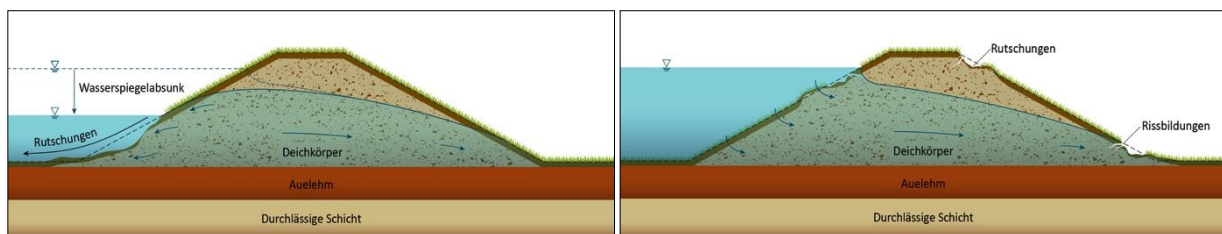


Abb. 3-11: Porenwasserüberdruck bzw. Strömungsdruck durch schnell fallenden Wasserspiegel (links); Lokale Schädigungen am Deichkörper (rechts)

In Abb. 3-11 werden zudem lokale geotechnische Versagen schematisch dargestellt, die durch unterschiedliche Einwirkungen entstehen. Hierzu zählen beispielsweise Rissbildungen infolge extremer Temperaturen oder Setzungen, Zerrungen und Stauchungen im Deichkörper bzw. im Untergrund. Neben Wühltieren können auch falsche Beweidung oder Wildtiere die Böschungsoberfläche lokal so weit beschädigen, dass keine ausreichende Stabilität des Deichkörpers während eines Hochwasserereignisses besteht. Wird der Deich durch hohe Wasserstände belastet und infolgedessen durchströmt, fördern die lokalen Schadstellen den Materialaustrag durch äußere und innere Erosion. Auch können an den Schadstellen kleine Rutschungen entstehen, die mit der Zeit zu größeren Schädigungen der Deichböschung und zu einem Versagen der Gesamtkonstruktion führen können.

3.2 Deichverteidigungsmaßnahmen

Unter Deichverteidigungsmaßnahmen werden alle operativ durchzuführenden bautechnischen Handlungen verstanden, die der Sicherstellung der Deichstabilität im Hochwasserfall dienen. Im Allgemeinen beginnt die Deichverteidigung mit der Schadensfeststellung. Wird ein Schaden an einem Hochwasserschutzdeich lokalisiert, ist schnelles Handeln sowie die Wahl der richtigen Abwehrmaßnahme im operativen Hochwasserschutz von enormer Bedeutung. Hierfür ist eine gute Ausbildung der Einsatzkräfte in der Organisation und Durchführung des operativen Hochwasserschutzes zwingend erforderlich. Ein unsachgemäßer Aufbau einer

Deichverteidigungsmaßnahme kann die Bruchgefahr durchaus erhöhen anstatt dieser entgegenzuwirken. Werden Materialien mit Hilfe von Fahrzeugen oder Hubschraubern angeliefert, können die hierbei wirkenden dynamischen Beanspruchungen den Deichkörper zusätzlich schädigen bzw. schwächen.

Zur Planung sachgemäßer Deichverteidigungsmaßnahmen und Deichsicherungen stehen verschiedene Handlungsempfehlungen/Deichverteidigungsbroschüren, erstellt von Verwaltungseinheiten der Bundesländer, zur Verfügung (LfU-BW, 2005; LfU-BY, 2010; LUA, 2003; LSBG, 2011; RP-H, 2006; MUF-RLP, 2005; SMEKUL, 2006; LHW, 2008; TMLNU, 2003). Entsprechende Literatur wurde auch von verschiedenen Hilfsorganisationen erarbeitet (DLRG, 2014; LFS-BW, 2020; Bartmann, 2007; Lotz und Metzler, 2005; BRK, 2010; THW, 2001). Zur Instruktion von Helfern am Einsatzort dienen zudem Kurzversionen in Form von Taschenkarten o. Ä., in denen detaillierte Aufbauanleitungen verschiedener operativer Deichverteidigungsmaßnahmen enthalten sind (Struhl, Paulus, 2013; THW, 2017; Koppe, Lankenau, 2018b) Die Informationen in der aufgeführten Literatur bieten allerdings ausschließlich Hinweise für die Vorbereitung des operativen Hochwasserschutzes unter Verwendung von Sandsackkonstruktionen. Potenziell einsetzbare Sandsackersatzsysteme (SSES), die in kürzerer Zeit und mit weniger Personal errichtet werden können, werden in der angegebenen Literatur nicht dargestellt bzw. sind nicht in ausreichender Ausführlichkeit beschrieben.

Welche Deichverteidigungsmaßnahmen bei entsprechenden Schadensfällen in der operativen Gefahrenabwehr getroffen und mit welchen Materialien die unterschiedlichen Konstruktionen errichtet werden können, soll im weiteren Verlauf näher betrachtet werden.

3.2.1 Überströmen

Wird während eines Hochwasserereignisses ein über das vorhandene Schutzniveau eines Deichabschnitts steigender Wasserstand vorhergesagt, droht eine Überströmung der Deichkrone, und es besteht die Gefahr der äußeren Erosion der Deichböschung. Um einem Deichversagen entgegenzuwirken, kann der Deich unter Verwendung von Sandsäcken oder Sandsackersatzsystemen temporär erhöht werden. Dies wird im Allgemeinen als Aufkadung bezeichnet. Auch ist es möglich, Erdmaterialien aufzuschütten und diese ggf. zusätzlich mit einer Folie zu dichten (Abb. 3-12). Hierbei ist jedoch zu beachten, dass der Deich infolge hoher Wasserstände bereits stark durchfeuchtet sein kann und infolgedessen nicht mehr befahren werden sollte. Eine Materialaufbringung wird dadurch deutlich erschwert. Zudem erhöht das Gewicht der Aufkadung auf der Deichkrone die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs, des Böschungsbruchs bzw. der Böschungsrutschung, weshalb die mögliche Höhe der Aufkadung nicht nur infolge des Aufwandes an Zeit, Technik, Material und Personal limitiert ist, sondern auch durch die verringerte Stabilität des eingestauten Deichs begrenzt ist. Deshalb sollte eine Deichaufkadung eine Höhe von 50 cm nicht überschreiten (LfU-BY, 2010). Gegebenenfalls ist zur Verbesserung der Standsicherheit eine Stützung im Bereich des binnenseitigen Deichfußes sowie an der Böschung vorzunehmen.



Abb. 3-12: Aufschüttung einer Aufkantung aus Sand und Folien entlang des Elbdeichs im niedersächsischen Hitzeacker (dpa/Ini, 2013)

Herkömmlicherweise wird die Aufkantung im operativen Hochwasserschutz unter Verwendung von Sandsäcken errichtet. Dabei werden die Sandsäcke auf der Wasserseite der Deichkrone lagenweise gestapelt (Abb. 3-13). Die Basis der Sandsackaufkantung sollte die zweifache Höhe zzgl. einem Sandsack betragen (THW, 2017). Nach jeder Lage wird der Sandsack um 90° gedreht, um eine höhere Stabilität und Dichtheit der Sandsackkonstruktion zu erreichen. Der Boden des zugebundenen oder zugerödelten Sandsacks zeigt dabei zum Wasser bzw. in Fließrichtung des Flusses. Werden die Sandsäcke nicht mechanisch verschlossen, sondern nur im oberen Bereich umgeschlagen, so zeigt die umgeschlagene Seite zum Wasser bzw. gegen die Fließrichtung. Für eine erhöhte Dichtheit der Konstruktion kann die Aufkantung zusätzlich mit einer Folie bedeckt werden (Abb. 3-13). Die Länge der Überlappung an den Folienenden ist großzügig zu wählen und die Überlappungsöffnung muss in Fließrichtung zeigen.

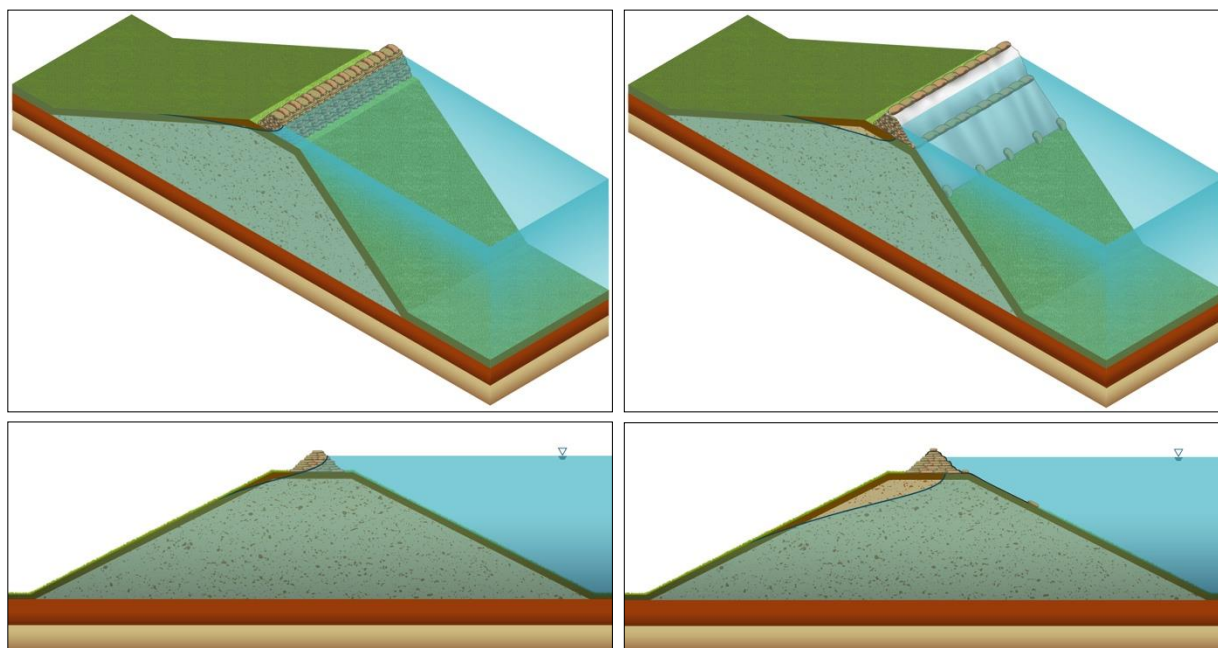


Abb. 3-13: Schematische Darstellung einer Sandsack-Aufkantung in der Perspektive ohne (oben links) und mit Folienvorlage (oben rechts) sowie im Querschnitt ohne (unten links) und mit Folienvorlage (unten rechts)

Je nach Größe des einzusetzenden Sandsacks (Kapitel 2.2.1.1) variiert auch die benötigte Anzahl der Sandsäcke zur Herstellung der Konstruktion. Gemäß THW (2017) werden beispielsweise für eine 50 cm hohe und 10 m lange Aufkantung, bestehend aus Sandsäcken mit einer Größe von 30 x 60 cm (leer), etwa 1.000 Sandsäcke benötigt. Bei Verwendung von 40 x 60 cm (leer) großen Sandsäcken sind hingegen etwa 650 Sandsäcke für die gleiche Konstruktion zu verbauen (Tab. 3-2). Unabhängig von der Sandsackgröße liegt der Zeitbedarf zum Füllen der Sandsäcke bei 400 SaSä/h mit 10 Helfern sowie zum Verlegen bei 800 SaSä/h mit 10 Helfern. Somit hängt die Herstellungszeit einer Aufkantung stark von der Größe der verwendeten Sandsäcke ab, was häufig bei der Planung von Einsätzen nicht beachtet wird und zu maßgebenden Fehleinschätzungen führen kann.

Tab. 3-2: Kennwerte einer 10 m langen Aufkantung mit Sandsäcken, bezogen auf die Konstruktionshöhe sowie die Sandsackgröße (THW, 2017)

	Sandsack 30 x 60 cm (leer) auf 10 m Länge			Sandsack 40 x 60 cm (leer) auf 10 m Länge		
	7 cm	30 cm	50 cm	8 cm	30 cm	50 cm
Höhe	7 cm	30 cm	50 cm	8 cm	30 cm	50 cm
Basis (quer)	1	3	4	1	3	4
Basisbreite	35 cm	105 cm	140 cm	35 cm	105 cm	140 cm
$b = 2h + 1 \text{ SaSa}$						
Lagen übereinander	1	4	9	1	4	7
Säcke	42	350	1000	30	250	650
Zeitbedarf mit 10 Helfern ohne füllen	3 min	25 min	75 min	2 min	20 min	50 min

Gemäß Tab. 3-2 beträgt die Herstellungszeit einer 50 cm hohen Aufkantung mit der Sandsackgröße von 30 x 60 cm (leer) 75 min und mit der Größe 40 x 60 cm (leer) 50 min. Zur Planung konkreter Abwehrmaßnahmen im operativen Hochwasserschutz ist somit unbedingt die Größe der zu verwendenden Sandsäcke mit einzubeziehen. Neben dem Faktor Zeit spielt auch die benötigte Anzahl der Sandsäcke am Einsatzort eine ausschlaggebende Rolle. Werden aufgrund falscher Annahmen zu viele Sandsäcke zur Bewältigung der Abwehrmaßnahme an den Einsatzort transportiert, können diese an anderer Stelle fehlen.

In Abb. 3-14 ist der Rückbau einer Sandsack-Aufkantung und der gleichzeitige Aufbau eines Auflastfilters am binnenseitigen Deichfuß während des Elbehochwassers 2013 dargestellt. Beim Auf- wie beim Rückbau von Aufkantungungen wie von Auflastfiltern ist generell der Einsatz einer enormen Zahl an Helfern notwendig.



Abb. 3-14: Rückbau einer Sandsack-Aufkantung und Aufbau eines Auflastfilters am binnenseitigen Deichfuß beim Elbehochwasser 2013 in der Nähe von Hitzacker (Foto: Bärbel Koppe)

Eine ressourcenschonendere Variante zur Aufkantung von überflutungsgefährdeten Deichabschnitten an Binnengewässern kann ein Einsatz von Sandsackersatzsystemen darstellen (SSES). In dem von der Deutschen Stiftung Umweltschutz (DBU) geförderten Forschungsprojekt DeichKADE (Koppe et al., 2019), wurde ein SSES speziell für den Einsatz auf der Deichkrone entwickelt (Abb. 3-15). Innerhalb von 55 Minuten kann eine 15 m lange Strecke mit zwei Helfern mit dem TÜV-geprüften Schlauchsystem gesichert werden. Dank eines speziellen Drainagesystems bleibt die DeichKADE auch beim Einstau bis zur Systemhöhe von 0,80 m lagestabil. (TÜV-NORD, 2019)

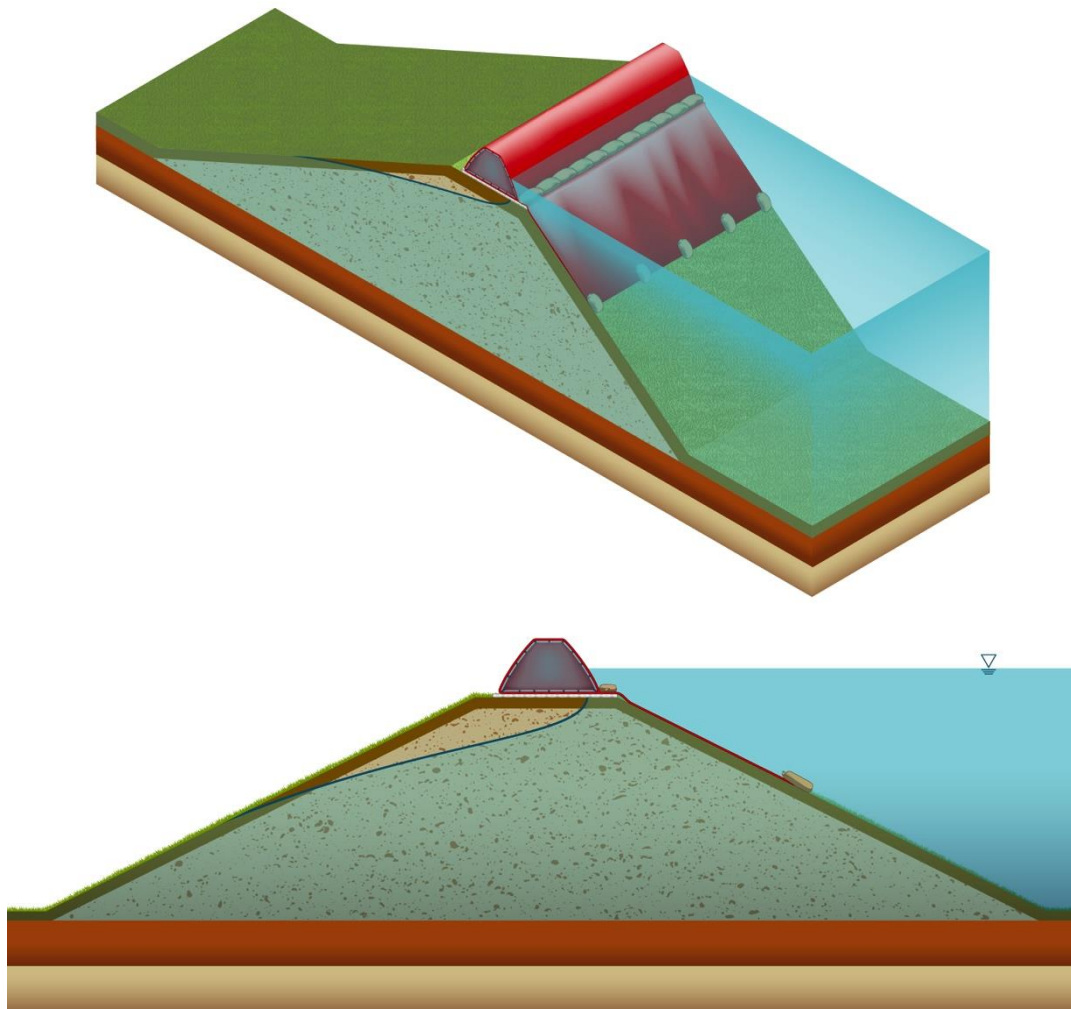


Abb. 3-15: Schematische Darstellung des Sandsackersatzsystems DeichKADE in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

Auch SSES, die herkömmlicherweise für den linienartigen Hochwasserschutz tiefliegender Gebiete eingesetzt werden, können als Aufkadung fungieren. Abb. 3-16 zeigt beispielsweise den Einsatz des SSES vom Hersteller "Aquariwa" während des Elbehochwassers 2013 bei Gartow (Niedersachsen). An diesem Deichabschnitt waren Minderhöhen bekannt, so dass das System als Vorkehrung zum Schutz vor einer Überströmung aufgebaut wurde. Infolge einer geänderten Lagebeurteilung wurde das System innerhalb kürzester Zeit jedoch wieder abgebaut und an einem anderen Ort zum Schutz vor einer Überschwemmung eines tiefliegenden Gebiets eingesetzt (Aquariwa, 2020).



Abb. 3-16: Aufkädung durch Verwendung eines Sandsackersatzsystems an einem Hochwasserschutzdeich mit Minderhöhen (Aquariwa, 2020)

Beim Einsatz als Deichaufkädung sind insbesondere die Aufstandsflächen der eingesetzten SSES zu beachten. Die Konstruktionen werden in unterschiedlicher Form und Aufbauart auf dem Markt angeboten, wobei einige Systeme eine sehr begrenzte und somit kleinere Aufstandsfläche als vergleichbare Sandsacksysteme aufweisen, andere aber eindeutig zu breit sind für den Einsatz auf einer breitenbegrenzten Deichkrone. Zudem existieren SSES mit punktueller Lastabtragung, deren Einsatz sich auf nicht befestigten, also nicht asphaltierten oder gepflasterten Deichkronen, die nur in Ausnahmefällen vorhanden sind, ausschließt. Die punktuellen Aufstandsflächen sinken in die durchweichte Deichkrone ein und es besteht die akute Gefahr der Zerstörung der Deichkrone wie der Überströmung der eingesunkenen Aufkädung.

Linienartige Hochwasserschutzsysteme und ebensolche SSES werden im Detail in Kapitel 6 und Kapitel 7 hinsichtlich Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit behandelt.

Grundsätzlich ist zu beachten, dass Aufkädungen immer von geschulten Fachkräften zu planen, zu begleiten und durchzuführen sind. Mit der Aufkädung steigt die mögliche Einstauhöhe am Deich, gleichwohl sinkt jedoch die Standsicherheit des Deichkörpers infolge der höheren hydraulischen Belastung. Die Sickerlinienlage im Deichkörper steigt weiter an und es befindet sich mehr Material unter Auftrieb, so dass das notwendige stabilisierende Eigengewicht sinkt. Dadurch verschärft sich grundsätzlich die Gefahrensituation durch eine Aufkädung. Das besiedelte Hinterland, das durch hohe Wasserstände gefährdet ist, sollte vor dem Bau einer Deichaufkädung evakuiert und überzählige Einsatzkräfte sollten aus dem Gefährdungsbereich abgezogen werden. Die für die Abwehrmaßnahme notwendigen Einsatzkräfte sind ausreichend zu sichern und der Rückzugsweg ist für eine spontane Evakuierung der Einsatzkräfte freizuhalten.

3.2.2 Lokaler Sickerwasseraustritt

Wird im unteren Bereich der Deichbinnenböschung oder im naheliegenden Hinterland ein verstärkter lokaler Sickerwasseraustritt erkannt, ist die Sickerrate aufgrund der Gefahr einer inneren Erosion schnellstmöglich zu verringern oder zu stoppen. Hierfür wird eine sogenannte Quellkade um die lokale Austrittsstelle errichtet. Das austretende Sickerwasser wird dadurch aufgefangen und erzeugt einen hydraulischen Gegendruck, so dass die Durchströmung

vermindert oder im besten Fall gestoppt wird. Mit verminderter Fließgeschwindigkeit reduziert sich auch die Möglichkeit von Bodenaustrag an der Austrittsstelle und somit die Gefahr der rückschreitenden Erosion. Ist die Quellkade errichtet, ist die Umgebung hinsichtlich der Entstehung weiterer Quellen sorgfältig zu beobachten. Zudem ist zu beachten, dass die Austrittsstelle nicht ohne Gegendruck, den die Quellkade liefert, abgedichtet werden darf. Dadurch würde sich ein erhöhter Wasserdruck im Untergrund ohne wirksamen Gegendruck ausbilden und zu einer Destabilisierung des Bodens führen.

Herkömmlicherweise werden Quellkaden mit Sandsäcken errichtet, die sich in ihrer Aufbauart nach Lage der Austrittsstelle unterscheiden. Befindet sich die Quelle im Hinterland oder an einer sehr flachgeneigten Böschung, wird die Quellkade als Ringdeich ausgeführt. Liegt sie innerhalb einer steileren Deichböschung, so reicht hingegen in der Regel eine U-förmige Konstruktion aus (Abb. 3-17).

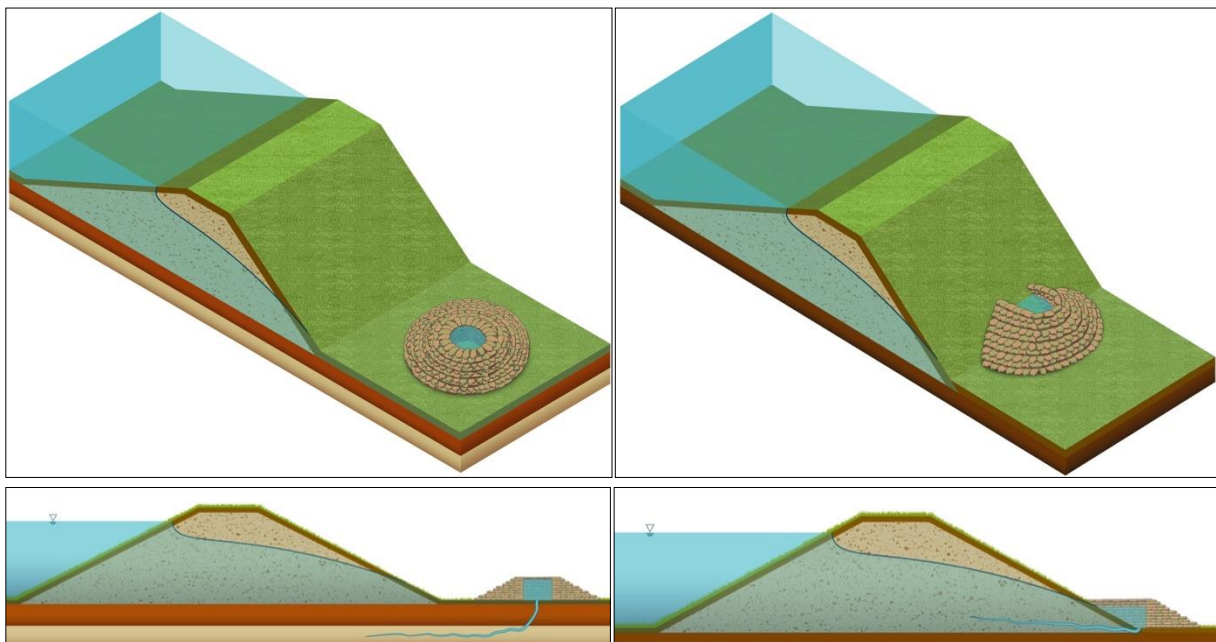


Abb. 3-17: Schematische Darstellung einer ringförmig ausgebildeten Sandsack-Quellkade in der Perspektive (oben links) und im Querschnitt (unten links) sowie einer U-förmig ausgebildeten Sandsack-Quellkade in der Perspektive (oben rechts) und im Querschnitt (unten rechts)

Gemäß THW (2017) wird die Sandsack-Quellkade mit einem umläufigen Abstand von mindestens 50 cm zur Quelle errichtet. Die erforderliche Höhe der Sandsack-Quellkade hängt von der ausströmenden Sickerwassermenge und somit von der Größe des Erosionskanals, der Durchlässigkeit des Deichbaumaterials sowie dem hydraulischen Gradienten der Strömung ab. Sie muss so hoch gebaut werden, dass die Durchströmung durch den erzeugten hydraulischen Gegendruck gestoppt oder zumindest auf ein ausreichendes Maß verringert wird. Steigt der Wasserstand über die Konstruktionshöhe, muss diese weiter erhöht werden. Eine Mindesthöhe der Sandsack-Quellkade von ca. $h = 80$ cm bzw. der Aufbau von mindestens 10 Sandsacklagen wird laut THW (2017) empfohlen. Die Basisbreite ergibt sich wie bei der Aufkadung mit der Faustformel: $b = 2h + 1$ Sandsack. Anders als bei der Aufkadung wird die Sandsack-Quellkade nur einseitig geböscht aufgebaut, wobei die senkrechte Seite zur Quelle zeigt. Die Sandsäcke

werden in Längs- und Querrichtung als Verbund verlegt, so dass eine bessere Dichtung der Quellkade erreicht wird. Muss die Sandsack-Quellkade über einen Entwässerungsgraben hinaus gebaut werden, so ist dieser zur Wahrung der Entwässerungsfunktion zu verrohren.

Bei einer Höhe von 80 cm und der Verwendung von 40 cm x 60 cm (leer) großen Sandsäcken, werden ca. 1.000 Sandsäcke sowie ein Zeitbedarf von etwa 75 min bei einem Einsatz von 10 Helfern benötigt. Werden hingegen 30 cm x 60 cm (leer) große Sandsäcke verwendet, so steigt der Sandsack- und Zeitbedarf um ca. 40 % (Koppe, Lankenau, 2018b).

Einen im Vergleich zu einer Sandsack-Quellkade effizienteren und unkomplizierteren Aufbau bietet das TÜV-geprüfte Sandsackersatzsystem "Flutschutz-Quellkade" (Koppe et al., 2014). Dabei handelt es sich um ein wassergefülltes, ringförmiges Schlauchsystem mit quadratischer Grundfläche, das aus wasserdichtem Planenstoff hergestellt wird (Abb. 3-18). Das 2,90 m x 2,90 m x 1,0 m (lxbxh) große und 35 kg schwere System wird über einen Storz-Anschluss zunächst zur Positionierung und Ausrichtung über der lokalen Austrittsstelle mit Luft befüllt. Anschließend wird das System bei gleichzeitiger Wasserbefüllung kontrolliert entlüftet. Hierdurch wird gewährleistet, dass kein Faltenwurf am System entsteht, was die Durchlässigkeit an den Systemrändern vergrößern würde. Mit zwei Helfern und innerhalb 15 Minuten ist das System aufgebaut und einsatzbereit.

Durch Verwendung der Flutschutz–Quellkade gegen lokale Sickerwasseraustritte kann die Zahl der erforderlichen Einsatzkräfte erheblich verringert werden. Im Vergleich zur Verwendung von Sandsäcken reduziert sich mit der Befüllung des Systems mit vor Ort verfügbarem Wasser auch der Platzbedarf für den Transport, so dass zeit- und kostenintensive Transportvorgänge verringert werden können. Zudem wird das Sickerwasser aufgrund der wasserdichten Umrandung der Flutschutz–Quellkade innerhalb des Systems gehalten. Mit geringeren Sickerverlusten reduziert sich auch die Durchströmung im Bereich der Anomalie im Deichkörper und die Wirksamkeit der errichteten Quellkade wird erhöht.

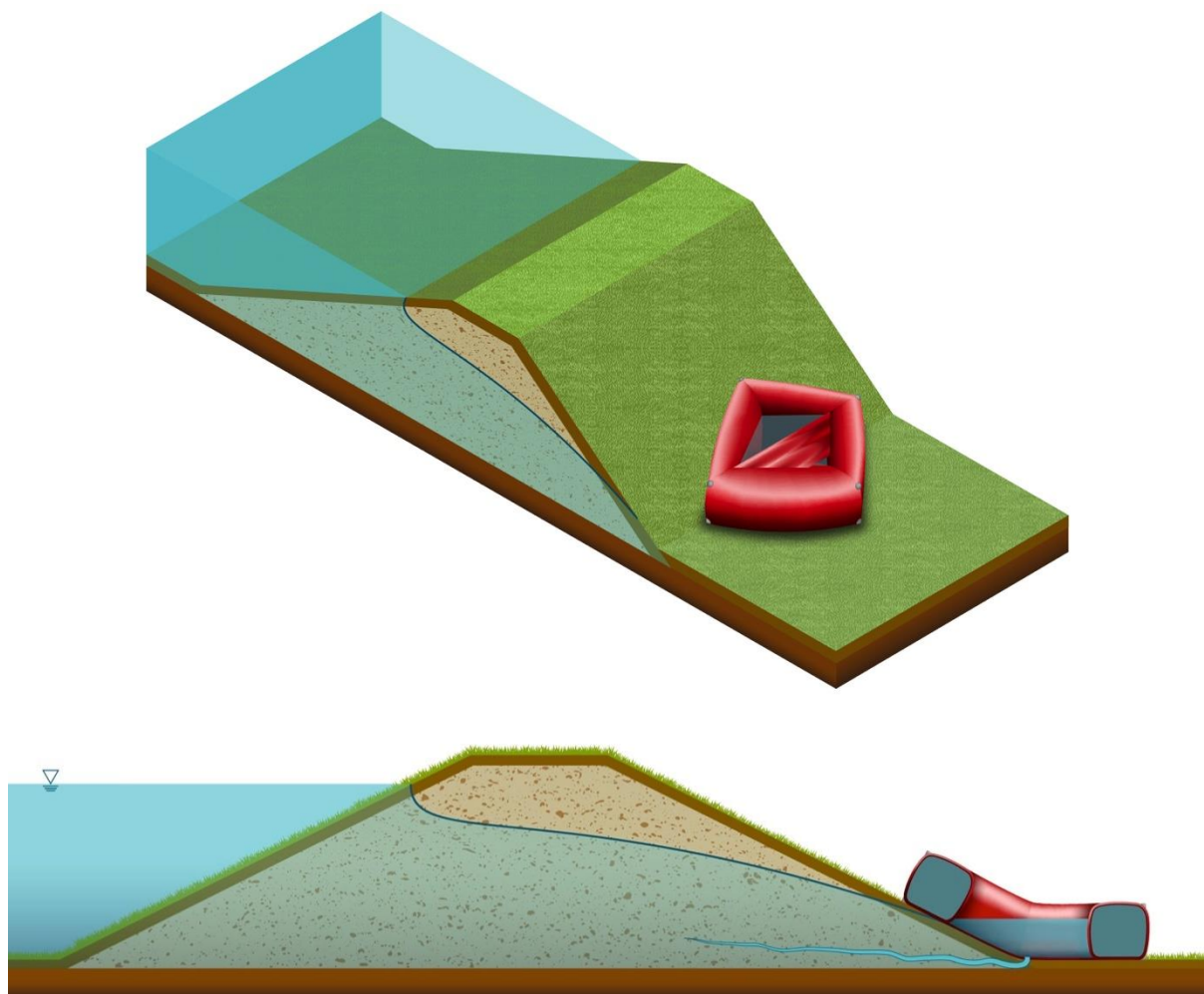


Abb. 3-18: Schematische Darstellung der Flutschutz-Quellkade in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

3.2.3 Flächiger Sickerwasseraustritt

Bei flächigem Sickerwasseraustritt an der Binnenböschung besteht eine erhöhte Gefahr des Böschungs- oder Böschunggrundbruchs. Als Abwehrmaßnahme muss der Bereich des luftseitigen Böschungsfußes durch Aufbringen von Gewicht bei gleichzeitiger Gewährleistung der Abfuhr von Sickerwasser gestützt werden. Letzteres ist wichtig, um eine Erhöhung des Auftriebs im Deichkörper durch sich zusätzlich aufstauendes Sickerwasser zu vermeiden. Hierzu dienen im operativen Hochwasserschutz sogenannte Auflastfilter, die unter Gewährleistung des freien Sickerwasserabflusses eine ausreichende Auflast zur Stabilisierung eines bruchgefährdeten Deichs ermöglichen sollen.

Ist die Zuwegung an den bruchgefährdeten Deich bedenkenlos zu befahren, kann der Auflastfilter durch eine Kiesschüttung mit hoher Wasserdurchlässigkeit aufgebracht werden (Abb. 3-19). Werden mehrere Schichten mit unterschiedlichen Materialien eingebaut, muss der Aufbau filterstabil durchgeführt werden. Um einen Grundbruch zu vermeiden, ist der geschüttete Auflastfilter von unten nach oben zu errichten. In Lotz und Metzler (2005) werden für den Bau des Auflastfilters erforderliche Abmessungen angegeben. Das Aufschütten des Filterkieses am

Deichfuß ist entweder mit einem Mindestabstand von der doppelten Deichhöhe – gemessen von der Deichkrone – oder mit der halben Deichhöhe, gemessen vom Deichfuß, zu beginnen. Der größere Abstand der beiden Ansätze ist maßgebend. Weist die Deichkronenbreite weniger als drei Meter auf, so ist der Abstand zum Deichfuß um ein Zusatzmaß zu erweitern. Dies wird aus der Differenz von drei Metern und der vorhandenen Breite der Deichkrone berechnet. Die Maßnahme des geschütteten Auflastfilters bietet sich insbesondere für größere zu stützende Deichabschnitte an, insofern ausreichend Material und entsprechendes Gerät für den Transport und Einbau vorhanden sind.

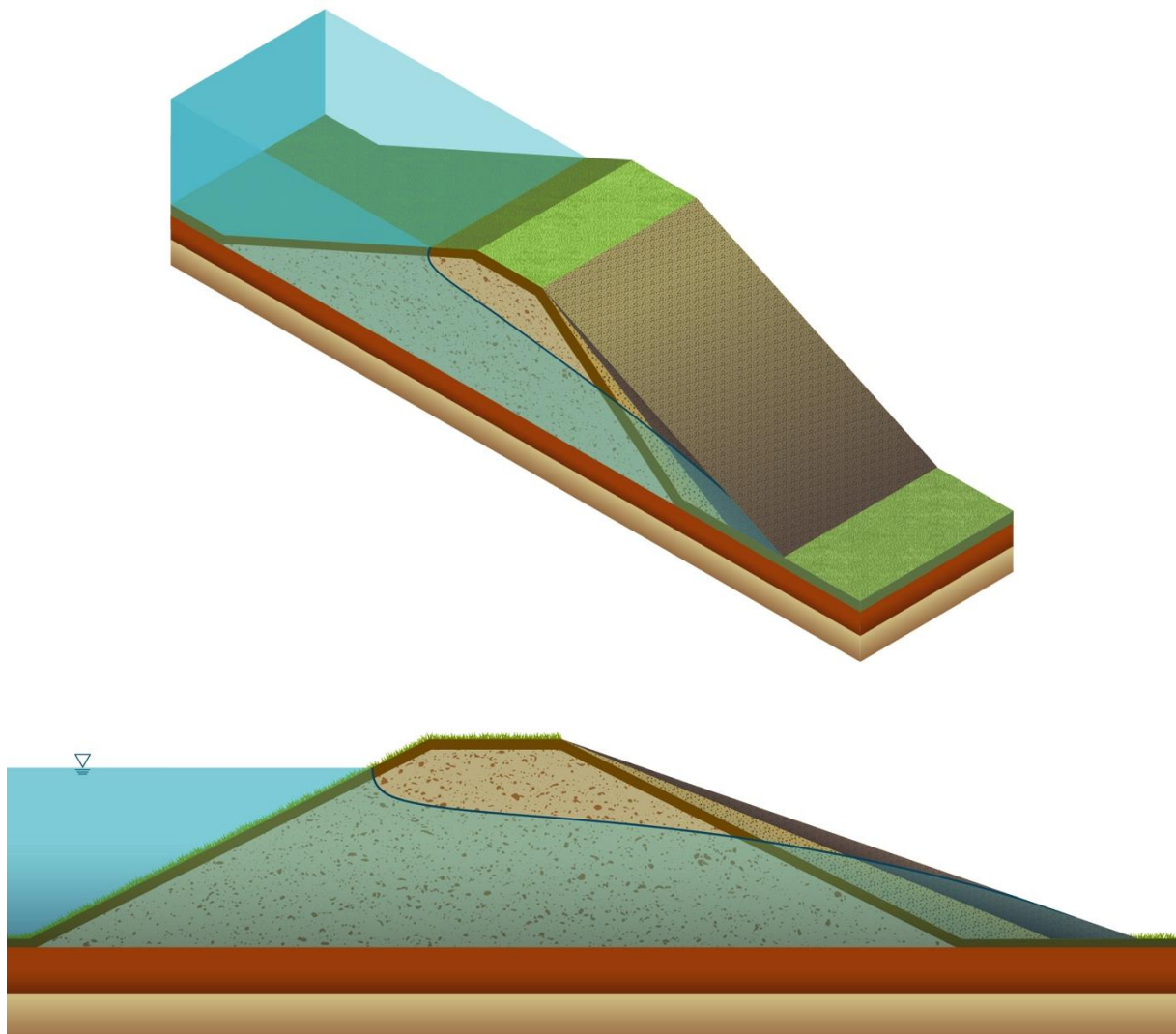


Abb. 3-19: Schematische Darstellung des geschütteten Auflastfilters in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

Oftmals ist der Einsatz von schwerem Gerät an einem durchweichenden Deich nicht möglich. Daher wird der Auflastfilter herkömmlicherweise mit Hilfe von Sandsäcken durchgeführt (Abb. 3-20). Auch hier ist die freie Entwässerung des Deichkörpers zu gewährleisten. Dies kann über den Aufbau der Sandsäcke auf einer Faschinenunterlage oder auf einem Geotextil erfolgen. Beim Einsatz eines Geotextils ist darauf zu achten, dass bei einem Materialaustrag von Feinpartikeln die erforderliche Mindestwasserdurchlässigkeit bestehen bleiben muss (LfU-BY, 2010). In THW

(2017) und in Koppe und Lankenau (2018b) wird zudem eine Möglichkeit beschrieben, bei der nach jedem fünften Sandsack eine "stiefelbreite Entwässerungsrinne" für den freien Wasserabfluss des Sickerwassers zur Gewährleistung eines ordnungsgemäßen Sickerwasseraustritts ausreichend ist. Wie bei der Sandsack-Quellkade erfolgt auch beim Sandsack-Auflastfilter der Aufbau zur Vermeidung eines Grundbruchs von unten nach oben.

In Müller (2006) wurden verschiedene Bemessungsansätze zur Ermittlung der erforderlichen Mächtigkeit eines Auflastfilters beispielhaft angewendet, wobei stark voneinander abweichende Ergebnisse bei gleichen Randbedingungen erzielt wurden. Bei Übertragung der ermittelten Aufbauhöhen in Sandsacklagen einer jeweiligen Lagenhöhe von $h = 0,08$ m lieferten die Ansätze eine Ergebnisspanne von einer bis zwölf Sandsacklagen. In Müller (2006) beschriebene physikalische und numerische Untersuchungen zum Thema führten dazu, dass drei Sandsacklagen zur Sicherung eines bruchgefährdeten Deichs mit maximaler Einstauhöhe von drei Meter erforderlich sind. Basierend auf Einsatzerfahrungen während Hochwasserereignissen werden gemäß THW (2017) hingegen vier Lagen in Verbundbauweise empfohlen.

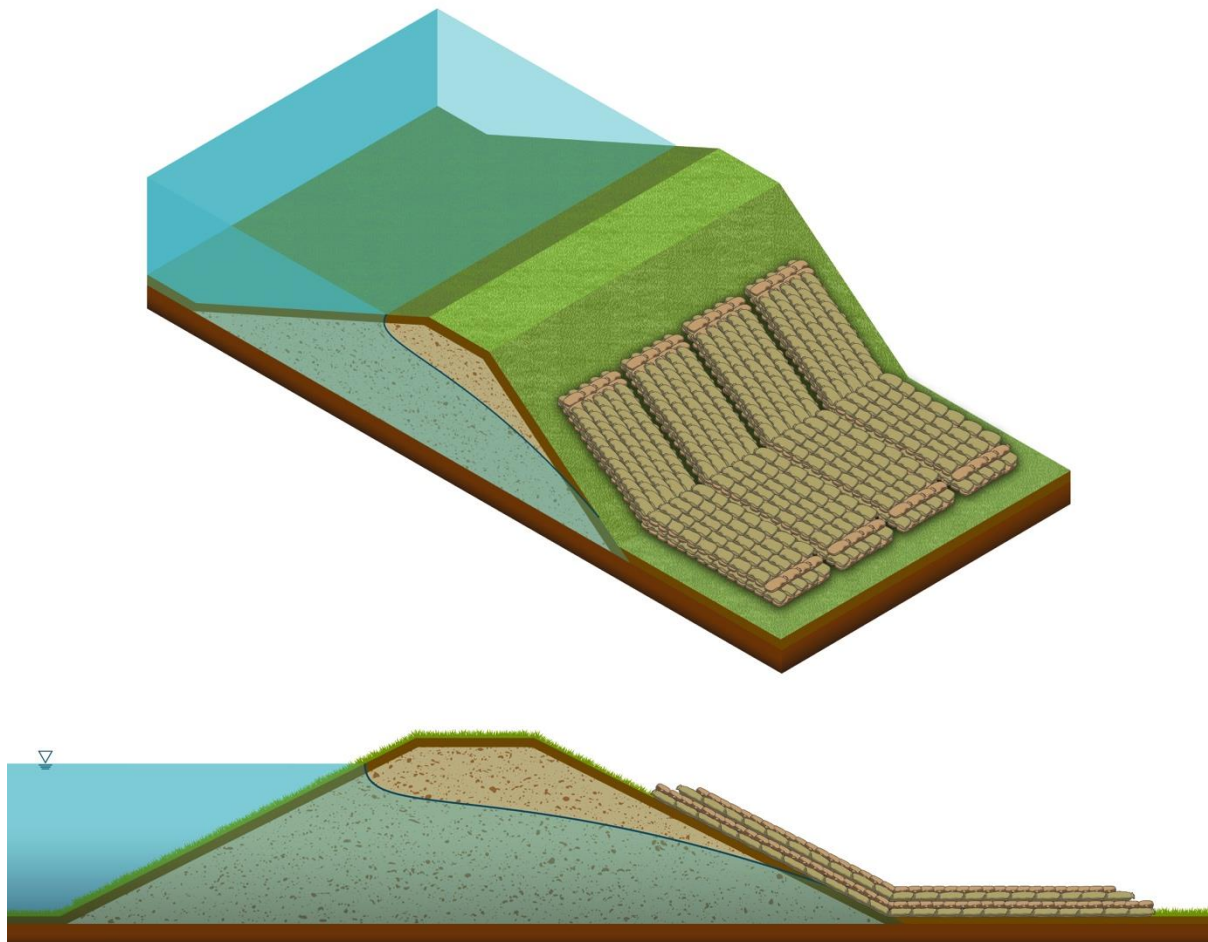


Abb. 3-20: Schematische Darstellung eines Sandsack-Auflastfilters in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

Gemäß Koppe und Lankenau (2018b) sollte die Auflast um mindestens 1 Sandsack über die Sickerlinie ragen. Da die Entwicklung der Sickerlinie nicht ständig beobachtet werden kann, ist gemäß THW (2017) die Auflast von vornherein etwa 2/3 die Böschung hinauf und dieselbe Länge

ins Deichhinterland aufzubauen. Die Länge der Auflast vor der Böschung sollte in keinem Fall reduziert werden, da der Bereich vor dem Deichfuß besonders gefährdet ist durch hydraulischen Grundbruch bzw. Aufbrechen einer eventuell vorhandenen undurchlässigen Schicht.

Auch beim Sandsack-Auflastfilter variiert der Sandsack- sowie Zeitbedarf in Abhängigkeit der gewählten bzw. vorhandenen Sandsackgrößen maßgebend, weshalb die verwendete Sandsackgröße in der Einsatzplanung zwingend zu berücksichtigen ist (Tab. 3-3).

Tab. 3-3: Kennwerte eines 10 m langen Auflastfilters mit Sandsäcken, bezogen auf die Konstruktionshöhe sowie die Sandsackgröße (THW, 2017)

Höhe der Auflast vom Deichfuß ausgehend (Böschung + Hinterland)	Sandsack 30 x 60 cm (leer) auf 10 m Länge / 4-lagig (Stk. / Std. mit 10 Helfern)		Sandsack 40 x 60 cm (leer) auf 10 m Länge / 4-lagig (Stk. / Std. mit 10 Helfern)	
	2 + 2 m	2.200	2,8	1.550
3 + 3 m	3.200	4,0	2.300	2,9
4 + 4 m	4.300	5,4	3.100	3,9
5 + 5 m	5.300	6,6	3.800	4,8
6 + 6 m	6.400	8,0	4.600	5,8

Alternativ zur Böschungssicherung mit Schüttgütern oder Sandsäcken können auch wassergefüllte Systeme zum Einsatz kommen. Marks und Trautes (2003) beschreiben und diskutieren den Einsatz eines 15 m langen und 0,50 m hohen Großschlauchsystems (Abb. 3-21), was für den Einsatz als Böschungssicherung vorgeschlagen wird. Eine praxisreife Anwendungsmöglichkeit des beschriebenen Systems liegt jedoch bisher nicht vor. Das in Marks und Trautes (2003) beschriebene Großschlauchsystem wurde zudem an kleinmaßstäblichen Versuchen in Müller (2006) auf seine Funktionstauglichkeit getestet. Es stellte sich heraus, dass sich der Einsatz des wassergefüllten Großschlauchsystems zur Sicherung der Binnenböschung nicht bewährt hat. Aufgrund eines zu geringen Eigengewichts konnte ein Versagen der Binnenböschung nicht verhindert werden und die Anwendung wurde dementsprechend nicht empfohlen.

Eine funktionstaugliche Variante bietet allerdings der TÜV-geprüfte und speziell für den Einsatz an Deichböschungen konfektionierte "Flutschutz-Auflastfilter" (Abb. 3-22). Auch dieses System wird mit Wasser befüllt. Mit einer Größe von 7,00 x 3,50 x 0,60 m (lxbxh) und einem Gewicht ohne Füllung von 70 kg kann es mit zwei Helfern innerhalb von etwa 20 Minuten ausgelegt und mit ausreichend Wasser befüllt werden (Koppe et al., 2014). Für die ungehinderte Entwässerung des Deichkörpers ist das System auf einer Drainagematte aufzubringen. Auch hier wird zur Vermeidung des Grundbruchs ein Teil auf der Fläche des Hinterlandes und ein Teil auf der Binnenböschung aufgebracht. Wasser weist eine geringere Dichte als Sand auf, so ist für die Herstellung eines ausreichenden Gegendrucks zur Stützung des Deichkörpers mehr Volumen notwendig als beim Sandsack-Auflastfilter. Vom Hersteller wird diesbezüglich ein Wassereinstau von 1,5 m empfohlen, der vom Deichfuß aus gemessen wird. Wie bei der FLUTSCHTZ-Quellkade bietet der FLUTZSCHUTZ-Auflastfilter gegenüber einer Sandsackkonstruktion enorme Vorteile in der Aufbauzeit sowie im personellen und logistischen Aufwand zur Durchführung der Schutzmaßnahme.

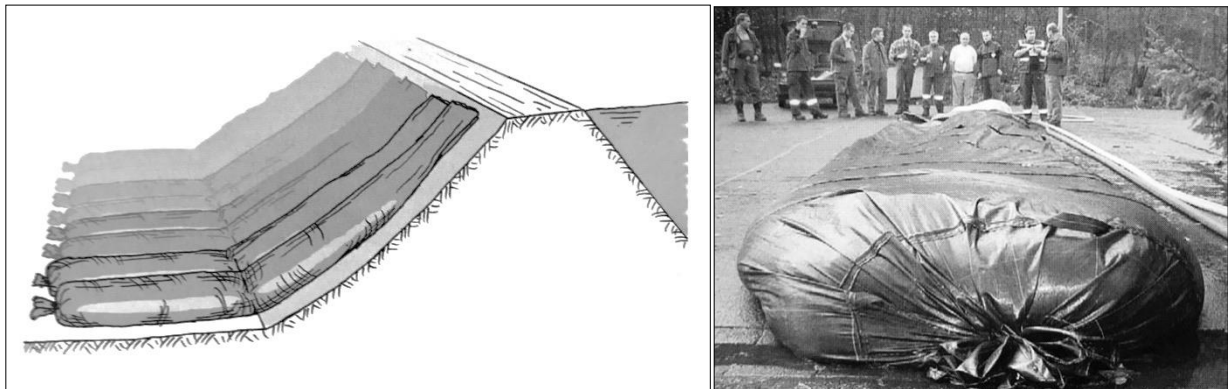


Abb. 3-21: Prinzipskizze des Großschlauchsystems (links) und gefüllter Einzelschlauch auf ebener Fläche (rechts), (Marks und Trautes, 2003)

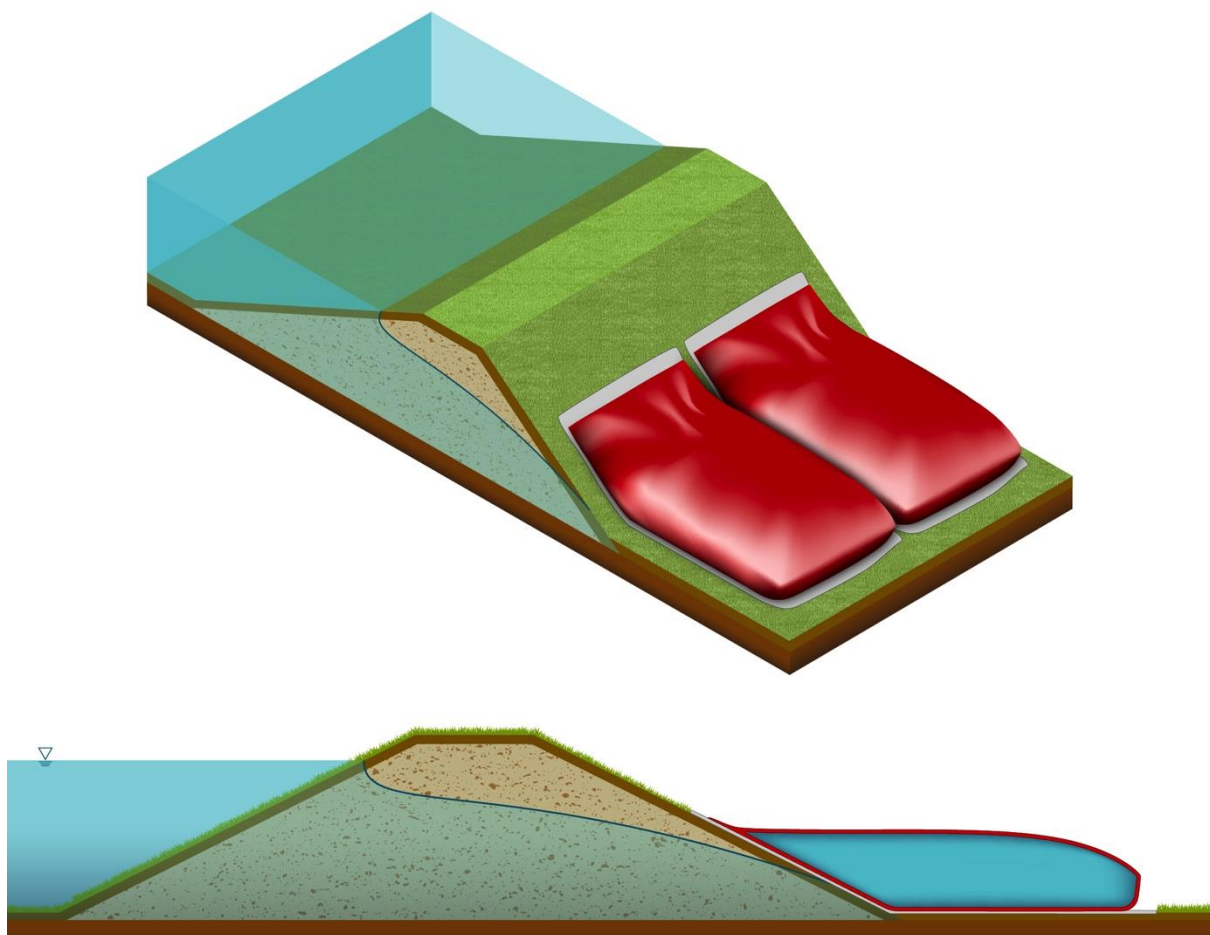


Abb. 3-22: Schematische Darstellung des Flutschutz-Auflastfilters in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

Auf Binnenböschungen sind grundsätzlich keine Planen oder Kunststoffdichtungsbahnen auf dem Erdkörper einzusetzen, da diese die Sickerwasserströmung unterbinden und zu einem Anstieg der Sickerlinie im Deich führen. Hingegen kann das Aufbringen einer flächendeckenden Dichtungsbahn auf der wasserseitigen Böschung einen positiven Effekt haben (Abb. 3-23). Das

Einströmen von Sickerwasser in den Deichkörper kann vermindert und der flächige Sickerwasseraustritt somit reduziert werden. Bei gleichbleibender Entwässerung sinkt somit auch die Sickerlinienlage und die Standsicherheit des bruchgefährdeten Deichs wird erhöht. Unter diesen Annahmen wurden bei extremen Hochwasserereignissen mit langanhaltend hohen Wasserständen bereits Folienkonstruktionen zur Notsicherung von bruchgefährdeten Deichen verwendet. Der Einsatz sowie die Wirksamkeit der Folienuflage zur Reduzierung der Sickerlinienlage ist jedoch strittig.

Das Institut für Boden- und Felsmechanik der Universität Karlsruhe führte auf dem Gelände der Bundesanstalt für Wasserbau BAW in Karlsruhe großmaßstäbliche Modellversuche zur Wirksamkeit einer auf der wasserseitigen Böschung eines belasteten Deichs aufgetragenen Folienkonstruktion durch (Brauns, et al, 2003). Hierzu wurden an einem einstaubaren Testdeich handelsübliche Folien der Breite 4,0 m und der Stärke 0,3 mm von der Deichkrone bis zum Böschungsfuß ausgelegt. Die Überlappungen der einzelnen Bahnen betragen mehr als 0,5 m und wurden zusätzlich mit Sandsäcken beschwert. Als Ergebnis der Untersuchungen wurde durch das Aufbringen der Folien jedoch keinerlei Wirkung hinsichtlich der Minderung der Sickerlinienhöhe festgestellt, da am unteren Folienrand und an den Anschlüssen der Folienbahnen Undichtigkeiten auftraten, die praktisch zur Aufhebung der Dichtwirkung führten. Hierdurch stellte sich ein weitgehend identischer hydraulischer Druck ober- und unterhalb der Dichtungsebene ein, so dass die Dichtungsbahn nur kaum oder gar nicht an den Deichkörper angepresst wurde. Auf Basis dieser Untersuchungen wurde seitens des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik an der Universität Karlsruhe von einer Notsicherung mit Folien auf der wasserseitigen Böschung abgeraten.

In Wagner (2003) wurde die Anwendung der Versuchsergebnisse von Brauns et al. (2003) auf pauschal sämtlichen möglichen Bedingungen an Deichen angezweifelt und es wurde ein analytischer Ansatz zur Ermittlung der Dichtwirkung von Folienuflagen auf grasbewachsenen Deichen entwickelt. Zur Bewertung der Wirksamkeit der Folienabdeckung wird hierbei die durch den Deich sickernde Wassermenge der Zuflussmenge gegenübergestellt. Folgende Zuflüsse sind in dem analytischen Ansatz gemäß Wagner (2003) zu berücksichtigen:

- Sickerzuflüsse durch Löcher und Beschädigung (Durchschläge) in den Folien
- Sickerzuflüsse durch die Überlappungen der Bahnen
- Sickerzuflüsse durch den Grasspalt unter den Folien am Deichfuß
- Zuflüsse durch Umsickerung der Einbindung am Deichfuß
- Sickerdurchflüsse durch den Grasspalt unter den Folien an den Längsseitenenden
- Zuflüsse durch Umsickerung der Einbindung der Längsseitenenden
- Zuflüsse durch Überlauf über das Kopfende der Folienabdeckung

Als Ergebnis wurde auch hier analytisch gezeigt, dass eine großflächige Notsicherung mit Folienabdeckung an homogen aufgebauten, grasbewachsenen, quasi intakten Deichen mit einer Systemdurchlässigkeit kleiner $k = 10^{-4}$ m/s keine signifikante Dichtwirkung aufweisen und somit ein Einsatz entsprechender Konstruktionen im operativen Hochwasserschutz nicht empfohlen wurde.

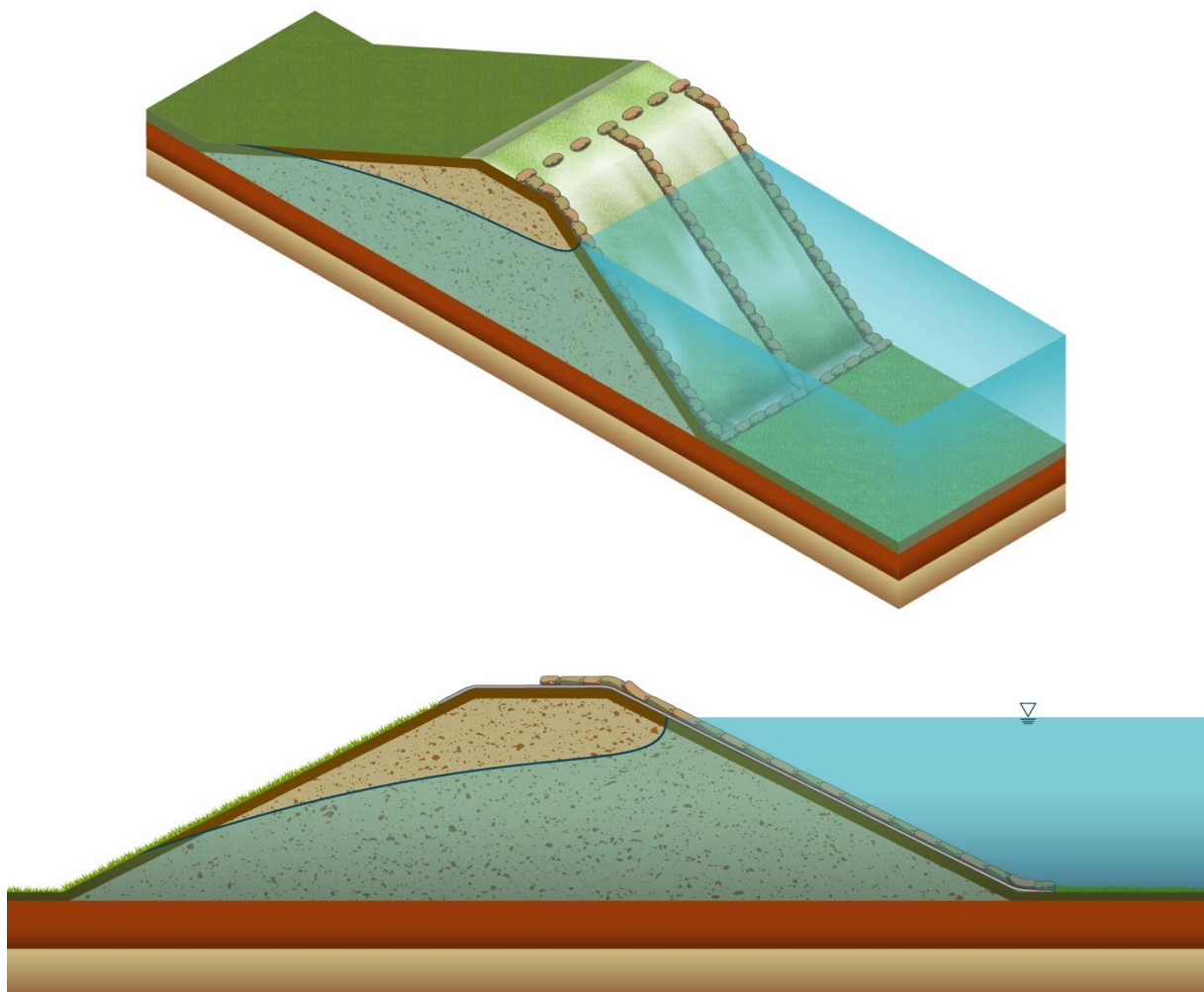


Abb. 3-23: Schematische Darstellung der wasserseitigen Folienabdeckung in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

3.2.4 Lokale Schäden auf der wasserseitigen Deichböschung

Ein erhöhter Sickerwasseraustritt auf der landseitigen Böschung kann durch eine lokale Beschädigung der wasserseitigen Deichböschung verursacht werden. Die Schadstelle ist vor weiterer Erosion bzw. vor erhöhtem Sickerwassereintritt zu schützen. Hierzu können Folien eingesetzt werden, die in der Deichverteidigung auch als Lecksegel bezeichnet werden (Abb. 3-24). Anders als bei großflächiger Folienuflage kann die Wirkung gezielter Abdeckung lokaler Beschädigungen mit Lecksegeln durchaus einen positiven Effekt zur Minderung der Durchsickerung bewirken. Durch Abdeckung der lokalen Schadstelle wird der stark erhöhte Durchfluss verringert. Bei weiter bestehender Entwässerung des geschädigten Bereichs entsteht ein Druckunterschied ober- und unterhalb des Lecksegels, so dass der höhere, von außen wirkende Wasserdruck das Lecksegel an die Schadstelle presst und diese dichtet.

Bei der Montage werden Lecksegel zunächst auf sogenannten Planenrollern aufgerollt (THW, 2001). Das freie Ende wird auf der Deichkrone ausgelegt und mit Sandsäcken beschwert, so dass das aufgerollte Ende mit Hilfe von Führungsstangen entlang der Deichaußenböschung abgerollt werden kann. Da die Schadstelle oftmals nicht sichtbar ist, sollte das Lecksegel erst bei

erfolgreicher Minderung des landseitigen Sickerwasseraustritts mit Sandsäcken beschwert werden. Ggf. ist der Ausrollvorgang zu wiederholen.

In Brauns et al. (2003) wurden bezüglich der Wirksamkeit von Lecksegeln physikalische Untersuchungen an einem kleinmaßstäblichen Testdeich durchgeführt. Es stellte sich heraus, dass die Durchströmung durch Aufbringen des Lecksegels auf etwa die Hälfte reduziert werden konnte. Es ist jedoch zu beachten, dass die Ergebnisse unter optimalen Voraussetzungen – glatte Böschungsoberfläche, faltenfreie Verlegung des Randbereichs, keine Strömung und gute Sicht unter Wasser - erzielt worden sind.

Wagner (2003) untersuchte die Wirksamkeit der Lecksegel analytisch. In dem Berechnungsbeispiel konnte eine Minderung der Sickergeschwindigkeit auf 38 % sowie des Sickerdurchflusses auf 18 % der Ausgangswerte festgestellt werden, womit auch hier die Wirksamkeit der Lecksegel bestätigt wurde.

Im Einsatz ist zudem voranzusetzen, dass lokale Beschädigungen überhaupt erst erkannt und unter Einsatzbedingungen fachgerecht gesichert werden können. Weist die Konstruktion einen Faltenwurf auf, kann der Dichtungseffekt maßgebend abgemindert oder sogar vollständig aufgehoben werden.

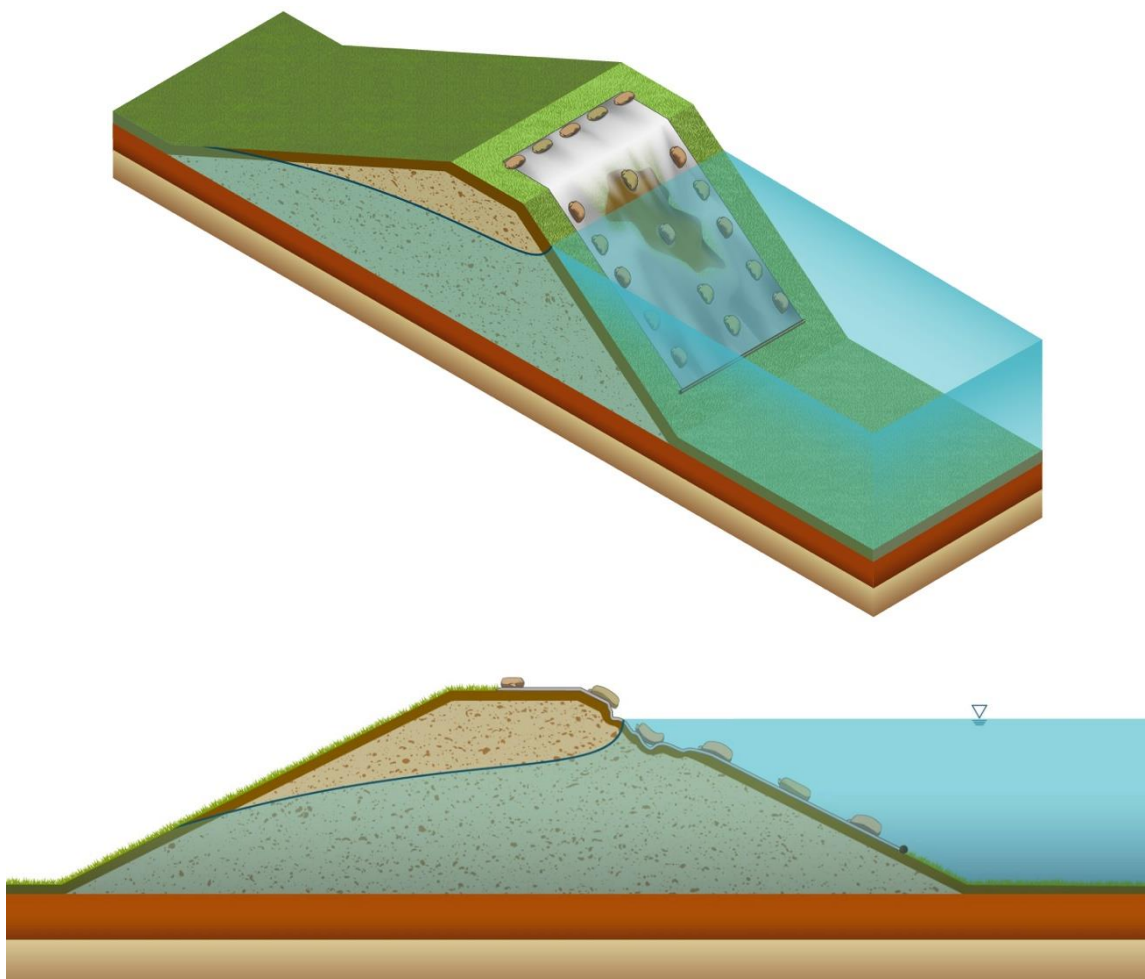


Abb. 3-24: Schematische Darstellung der lokalen wasserseitigen Folienabdeckung in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

Im Einsatzhandbuch der Deutschen Lebens-Rettungs-Gesellschaft (DLRG, 2014) wird jedoch weiterhin die Maßnahmen der großflächigen Folienuflage beschrieben. Weist ein Deichabschnitt einen enormen Wühltierbefall und dementsprechend eine große Anzahl an lokalen Beschädigungen auf, kann der Einsatz der großflächigen Folienuflage wiederum sinnvoll bzw. effektiver als das Aufbringen einzelner Lecksegel sein. Die Installation einer großflächigen Folienuflage in einem Fließgewässer während eines Hochwasserereignisses ist allerdings lebensgefährlich und sollte nur von speziell ausgebildeten Einsatzkräften ausgeführt werden.

Gemäß DLRG (2014) wird vor der Folienuflage die Böschung von Treibsel o. Ä. befreit. Anschließend wird der Folienrand auf der Deichkrone mit Sandsäcken beschwert und mit Hilfe von Einsatztauchern entlang der wasserseitigen Deichböschung abgerollt. Die Folienränder sind mit Sandsäcken von Einsatztauchern sowie Strömungsrettern zu beschweren. Mit einer Mindestüberlappung von 0,30 m wird die nächste Folie stromaufwärts verlegt. Dadurch wird das Unterströmen der Folie im Überlappungsbereich verhindert. Die Einsatzkräfte werden mit Sicherungsleinen gehalten, so dass ein Abtreiben durch die Strömung verhindert wird. Abb. 3-25 zeigt die Aufbauanleitung der flächigen Folienuflage und die Positionen der Einsatzkräfte sowie die Durchführung im Einsatz.

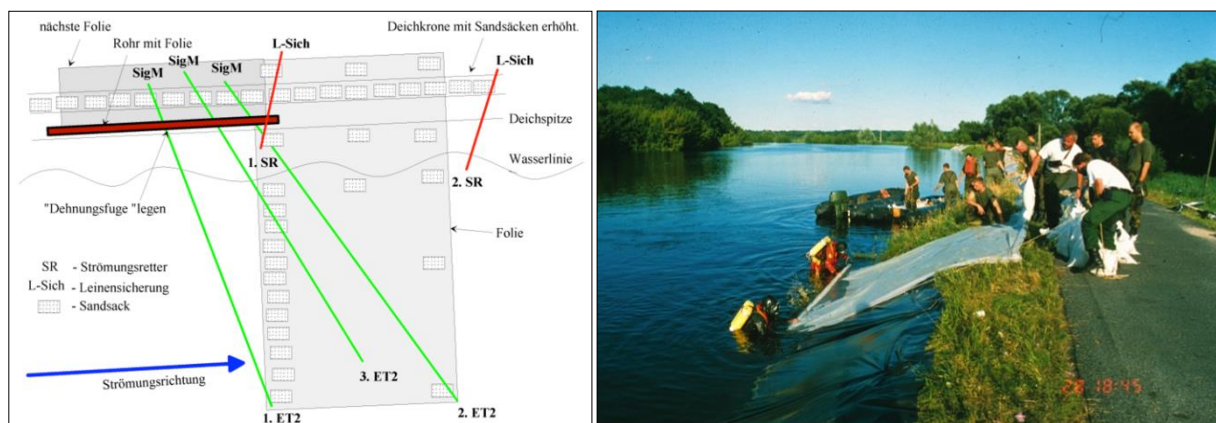


Abb. 3-25: Aufbauanleitung der flächigen Folienuflage und Position der Einsatzkräfte (links), (DLRG, 2014); Folienuflage während des Hochwassereinsatzes an der Oder 1997 (rechts), (BAW, 2021)

Sind hohe Strömungsgeschwindigkeiten vorzufinden, ist die sachgemäße Sicherung von lokalen Beschädigungen durch Folienuflage nicht zielführend und stellt eine gefährliche Tätigkeit für Einsatzkräfte dar. Gegen weitere Erosionsschäden können in dem Fall kleinere Bäume entgegen der Strömungsrichtung aufgebracht werden. Aufgrund ihrer Struktur bieten sie der Strömung einen guten Widerstand und mindern somit die Erosionsgefahr an der Schadstelle. Sofern der Zustand des Deichs es zulässt, werden die Bäume im oberen Bereich der luftseitigen Deichböschung mit Pfählen befestigt (Abb. 3-26). Andernfalls können hier Senkfaschinen oder Sandsäcke eingesetzt werden. Es ist jedoch zu beachten, dass die Schadstelle zu sichern und nicht zu überlasten ist.

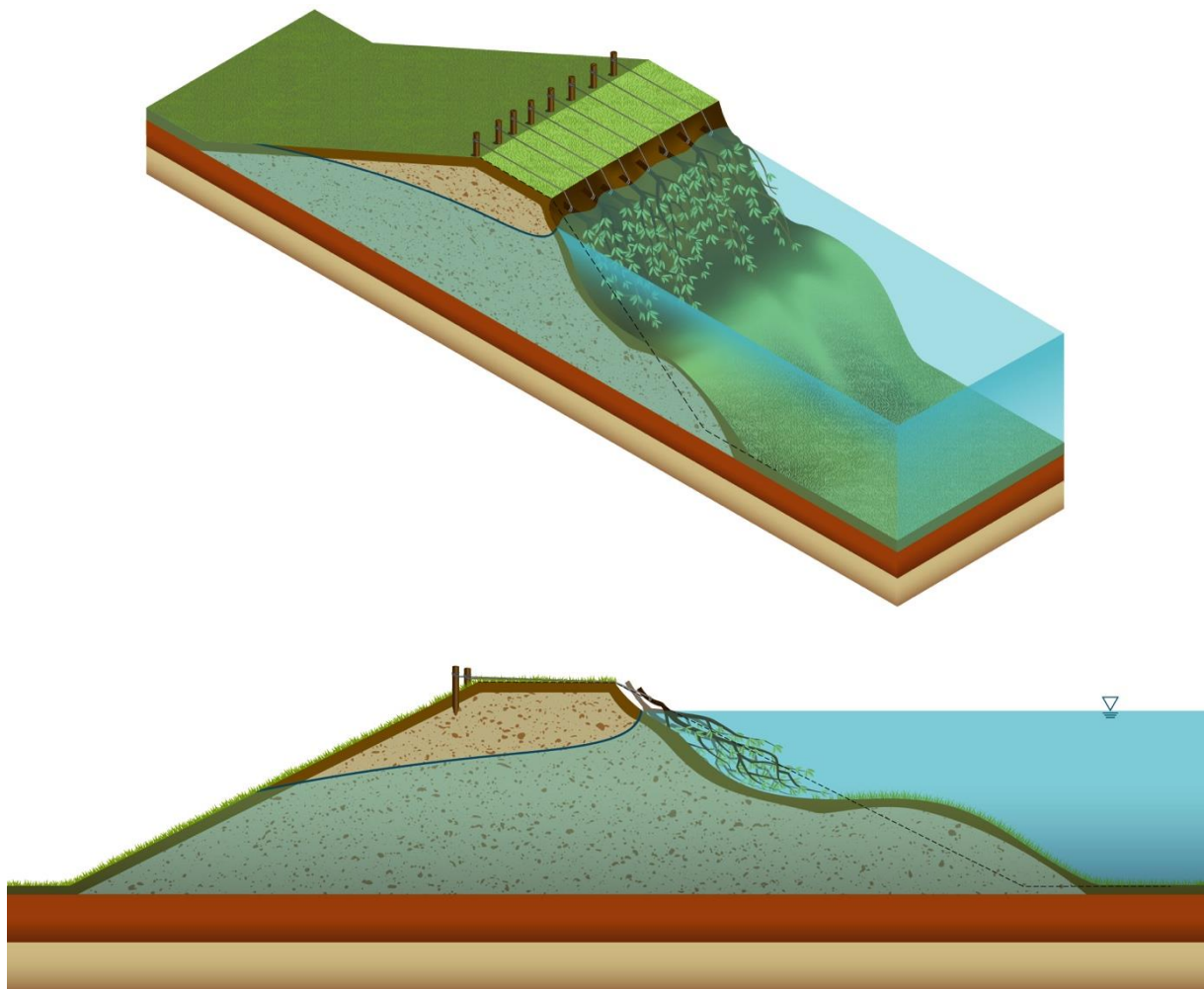


Abb. 3-26: Schematische Darstellung der Schadstellenabdeckung durch Bäume in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

3.2.5 Großflächige Schäden auf der wasserseitigen Deichböschung

Böschungsrutschungen auf der Wasserseite infolge schnell fallender Hochwasserstände sind schnellstmöglich zu füllen und vor Erosion zu schützen. Steigt der Hochwasserstand wieder an, kann der geschwächte Deich den Einwirkungen ggf. nicht mehr standhalten. Eine notfallmäßige Reparatur kann mit Bodenmaterial durchgeführt werden, aber auch mit Sandsäcken, Senkfaschinen oder Steinschüttungen. Abb. 3-27 zeigt die wasserseitige Böschungssicherung mit Sandsäcken. Bei der Durchführung ist zu beachten, dass der durchweichte Deichkörper ggf. nicht mit schweren Maschinen befahren werden kann und die Durchführung der Maßnahme dadurch erschwert wird.

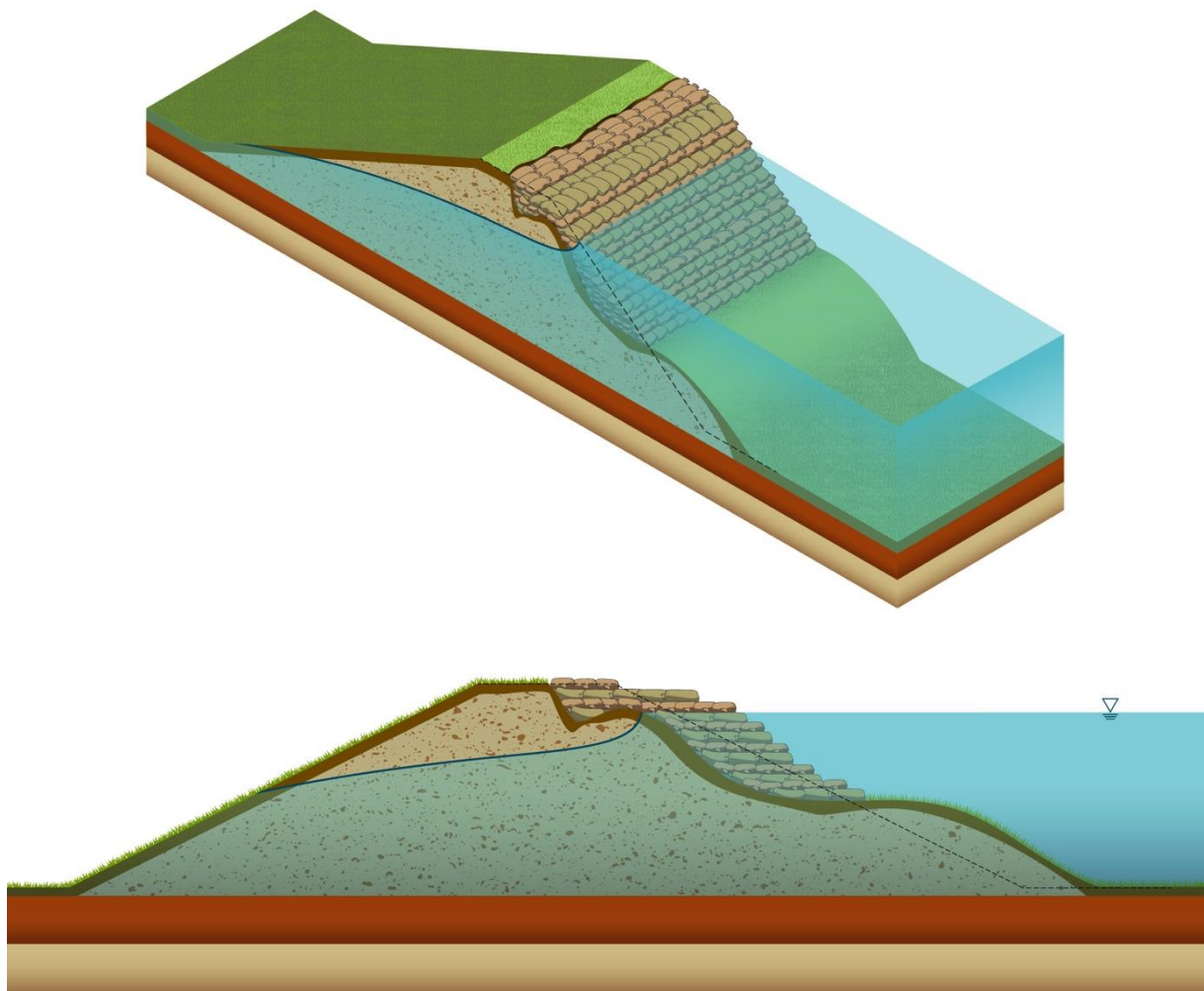


Abb. 3-27: Schematische Darstellung der wasserseitigen Böschungssicherung mit Sandsäcken in der Perspektive (oben) und im Querschnitt (unten)

4 Konzeption der IWA-Testanlage

Ziel des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderten und von November 2014 bis Oktober 2017 am Institut für Wasserbau (IWA) der Hochschule Bremen bearbeiteten Forschungsprojekts DeichSCHUTZ war die Entwicklung eines Deichverteidigungssystems zur Auflage auf die Außenböschung eines mit hohen Wasserständen eingestauten Flussdeichs. Das zu entwickelnde System sollte zur Absenkung der Sickerlinie im Deich und somit zur Stabilisierung des Deichkörpers ohne zusätzliche Materialaufbringung an der Binnendeichböschung dienen. Zur Überprüfung der Eignung und Leistungsfähigkeit des zu entwickelnden Deichverteidigungssystems wurde eine speziell ausgerichtete Testanlage – die sogenannte IWA-Testanlage – konzipiert, die mit den im Forschungsprojekt DeichSCHUTZ zur Verfügung gestellten Finanzmitteln zu erbauen sein musste.

Neben dem Test von direkt an der Deichaußenböschung oder im Fußbereich der Außenböschung aufzubringenden Schutzkonstruktionen (Kapitel 3) sollte die Testanlage zudem die Prüfung und Entwicklung von linienartigen Hochwasserschutzsystemen für tiefliegende, hochwassergefährdete Gebiete (Kapitel 6) ermöglichen.

Notwendige Planungsgrundlagen wie Lage der Anlage, vorhandene Baugrundverhältnisse, allgemeine Anforderungen und erforderliche Komponenten sind Bestandteil von der Konzeption der IWA-Testanlage. Neben den theoretischen Überlegungen zur Konzeption der IWA-Testanlage wurden auch kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt, um die für den Testdeich geeignete Deichgeometrie sowie die einzusetzenden Deichbaumaterialien zu ermitteln. Zudem wird die geotechnische Nachweisführung zur Planung der IWA-Testanlage mit den ermittelten Randbedingungen dargelegt. Die Konzeption des Testdeichs erfolgte in den Jahren 2017/18 und der Bau im Frühjahr und Frühsommer 2018.

Im Folgenden werden die allgemeinen Anforderungen an die IWA-Testanlage beschrieben sowie eine Zusammenfassung der Ergebnisse hinsichtlich der Grundlagenermittlung, der gewählten Aufbaugeometrien und der erforderlichen Einbaukomponenten aufgeführt. Die ausführliche Konzeption der IWA-Testanlage ist dem Anhang A beigefügt.

4.1 Allgemeine Anforderung an die IWA-Testanlage

Die IWA-Testanlage soll zur Durchführung realitätsnaher Versuche mit Deichverteidigungssystemen auf der Außen- und Binnenböschung eines Flussdeichs sowie mit linienartigen Schutzsystemen im Staubecken dienen. Die folgenden Anforderungen sind somit an die IWA-Testanlage zu stellen:

- Wirklichkeitsnaher Aufbau (Deichhöhe, Kronenbreite, Böschungsneigung, etc.)
- Zeitlich variierender Einstau verschiedener Wasserstände sowie Halten bestimmter Wasserstände über einen längeren Zeitraum
- Messung der Sickerlinienlage bzw. der Durchsickerung im Deichkörper
- Messung der Sickerwassermengen hinter linienförmigen Schutzsystemen im Stauration
- Sicheres Aufbringen und Rückbauen der Deichverteidigungsmaßnahme
- Ausreichender Platz zur Installation linienartiger Schutzsysteme im Stauration
- Dichtigkeit des Testbeckens in Relation zum umgebenden Gelände
- Einhaltung des zur Verfügung stehenden Finanzbudgets für den Bau der Testanlage

Während eines Hochwasserereignisses sind im Regelfall nicht die neu errichteten oder sanierten Drei-Zonen-Deiche durch akutes Versagen gefährdet, sondern vor allem die bestehenden älteren homogen aufgebauten Deiche (Kapitel 2.2.2.3). Diese wurden entgegen dem heutigen Stand der Technik nach DIN 19712 häufig mit einer steileren Böschungsneigung als 1:3 errichtet und weisen zumeist eine schmalere Deichkrone als 3 m auf. Die Planung des Testdeichs erfolgt auf der Grundlage eines wirklichkeitsnahen Altdeichs.

Flussdeiche werden im Hochwasserfall durch langanhaltende Einstauperioden beansprucht, die insbesondere am Unterlauf von Flüssen mehrere Wochen anhalten können. Für realitätsnahe Tests der Deichverteidigungssysteme sind der Testdeich und das Einstaubecken so zu errichten, dass der Wassereinstau über einen längeren Zeitraum höhenstabil gewährleistet werden kann, so dass nach einiger Zeit von annähernd stationären Sickerverhältnissen im Deich ausgegangen werden kann.

Zur Kontrolle der Sickerlinienlage im Deich während der Versuchsdurchführung ist der Deichkörper mit entsprechender Messtechnik auszustatten. Hiermit kann im Versuch die Eignung, der Einsatz- und die Leistungsfähigkeit von zu testenden Deichverteidigungssystemen geprüft werden.

Bei Einstau sickert Wasser durch den Deichkörper und tritt bei langen Einstauperioden an der Binnenböschung aus. Anfallendes Sickerwasser ist kontrolliert zu sammeln und mit erforderlicher Pumpentechnik zurück in den Einstaubereich zu fördern. Mit zwischengeschalteter Messtechnik soll die aktuelle Sickerwassermenge sowie eine ggf. eintretende Änderung der Sickerrate bei Aufbringen eines Schutzsystems auf der Außenböschung des Testdeichs bzw. bei einem Test linienförmiger Schutzsysteme erfasst werden. Bei letzteren ist die Erfassung der an den Systemrändern bzw. durch das System selbst durchsickernden Wassermengen zur Prüfung der generellen Eignung sowie der Einsatz- und die Leistungsfähigkeit der Systeme von Bedeutung.

Der Testdeich und die Oberflächenbeschaffenheit der Deichböschungen sind so auszuführen, dass der Deich im eingestauten Zustand von Helfern gefahrlos betreten und die Deichverteidigungsmaßnahme durchgeführt werden kann. Auch nach Durchführung des Versuchs muss das Deichverteidigungssystem ohne stärkere Schädigungen der Deichböschungen rückbaubar sein.

Bei Deichverteidigungsmaßnahmen auf der wasserseitigen Deichböschung besteht häufig das Erfordernis, die Maßnahme über den Deichfuß hinaus auf dem Deichvorland aufzubringen, so dass hierfür ein ausreichender Platz im Einstaubereich zu berücksichtigen ist. Dieser Bereich ist zudem von essentieller Bedeutung für Versuchsdurchführung mit Systemen des linienartigen Hochwasserschutzes.

Zur Prüfung von Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit der zu testenden Hochwasserschutzsysteme ist eine konstante Wasserspiegellage im Einstaubereich erforderlich. Somit ist eine Dichtung des Einstaubeckens vorzusehen, so dass Sickerverluste in den Untergrund und durch die Konstruktion des Einstaubeckens vermieden werden. Dies dient gleichermaßen zum Schutz vor Vernässung des umliegenden Geländes sowie zur Einsparung des benötigten Wassers für die Versuchsdurchführungen.

Im Forschungsprojekt DeichSCHUTZ stand für die Herstellung der Testanlage lediglich ein Finanzbudget von etwa 30.000 € zur Verfügung, weshalb die Erarbeitung einer kostengünstigen

jedoch trotzdem die geforderten Funktionen erfüllenden Konstruktion von elementarer Bedeutung war.

4.2 Entwurf der IWA-Testanlage

Auf Basis der Grundlagenermittlung wurde die Testanlage des Instituts für Wasserbau der Hochschule Bremen (IWA-Testanlage) konzipiert und am Ausbildungszentrum des Technischen Hilfswerks THW in Hoya errichtet. Die IWA-Testanlage mit den Abmessungen 33,0 m x 28,50 m besteht aus einem 3,5 m hohen, U-förmig ausgebildeten Einstaubecken, dessen 15 m breite Öffnung durch einen 3,0 m hohen Erdkörper – einem Deich – geschlossen ist. Der Deich wurde in Anlehnung an einen homogen aufgebauten Altdeich errichtet, da diese ohne Dichtungsschicht und Drainkörper bei einem langanhaltenden Einstau mit hohen Wasserständen als besonders bruchgefährdet gelten.

Im Rahmen der Grundlagenermittlung konnten folgende Geometrien, Bodenmaterialien und Randbedingungen für den Aufbau der IWA-Testanlage ermittelt werden:

- Kronenhöhe: 3,0 m
- Kronenbreite: 2,0 m
- Böschungsneigung: 1:2
- Bodenmaterial- Deichkörper: Bodengruppe SU nach DIN 18196
- Stationärer Zustand der Sickerlinie: nach 100 bis 200 Stunden
- Durchlässigkeitsbeiwert: $k = 1 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-5}$ m/s

Das Einstaubecken wurde dreiseitig mit einem innenseitig senkrecht und außenseitig geböschert ausgeführten Erdwall umschlossen. Für eine ausreichende Stabilität des Einstaubeckens wurde der Erdwall gemäß der Methode der Kunststoffbewehrten Erde ausgeführt (Abb. 4-1) und mit Kunststoffdichtungsbahnen gedichtet (Abb. 4-2). Abb. 4-3 zeigt die fertiggestellte IWA-Testanlage mit vorgelagerten Wasserspeichern, die ein Fassungsvermögen von jeweils 50m³ aufweisen.



Abb. 4-1: Fertigstellung des Kunststoffbewehrten Erdwalls



Abb. 4-2: Fertige Dichtung des Kunststoffbewehrten Erdwalls und Einbau des Deichbaumaterials



Abb. 4-3: Fertiggestellte IWA-Testanlage

Das 15 m breite und 9 m lange Eintaubecken ist mit Wasser befüllbar, so dass eine Belastung des Deichs aber auch von im Becken installierten Hochwasserschutzsystemen durch hohe Wasserstände in beliebiger Weise simuliert werden können. Zudem besteht der Untergrund aus einer etwa 1 m mächtigen Auelehmschicht, auf der Mutterboden und Rasen aufgebracht sind, so dass ein im operativen Hochwasserschutz häufig anzutreffender Bodenaufbau vorhanden ist.

Zum Test von Deichschutzsystemen sowie zur Messung des zeitlichen Verlaufs der Sickerlinienlage ist eine Messtechnik im Testdeich installiert, mit der die Sickerlinie im Deichkörper während der Testläufe gemessen, gespeichert und ausgegeben werden kann. Hierfür sind insgesamt 14 Druckmessdosen in Pegelrohren eingebaut, die seitlich am Eintaubecken befestigt und jeweils mit einem unter dem Testdeich verlaufenden Drainagerohr versehen sind. Diese Konstruktion ermöglicht nicht zuletzt eine einfache und schadfreie Bergung und ggf. Reparatur oder Auswechslung der Messtechnik. Zudem dienen die Druckmessdosen gleichermaßen zur Erfassung und Speicherung von Einstauhöhen zu testender linienartiger Hochwasserschutzsysteme.

Auf der Landseite des Deiches ist ein Entwässerungssystem mit Sickerschacht installiert, das zur Sammlung von anfallendem Sickerwasser und zur Rückführung desselben in den Eintaubereich mit Hilfe von Pumpentechnik dient. Auch im Eintaubereich wird ein Sickerschacht angeordnet, der zur Entleerung des Eintaubereichs sowie zur Sammlung von

anfallendem Sickerwasser beim Test linienartiger Hochwasserschutzsysteme eingesetzt wird. Zur Messung des anfallenden Sickerwassers ist ein Magnetisch-Induktiver Durchflussmesser in der das Sickerwasser in den Einstaubereich zurückleitenden Wasserleitung zwischengeschaltet.

Der dreiseitig umlaufende Abschlussdamm wurde wegen der beträchtlichen Absturzhöhe von 3,80 m zum Einstaubereich hin mit einem Geländer zur Absturzsicherung versehen.

In Abb. 4-4 und Abb. 4-5 wird das Längs- und Querprofil mit Nennung der wichtigsten Komponenten der IWA-Testanlage dargestellt.

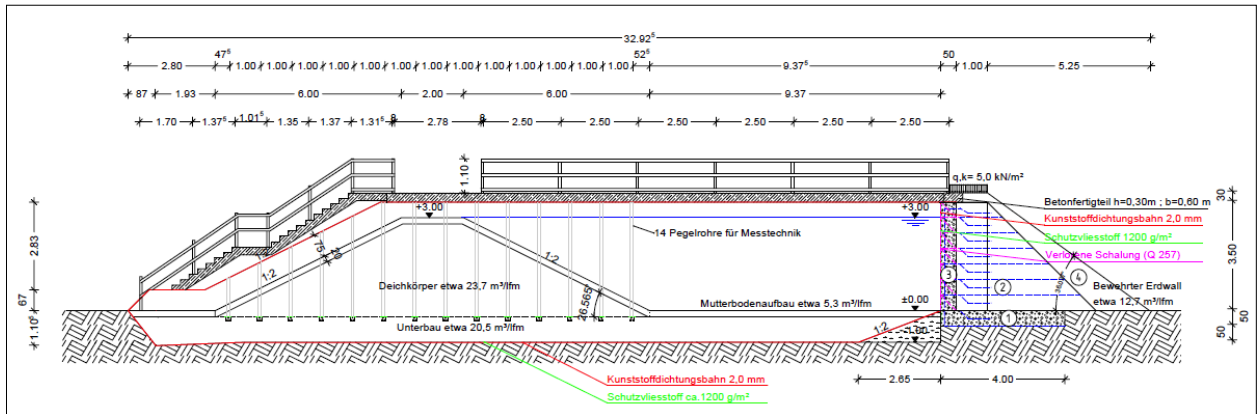


Abb. 4-4: Längsprofil der IWA-Testanlage

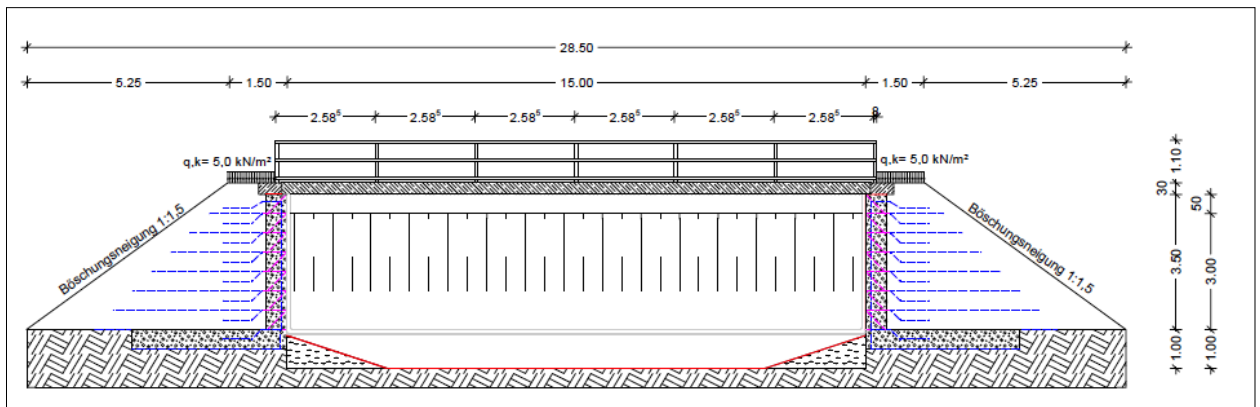


Abb. 4-5: Querprofil der IWA-Testanlage

Eine ausführliche Beschreibung des Baus der IWA-Testanlage befindet sich im Anhang B.

5 Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Deichverteidigungssystemen

In diesem Kapitel werden die durchgeführten Versuchsreihen zur Prüfung der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit von Deichverteidigungssystemen an der IWA-Testanlage beschrieben, ausgewertet und diskutiert. Dabei wird auf das im Projekt DeichSCHUTZ zu entwickelnde wasserseitige Deichverteidigungssystem sowie auf verfügbare Deichverteidigungsmaßnahmen an der Binnenböschung eingegangen.

Im Rahmen der Untersuchungen können nicht sämtliche der in Kapitel 3 beschriebenen Versagensmechanismen sowie deren Gegenmaßnahmen betrachtet werden. So ist es nicht möglich, in der Testanlage die flächige und/oder lokale Schädigung der Deichoberfläche bzw. des Deichkörpers zu simulieren, da hierfür der zeitliche Aufwand in der Versuchsdurchführung wie auch der finanzielle Aufwand zur Rekonstruktion des Deichkörpers nach Schädigung zu hoch wären. Zudem kann keine Prüfung von Aufkadungen mit Sandsäcken bzw. Sandsackersatzsystemen an der IWA-Testanlage erfolgen, da aus statischer Sicht der bordvolle Einstau und somit auch Wasserstände, die den bordvollen Einstau übersteigen, zu vermeiden sind (Kapitel A.6.6). Die Anforderungen an eine Aufkadung sind denen eines auf einem Rasenuntergrund aufgebauten linienartigen Hochwasserschutzes weitgehend vergleichbar. Der Unterschied besteht lediglich darin, dass bei einer Aufkadung die Aufstandsfläche der Konstruktion infolge der begrenzten Breite der Deichkrone gering sein muss. Insofern wird hinsichtlich des Tests von Aufkadungen auf die in Kapitel 7 beschriebenen Versuche zum linienartigen Hochwasserschutz verwiesen. Der zeitliche Aufwand zum Füllen des Einstaubereichs der IWA-Testanlage sowie zur Ausbildung einer stationären Sickerlinienlage im Deichkörper beträgt etwa sechs Tage. Daher wird aus zeittechnischen Gründen auf die Durchführung mehrfacher Testdurchläufe identischer sowie unterschiedlicher Aufbau- bzw. Systemvarianten verzichtet.

Vor Beschreibung, Auswertung und Diskussion der untersuchten Versuchsreihen wird die Prüfmethode für die Durchführung der Tests erläutert.

5.1 Prüfmethode

In den Versuchsreihen auf der wasserseitigen und landseitigen Deichböschung an der IWA-Testanlage soll untersucht werden, welche Auswirkungen das installierte Deichverteidigungssystem auf die Sickerlinienlage im Deichkörper sowie den zeitlichen Verlauf der Sickerrate ausübt. Hierfür ist der Einstaubereich der IWA-Testanlage auf einen Wasserstand von 2,50 m zu füllen und der Wasserstand ist über den Versuchszeitraum konstant zu halten, so dass sich eine stationäre Sickerlinienlage im Deichkörper sowie eine stationäre Sickerrate durch den Deich ausbilden kann. Erst nach Erreichen stationärer Verhältnisse wird das Deichverteidigungssystem installiert und die Lage der Sickerlinie wie die Sickerrate wird weiterhin geprüft. Findet eine Änderung der Sickerlinienlage und/oder der Sickerrate statt, gibt dies Aufschluss über die Wirksamkeit der aufgebrachten Schutzmaßnahme.

Mit Hilfe der Druckmessdosen werden in einem 30 Sekunden Intervall die Wasserstände der einzelnen im Testdeich installierten Pegelrohre ausgegeben, so dass die Sickerlinienlage im Deichkörper erfasst und eine Änderung direkt beobachtet werden kann. Das durch den

eingestauten Testdeich fließende Sickerwasser wird landseitig in einem Sickerschacht gesammelt und mit Hilfe von Pumpentechnik zurück in den Einstaubereich gefördert. Ein zwischengeschalteter Magnetisch-Induktiver-Durchflussmesser (MID) ermöglicht die Beobachtung der Durchflussmenge. Die zu erwartende stationäre Sickerrate am Testdeich ohne installiertes Deichverteidigungssystem ist mit $3,30 \text{ m}^3/\text{h}$ (Kapitel A.6.4) im Vergleich zum Nennförderstrom der eingesetzten Tauchpumpe mit $24 \text{ m}^3/\text{h}^3$ sehr gering. Daher erfolgen die Messungen in unregelmäßigen Zeitabständen. Die Zeitmessung beginnt im leeren Zustand des Sickerschachtes. Nach Füllung des Sickerschachtes mit einem Füllvolumen von etwa $0,8 \text{ m}^3$ erfolgt die Leerung desselben per Tauchpumpe. Sobald der Sickerschacht entleert ist, endet die Zeitmessung. Mit dem ausgegebenen durchströmten Wasservolumen am MID sowie der Zeitmessung kann die Sickerrate bestimmt werden.

Liegt am eingestauten Testdeich eine stationäre Sickerlinie bzw. Sickerrate vor, beginnen die Versuchsreihen mit den zu untersuchenden Deichverteidigungssystemen. Die Versuchsreihen lassen sich in einzelne Testabschnitte wie folgt aufgliedern:

- Systemaufbau
- Sickerratenmessung
- Systemrückbau

5.1.1 Systemaufbau

Im ersten Testabschnitt werden die zu testenden Deichverteidigungssysteme an der IWA-Testanlage inklusive der für den Aufbau erforderlichen Ausrüstungsteile bereitgestellt. Sofern Aufbauanleitungen der zu testenden Systeme vorhanden sind, erfolgen die Systemaufbauten streng nach Herstellerangaben, was nicht zuletzt der Prüfung der Aufbauanleitung hinsichtlich Vollständigkeit, Nachvollziehbarkeit und Praktikabilität dient.

Die Systeme werden auf der Wasser- bzw. Landseite über die gesamte Deichlänge errichtet und der zeitliche Aufwand sowie die Anzahl der erforderlichen Einsatzkräfte werden dokumentiert.

5.1.2 Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate

Nach Versuchsbeginn werden die Sickerlinienlage und die Sickerrate kontinuierlich beobachtet und gemessen. Signifikante Änderungen werden bis zum Wiedereinstellen eines stationären Zustands fortlaufend dokumentiert und geprüft. Sind keine Änderungen direkt nach der Installation des Deichverteidigungssystems zu verzeichnen, werden weitere, zeitlich unregelmäßige Messungen über einen Gesamtzeitraum von 24 Stunden durchgeführt, um eine mögliche verzögerte Änderung der Sickerlinienlage sowie Sickerrate auszuschließen. Bleibt der stationäre Zustand erhalten, kann der Versuch beendet werden.

5.1.3 Systemrückbau

Im letzten Testabschnitt wird der zeitliche wie personelle Aufwand für den Rückbau des Deichverteidigungssystems ermittelt. Wie beim Systemaufbau erfolgt der Rückbau – sofern vorhanden – nach Anleitung des Herstellers.

³ Information vom Typenschild an der eingesetzten Tauchpumpe von der Fima Mast (Typ: TP 4-1)

5.2 Wasserseitige Deichverteidigungsmaßnahmen

Die Zielsetzung des Forschungsprojekts DeichSCHUTZ war die Entwicklung eines innovativen Deichverteidigungssystems auf der wasserseitigen Deichböschung. Die Schritte zur Konzeption und Entwicklung eines Schutzsystems sowie die durchgeführten Versuchsreihen werden im Folgenden näher erläutert.

5.2.1 Produktanforderung

Bei einer wasserseitigen Notsicherung eines Deichs werden derzeit handelsübliche Baufolien mit einer Stärke von etwa 0,1 mm auf der Deichböschung mit Hilfe von Tauchern aufgebracht. Während eines extremen Hochwasserereignisses besteht für die Taucher aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeit und des im Wasser befindlichen Treibguts bei der Montage Lebensgefahr. Aufgrund dessen werden die Taucher mit Seilen von der Deichkrone aus mit hierfür notwendigen Helfern gesichert. Zusätzlich befindet sich zur ggf. erforderlichen Entfernung von Treibgut ein Boot stromaufwärts sowie ein Boot stromabwärts, das zur Rettung eines ggf. verunglückten Tauchers bereitsteht. Daher sollte der Ansatz verfolgt werden, ein Planensystem zu entwickeln, das ohne Tauchereinsatz möglichst gefahrlos allein von der Landseite aus installierbar ist. Unter Verwendung eines stärkeren Planenwerkstoffes und höherer Dichte soll sich das System selbstständig auf der Deichböschung absetzen und diese vor weiterem Wassereintritt abdichten. Zudem sollte untersucht werden, ob durch einen künstlich hergestellten Unterdruck unterhalb des zu entwickelnden Schutzsystems ein höherer Anpressdruck erzeugt werden könnte, der die Dichtigkeit zusätzlich erhöht. Des Weiteren galt es zu prüfen, ob eine über den Deichfuß hinaus reichende Plane eine Systemunterströmung verringern oder gar aufheben kann.

Das zu entwickelnde Deichverteidigungssystem sollte folgende Produkteigenschaften aufweisen:

- Unkomplizierte und sichere Installation von der Landseite aus
- Einfache Handhabung
- Geringer Zeitaufwand für die Installation
- Hohe Stoß- und Reißfestigkeit
- Anpassungsfähigkeit an den Untergrund
- Ausreichende Dichtwirkung
- Gute Transportfähigkeit
- Unkomplizierter Rückbau
- Wiederverwendbarkeit
- Gute Einlagerungsmöglichkeit

5.2.2 Entwässerungssystem unterhalb der Planenkonstruktion

In der ersten Versuchsreihe wurde die Idee verfolgt, mit Hilfe eines unterhalb des Systems angebrachten Rohrsystems und angeschlossener Pumpe einen Unterdruck zu erzeugen. Nach Erzeugen des Unterdrucks sollte das Schutzsystem dann insbesondere durch die Wasserauflast auf die Deichböschung gepresst werden, womit der gewünschte Dichtungseffekt erzielt werden sollte. Für den Erhalt erster Erkenntnisse über die Realisierbarkeit eines künstlich erzeugten Unterdrucks sowie aus Zwecken der Zeiteinsparung und Schonung der IWA-Testanlage wurde

die Versuchsreihe am vorhandenen Modelldeich im Maßstab 1:10 (Kapitel A.5) im Nasslabor des Instituts für Wasserversbau an der Hochschule Bremen durchgeführt.

Beim ersten Versuchsdurchlauf wurde anstatt des geplanten Planenwerkstoffs mit höherer Dichte eine relativ leichte und gut handhabbare Baufolie verwendet, dessen Dicke 0,12 mm und Dichte 950 kg/m³ betrug. Durch ihre Flexibilität sollte sich der Randbereich gut an die Böschungs- bzw. Deichfußoberfläche anschmiegen und somit eine Dichtwirkung erzielen. Eine zusätzliche Beschwerung des Randbereichs wurde durch die Montage eines Bleibands realisiert. In einem Abstand von etwa 10 cm wurde ein perforiertes Rohrsystem auf der Folienunterseite installiert und an eine handelsübliche Aquarumpumpe (Förderleistung 600 l/h) angeschlossen. Zur Verhinderung einer Materialmitnahme während des Pumpvorgangs wurde ein Filterschaumstoff am Rohrsystem befestigt. Das Entwässerungssystem wurde über eine Länge von 50 cm entlang der Deichaußenböschung sowie im Deichvorland platziert. Bei einem Wassereinstau von 25 cm wurde somit gewährleistet, dass sich das Entwässerungssystem während des Versuchsdurchlaufs permanent unter Wasser befindet. Abb. 5-1 zeigt die Unterseite der ersten Konstruktionsvariante.



Abb. 5-1: Labormodell des Entwässerungssystems – Test 1

Zu Beginn des Einstauversuchs konnte mit dem installierten Entwässerungssystem allein Wasser aus dem abgedeckten Folienbereich gefördert werden, was sich jedoch nach kurzer Zeit in der Form änderte, dass im Wechsel Wasser und Luft gefördert wurde. Die Ursache der Luftzufuhr war ein Faltenwurf vom oberen Randbereich des Filterschaumstoffs bis an die Wasseroberfläche.

Auch eine Entfernung des Faltenwurfs führte zu keinem langfristigen Erfolg und die Luftzufuhr stellte sich wieder ein. Offensichtlich reichte der Abstand von 3,0 cm zwischen Wasseroberfläche und Beginn des Entwässerungssystems nicht aus. Zudem lag das Schutzsystem im Bereich des Übergangs der Deichböschung zum Deichvorland nicht plan am Deichkörper an und es kam zu einem steten Wasserzutritt unter das Schutzsystem. Die Ursache der Undichtigkeit lag im installierten Entwässerungssystem selbst. Die Rohre des Entwässerungssystems müssen eine gewisse Steifigkeit aufweisen, da sie als Saugrohre fungieren. Die Steifigkeit der Rohre verhindert jedoch eine gute und flexible Anpassung der Folienauflage.

Im zweiten Versuchsdurchlauf wurde auf Empfehlung des assoziierten Projektpartners, der Firma OPTIMAL, ein flexibles, wasserdichtes, PVC-beschichtetes Polyestergewebe als Planenwerkstoff verwendet. Die Dicke des Planenwerkstoffs betrug 0,60 mm und die Dichte 1.182 kg/m³. Es wurde davon ausgegangen, dass sich die Plane aufgrund der höheren Dichte und der hohen Flexibilität gut an die Deichböschung anpasst und das unter der Plane installierte Entwässerungssystem somit den Wasserdruck unterhalb der Plane wirksam mindern kann. In diesem Versuch wurde der Planstoff ausschließlich im Bereich des Deichvorlandes angebracht (Abb. 5-2). Dabei wurde die Idee verfolgt, dass das unter dem Planenwerkstoff befindliche Wasser entlang der Deichböschung zum Entwässerungssystem fließt und anschließend abgepumpt wird. Bei gleichzeitiger Dichtung des Randbereichs sollte somit weniger Wasser nachsickern, so dass unter der Plane ein geringerer Wasserdruck als über der Plane wirkt und ein Dichteffekt erzeugt wird.

Bei diesem Versuch konnte zwar stets Wasser und keine Luft gefördert werden, ein Dichteffekt setzte jedoch nicht ein, denn einerseits blieb die Fördermenge konstant und andererseits konnte auch keine signifikante Minderung der Sickerlinienlage im Modelldeich festgestellt werden. Somit musste die Menge des unter die Plane eintretenden Wassers größer sein als die Fördermenge der eingesetzten Pumpe.

Um hier Abhilfe zu schaffen, wurde die bisher eingesetzte Aquariumpumpe mit einer maximalen Förderleistung von 600 l/h durch eine handelsübliche Gartenpumpe mit einer maximalen Förderleistung von 4.000 l/h ersetzt. Mit der leistungsstärkeren Pumpe konnte innerhalb kürzester Zeit ein Unterdruck im Bereich des Filters erreicht werden. Dies wurde durch Eindrücken der Plane im Filterbereich sowie durch sofortige Minderung des Fördervolums ersichtlich. Auch nach längerem aufrechterhalten des Unterdrucks im Bereich des Entwässerungssystems, konnte keine signifikante Änderung der Sickerlinienlage erkannt werden. Durch Abtasten des Systems konnte festgestellt werden, dass sich unterhalb der Planenaufgabe weiterhin Wasser befindet und dementsprechend der gewünschte Dichteffekt nicht eingetreten ist. Wie in Abb. 5-2 deutlich wird, ist mit einem installierten Entwässerungssystem unterhalb des zu entwickelnden Deichschutzsystems, keine faltenfreie Auflage an der Deichböschung möglich. Jede entstehende Falte gefährdet die Dichtigkeit und Anpassungsfähigkeit des Randbereichs und somit den Effekt des notwendigen Unterdrucks.

Eine signifikante Senkung der Sickerlinie im Modelldeich nach Auflegen des Schutzsystems konnte in den durchgeführten Versuchen mit unterschiedlichen Materialien inklusive Rohrsystemen nicht erzielt werden, so dass die Versuchsanordnung als nicht zielführend angesehen werden musste. Nachteilig bei einer entsprechenden Konstruktion wäre auch die

erhöhte Aufbaustärke des Systemrands gewesen, die bei einem Aufrollen zum Transport zu signifikant erhöhten Rollendurchmessern geführt hätten.

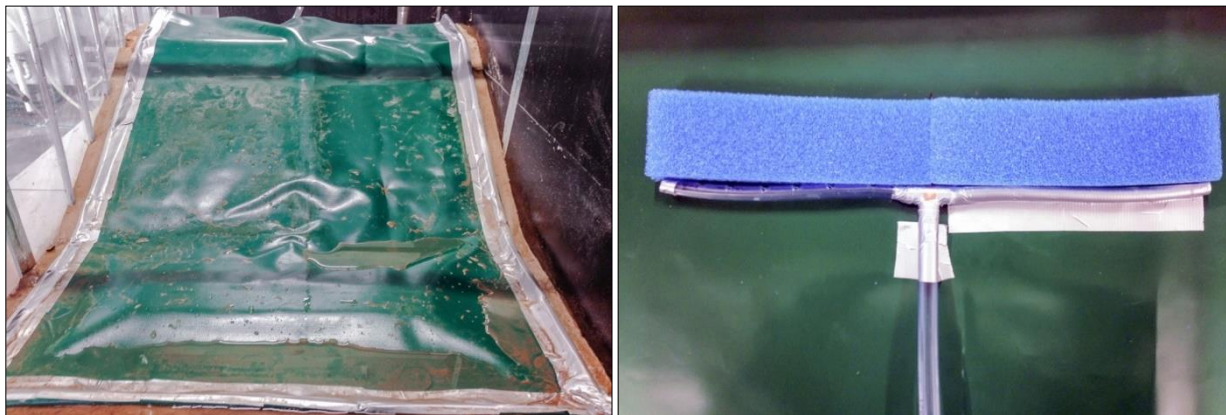


Abb. 5-2: Labormodell des Entwässerungssystems – Test 2

5.2.3 Material des Deichschutzsystems

In weiteren Versuchsreihen sollten reine Materialtests unter Verwendung von Materialien höherer Dichte sowie einer handelsüblichen Baufolie durchgeführt werden. Hierfür wurden vom Projektpartner OPTIMAL mehrere Planenwerkstoffe zur Verfügung gestellt und am Modelldeich auf ihre Eignung getestet. Dabei wurde besonders auf die Flexibilität der einzelnen Materialien geachtet. Die Flexibilität ist für die Funktionalität des zu entwickelnden Schutzsystems von großer Bedeutung, da der dichtende Effekt nur dann eintritt, wenn das System dicht an der Böschung anliegt und somit ein Eindringen von Sickerwasser in den Deich verhindert oder zumindest vermindert werden kann. Weist das Material eine hohe Steifigkeit auf, schmiegt sich das Material schlecht an die Oberfläche des Deichs an und insbesondere am Übergang von der Böschung zum Deichvorland kann es zum Eintritt von Sickerwasser unter das Schutzsystem kommen. Dadurch herrscht unter der Plane der gleiche Wasserdruck wie oberhalb der Plane und der Dichtungseffekt infolge Anpressen des Schutzsystems durch Wasserüberdruck wird aufgehoben. Das Material des Schutzsystems muss zudem ein ausreichendes Eigengewicht aufweisen, so dass ein Absinken auf die Böschungsneigung garantiert wird und das System im Einsatz lagestabil ohne zusätzliche Beschwerung auf der Böschung verbleibt. In Abb. 5-3 sind die ausgewählten Materialproben dargestellt und in Tab. 5-1 hinsichtlich ihrer Eigenschaften verglichen.

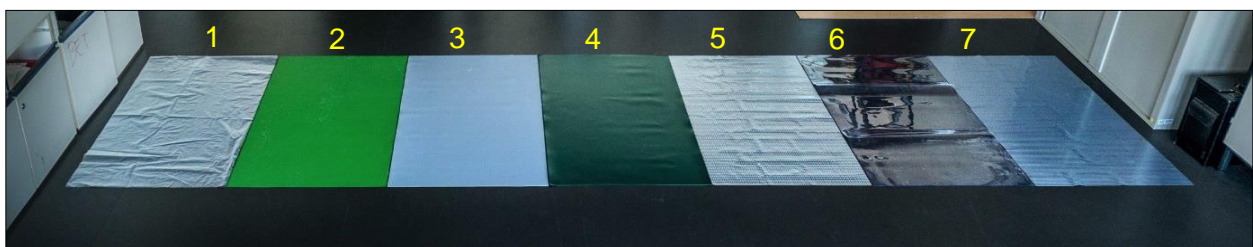


Abb. 5-3: Planenmaterial für das zu entwickelnde Deichschutzsystem

Tab. 5-1: Vergleich der Materialeigenschaften der ausgewählten Planenwerkstoffe höherer Dichte

Nr.	Bezeichnung	Material	Dicke [mm]	Dichte [kg/m ³]	Flächengewicht [kg/m ²]
1	Handelsübliche Baufolie ⁴	HDPE	0,12	950	0,11
2	Sikaplan WP 5130-10H ⁵	PVC-P	0,95	1.358	1,29
3	Poly B6060 ⁶	PES	0,93	1.237	1,15
4	LAC 1300 ⁷	PES, PVC	1,10	1.182	1,30
5	H2218-0002 ⁸	PES, PVC	0,32	1.250	0,40
6	Weich PVC ⁹	Weich PVC	1,75	1.220	2,14
7	Vinitex ¹⁰	PES, PVC	0,70	1.014	0,71

Neben den Stärken und Flächengewichten der getesteten Materialien variieren auch die Dichten. Zum sicheren Absinken der Planenwerkstoffe im Wasser ist eine Dichte größer der Dichte des umgebenden Wassers erforderlich. Zudem sind die Flächengewichte ausschlaggebend für die im Einsatz einzusetzenden möglichen Systemgrößen. Hinsichtlich einer händischen Verlegung des Schutzsystems mit zwei Helfern, sollte das Einzelgewicht der zu koppelnden Konstruktion auf 70 kg beschränkt werden (Lehmann, 2016).

Beim Aufbringen der verschiedenen Labormodelle auf dem Modelldeich wurde auf eine eigenständige Abrollfähigkeit sowie anschließende Lagestabilität geachtet. Besonders geeignet waren hier die Proben Nr. 2, Nr. 3 und Nr. 5 (Abb. 5-3). Sobald die im aufgerollten System befindliche Luft an den seitlichen Enden entwichen war, rollten sich diese selbständig entlang der Deichböschung unter Wasser ab und schmiegten sich gut an den Untergrund an (Abb. 5-4).



Abb. 5-4: Aufgebrachtes Labormodell mit der Probe Nr. 3 Poly B6060

⁴ Technisches Datenblatt Polyethylenfolie HDPE; JUFOL GmbH, Augsburg 2015

⁵ Technisches Datenblatt Sikaplan WP 5130-10H; Sika Deutschland GmbH, Stuttgart 2014

⁶ Technisches Datenblatt Poly B6060; Information von Projektpartner OPTIMAL Planen- & Umwelttechnik GmbH 31.01.2017

⁷ Technisches Datenblatt LAC 1300; Dickson Coating, La Tour du Pin, France 09/2015

⁸ Technisches Datenblatt H2218-0002 HEYTex cargo/cover; HEYTex Neugersdorf GmbH; 02/2011

⁹ Technisches Datenblatt vom Weich PVC; E-Mail vom Projektpartner OPTIMAL Planen- & Umwelttechnik GmbH 31.01.2017

¹⁰ Technisches Datenblatt; Vinitex 3x3; Information von Projektpartner OPTIMAL Planen- & Umwelttechnik GmbH 31.01.2017

In Abb. 5-5 werden Beispiele gezeigt, bei denen die Proben, die an sie gestellten Anforderungen nicht erfüllen konnten. Im linken Bild rollte sich die Probe Nr. 4 auf der Wasseroberfläche ab und konnte nur mit zusätzlicher Hilfe unter die Wasserlinie abgesenkt werden, was im realen Einsatz ohne Einsatz von Tauchern nur schwer umzusetzen wäre. Auf dem rechten Bild ist zu erkennen, dass aufgrund schlechter Lagerung nicht reversible Verformungen an der Probe Nr. 6 entstanden sind, die dem Wasser den Zutritt unter das Labormodell ermöglichen und somit den gewünschten dichtenden Effekt verhindern.



Abb. 5-5: Links: Aufschwimmen der Probe Nr. 4; rechts: Schlechtes Anschmiegen an den Untergrund Probe Nr. 6

Aus den Versuchsergebnissen und nach Absprache mit dem Projektpartner OPTIMAL hat sich ergeben, dass die textile Membran Poly B6060 (Tab. 5-1), ein aus Polyester bestehendes beschichtetes Gewebe, die besten Eigenschaften hinsichtlich Dichte, Flexibilität, Beständigkeit gegen aggressive Stoffe, Temperaturbeständigkeit, Rissfestigkeit, Verarbeitbarkeit auch hinsichtlich der Kombination mit anderen Materialien und Wiederverwendbarkeit aufweist, so dass dieses für weitere Versuchsreihen ausgewählt wurde.

5.2.4 Physikalische Versuche am kleinmaßstäblichen Modelldeich

Bei den ersten Versuchsdurchführungen mit einem Wassereinstau von 25 cm konnte nach Auflage des Labormodells mit der Zeit keine signifikante Minderung der Sickerlinie nachgewiesen werden. Allerdings wurden parallel Messungen zur anfallenden Sickerwassermenge durchgeführt. Anhand dieser Messungen konnte festgestellt werden, dass sich nach Auflage des Labormodells die durch den Modelldeich dringende Sickerwassermenge verringert. Dieser Effekt kann in der in Abb. 5-6 dargestellten Ganglinie der Sickerwassermenge nachvollzogen werden. Durch Auflage des Labormodells sank in diesem Fall die Sickermenge von 2,40 ml/s/m auf 1,91 ml/s/m und stieg nach Entfernen des Labormodells auf 2,24 ml/s/m.

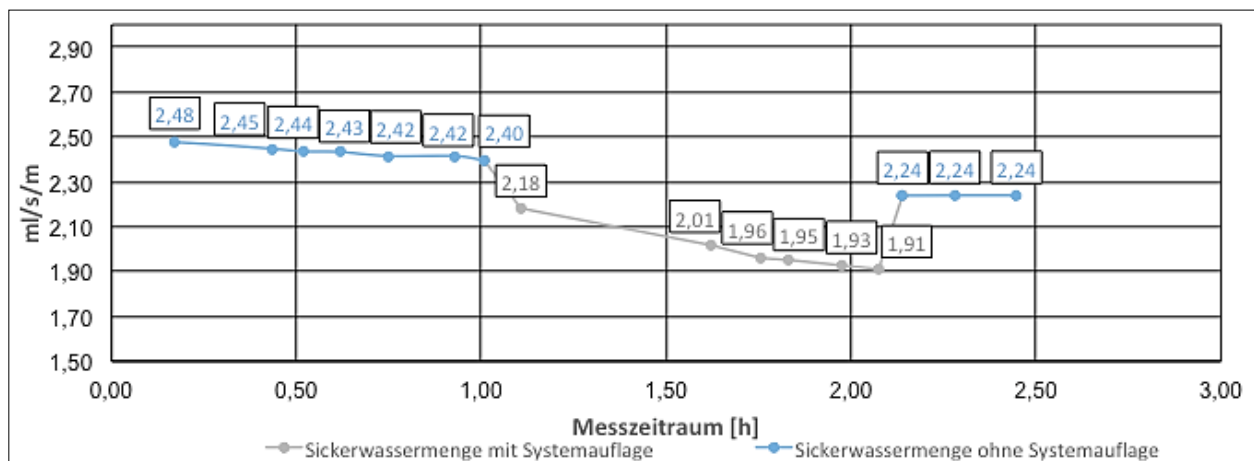


Abb. 5-6: Gemessene Sickerwassermenge bezogen auf die Versuchszeit mit Auflage des ausgewählten Materials für das zu entwickelnde Deichschutzsystem

Mit der Sickerwasserabnahme ist auch von einer Senkung der Sickerlinie durch Auflage des Labormodells mit der Zeit auszugehen, die jedoch nicht anhand der Pegelröhrchen nachgewiesen werden konnte. Dies gab einen Hinweis darauf, dass die Konstruktion der Pegelröhrchen nicht optimal war und einer Überarbeitung bedurfte. Wegen der vergleichsweise ausgeprägten Randeinflüsse im kleinmaßstäblichen Modell musste die zunächst linienförmig über die gesamte Modelldeichlänge angelegte Perforierung der Messschläuche auf eine mittig angeordnete, konzentrierte Öffnung zum Eintritt des Sickerwassers geändert werden.

In Abb. 5-7 ist die Wirkung des Schutzsystems aus dem Material Poly B6060 bei Aufbringung auf den Modelldeich mit dem überarbeiteten Monitoringsystem dargestellt, wobei die Veränderung der Sickerlinienlage ein Maß für die Schutzfunktion darstellt. Die oberste rote Linie stellt die Lage der stationären Sickerlinie vor Auflage des Labormodells dar. Nach Installation des Labormodells senkte sich die Sickerlinie auf der Wasserseite um etwa 1 cm (schwarze gestrichelte Linie), was auf der landseitigen Böschung noch zu keiner signifikanten Höhenänderung der Sickerlinienlage geführt hat. Nach etwa einer Stunde stellte sich ein stationärer Zustand auf diesem abgesenkten Niveau ein. Das kleinmaßstäbliche Modell weist generell einen überdurchschnittlichen Randeinfluss auf, der in der Folge durch Anpressen von Holzleisten im Randbereich gemindert wurde. Hierdurch konnte im weiteren Verlauf eine zusätzliche Senkung der Sickerlinienlage festgestellt werden, die auch Auswirkungen auf der landseitigen Böschung aufzeigten. Die Höhenänderung fand anfangs relativ zügig statt (zweite rote Linie) und nahm mit der Zeit ab, bis nach etwa 12 Stunden keine weitere Veränderung zu erkennen war (stationärer Zustand – schwarze Linie). Insgesamt konnte bei einem Wassereinstau von 25 cm durch Auflage des Deichverteidigungssystems eine wasserseitige Minderung der Sickerlinienlage um 3 cm festgestellt werden.

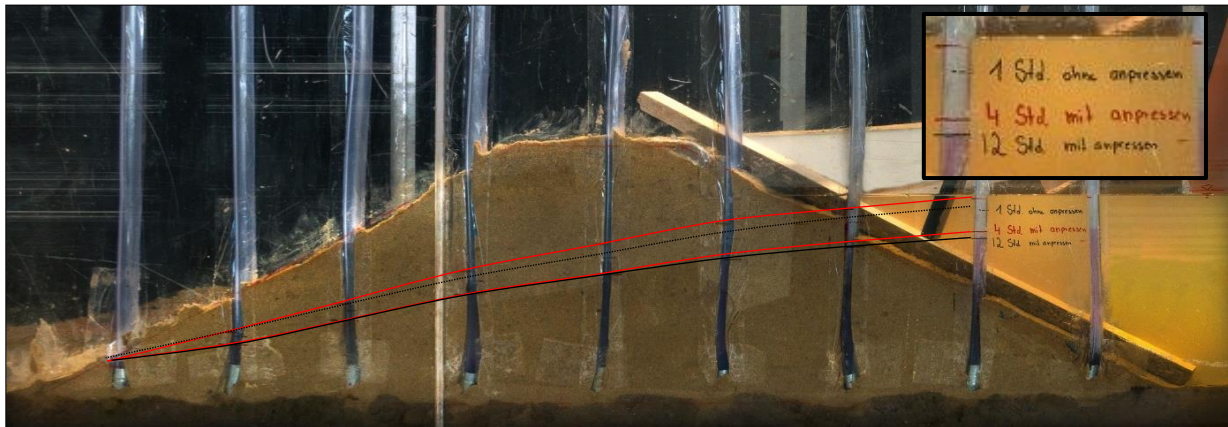


Abb. 5-7: Änderung der Sickerlinienlage nach Aufbringen des Labormodells mit dem ausgewählten Material für das zu entwickelnde Deichverteidigungssystem sowie Anpressen der Randbereiche mit Hilfe von Holzleisten

Zur Ermittlung über das Ausmaß der Wirksamkeit, wird mit Hilfe des numerischen Modells aus Kapitel A.6.6 der Ausnutzungsgrad mit geändertem Wasserstand berechnet und mit dem des Ausgangswasserstands von 2,50 m gegenübergestellt. Die Höhe der Wasserstandsänderung basiert auf die Senkung der Sickerlinienlage. Bei einem Maßstab von 1:10 wird eine Senkung der Sickerlinienlage von 1 cm ohne Belastung des Randbereichs und 3 cm mit Belastung des Randbereichs am Eintrittspunkt mit einem Wasserstand von 2,40 m bzw. 2,20 m im Naturmaßstab gleichgesetzt. Abb. 5-8 zeigt das Ergebnis der numerischen Berechnung bei einem abgeminderten Wasserstand von 2,40 m. Der maximale Ausnutzungsgrad beträgt $\mu = 0,97$ und ist im Vergleich zum Ausnutzungsgrad des Ausgangszustands von $\mu = 1,04$ (Kapitel A.6.6) geringer. Wird der Wasserstand auf 2,20 m gesenkt, ist eine weitere Minderung des Ausnutzungsgrad auf $\mu = 0,92$ möglich (Abb. 5-9). In beiden Fällen wäre der geotechnische Nachweis der Tragfähigkeit erbracht.

Mit den gewonnenen Erkenntnissen aus den kleinmaßstäblichen Versuchen konnte festgestellt werden, dass eine Senkung der Sickerlinienlage durch Auflage eines Planenschutzsystems höherer Dichte auf der wasserseitigen Deichböschung generell möglich ist.

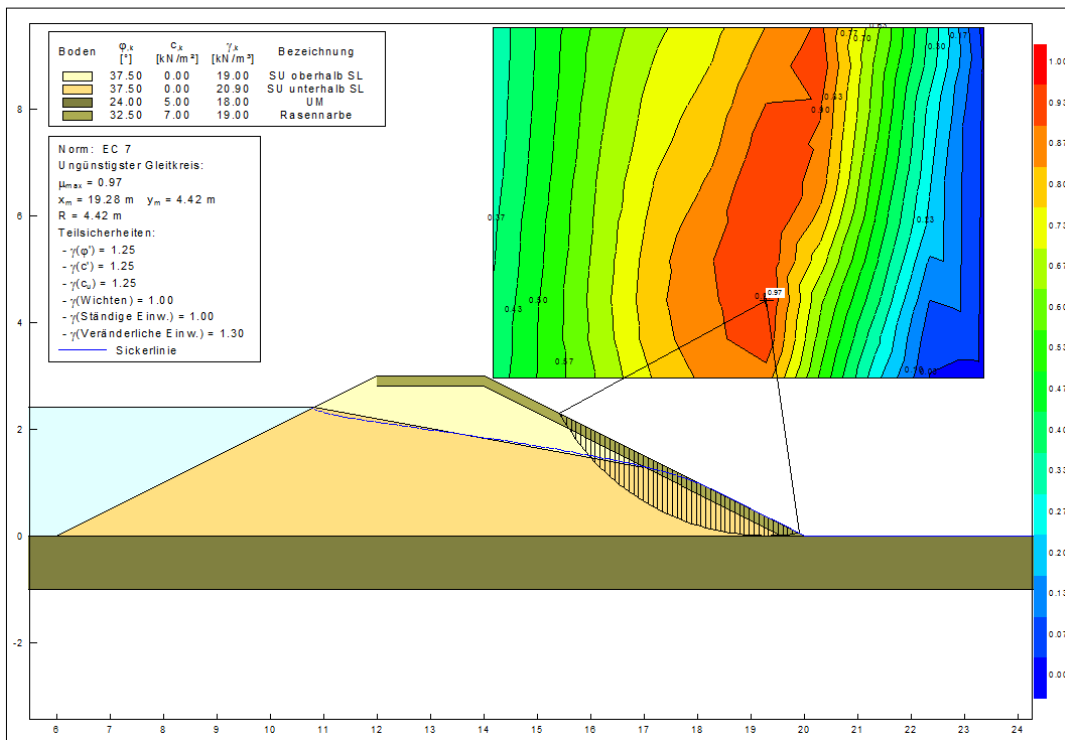


Abb. 5-8: Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises mit abgemindertem Wasserstand auf 2,40 m nach Aufbringen des wasserseitigen Deichverteidigungssystems ohne Belastung des Randbereichs

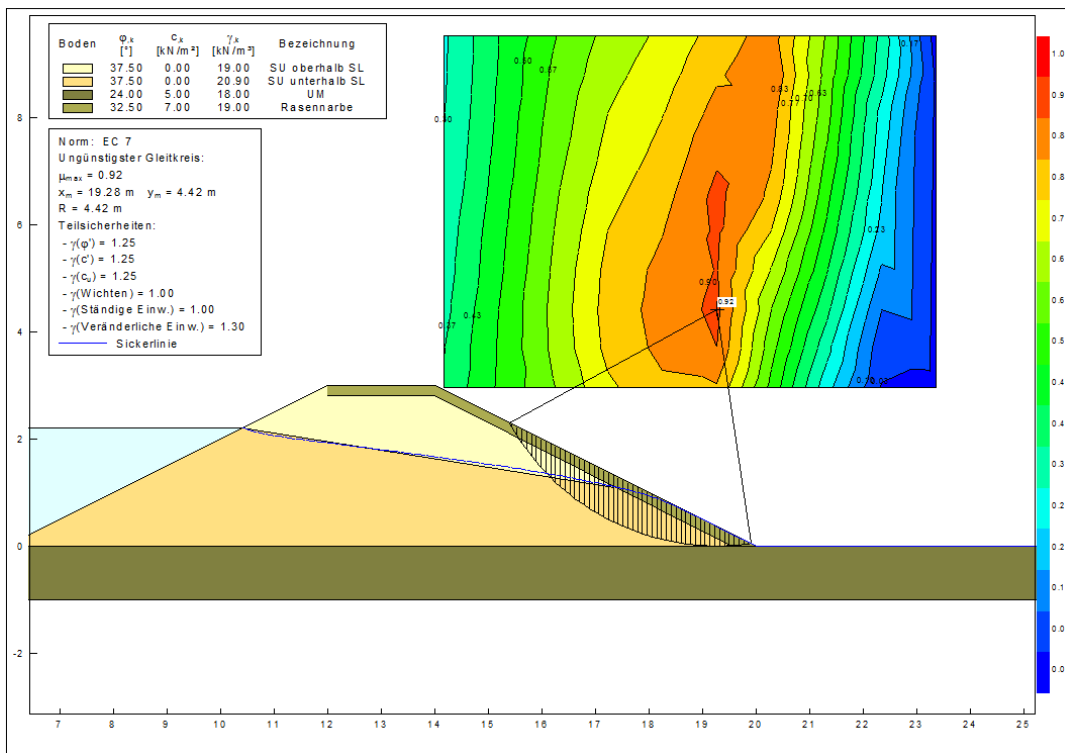


Abb. 5-9: Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises mit abgemindertem Wasserstand auf 2,20 m nach Aufbringen des wasserseitigen Deichverteidigungssystems mit Belastung des Randbereichs

5.2.5 Physikalische Versuche an der IWA-Testanlage

Im Folgenden wird näher auf die zu treffenden Vorbereitungsarbeiten für den Einsatz des zu entwickelnden Deichschutzsystems sowie auf die einzelnen durchgeführten Versuche in Anlehnung an die beschriebene Prüfmethode im Kapitel 5.1 eingegangen.

5.2.5.1 Vorbereitungsarbeiten am Deichverteidigungssystem für den Einsatz

Die Erfahrungen aus den kleinmaßstäblichen Versuchen zeigen, dass die textile Membran Poly B6060 als Planenwerkstoff für das zu entwickelnde Deichschutzsystem am geeignetsten ist. Das Material weist eine hohe Stoß- sowie Reißfestigkeit auf, passt sich gut an den aufzubringenden Untergrund an, ist wiederverwendbar und reparaturfähig. Aufgrund dessen wurden für die großmaßstäblichen Versuche Planen aus diesem Material angefertigt. Mit dem maximal zulässigen Gewicht von 70 kg pro Element ist eine Abmessung von b/l mit 4,40 m / 12,0 m möglich. Bei einem Flächengewicht von 1,15 kg/m² beträgt das Eigengewicht 61 kg pro Element. Somit kann das System mit zwei Personen problemlos über eine gewisse Distanz an die Deichböschung transportiert und anschließend verlegt werden.

Das zu entwickelnde Deichverteidigungssystem ist aufgerollt zum Einsatzort zu transportieren und anschließend von der Deichkrone aus entlang der wasserseitigen Deichböschung abzurollen. Somit ist das System im Vorfeld aufzurollen, was für den ersten Versuch ohne zusätzliche Hilfsmittel erprobt wurde. Bei kleinsten Unebenheiten am Untergrund entstanden hierbei Falten, die in das System mit eingerollt wurden und zu Deformationen am Planenmaterial führen können. Dadurch besteht die Gefahr, dass am Einsatzort unerwünschte Sickerwasserkanäle am System entstehen, was zur Aufhebung des gewünschten Dichteffekts führt.

Aus diesem Grund wurden in den folgenden Versuchen Aluminiumrohre mit einem Durchmesser von 40 mm als provisorische Aufrollhilfe verwendet, die als inneres Montagerohr zu einer gewissen Steifigkeit über die Systembreite während des Aufrollvorgangs führen, so dass ein faltenfreies und gerades Aufrollen der Plane ermöglicht wird. Voraussetzung hierfür ist jedoch ein gerader, sauberer und befestigter Untergrund. Zum Erreichen einer ergonomischeren Arbeitshaltung wurde auch versucht, den Aufrollvorgang aufgebockt durchzuführen. Hierbei bog das Aluminiumrohr mit einer Spannweite von 4,40 m mittig jedoch so stark durch, dass ein faltenfreies Aufrollen nicht möglich war und der Aufrollvorgang im aufgebockten Zustand als nicht zielführend anzusehen ist.

Die Voraussetzungen für das gerade und faltenfreie Aufrollen der Systemelemente bestärkte zudem die Entscheidung, dass keine zusätzlichen Applikationen für abdichtende Zwecke am Randbereich des Systems zu verwenden sind.

5.2.5.2 Einstauversuch 1

5.2.5.2.1 Systemaufbau

Beim ersten Versuchsdurchgang mit dem zu entwickelnden Deichschutzsystem wurde das Einstaubecken bis zu einem Wasserstand von 2,50 m über einen Zeitraum von etwa 6 Tagen sukzessive befüllt. Mit Hilfe der Messtechnik konnte eine stationäre Sickerlinie etwa einen Tag

nach Erreichen des Endwasserstands ermittelt werden, so dass das System 7 Tage nach Versuchsbeginn aufgebracht werden konnte. Die einzelnen Elemente wurden von der Deichkrone aus über die Deichböschung in das eingestaute Wasser gerollt und kamen vorerst am Übergang von der Deichböschung und Wasseroberfläche zum Stillstand. Die im aufgerollten System befindliche Luft entwich innerhalb kürzester Zeit und das System rollte sich anschließend ohne weiteren äußeren Einfluss selbstständig bis zum Deichfuß ab. Mit Hilfe eines langen Stabs, dessen Ende zum Schutz vor Beschädigungen mit Stoff verkleidet wurde, konnte das System ohne großen Aufwand von der Deichkrone aus bis zum Grund des Einstaubeckens komplett ausgerollt werden. Die weiteren Elemente wurden mit einer Überlappungslänge von 85 cm und der gleichen Technik auf der Deichböschung aufgebracht (Abb. 5-10 und Abb. 5-11).

Mit zwei Personen betrug die Aufbauzeit des Deichschutzsystems über die gesamte Deichlänge von 15 m etwa 30 Minuten.



Abb. 5-10: Einstauversuch 1 – Aufbringen des zweiten Elements



Abb. 5-11: Einstauversuch 1 – Installiertes Schutzsystem

5.2.5.2.2 Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate

Nach der Installation des Systems erfolgte die kontinuierliche Messung der Sickerlinienlage. Eine Änderung der Sickerlinienlage direkt nach der Installation konnte nicht festgestellt werden. In Abb. 5-12 wird die Lage der Sickerlinie etwa 24 Stunden nach Aufbringen des Systems (rote Linie) der

stationären Sickerlinienlage (blaue Linie) gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass keine messbare Minderung der Sickerlinienlage stattgefunden hat.

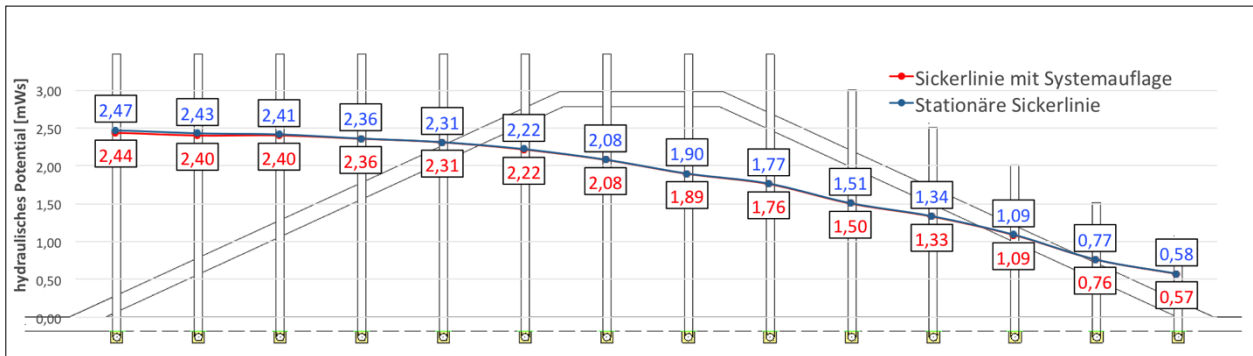


Abb. 5-12: Einstauversuch 1 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Aufbringen des Schutzsystems

Wird die ermittelte Sickerwassermenge in Abb. 5-13 betrachtet, so wird auch hier deutlich, dass ohne Systemauflage nahezu die identische Sickerwassermenge von etwa 0,035 m³/h/m durch den Testdeich strömte wie nach der Systemauflage. Somit stellte sich mit dem Aufbringen des Schutzsystems keine Minderung der Sickerlinienlage und der Sickerrate ein.

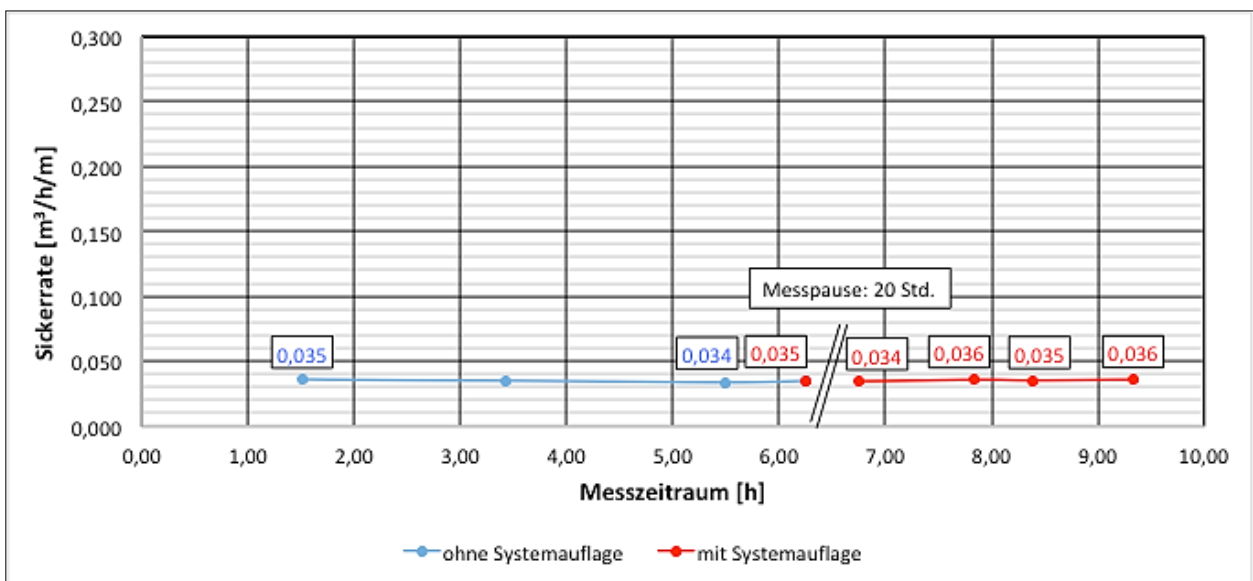


Abb. 5-13: Einstauversuch 1 – Gemessene Sickerwassermenge vor und nach Aufbringen des Schutzsystems

5.2.5.2.3 Systemrückbau

Der Rückbau des ersten Versuchsdurchlaufs wurde nach keinem expliziten Schema durchgeführt. Vielmehr wurden verschiedene Vorgehensweisen untersucht, um eine für die Praxis geeignetste Rückbauvariante zu ermitteln. Es stellte sich heraus, dass für den Abtransport vom Einsatzgebiet ein Zusammenfallen der Systemelemente auf etwa das Maß einer Europalette (0,8 m x 1,2 m) am geeignetsten ist. So können eine Vielzahl an Schutzelementen optimal auf entsprechenden Transportfahrzeugen verladen und abtransportiert werden. Da die Systemelemente für die Einlagerung und den erneuten Einsatz gereinigt, auf Beschädigungen

untersucht und ohne Faltenwurf wieder aufgerollt werden müssen, ist der Aufwand des Aufrollens am Einsatzort als nicht zielführend anzusehen.

Im ersten Einstauversuch wurde noch keine Zeiterfassung bezüglich Rückbau und Abtransport durchgeführt, da zunächst die Ermittlung einer praxistauglichen Variante dieser Arbeitsschritte im Vordergrund stand.

Beim Abpumpen des Einstaubbeckens wurde festgestellt, dass die Elemente, die am Rand des Einstaubbeckens verlegt wurden, einen gewissen Abstand zur Seitenwand aufwiesen und der Randeffect des Sickerwassereintrags somit als hoch einzuschätzen ist (Abb. 5-14). Zudem lag die Plane lediglich auf den Rasenhalmen auf und wurde nicht, wie erhofft, durch das erhöhte Eigengewicht sowie die einwirkende Wassersäule an die Rasenoberfläche angepresst. Dadurch konnte Sickerwasser über den Zwischenraum Plane und Rasendecke unter das Schutzsystem gelangen und den erforderlichen Dichtungseffekt aufheben.



Abb. 5-14: Einstauversuch 1 – Lage eines Elementes nach der Versuchsdurchführung

Für weitere Versuche an der IWA-Testanlage bedurfte es einer entsprechenden Trocknungsphase des Testdeichs sowie verschiedener Unterhaltungsarbeiten an der Rasenoberfläche. Zur Bestimmung der für die Absenkung der Sickerlinienlage auf ein Minimum erforderlichen Zeitdauer, wurden die Messungen der Sickerlinienlage und der Sickerrate auch nach Abpumpen des Einstaubbeckens fortgeführt. Anhand der Messergebnisse konnte die Trocknungsphase des Testdeichs zu etwa 12 Tage bestimmt werden. Aufgrund dessen wurde ein Zeitraum zur Rehabilitation des Testdeichs vor Durchführung des nächsten Versuchs von mindestens 14 Tagen festgelegt.

5.2.5.3 Einstauversuch 2

5.2.5.3.1 Systemaufbau

Beim zweiten Versuchsdurchlauf wurden die Prüfbedingungen durch Dichten der seitlichen Randbereiche optimiert. Planen, die an den Seitenwänden mit Hilfe von starkhaftendem Klebeband verbunden und zusätzlich mit Sandsäcken beschwert wurden, sollten hier einen ausreichenden Schutz gegen das Einsickern von Wasser im Randbereich und somit der Verfälschung der Versuchsergebnisse durch Randeffekte bieten (Abb. 5-15). In dem Bereich, in dem die Pegelrohre aus der Deichböschung herausragen, wurde die Plane entsprechend angepasst und auch hier mit Klebeband an der Seitenwand sowie an den Pegelrohren verklebt. Anschließend wurde das Becken wie beim ersten Versuch geflutet und das System nach Erreichen einer stationären Sickerlinienlage mit derselben Technik wie im ersten Versuch installiert. Allerdings wurde zum Vergleich ein Systemelement im Vorfeld mit Hilfe des Planenrollers vom THW aufgerollt (Abb. 5-16). Dieser Aufrollvorgang konnte aufgrund der stabileren Konstruktion und der verbesserten Haltemöglichkeiten mit einem geringeren Aufwand durchgeführt werden. Jedoch weist der Planenroller ein Eigengewicht von etwa 50 kg auf. Zuzüglich des Eigengewichts eines Systemelements von 62 kg übersteigt das Gesamtgewicht den festgelegten Grenzwert von 70 kg. Dementsprechend sind für den Transport des Systems auf die Deichkrone mehr als zwei Personen notwendig. Der Abrollvorgang ist dann wiederum mit zwei Personen möglich und unterscheidet sich nicht in der Handhabbarkeit gegenüber dem Abrollvorgang ohne Planenroller. Die benötigte Zeit zur Montage des Schutzsystems (Abb. 5-17) konnte beim zweiten Versuch zu 20 Minuten bei einem Einsatz von 2 Personen ermittelt werden.



Abb. 5-15: Einstauversuch 2 – Dichten des Randbereichs



Abb. 5-16: Einstauversuch 2 – Aufbringen mit Hilfe des Planenrollers vom THW



Abb. 5-17: Einstauversuch 2 – Installiertes Schutzsystem

5.2.5.3.2 Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate

Mit der Auflage des Schutzsystems über einen Zeitraum von rund 24 Stunden konnte auch im zweiten Versuch keine nennenswerte Minderung der Sickerlinienlage festgestellt werden. Wie in Abb. 5-18 dargestellt, liegt die gemessene Sickerlinienlage (rote Linie) etwa 24 Stunden nach Aufbringen des Schutzsystems nahezu auf der identischen Position wie die stationäre Sickerlinienlage (blaue Linie) vor dem Aufbringen. Bei Betrachtung der Sickerrate in Abb. 5-19 wird wie beim ersten Versuch deutlich, dass auch hier während des gesamten Versuchszeitraums keine relevante Änderung der durch den Testdeich strömenden Sickerrate von etwa $0,04 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ stattgefunden hat. Die Messergebnisse zeigen auch im zweiten Versuch keine Funktionalität des Systems an.

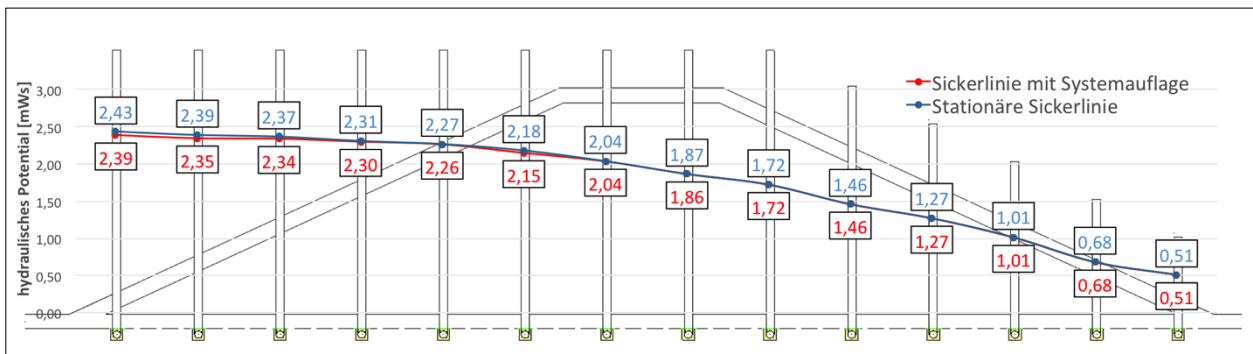


Abb. 5-18: Einstauversuch 2 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Aufbringen des Schutzsystems

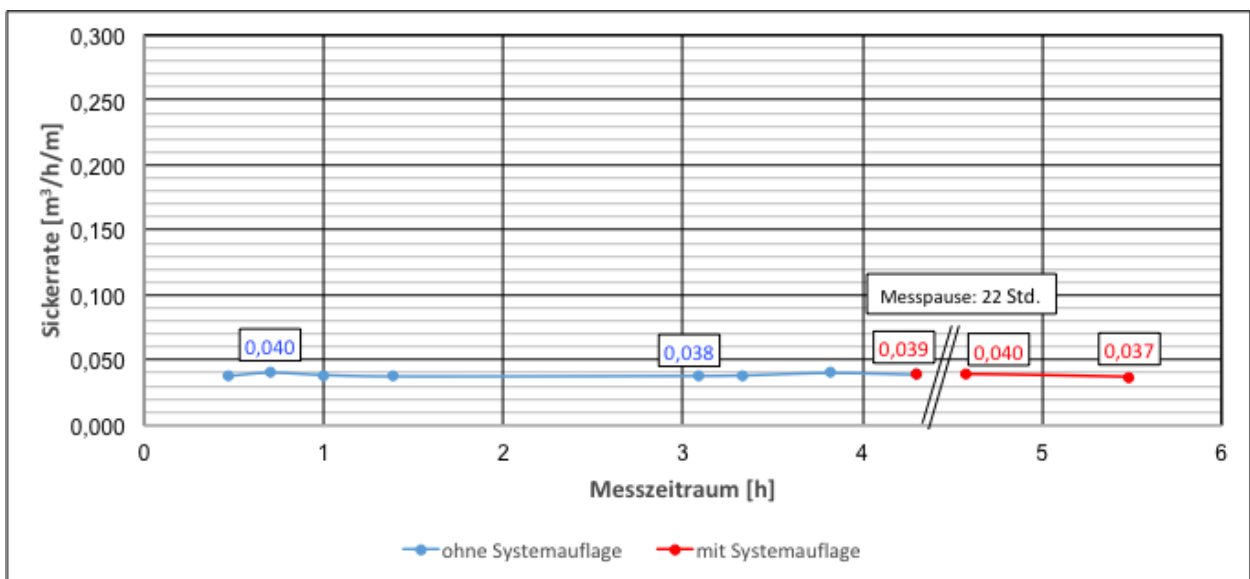


Abb. 5-19: Einstauversuch 2 – Gemessene Sickerwassermenge vor und nach Aufbringen des Schutzsystems

5.2.5.4 Einstauversuch 3

5.2.5.4.1 Systemaufbau

Der dritte Versuch wurde direkt im Anschluss an den zweiten Versuch durchgeführt, da die weitere Optimierung des Schutzsystems durch eine zusätzliche Auflage von Sandsäcken im Randbereich realisiert werden sollte (Abb. 5-20). Mit dieser Maßnahme sollte der Eintritt von Sickerwasser im Randbereich verringert werden, da das Schutzsystem im vorgehenden Versuch lediglich auf den Grashalmen auflag und nicht durch die anstehende Wassersäule an die Oberfläche gepresst wurde.

Eine Produkteigenschaft des zu entwickelnden Deichschutzsystems war zur Vermeidung eines Tauchereinsatzes die Installation von der Landseite aus. Nun sollte jedoch trotzdem geprüft werden, ob eine Verbesserung des Versuchsergebnisses durch eine Planenauflage mit Beschwerung möglich ist.



Abb. 5-20: Einstauversuch 3 – Beschwerung des Schutzsystems im Randbereich mit Hilfe von Sandsäcken

5.2.5.4.2 Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate

Nach Fertigstellung der Sandsackauflage im Randbereich wurden über einen Zeitraum von 24 Stunden weitere Messungen durchgeführt. Die Messergebnisse des dritten Versuchs sind in Abb. 5-21 und Abb. 5-22 dargestellt. Auch hier wird deutlich, dass die Planenauflage mit zusätzlicher Sandsackbeschwerung des Randbereichs keinerlei Auswirkung auf die Sickerlinienlage und die Sickerwasserrate von etwa $0,04 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ hat und somit wiederum keine Funktionalität des zu entwickelnden Deichschutzsystems, selbst mit einer Sandsackauflage im Randbereich, ermittelt werden konnte.

Im Anschluss an den dritten Versuch wurde aufgrund der zunehmenden Einstaudauer und einer entsprechend langanhaltenden hohen Sickerlinienlage im Testdeich eine Aufweichung des Bodenmaterials im Bereich des landseitigen Deichfußes festgestellt. Um einen Schaden am Testdeich zu verhindern, wurde das Einstaubecken in kurzer Zeit entleert.

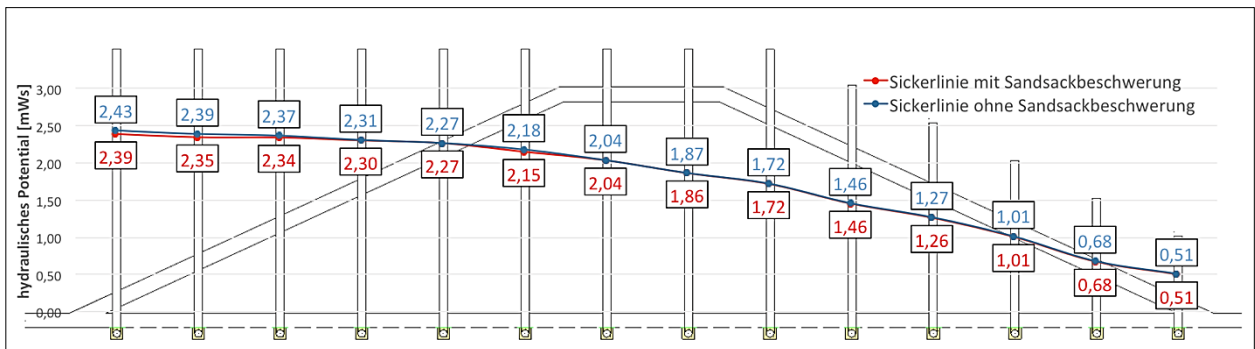


Abb. 5-21: Einstauversuch 3 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Beschwerung des Randbereichs mit Sandsäcken

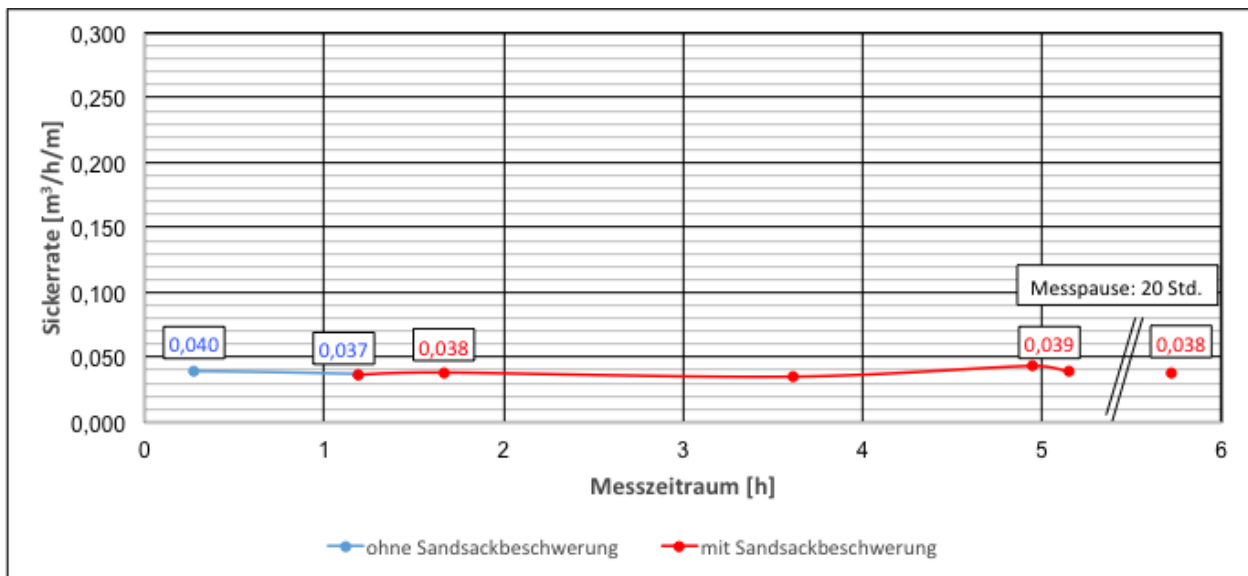


Abb. 5-22: Einstauversuch 3 – Gemessene Sickerwassermenge vor und nach Installation des Schutzsystems

5.2.5.4.3 Systemrückbau

Der Systemrückbau erfolgte in den Einstauversuchen 2 und 3 gemäß der im Einstauversuch 1 ermittelten Vorzugsvariante, bei der die einzelnen Systemelemente auf das Maß einer Europalette zusammengefasst werden (Abb. 5-23). Mit zwei Personen konnte dieser Vorgang sowie die Bereitstellung des zusammengefalteten Systems für den Abtransport am landseitigen Deichfuß innerhalb von fünf Minuten pro Systemelement erfolgen. Dementsprechend war für den gesamten Rückbau ein Zeitaufwand von 20 Minuten erforderlich.



Abb. 5-23: Einstauversuch 3 – Systemrückbau

In Abb. 5-24 ist die wasserseitige Böschung des Testdeichs nach gesamter Entfernung des Schutzsystems dargestellt. Bei der Besichtigung des abgedeckten Bereichs wurde deutlich, dass das System, wie geplant, auf der Bodenoberfläche und nicht auf den Grashalmen auflag und der Rasen über die gesamte Fläche plattgedrückt wurde. Der Effekt einer vermutlichen Systemanpressung an die Rasenoberfläche minimierte sich stetig mit zunehmender Höhenlage der wasserseitigen Deichböschung, was durch die dort aufrechtstehenden Grashalme

verdeutlicht wurde, so dass im oberen Bereich von einer dauerhaften Wasserzufuhr unter das Schutzsystem auszugehen war. Somit reichte im unteren Bereich der Wasserdruck zum Anpressen des Schutzsystems an den Deichkörper aus, im oberen Bereich jedoch nicht. Letzteres führte offensichtlich maßgeblich dazu, dass keine Systemfunktionalität erreicht wurde.



Abb. 5-24: Einstauversuch 3 – Zustand der Rasenoberfläche nach Rückbau des Schutzsystems

Nach einer gewissen Trocknungsphase sollten Unterhaltungsarbeiten am Testdeich durchgeführt werden. Dabei stellte sich heraus, dass der gesamte Rasen im Bereich der durch das Schutzsystem abgedeckten Fläche abgestorben war (Abb. 5-25). Aufgrund des Arbeitsaufwands zur Entfernung des abgestorbenen Rasens sowie der mehrmaligen Rasenneueinsaat mit zugehöriger Keimzeit bei schlechten Witterungsbedingungen, dauerte die Instandsetzung der Rasenfläche mehr als zwei Monate an. Wäre dieser Schaden an einem realen Flussdeich entstanden, würde eine erhöhte Gefahr der äußeren Erosion im Falle eines erneut auftretenden Hochwasserereignisses bestehen.



Abb. 5-25: Einstauversuch 3 – Zerstörte Rasenoberfläche durch Planenauflage

5.2.5.5 Einstauversuch 4

5.2.5.5.1 Systemaufbau

Da in allen durchgeführten Einstauversuchen keine Minderung der Sickerlinienlage im Bereich des Deichfußes wahrgenommen werden konnte, sollte beim vierten Versuchsdurchlauf untersucht werden, ob der Wassereintritt durch eine zusätzliche Sandsackauflage entlang der Elementstöße verringert werden kann. Da keine Tauchausrüstung für das Aufbringen der Sandsäcke zur Verfügung stand, wurde das Schutzsystem im vierten Einstauversuch vor der Befüllung des Einstaubereichs installiert. Auch hier wurden die Planen an den Seitenwänden mit Hilfe von starkhaftendem Klebeband verbunden, was den Wassereintritt im Randbereich verhindern sollte (Abb. 5-26). Es wurde die Idee verfolgt, dass nach Erreichen einer stationären Sickerlinienlage bzw. Sickerrate einzelne Elemente des Schutzsystems entfernt werden. Erhöht sich daraufhin das hydraulische Potential in den Messstellen bzw. wird eine höhere Sickerrate festgestellt, ist von einer wirksamen Dichtung durch das zuvor installierte Schutzsystem auszugehen.

Der Aufbau erfolgte mit zwei Personen. Aufgrund der Verlegung der etwa 270 erforderlichen Sandsäcke (Leermaß 30 cm x 60 cm) zur Beschwerung der Stoß- und Randbereiche, erhöhte sich der Zeitaufwand des Systemaufbaus von 20 Minuten auf zwei Stunden. Unter Einsatzbedingung würde der Aufbau mit Tauchern durchzuführen sein, was den Zeitaufwand für diese Maßnahme zusätzlich maßgebend erhöhen würde.



Abb. 5-26: Einstauversuch 4 – Installiertes Schutzsystem mit Sandsackbeschwerung entlang des Randbereichs und an den Elementstößen

Während des Füllvorgangs konnte beobachtet werden, dass mit zunehmendem Wasserstand die Sandsäcke auf den Elementstößen entlang der Deichböschung abrutschten. Dadurch fehlte die notwendige Auflast an den Systemstößen, womit eine Minderung der Dichtwirkung einhergeht. Daraufhin wurden weitere Sandsäcke an den Elementstößen verlegt, bis ein weiteres Abrutschen der Sandsäcke gestoppt werden konnte (Abb. 5-27).



Abb. 5-27: Einstauversuch 4 – Installiertes Schutzsystem mit nachträglich eingebrachten Sandsäcken entlang der Elementstöße

5.2.5.5.2 Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate

Während der Messungen zur Ermittlung einer stationären Sickerlinienlage bei einem Wasserstand von 2,5 m wurde am landseitigen Deichfuß wiederum ein starkes Aufweichen des Bodenmaterials festgestellt. Zur Vermeidung eines größeren Schadens am Testdeich wurde der Wasserstand soweit gesenkt, bis keine weitere Vergrößerung der Schadstelle festzustellen war. Bei einem Wasserstand von 2,40 m konnte der Versuch fortgeführt werden.

Nachdem wiederum eine stationäre Sickerlinienlage und eine konstante Sickerrate erreicht wurde, wurde zur Beobachtung eines möglichen Anstiegs der Sickerrate bzw. Sickerlinienlage ein Schutzelement entfernt (Abb. 5-28).



Abb. 5-28: Einstauversuch 4 – Entnahme des Schutzsystems

Abb. 5-29 zeigt die Sickerlinienlagen vor und nach Entnahme des Schutzsystems. Mit Entnahme des Schutzsystems konnte keine Änderung der Sickerlinienlage verzeichnet werden. Auch kann hier keine signifikante Auswirkung des Schutzsystems hinsichtlich der Sickerwasserraten festgestellt werden (Abb. 5-30). Die gemessene stationäre Sickerwasserrate lag vor der Systementnahme bei $0,035 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ und nach der Entnahme bei $0,036 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$, so dass hier zwar eine kleine, aber nicht maßgebende Änderung zu verzeichnen war.

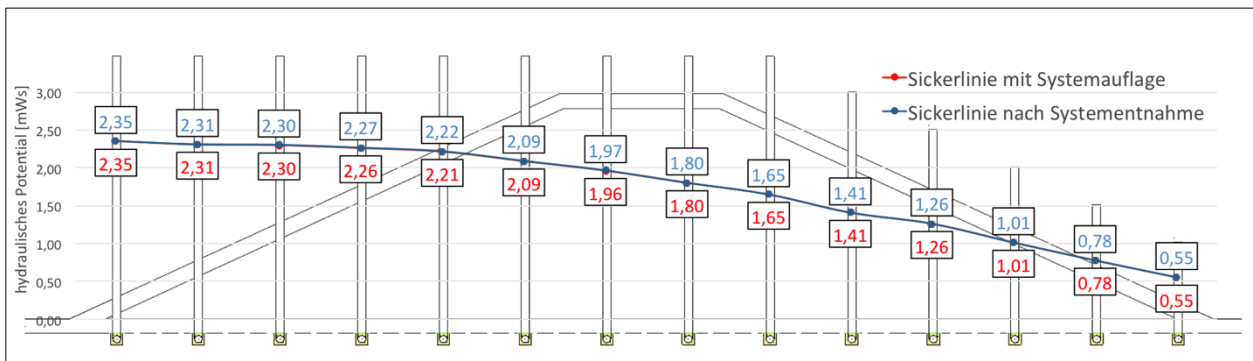


Abb. 5-29: Einstauversuch 4 – Gemessene Sickerlinienlage vor und nach Entnahme des Schutzsystems

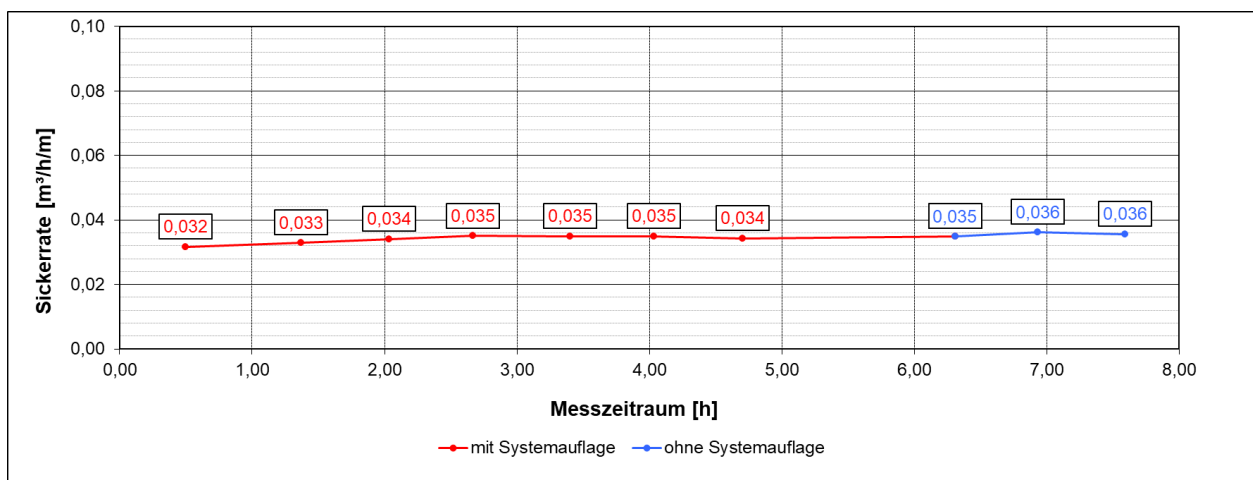


Abb. 5-30: Einstauversuch 4 – Gemessene Sickerwassermengen vor und nach Entnahme des Schutzsystems

5.2.5.5.3 Systemrückbau

Beim Rückbau der Systemvariante mit zusätzlicher Beschwerung der Stoß- und Randbereiche mit Sandsäcken wurden im ersten Arbeitsgang die genutzten Sandsäcke für den Abtransport palettiert. Anschließend wurden die einzelnen Systemelemente wie in den vorigen Versuchen zusammengefasst und für den Abtransport bereitgestellt. Für den Rückbau war ein Zeitaufwand von zwei Stunden bei einem Einsatz von zwei Helfern notwendig.

5.2.5.6 Schlussfolgerung

Die naturmaßstäblichen Versuche zeigten, dass die Ergebnisse aus den kleinmaßstäblichen Versuchen sowie der vorausgesetzten Produkteigenschaften für das zu entwickelnde Deichschutzsystem in einigen Punkten bestätigt und realisiert werden konnten. Mit einer Dicke von 0,93 mm und einer Reißkraft von 3.800 N/5 cm weist das Material eine hohe Stoßfestigkeit auf und ist zudem aufgrund der Kombination aus einem Gewebe und einer PVC-Beschichtung sehr reißfest. Trotz der Materialdicke passt sich das System, nach einer unkomplizierten Installation von der Landseite aus, gut an den Untergrund an. Auch ist die Installationszeit von etwa 20 Minuten mit zwei Personen ohne Sandsackbeschwerung im Gegensatz zur Herstellung eines herkömmlichen Auflastfilters mit Sandsäcken als Deichverteidigungsmaßnahme auf der

landseitigen Böschung über eine Länge von 15 m vorteilhaft. Gleiches gilt für den Rückbau des Systems. Dieser ist mit etwa fünf Minuten pro Systemelement schnell und unkompliziert. Zudem sollte das System mit entsprechender Pflege ohne Probleme über den Zeitraum der Herstellergarantie des Materials von 10 Jahren genutzt werden können. Allerdings konnte die wichtigste Produkteigenschaft des zu entwickelnden Deichschutzsystems, die Funktion einer zumindest partiellen Dichtung des bruchgefährdeten Deichs gegen Sickerwassereintritt, mit den naturmaßstäblichen Versuchen nicht bestätigt werden. Trotz der positiven Ergebnisse aus den kleinmaßstäblichen Versuchen, bei denen eine Minderung der Sickerlinienlage sowie eine Reduzierung der Sickerwassermenge erzielt werden konnte, blieb dieser Effekt während der naturmaßstäblichen Versuchsreihen aus. Als Grund hierfür sind unterschiedliche Randbedingungen anzunehmen.

Beim kleinmaßstäblichen Labordeich bestand der Deichkörper allein aus einem Sandkörper, dessen Böschungen plan abgezogen wurden. Dadurch konnte sich das Schutzsystem direkt auf der Oberfläche anschmiegen. Anders hingegen war es beim naturmaßstäblichen Testdeich. Dieser weist eine Grasnarbe auf, auf der das Schutzsystem installiert wurde. Anhand der Versuche konnte festgestellt werden, dass das Schutzsystem besonders am Randbereich lediglich auf den Grashalmen auflag, so dass ein Spalt zwischen System und Bodenoberfläche entstanden ist, über den Sickerwasser unter die Plane eindringen kann. Während der Versuche wurde eine Sickerrate am 15 m langen Testdeich von etwa $0,04 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ ermittelt, was etwa $0,16 \text{ l/s}$ entspricht. Voraussetzung einer Minderung der Sickerlinienlage ist eine Deichentwässerung, bei der auf der Außenböschung weniger Wasser in den Deichkörper einsickert als auf der Innenböschung austritt. Bei einem Wasserstand von $2,50 \text{ m}$ entsteht am Testdeich eine gesamte Randbereichs- sowie Stoßlänge des Schutzsystems von etwa 60 m . Um eine Funktionalität des zu entwickelnden Schutzsystems zu gewährleisten, darf über den entstehenden 60 m langen Spalt zwischen Schutzsystem und Bodenoberfläche sowie im Überlappungsbereich weniger als $0,16 \text{ l/s}$ eindringen, was als unrealistisch anzusehen ist.

Im kleinmaßstäblichen Versuch wurde erst eine deutliche Minderung der Sickerlinienlage nach Dichtung des Randbereichs durch Anpressen von Holzleisten erreicht. Dieser Effekt sollte im großmaßstäblichen Versuch durch die Beschwerung des Schutzsystems mit Hilfe von Sandsäcken erreicht werden. Durch das Eigengewicht der Sandsäcke sollte der im Randbereich entstandene Spalt zwischen Schutzsystem und Bodenoberfläche geschlossen werden, um so den Zufluss von Sickerwasser unter das Schutzsystem zu verhindern. Die Ergebnisse des Versuchs am naturmaßstäblichen Testdeich zeigten, dass auch mit der Beschwerung des Randbereichs keine Minderung der Sickerlinienlage sowie der Sickerrate zu verzeichnen war. Wie zuvor wurde eine Sickerrate von etwa $0,04 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ ermittelt. Auch hier weist die plane und rasenfreie Oberfläche des kleinmaßstäblichen Labordeichs sowie der erhöhte Druck auf die angepressten Holzleisten im Randbereich eine positive Wirkung auf die Versuchsergebnisse auf, was im naturmaßstäblichen Versuchsaufbau nicht nachgebildet werden konnte.

Die einzelnen Versuche wurden unter optimalen Bedingungen durchgeführt, d. h., dass die Rasenfläche im Vorfeld gemäht wurde und somit lediglich kurze Grashalme und Kräuter wie auch generell Erhöhungen an der Oberfläche vorzufinden waren. Zudem wurden die Versuche ohne Strömungswirkung durchgeführt, was die Lagestabilität der einzelnen Elemente begünstigt. Mit der Verwendung von klarem Grundwasser konnten zudem die Lage der einzelnen Elemente und

Überlappungsbereiche unter Wasser visuell begutachtet und eventuell auftretende Fehlstellen im Aufbau behoben werden, was bei einem realen Hochwassereinsatz nicht möglich wäre. Trotz der genannten optimalen Bedingungen wurden während der durchgeführten Versuche zur abdichtenden Funktion des zu entwickelnden Deichschutzsystems nur negative Ergebnisse erzielt, bei der nicht die geringste Änderung der Sickerlinienlage sowie der Sickerwassermenge zu verzeichnen waren. Bei den ermittelten Sickerraten durch den Deichkörper, die jeweils bei rund $0,04 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ lagen, ist davon auszugehen, dass die sehr geringen Wassermengen, die durch kleinste Fehlstellen im System gelangen können, bereits die Dichtfunktion aufheben.

Neben der dargelegten Ineffektivität des zu entwickelnden Deichschutzsystems ist zudem eine Zerstörung der Rasenoberfläche nach einem längerfristigen Einsatz des Schutzsystems festgestellt worden. Durch die Zerstörung der Grasnarbe auf der Wasserseite nach Auflage des Schutzsystems entsteht eher ein Schaden am Deich, als das dieser geschützt wird. Die Grasnarbe ist ein wichtiger Bestandteil zum Schutz vor Oberflächenerosion z. B. durch Starkregen, Strömung oder Wellen. Ist die Schutzfunktion aufgrund des Absterbens der Pflanzendecke nicht mehr gegeben, kann der Schaden auf der wasserseitigen Deichböschung bei einem wiederkehrenden Hochwasserereignis im kurzen Zeitabstand verheerend sein.

Wegen der genannten Gründe wurden keine weiteren Versuche mit dem Schutzsystem durchgeführt. Eine wasserseitige Deichverteidigungsmaßnahme gegen einen flächigen Sickerwassereintritt durch Auflage eines Schutzsystems hat sich als nicht zielführend dargestellt.

5.3 Landseitige Deichverteidigungsmaßnahmen

Im Folgenden sollen Deichverteidigungsmaßnahmen betrachtet werden, die auf der landseitigen Deichböschung eines bruchgefährdeten Flussdeichs installiert werden. Dabei werden die erforderlichen Schutzmaßnahmen infolge flächigem sowie lokal austretendem Sickerwasser untersucht.

5.3.1 Flächiger Sickerwasseraustritt

Mit der Befüllung des Einstaubereichs der IWA-Testanlage kann ein flächiger Sickerwasseraustritt auf der landseitigen Deichböschung simuliert werden. Dadurch kann die Auswirkung einer möglichen Änderung der Sickerlinienlage im Deichkörper sowie die anfallenden Sickerwassermengen infolge eines flächig aufgebauten Auflastfilters entlang der Deichböschung untersucht werden. Zudem soll auch die Entlastung des Deichkörpers infolge des Systemrückbaus untersucht werden, so dass die Testabschnitte "Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate" sowie "Systemrückbau" zusammenfassend dargestellt werden. Die Untersuchungen an einem Sandsack-Auflastfilter sowie des Sandsackersatzsystems Flutschutz-Auflastfilter werden im Folgenden näher betrachtet.

5.3.1.1 Auflastfilter mit Sandsäcken

5.3.1.1.1 Systemaufbau

Grundsätzlich ist das Aufbringen eines Auflastfilters entlang der Sickerfläche als ausreichend für die Stabilisierung der Binnenböschung anzusehen (Müller, 2006). Da im Hochwasserfall der Verlauf der Sickerlinienlage im Deichkörper jedoch nicht exakt bestimmt werden kann und eine

nachträgliche Erhöhung eines Sandsack-Auflastfilters eine logistische Herausforderung darstellt, wird gemäß der Aufbauanleitung vom THW (2017) die Auflast im Einsatzfall bis auf 2/3 der Böschungslänge sowie mit der gleichen Länge vor dem Deichfuß empfohlen. Die Austrittshöhe der stationären Sickerlinienlage am Testdeich ist mit etwa 0,80 m bzw. mit einer Strecke von 1,80 m gemessen vom Deichfuß entlang der Böschung bekannt, was etwa 1/4 der gesamten Böschungslänge mit 6,70 m entspricht. Für den empfohlenen Aufbau des Sandsack-Auflastfilters mit 2/3 der Böschungslänge müsste dieser über eine Strecke von etwa 4,50 m entlang der Böschung sowie mit der gleichen Länge über den Deichfuß hinaus errichtet werden. Anfallendes Sickerwasser fließt in ein fest installiertes Drainagesystem, das 2,80 m parallel zum Deichfuß eingebaut ist und in einem Sickerschacht mündet. Um eine permanente Zugänglichkeit des Drainagesystems zu ermöglichen, ist der Sandsack-Auflastfilter in den Versuchen maximal bis zum Drainagesystem zu errichten. Um die Tragfähigkeit der Böschung nicht zu gefährden, ist die Länge der Auflast auf der Böschung auf die Länge vor dem Deichfuß zu begrenzen. Für einen praxisorientierten Systemaufbau wird somit vom Deichfuß ausgehend eine Auflastfilterlänge von 2,8 m entlang der Böschung sowie im Deichvorland installiert. Auf der Böschung entspricht dies in etwa der halben Böschungslänge.

Nach Erreichen einer als stationär anzusehenden Sickerlinienlage im Deichkörper wurde der Sandsack-Auflastfilter am landseitigen Deichkörper errichtet. Die Installation erfolgt gemäß der Aufbauanleitung des THW (2017). Die freie Entwässerung wird durch den Einbau einer stiefelbreiten Entwässerungsrinne nach jedem fünften Sandsack gewährleistet. Insgesamt wurden für die Herstellung des Sandsack-Auflastfilters 40 Paletten mit jeweils etwa 81 Sandsäcken benötigt. Die etwa 3.250 Sandsäcke wurden in vier Lagen und in Verbundbauweise sowie mit der erforderlichen Entwässerungsrinne nach jedem fünften Sandsack errichtet. Bei einem Durchschnittsgewicht von 12 kg eines 40 cm x 60 cm (Leermaß) großen Sandsacks (THW, 2017), beträgt die Gesamtauflast etwa 39 t. Innerhalb von 2,5 Stunden konnte der Sandsack-Auflastfilter mit 14 THW-Helfern auf der Binnenböschung errichtet werden. Der zeitliche Aufwand zum Füllen, Schließen und Palettieren der Sandsäcke wurde hier nicht mit berücksichtigt. Es wurde allein der Zeitbedarf für den Aufbau am Einsatzort betrachtet. Abb. 5-31 bis Abb. 5-33 zeigen den Aufbau sowie den fertiggestellten Sandsackauflastfilter an der IWA-Testanlage.



Abb. 5-31: Aufbau der ersten Lagen des Sandsack-Auflastfilters mit Helfern des THW



Abb. 5-32: Aufbau der letzten Lage des Sandsack-Auflastfilters mit Helfern des THW



Abb. 5-33: Fertiggestellter Sandsack-Auflastfilter

5.3.1.1.2 Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate sowie Systemrückbau

Parallel zur Installation des Sandsack-Auflastfilters wurde die Auswirkung der Auflast auf die Sickerlinienlage (rote Linie) im Deichkörper beobachtet und in Abb. 5-34 der stationären Sickerlinienlage (blaue Linie) gegenübergestellt. Binnenseitig wurde kein Anstieg der Sickerlinienlage nach Fertigstellung der Auflast festgestellt werden.

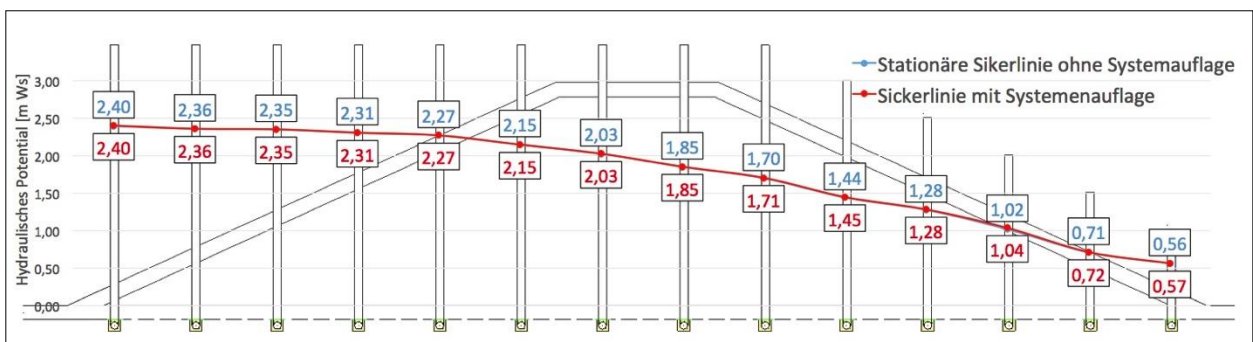


Abb. 5-34: Sickerlinienlage vor und nach installiertem Sandsack-Auflastfilter

Wird hingegen die Sickerrate in Abb. 5-35 betrachtet, waren Änderungen zu verzeichnen. Aufgrund eines Niederschlagsereignisses von 14,6 mm (grün hinterlegte Fläche) kurz vor Beginn der Aufbaumaßnahme, stieg die Sickerrate von $q = 0,036 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ auf $q = 0,058 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ deutlich an. Bei der ersten Messung nach Fertigstellung des Auflastfilters, konnte eine Minderung der Sickerrate auf $q = 0,025 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ festgestellt werden. Die verlegten Sandsäcke haben eine schwammähnliche Wirkung und können Wasser aufnehmen, bis der vollständige Sättigungsgrad des Bodenmaterials in den Sandsäcken erreicht ist. Ein Teil des vorhandenen Sickerwassers ist allerdings über die ausgebildeten Entwässerungsrinnen in das fest installierte Drainagesystem geflossen, so dass fortlaufend Sickerraten gemessen werden konnten. Nach relativ kurzer Zeit hat sich die Sickerrate wieder auf den Ursprungswert von etwa $q = 0,034 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ eingestellt. Dieser Wert blieb bis auf zwei weitere Niederschlagsereignisse über einen Zeitraum von etwa 40 Stunden konstant. Infolge des Rückbaus sank der Wert wieder auf $q = 0,026 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$. Mit der Entlastung der Deichböschung durch den Rückbau der rund 39 t schweren Sandsäcke, wirkte in diesem Fall der Deichkörper als Schwamm. Das Porenvolumen des Bodenmaterials im Deichkörper vergrößerte sich infolge der Entlastung, so dass diese sich zunächst füllten und entsprechend eine geringere Sickerrate gemessen wurde. Nachdem das Porenvolumen im Bodengefüge wieder gefüllt war, stieg auch die Sickerrate wieder an. Jedoch lag diese mit $q = 0,037 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ etwas höher als zu Beginn der Messung. Auf der Böschung konnte eine lokale Quelle mit geringem Austritt von klarem Wasser beobachtet werden, was vermutlich die geringfügig höhere Sickerrate verursacht hat.

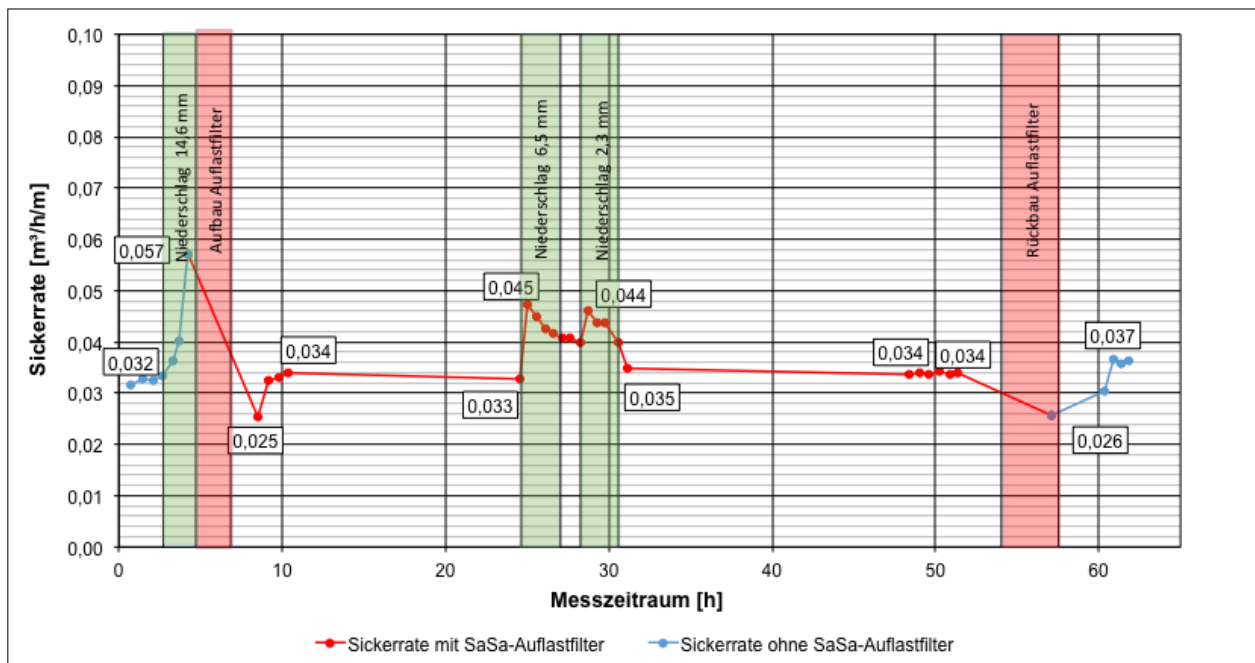


Abb. 5-35: Sickerratenmessung am eingestauten Testdeich vor, während und nach Belastung der Binnenböschung mit einem Sandsack-Auflastfilter

Wird der zeitliche Aufwand für den Rückbau des Sandsack-Auflastfilters in Abb. 5-35 betrachtet (rot hinterlegte Fläche), wird deutlich, dass dieser mit etwa 3,5 Stunden mehr Zeit in Anspruch genommen hat als der Aufbau. Grund hierfür ist die variierende Anzahl der vorhandenen Helfer während der Rückbauphase. Durchschnittlich waren am Rückbau sechs THW-Helfer beteiligt, die die Sandsäcke beginnend im oberen Bereich der Deichböschung lagenweise entnommen und für

den Abtransport palettiert haben. Zudem ist das Gewicht der feuchten Sandsäcke höher, so dass die körperliche Beanspruchung steigt und mehr Arbeitspausen erforderlich waren.

In Abb. 5-36 wird die stationäre Sickerlinienlage (blaue Linie) während der Auflast der Sickerlinienlage nach Entnahme des Sandsack-Auflastfilters (rote Linie) gegenübergestellt. Es ist ersichtlich, dass sich die Sickerlinienlage während der Einstaudauer von ca. 50 Stunden im Bereich des Deichfußes geringfügig erhöht hat.

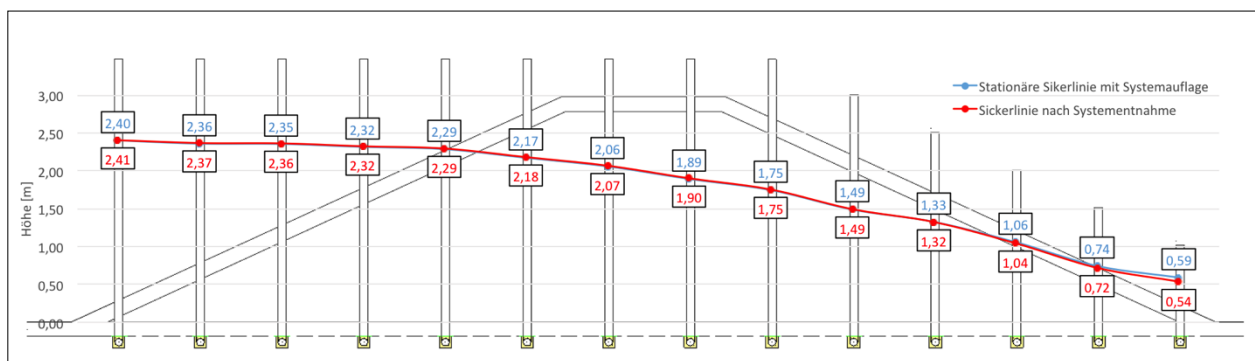


Abb. 5-36: Sickerlinienlage vor und nach Entnahme des Sandsack-Auflastfilters

Dieser Effekt wird in Abb. 5-37 anhand der numerisch berechneten Sickerlinienlagen im Deichkörper mit und ohne simuliertem Sandsack-Auflastfilter verdeutlicht. Es wird angenommen, dass der Sandsack-Auflastfilter als zusätzliches Deichbauteil an der Binnenböschung angeschlossen ist und durchsickert werden kann. Der verwendete Durchlässigkeitsbeiwert mit $k = 4,6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ basiert auf Durchlässigkeitsversuchen mit Jute-Sandsäcken aus Müller (2006). Die Geometrie gleicht den Abmessungen des installierten Auflastfilters an der IWA-Testanlage. Der angesetzte Durchlässigkeitsbeiwert der Sandsäcke ist hierbei natürlich größer als derjenige des eigentlichen Deichbaumaterials, womit eine Entwässerung des Deichkörpers gewährleistet ist. Bei der Durchsickerung des Sandsack-Auflastfilters kann sich auch die Sickerlinienlage weiter ausbilden, so dass eine im Vergleich zum Zustand ohne Auflastfilter höhere Sickerlinienlage zu verzeichnen ist. Bei der gemessenen Sickerlinienlage in Abb. 5-36 ist der Höhenunterschied allerdings geringer als bei den numerisch ermittelten Sickerlinienlagen in Abb. 5-37. Grund hierfür sind die im Auflastfilter eingebauten Entwässerungsrinnen. Anfallendes Sickerwasser fließt diesen zu und kann dort frei abfließen, so dass das hydraulische Potential im Auflastfilter geringer ausfällt.

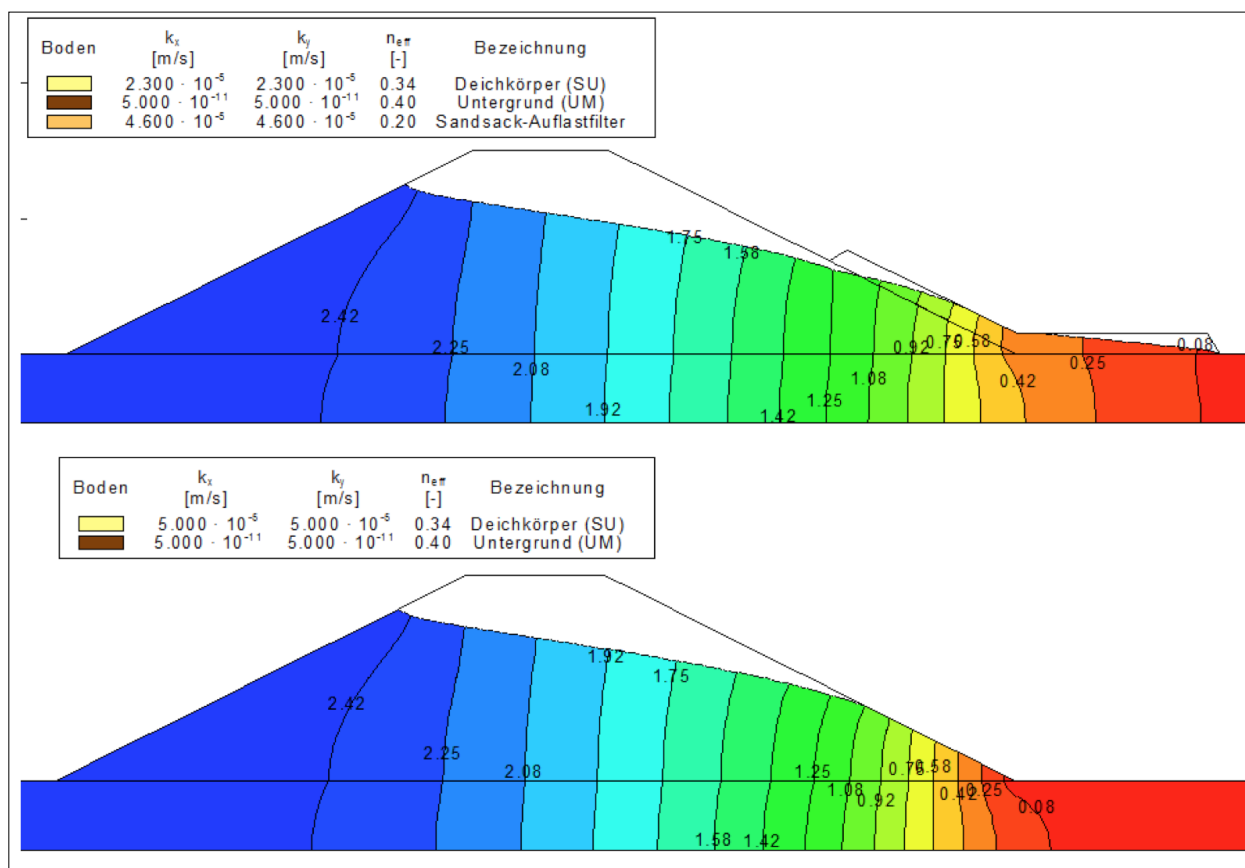


Abb. 5-37: Vergleich der numerisch berechneten Sickerlinienlagen mit (oben) und ohne simuliertem Sandsack-Auflastfilter (unten)

5.3.1.2 Flutschutz-Auflastfilter

5.3.1.2.1 Systemaufbau

Infolge der vielen Einstauversuche musste ein zunehmend schlechter Zustand des Testdeichs festgestellt werden. Im Versuchsdurchlauf mit dem Sandsack-Auflastfilter wurde eine kleine Quelle an der landseitigen Böschung festgestellt. Nach der Trocknungsphase des Testdeichs wurde versucht, das Bodengefüge in diesem Bereich durch lokale Verdichtungsarbeit wieder instand zu setzen. Zudem musste ein starker Maulwurfbefall mit verzweigten Wühltiergängen im Testdeich festgestellt werden (Abb. 5-38). Der Maulwurf konnte mit einer Lebendfalle gefangen und in ausreichender Entfernung vom Testdeich ausgesetzt werden. Das Tunnelsystem wurde anschließend behelfsmäßig durch Verfüllen mit beim Deichbau eingesetztem Bodenmaterial geschlossen.



Abb. 5-38: Beschädigung des Testdeichs durch einen Maulwurf

Trotz des schlechter werdenden Deichzustands wurde der Test mit dem Flutschutz-Auflastfilter durchgeführt. Allerdings wurde hier auf der sicheren Seite liegend ein maximaler einzustellender Wasserstand von 2,40 m gewählt. Auch bei dieser geringfügigen Minderung des Stauwasserstands sollte es weiterhin möglich sein, eine mögliche Änderung der Sickerlinienlage bzw. der Sickerrate infolge der Auflast messtechnisch zu erfassen.

Der Aufbau des TÜV geprüften Flutschutz-Auflastfilters ist zwingend nach den Herstellerangaben durchzuführen (Flutschutz a, ohne Zeitangabe). Wie beim Sandsack-Auflastfilter kann ein unsachgemäßer Aufbau die Stabilität des bruchgefährdeten Deichs zusätzlich verschlechtern. Bevor der Flutschutz-Auflastfilter am Deich installiert werden kann, sind im Vorfeld eventuell vorhandene spitze Gegenstände im Aufbaubereich zu entfernen. Darauf folgend ist zunächst eine spezielle Drainagematte auszulegen, die eine freie Entwässerung des Deichs bei zusätzlicher Belastung durch den Flutschutz-Auflastfilter gewährleistet. Im Anschluss werden die einzelnen Segmente mit den Abmessungen 3,50 x 7,00 x 0,60 m (b x l x h) mit Hilfe seitlich angebrachter Griffe stirnseitig zur Deichböschung bzw. zum Deichfuß am Deich positioniert. Dabei befindet sich die Systemmitte im Bereich des Deichfußes. Eine Positionierung des Flutschutz-Auflastfilters quer zur Deichlinie ist nicht zulässig, da hiermit die Lagestabilität des Systems gefährdet wäre. Befindet sich der Flutschutz-Auflastfilter an der richtigen Position, ist dieser mit Wasser zu befüllen. Ist der erforderliche Füllgrad erreicht, wird das im Vorfeld angebrachte Absperrventil

geschlossen, wodurch eine Demontage des Schlauches ohne Verlust des eingestauten Wassers ermöglicht wird. Der Arbeitsbereich des Flutschutz-Auflastfilters, bei dem eine Lagestabilität sowie eine freie Entwässerung des Deichs gewährleistet wird, liegt zwischen 0,50 m und 1,50 m. Beim maximalen Füllgrad auf eine Höhe von 1,50 m ist der Flutschutz-Auflastfilter mit zwei Helfern in 28 Minuten einsatzbereit (TÜV-Nord, 2012a). Zur Versuchsdurchführung und zur besseren Vergleichbarkeit mit dem Sandsack-Auflastfilter, musste der zu erreichende Füllgrad des Flutschutz-Auflastfilters in Anlehnung an das Eigengewicht des Sandsack-Auflastfilters mit etwa 39 t ermittelt werden. Bei einer Systemlänge von 7,0 m beträgt der Anteil vor dem Deichfuß 3,50 m. Da im Vergleich zum Sandsack-Auflastfilter nicht mit einer Verunreinigung des Drainagesystems zu rechnen war, wurde dies mit dem System samt Drainagematte überbaut. Aufgrund der dauerhaften Zugänglichkeit des Sickerschachtes für die Messung der Sickerrate, konnte dieser nicht überbaut werden. Dadurch konnte ein System lediglich bis zum Sickerschacht errichtet werden. Der Abstand zwischen Sickerschacht und Deichfuß betrug hier 2,0 m. Zur Ermittlung der erforderlichen Einstauhöhe, wurde mit dem Abstand zum Drainagesystem mit 2,80 m bzw. 2,0 m bis zum Sickerschacht gerechnet. Bei einem Gesamtgewicht des Sandsack-Auflastfilters von etwa 39 t entspricht dies einer Einstauhöhe des Flutschutz-Auflastfilters von 0,82 m. Im Vergleich hierzu betrug die Systemhöhe der Sandsackkonstruktion 0,32 m und dementsprechend weniger als die Hälfte der Systemhöhe des Flutschutz-Auflastfilters.

In Abb. 5-39 ist der Aufbau des Flutschutz-Auflastfilters unter Einsatz von sechs THW-Helfern dargestellt. Grundsätzlich ist dies nach Herstellerangaben auch mit zwei Helfern möglich. Die Systeme wurden innerhalb von 72 Minuten aufgebaut. Dies entspricht bei vier Systemen etwas weniger als der vom Hersteller angegebene Wert von 28 Minuten/System. Dies ist auf den Einsatz von sechs Personen und der geringeren Einstauhöhe von 0,82 m zurückzuführen. Die Dauer zur Füllung des Systems mit Wasser ist jedoch der zeitaufwändigste Anteil beim Aufbau, womit die Aufbauzeit in erster Linie von der Förderleistung der eingesetzten Pumpentechnik abhängig ist. Im Versuch wurde eine Pumpe des Herstellers Mast mit einer maximalen Förderleistung von 800 l/min eingesetzt. Die Abb. 5-40 und Abb. 5-41 zeigen den fertiggestellten Flutschutz-Auflastfilter an der IWA-Testanlage.



Abb. 5-39: Aufbau des Flutschutz-Auflastfilters mit Hilfe vom THW



Abb. 5-40: Ansicht des fertiggestellten Flutschutz-Auflastfilters



Abb. 5-41: Seitenansicht des fertiggestellten Flutschutz-Auflastfilters

5.3.1.2 Messung der Sickerlinienlage und Sickerrate sowie Systemrückbau

Die Ergebnisse der Sickerratenmessung aus dem Einstauversuch unter Verwendung des Flutschutz-Auflastfilters sind in Abb. 5-42 dargestellt. Direkt nach Aufbringen der Auflast wurde eine erhöhte Sickerrate verzeichnet. Grund hierfür waren Probleme bei der Füllung des ersten Systemelements linksseitig der Deichböschung. Die Einfüllstutzen des Systems befanden sich vor der Entwässerungsrinne (Abb. 5-41), so dass beim Füllvorgang vorbei laufendes Wasser direkt in den Sickerschacht floss und in die Messung mit eingegangen ist. Dieses Problem trat lediglich beim Aufbau des ersten Systemelements auf. Wird der weitere Verlauf der Messreihe betrachtet, ist ein geringfügig erhöhter Sickerwasseraustritt zu erkennen. Mit der Auflast wird das Korngerüst im Deichkörper zusammengedrückt. Das Porenvolumen verkleinert sich und es entsteht ein Porenwasserüberdruck. Das in den Poren befindliche überschüssige Wasser entweicht, bis der Überdruck abgebaut ist. Anders als beim Sandsack-Auflastfilter, kann das eingesetzte Sandsackersatzsystem kein Wasser aufnehmen, so dass anfallendes Sickerwasser direkt über das Drainagesystem dem Sickerschacht zugeführt wird. Anschließend blieb die Sickerrate mit durchschnittlich $q = 0,034 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ nahezu konstant. Verglichen mit der Sickerrate vor der Systemauflage, stieg diese jedoch geringfügig an. Die Wirksamkeit des Deichverteidigungssystems wird dadurch jedoch nicht beeinträchtigt. Negativ wäre hingegen eine

Abnahme der Sickerrate. Dies würde auf eine Beeinträchtigung der freien Entwässerung hindeuten, was zu einem Anstieg der Sickerlinienlage und zu einer erhöhten Gefahr des Deichversagens führen kann. Abb. 5-43 zeigt die Sickerlinienlage im Testdeich vor Auflage des Flutschutz-Auflastfilters (blaue Linie) sowie mit belasteter Deichböschung (rote Linie). Eine signifikante Änderung der Sickerlinienlage war nicht zu erkennen, so dass die Wirksamkeit des Flutschutz-Auflastfilters bestätigt werden konnte.

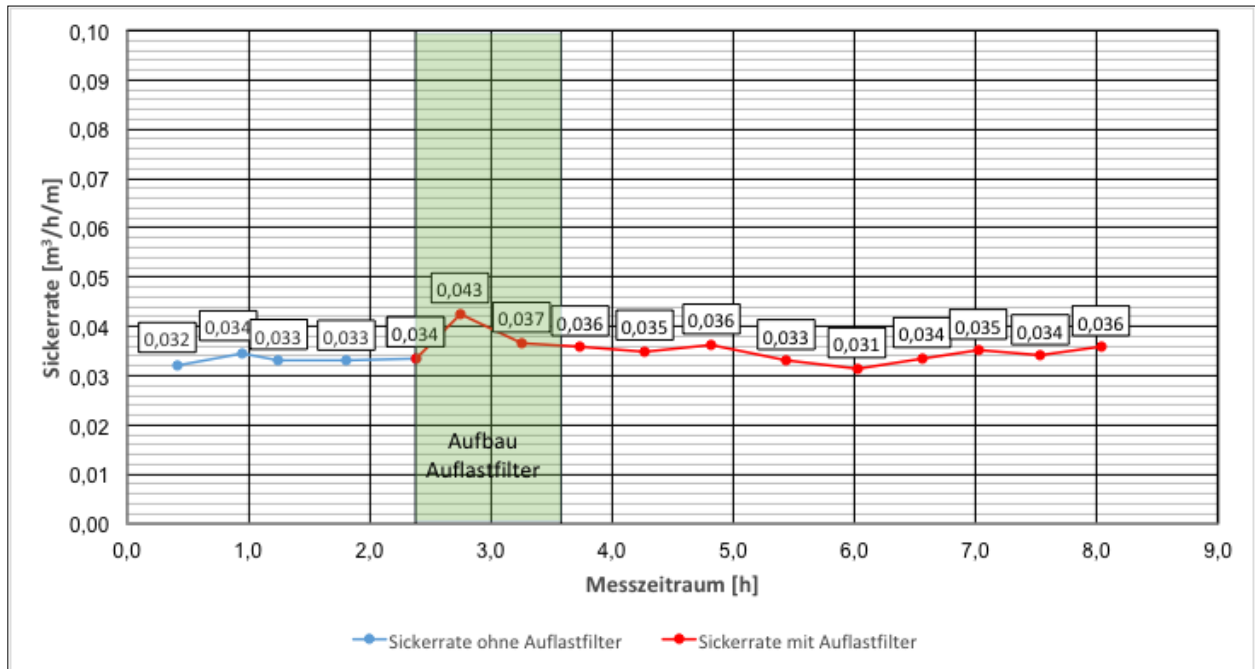


Abb. 5-42: Sickerratenmessung am eingestauten Testdeich vor und während Belastung der Binnenböschung mit dem Flutschutz-Auflastfilter

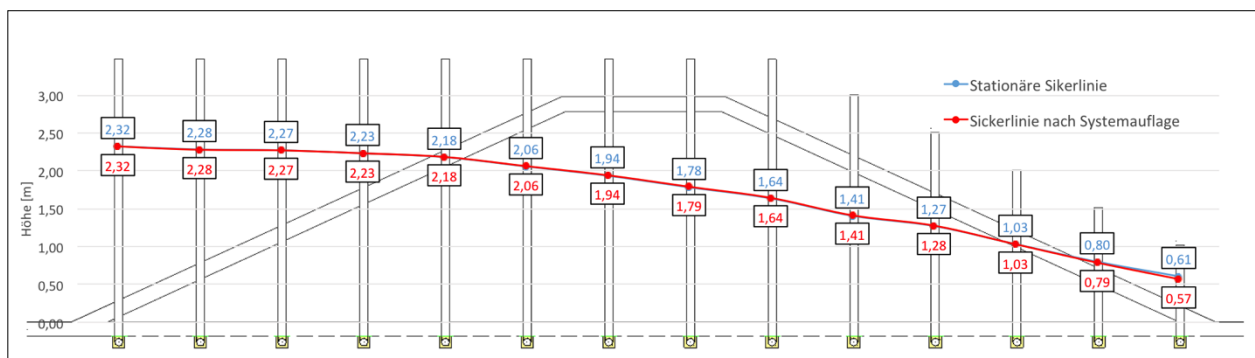


Abb. 5-43: Sickerlinienlage vor und nach Auflage des Flutschutz-Auflastfilters

Aufgrund einer schlechten Wetterlage wurde der zunächst geplante Einstauversuch mit der maximalen Einstauhöhe des Flutschutz-Auflastfilters von 1,50 m nicht durchgeführt. Eine aussagekräftige Messung der Sickerrate wäre durch die hohen, kurzanhaltenden Niederschläge nicht möglich gewesen. Ein erneuter Einstau der IWA-Testanlage war aus zeitlichen Gründen nicht realisierbar.

Vom Hersteller wird auf eine Drainagematte verwiesen, die bei einer Auflast von 1.500 kg/m² einen staufreien Durchlass von 450 l/m zulässt. Dies entspricht dem maximalen Arbeitsbereich des Flutschutz-Auflastfilters von 1,50 m Einstauhöhe. Die Funktionalität wurde im Zuge der TÜV-

Prüfung bestätigt (TÜV-Nord, 2012a), so dass auch bei einem Volleinstau des Flutschutz-Auflastfilters von einer wirksamen Einsatzmöglichkeit im operativen Hochwasserschutz auszugehen ist.

Der Rückbau des Flutschutz-Auflastfilters nahm etwa 2,5 Stunden in Anspruch. Hierbei ist zu erwähnen, dass beim Rückbau keine zusätzlichen Helfer zur Verfügung standen und dies lediglich von einer Person durchgeführt wurde.

5.3.1.3 Schlussfolgerung

Die Testergebnisse der untersuchten, flächig auf der landseitigen Deichböschung zu installierenden Deichverteidigungsmaßnahmen zeigen eine geringe, jedoch unproblematische Auswirkung auf den Verlauf der Sickerlinienlage bzw. der Sickerrate. Durch den Einsatz der Auflast, egal ob aus Sandsäcken oder in Form des Flutschutz-Auflastfilters, wird eine Stabilisierung der Böschung bei gleichbleibender Entwässerung des Deichkörpers realisiert. Der Einsatz beider Varianten im operativen Hochwasserschutz ist möglich und im Gegensatz zur wasserseitigen Deichverteidigung anzuraten.

Beim Sandsack-Auflastfilter ist der enorme materielle und personelle Bedarf für den Auf- und Abbau im Vergleich zum Flutschutz-Auflastfilter nachteilig. Der Bedarf an etwa 3.250 Sandsäcken bringt logistische Herausforderungen mit sich, die durch die Verwendung von Flutschutz-Auflastfiltern deutlich verringert werden können. Auf einem THW-Lastkraftwagen-Kipper mit maximaler Zuladung von etwa sechs Tonnen, können bis zu sechs Sandsack-Paletten geladen werden (THW, 2015). Bei den zur Erstellung eines 15 m langen Auflastfilters benötigten 40 Sandsack-Paletten sind dementsprechend sieben Fahrten durchzuführen. Der Flutschutz-Auflastfilter wird in stapelbaren Transportboxen auf Basis der Europalettenabmessung geliefert. Bei Stapelung zweier Transportboxen übereinander, können mit einem THW-Lastkraftwagen-Kipper zwölf Systeme transportieren werden. Dies entspricht einer Auflast von 42 m Länge. Bezogen auf die sieben benötigten Fahrten für den Sandsack-Auflastfilter vergrößert sich die mögliche Strecke der Auflast unter Verwendung des Sandsackersatzsystems von 15 m auf etwa 300 m.

Werden die Testergebnisse des personellen Aufwands miteinander verglichen, könnten mit 14 Personen insgesamt 16 Flutschutz-Auflastfilter innerhalb von 2,5 Stunden aufgebaut werden. Dies entspricht einer möglichen Auflastlänge von 56 m. Voraussetzung ist hier der Einsatz zweier Teams mit jeweils sieben Personen und zwei Pumpen. Im operativen Hochwasserschutz kann davon ausgegangen werden, dass die Einsatzkräfte effizienter als beim Versuchsaufbau eingesetzt werden können und somit die Empfehlung des Herstellers des Einsatzes zweier Personen zum Aufbau der Systeme gefolgt werden kann. Unter Verwendung der Zeitangaben gemäß des Prüfberichts des TÜV-Nord (2012a) könnten 14 Personen (7 Teams) insgesamt 35 Systeme aufbauen, was im Vergleich zum 15 m langen Sandsack-Auflastfilter einer Auflastlänge von 122,5 m entspricht.

Befinden sich an den zu schützenden Deichabschnitten Hindernisse zum Beispiel durch Baumbestände oder Bebauungen, ist der Einsatz von Sandsäcken aufgrund ihrer flexiblen Anpassungsmöglichkeit gegenüber dem Sandsackersatzsystem positiv zu bewerten. Werden Hindernisse bei der Deichbegehung lokalisiert, können für diese Bereiche Auflastfilter mit Sandsäcken eingeplant werden. Entlang der restlichen versagensgefährdeten Böschung ohne

Hindernisse können entsprechend die Flutschutz-Auflastfilter eingesetzt werden, so dass durch die Mischung beider Systeme eine optimale Deichverteidigungsmaßnahme erfolgt.

Neben dem gemessenen Zeitbedarf für den Aufbau der Konstruktionen, wurden auch die Rückbauzeiten berücksichtigt. Der Sandsack-Auflastfilter konnte mit durchschnittlich sechs Einsatzkräften in etwa 3,5 Stunden zurückgebaut werden. Die vier Flutschutz-Auflastfilter konnten hingegen mit einer Person innerhalb von 2,5 Stunden demontiert werden. Aufgrund deutlicher Unterschiede bzgl. der zur Verfügung stehenden Einsatzkräfte, ist kein direkter Vergleich beider Konstruktionsvarianten möglich. Es ist jedoch ersichtlich, dass der Rückbau des Flutschutz-Auflastfilters mit erheblich weniger Aufwand durchführbar ist.

Die rückgebauten Sandsäcke sind gemäß Umweltbundesamt (UBA, 2003) auf einer Deponie zu entsorgen, was einen weiteren Nachteil des Sandsack-Auflastfilters aufzeigt. Der Flutschutz-Auflastfilter kann hingegen nach Reinigung und Schadenskontrolle für den erneuten Einsatz eingelagert werden.

In Tab. 5-2 ist ein Überblick über die Testergebnisse mit den wichtigsten Parametern dargestellt.

Tab. 5-2: Vergleich der Testergebnisse zwischen dem Sandsack-Auflastfilter und dem Flutschutz-Auflastfilter zur Erstellung einer 15 m langen Auflast auf der landseitigen Deichböschung

Bezeichnung	Sandsack-Auflastfilter	Flutschutz-Auflastfilter
Materialbedarf für einen 15 m langen Auflastfilter	3.250 Sandsäcke (60 x 40 Leermaß)	4 Flutschutz-Auflastfilter (3,5 x 7,0 x 0,60 m) 28 m Drainagematten
Ausrüstung	-	Absperrventile, Schläuche, Pumpe
Aufbauzeit	2,5 Stunden (14 Personen)	1,2 Stunden (6 Personen / max. Pumpleistung:800 l/min)
Flexibler Aufbau	ja	nein
Auswirkung auf die Sickerlinienlage	sehr gering / unproblematisch	sehr gering / unproblematisch
Auswirkung auf die Sickerrate	sehr gering / unproblematisch	sehr gering / unproblematisch
Rückbau	3,5 Stunden (6 Personen)	2,5 Stunden (1 Person)
Wiederverwendbar	Nein	Ja

5.3.2 Lokaler Sickerwasseraustritt

An der IWA-Testanlage kann kein lokaler Sickerwasseraustritt simuliert werden. Daher kann im Folgenden nur das notwendige Material sowie Personal zur Herstellung einer Sandsack-Quellkade sowie des Sandsackersatzsystems Flutschutz-Quellkade betrachtet und gegenübergestellt werden.

5.3.2.1 Quellkade mit Sandsäcken

5.3.2.1.1 Systemaufbau

Die Sandsack-Quellkade wird entsprechend der Aufbauanleitung der aktuellen Hochwasserschutzfibel des THW (Koppe und Lankenau, 2018,b) errichtet. Zunächst werden Sandsäcke als innere Begrenzung mit einem Abstand von 0,50 m zur Quelle sowie mit einer lotrechten Höhe von 0,80 m an der Deichböschung positioniert (Abb. 5-44). Anschließend werden im Abstand der zweifachen Konstruktionshöhe zzgl. eines Sandsacks die äußeren Begrenzungen der Sandsack-Quellkade ausgelegt (Abb. 5-45). Die entstandenen Lücken zwischen äußerer und innerer Begrenzung werden mit Sandsäcken geschlossen (Abb. 5-45), was als Orientierung der folgenden Sandsackverlegung dient (Abb. 5-46). Die Lückenschließung erfolgt von innen nach außen. Aufgrund der runden Verlegeweise können Fehlstellen zwischen den einzelnen Sandsäcken entstehen. Diese sind zur Minderung der Durchlässigkeit mit zusätzlichen Sandsäcken zu schließen. Nach Fertigstellung der ersten Lage (Abb. 5-46) sind die weiteren Lagen bis zur erforderlichen Höhe in Verbundbauweise und von innen nach außen zu verlegen.

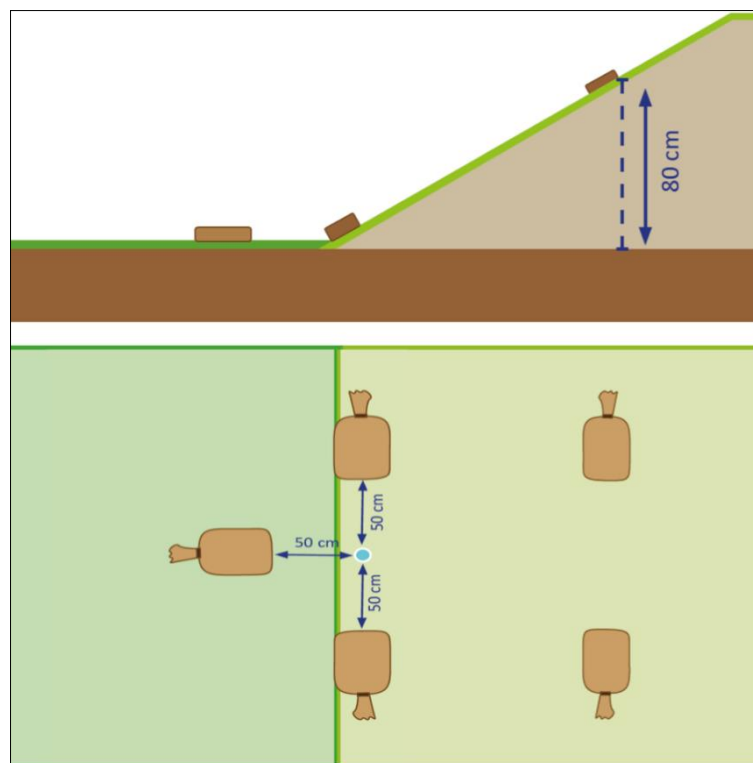


Abb. 5-44: Arbeitsschritt 1 – Positionierung der inneren Begrenzung der Sandsack-Quellkade (Koppe und Lankenau, 2018b)

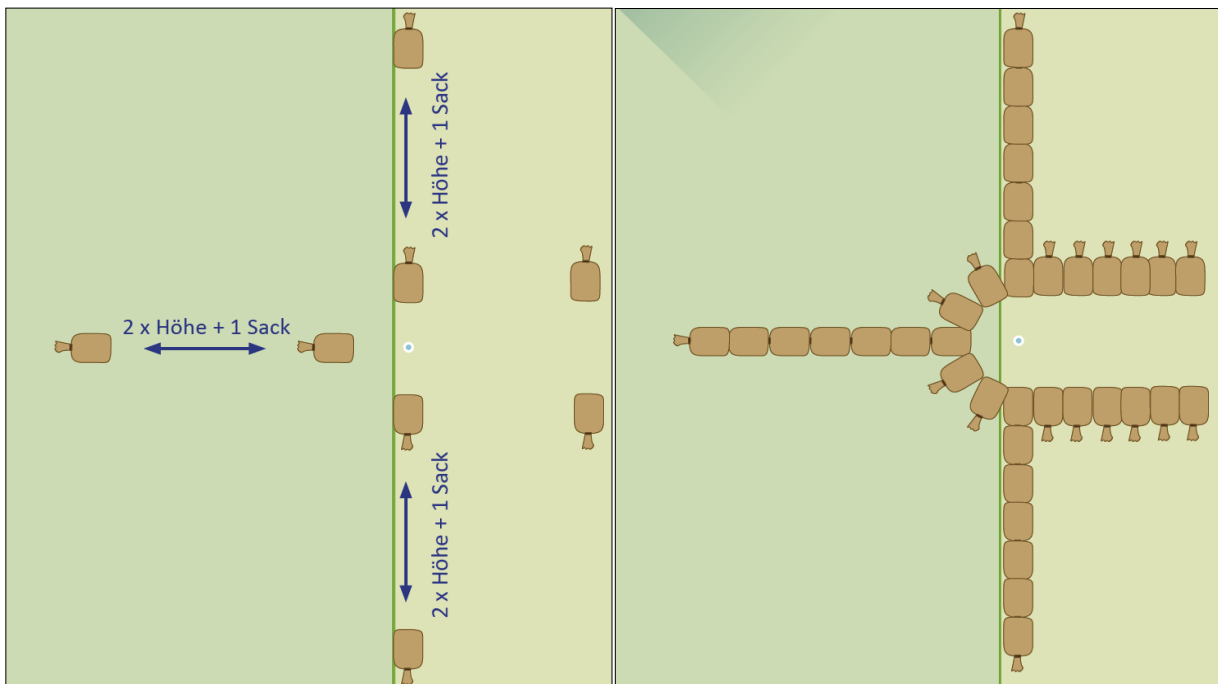


Abb. 5-45: Links: Arbeitsschritt 2 – Positionierung der äußeren Begrenzung der Sandsack-Quellkade; rechts: Arbeitsschritt 3 – Auffüllen der Zwischenräume, (Koppe und Lankenau, 2018b)

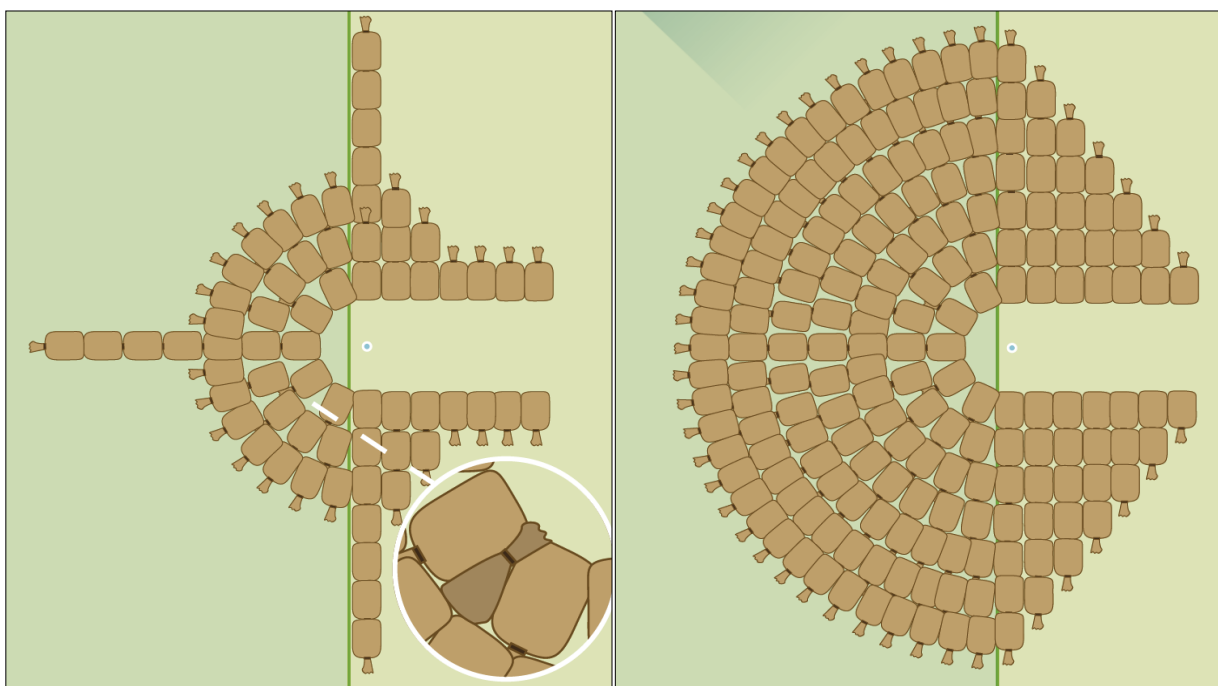


Abb. 5-46: Links: Arbeitsschritt 4 – Verlegen der Sandsäcke bis zur äußeren Begrenzung mit zusätzlichem Verfüllen von entstandenen Fehlstellen; rechts: Fertiggestellte erste Lage der Sandsack-Quellkade, (Koppe und Lankenau, 2018b)

Der Aufbau der Sandsack-Quellkade konnte mit Hilfe von acht THW-Helfern durchgeführt werden. Insgesamt waren für die Herstellung elf Sandsackpaletten erforderlich, was einer Anzahl von etwa 900 Sandsäcken mit einer Größe von 60 x 40 cm (Leermaß) entspricht. Die benötigte

Zeit zur Herstellung der Sandsack-Quellkade betrug 56 Minuten. Abb. 5-47 bis Abb. 5-49 zeigen den Aufbau der Sandsack-Quellkade an der IWA-Testanlage. Aufgrund eines zuvor durchgeführten Einstauversuchs im Bereich des Einstaubeckens war der Untergrund durchweicht. Zur Sicherung der Rasenoberfläche mussten die THW-Helfer den umliegenden Arbeitsbereich vor Beschädigungen schützen. Als Schutzvorkehrungen wurden hier leere Europaletten zum Laufsteg umfunktioniert. Den THW-Helfern bot sich daraus eine realitätsnahe Einsatzbedingung und dementsprechend eine optimale Übung für den Ernstfall.



Abb. 5-47: Bereitgestellte Sandsäcke für den Bau der Sandsack-Quellkade



Abb. 5-48: Abgeschlossener Aufbau der zweiten Lage der Sandsack-Quellkade



Abb. 5-49: Fertiggestellte Sandsack-Quellkade

5.3.2.1.2 Systemrückbau

Anders als beim Aufbau der Sandsack-Quellkade konnte der Rückbau anstatt mit 8 THW-Helfern mit 16 THW-Helfern und in 35 Minuten durchgeführt werden. Allerdings geschah dies in zwei Gruppen mit jeweils acht Helfern, so dass der Zeitbedarf für den Vergleich der Aufbau- und Rückbauzeiten mit 70 Minuten und acht Personen angenommen werden kann.

5.3.2.2 Flutschutz-Quellkade

5.3.2.2.1 Systemaufbau

Um eine bestmögliche Wirkung der TÜV geprüften Flutschutz-Quellkade (TÜV-Nord, 2012b) zu erreichen, ist diese nach Herstellerangaben zu errichten (Flutschutz b, keine Zeitangabe). Zu Beginn sind eventuell vorhandene spitze Gegenstände auf der Aufstellfläche zu entfernen. Anschließend wird ein Schlauchabsperrhahn auf die Kupplung des Systems im Bereich des Deichfußes montiert und das System mit Luft gefüllt, so dass keine Falten an der Außenhülle mehr vorhanden sind. Ein faltenfreier Aufbau der Flutschutz-Quellkade verringert die Wasserdurchlässigkeit des unteren Systembereichs erheblich. Mit Hilfe der Tragegriffe kann die Flutschutz-Quellkade anschließend mittig so über der Schadstelle positioniert werden, dass das aufgeschweißte Dreieckssegel zum Deichfuß zeigt. Im nächsten Arbeitsschritt wird die Flutschutz-Quellkade bei kontrolliertem Ablassen der eingestauten Luft mit Wasser gefüllt. Hierbei ist darauf zu achten, dass immer so viel Luftfüllung in der Konstruktion verbleibt, so dass die Lagesicherheit der Konstruktion sichergestellt wird.

Mit Hilfe von zwei Helfern wurde die Flutschutz-Quellkade gemäß der Herstellerangaben innerhalb von 20 Minuten am Testdeich errichtet. Für den Füllvorgang wurde eine Pumpe der Firma Mast mit einer Förderleistung von 800 l/min eingesetzt. In Abb. 5-50 bis Abb. 5-53 sind die einzelnen Arbeitsschritte dargestellt.



Abb. 5-50: Arbeitsschritt 1 – Befüllung der Flutschutz-Quellkade mit Luft



Abb. 5-51: Arbeitsschritt 2 – Positionierung der Flutschutz-Quellkade über der Schadstelle



Abb. 5-52: Arbeitsschritt 3 – Füllen der Flutschutz-Quellkade mit Wasser bei gleichzeitiger Entlüftung



Abb. 5-53: Fertiggestellte Flutschutz-Quellkade

Der Rückbau ist ähnlich einfach wie der Aufbau. Die Flutschutz-Quellkade wird über die seitlich angebrachten Kupplungen im freien Ablauf oder mittels Pumpen entleert. Durch erneutes Füllen des Systems mit Luft, kann die vollständige Leerung einfach erreicht werden. Nach Entleerung ist die Flutschutz-Quellkade zusammenzufalten und in der vorgesehenen Transportbox für die Wiederverwendung einzulagern. Der zeitliche Anspruch des Rückbaus betrug mit zwei Helfern 20 Minuten.

5.3.2.3 Schlussfolgerung

Bei den untersuchten Deichverteidigungsmaßnahmen Sandsack-Quellkade und Flutschutz-Quellkade, die gegen lokalen Sickerwasseraustritt im Deichhinterland oder an der Binnenböschung eingesetzt werden können, können die Testergebnisse nur hinsichtlich der Auf- und Abbaueiten sowie deren Handhabbarkeiten verglichen werden. Ein Test der Funktionstüchtigkeit kann wegen der nicht einstellbaren lokalen Durchströmung des IWA-Testdeichs nicht durchgeführt werden.

Der herkömmliche Aufbau einer Quellkade mit Sandsäcken wurde mit acht Helfern innerhalb einer Stunde durchgeführt. Bei 900 zu verwendenden Sandsäcken waren insgesamt elf Paletten für die Herstellung notwendig. Wie beim Sandsack-Auflastfilter ist dementsprechend auch hier eine große Menge an Material und Personal notwendig, um die Deichverteidigungsmaßnahme im operativen Hochwasserschutz durchzuführen.

Bei Verwendung des Sandsackersatzsystems Flutschutz-Quellkade ist ein deutlich effizienterer Einsatz zur Verteidigung eines Flussdeichs mit lokalem Sickerwasseraustritt möglich. Das System ist innerhalb von 20 Minuten mit 2 Personen einsatzbereit. Im Vergleich hierzu war beim Testaufbau der Sandsack-Quellkade nach 20 Minuten die zweite von insgesamt 11 Sandsacklagen fertiggestellt. Mit der gleichen Anzahl an Helfern, die für den Aufbau der Sandsack-Quellkade eingesetzt wurden, könnten insgesamt zwölf Flutschutz-Quellkaden errichtet werden. Die Aufteilung in vier Gruppen und das Vorhalten des entsprechenden Equipments ist hierfür zwingend erforderlich. Logistisch gesehen sind zwei THW-Lastkraftwagen-Kipper für den Transport von elf Sandsackpaletten notwendig (THW, 2015). Auch die Flutschutz-Quellkade wird, wie der Flutschutz-Auflastfilter, in stapelbaren Transportboxen auf Basis der Europalettenabmessung zur Einsatzstelle transportiert. Dadurch können mehrere Systeme mit

einer Fahrt an den Einsatzort transportiert werden und der logistische Aufwand wird erheblich verringert.

Nachteilig hingegen ist die einheitliche Systemgröße der Flutschutz-Quellkade. Droht eine Überströmung der Flutschutz-Quellkade, kann diese nicht nachträglich erhöht werden. Bei Verwendung einer Sandsack-Quellkade ist es möglich, diese von der Außenseite sukzessive zu erhöhen, bis ein ausreichender hydrostatischer Gegendruck erzeugt werden kann. Allerdings kann bei der Flutschutz-Quellkade ohne großen Aufwand bereits initial eine vergleichsweise große Größe eingesetzt werden.

Befindet sich der lokale Sickerwasseraustritt im Bereich eines Gegenstands z. B. ein Baum, kann die Flutschutz-Quellkade nicht über der Schadstelle platziert werden. Hier ist die Verwendung einer Sandsack-Quellkade aufgrund der flexiblen Verlegeweise vorteilig und auch erforderlich.

In Tab. 5-3 ist ein Überblick über die Testergebnisse der untersuchten Deichverteidigungssysteme gegen lokalen Sickerwasseraustritt mit den wichtigsten Parametern dargestellt.

Tab. 5-3: Vergleich der Testergebnisse zwischen der Sandsack-Quellkade und der Flutschutz-Quellkade

Bezeichnung	Sandsack-Quellkade	Flutschutz-Quellkade
Materialbedarf für eine Quellkade	900 Sandsäcke (60 x 40 Leermaß)	1 Flutschutz-Quellkade (2,9 x 2,9 x 1,0 m)
Ausrüstung	-	Absperrventile, Blasgerät, Schläuche, Pumpe
Aufbauzeit	60 Minuten (8 Personen)	20 Minuten (2 Personen / max. Pumpleistung: 800 l/min)
Flexibler Aufbau	ja	nein
Auswirkung auf die Sickerlinienlage	k.A.	k.A.
Auswirkung auf die Sickerrate	k.A.	k.A.
Rückbau	70 Minuten (8 Personen)	20 Minuten (2 Person)
Wiederverwendbar	Nein	Ja

6 Mobile Hochwasserschutzsysteme für den linienartigen Hochwasserschutz

Insbesondere in besiedelten Gebieten ist der Hochwasserschutz wegen beengter Platzverhältnisse und der Beeinträchtigung des Stadt- und Landschaftsbildes durch den konventionellen Deich- bzw. Hochwasserschutzwandverbau nur schwer zu realisieren. Immer häufiger finden daher mobile Schutzsysteme zur Gewährleistung des linienartigen Hochwasserschutzes Verwendung, die ausschließlich während eines Hochwasserereignisses temporär errichtet werden. Erläuterungen zu Konstruktion und Einsatz mobiler Hochwasserschutzsysteme sind dementsprechend auch ein fester Bestandteil in der Fachliteratur (z. B. in: BWK, 2005; VKF/BWG, 2004; ÖWAV, 2013; VdS, 2014; Baumgartner, 2015; Patt und Jüpner, 2020).

Bei den mobilen Hochwasserschutzkonstruktionen können ortsgebundene und ortsungebundene Systeme unterschieden werden (Abb. 6-1). Die ortsgebundenen Systeme sind entweder vollständig oder teilweise vorinstalliert. Bei letzteren ist in der Regel ein permanentes Verankerungssystem vorhanden, in das mobile Schutztafeln und ähnliches installiert werden können (Abb. 6-2). Wie bei den vollständig vorinstallierten Systemen können auch bei den teilweise vorinstallierten Systemen Spundwände sowie feste Gebäudeanschlüsse zur Minderung von Unter- und Umläufigkeiten eingesetzt werden. Zu unterscheiden sind grundsätzlich Systeme unter Verwendung von Dammbalken, Klappen, Mobilwänden und Schläuchen (Abb. 6-1).



Abb. 6-1: Übersicht ortsgebundener und ortsungebundener mobiler Hochwasserschutzsysteme (Massolle et al., 2018)



Abb. 6-2: Mobile Stützen, verbunden mit dem Fundament zum Aufbau des Dammbalkensystems in Köln-Rodenkirchen

Bei vollständig vorinstallierten ortsgebundenen mobilen Systemen ist die Hochwasserschutzanlage am Einsatzort fest verbaut und kann maschinell, manuell oder automatisch mit steigendem Hochwasserstand in Stauhaltung gebracht werden. Eine Kombination aus einem teilweise und vollständig vorinstallierten ortsgebundenen mobilen System zeigt Abb. 6-3. Auf der mobilen Hochwasserschutzwand, die hydraulisch aus dem Untergrund gehoben wird, wird im Vorfeld ein Dammbalkensystem montiert und ermöglicht somit eine geringe Lagerfläche im Untergrund der mobilen Hochwasserschutzwand bei Gewährleistung einer großen Stauhöhe.



Abb. 6-3: Mobile Hochwasserschutzwand kombiniert mit einem Dammbalkensystem in Köln-Rodenkirchen

Ortsgebundene mobile Systeme können auf Basis statischer und geotechnischer Berechnungen entsprechend des Bemessungshochwasserstands und außergewöhnlicher Einwirkungen bemessen werden. Insofern ist das Versagensrisiko beim Einsatz dieser Systeme zwar generell höher als bei permanenten Schutzsystemen, da bewegliche Teile immer ein gewisses Versagensrisiko darstellen, jedoch kann ihre Eignung sowie ihre Einsatz- und Leistungsfähigkeit relativ gut und sicher eingeschätzt werden.

Die ortsungebundenen Systeme weisen keine festinstallierten Gründungskörper oder ähnliches auf, sondern müssen allein durch den Einsatz mobil einzusetzender Systemkomponenten die Kehrung von Hochwasserständen gewährleisten. Insofern ist die erreichbare Stauhöhe beim Einsatz ortsungebundener Schutzsysteme stark abhängig von der Stabilität und Durchlässigkeit des Untergrunds, auf dem sie eingesetzt werden. Bei den ortsungebundenen Systemen ist der planmäßige wie der nicht planmäßige Einsatz zu unterscheiden. Beim planmäßigen Einsatz können im Vorfeld Untersuchungen des Untergrunds erfolgen und somit kann die Stabilität und Durchlässigkeit wie auch die Gefahr des Grundbruchs bei bestimmten Stauhöhen im Vorfeld abgeschätzt werden. Ebenfalls ist es möglich, Maßnahmen der Bodenverbesserung im Vorfeld durchzuführen. Somit können beim planmäßigen Einsatz ortsungebundener Systeme auf untersuchten, ggf. verbesserten und insgesamt als günstig eingeschätzten Untergründen grundsätzlich höhere Stauhöhen zugelassen werden als beim nicht planmäßigen Einsatz ortsungebundener Systeme. Bei letzteren ist generell von ungünstigen Untergrundbedingungen und somit von sehr begrenzten realisierbaren Stauhöhen auszugehen.

Grundlagen zu den Einsatzmöglichkeiten sowie daraus resultierenden Einwirkungen auf im operativen Hochwasserschutz einzusetzenden mobilen Systemen wurden auf nationaler Ebene im Merkblatt 6 "Mobile Hochwasserschutzsysteme" vom Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) zusammengestellt. Das im Jahr 2005 erschienene Merkblatt wird aktuell einer Überarbeitung unterzogen. Nach BWK (2005) beträgt die maximal empfohlene Einstauhöhe von planmäßig eingesetzten ortsungebundenen mobilen Systemen 1,20 m, während diese bei nicht planmäßig eingesetzten ortsungebundenen Systemen lediglich 0,60 m beträgt.

Während die ortsgebundenen mobilen Systeme immer technische Konstruktionen darstellen, wird der ortsungebundene mobile Schutz in der Regel auf der Basis von Sandsackkonstruktionen erstellt. Es können jedoch auch speziell entwickelte technische Konstruktionen wie Schlauch- und Beckensysteme, Massesysteme, Klappsysteme und verschiedene Wandsysteme, sogenannte Sandsackersatzsysteme SSES (Abb. 6-1), eingesetzt werden.

Um Eignung, Einsatz- und Leistungsfähigkeit von ortsungebundenen mobilen Systemen im notfallmäßigen Einsatz zu prüfen, sind standardisierte Zertifizierungs- oder Prüfverfahren notwendig, die in Deutschland derzeit nicht vorhanden sind. So können die Systeme ohne Nachweis der Funktion grundsätzlich auf dem Markt angeboten werden und kommen folglich im operativen Betrieb in Kommunen oder Verbänden technisch ungeprüft und nicht zertifiziert zum Einsatz. Dieses Defizit bedingt, dass bei Einsatzplanern in der Katastrophenabwehr und Entscheidungsträgern in der Katastrophenvorbeugung oftmals der Überblick über bestehende SSES oder schlichtweg das notwendige Vertrauen in die Funktionalität der Systeme fehlt. Aufgrund dessen kommen SSES auch nur selten zum Einsatz und es wird zumeist auf herkömmliche Sandsackkonstruktionen zurückgegriffen.

Besonders im Nachgang extremer Hochwasserereignisse steigt das Bewusstsein, wie enorm der personelle, materielle aber auch finanzielle Aufwand beim Auf- und Rückbau von Sandsackkonstruktionen zum Schutz vor Überschwemmungen ist. Können notwendige Hochwasserschutzmaßnahmen nicht rechtzeitig errichtet werden, sind oftmals erhebliche Schäden zu verzeichnen. Im Sinne der Vermeidung bzw. Verringerung von Überflutungsschäden ist es somit angeraten, die Einsatztauglichkeit der i.d.R. im Vergleich mit Sandsackkonstruktionen

mit deutlich verringertem Zeit-, Personal und Transportaufwand einsetzbaren SSES einer näheren Untersuchung zu unterziehen.

Auf Basis von Herstellerangaben untersuchten Biggar und Masala (1998) analytisch die Leistungsfähigkeit verschiedener ortsungebundener mobiler Hochwasserschutzsysteme. Sie stellten fest, dass SSES aus statischer Sicht eine generelle Eignung aufweisen. Unter Beachtung variabler Randbedingungen hinsichtlich Untergrund, Linienführung und erforderlicher Einstauhöhen empfehlen sie jedoch eine spezielle Ausrichtung der Konstruktionen für den jeweiligen Einsatzort. Biggar und Masala (1998) weisen explizit auf die Wichtigkeit von praxisorientierten Versuchsreihen mit SSES zur aussagekräftigen Beschreibung der Anwendungsmöglichkeiten von SSES im operativen Hochwasserschutz hin.

In einer Studie des österreichischen Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (BMLFUW, 2000) wurde eine Bewertungsmatrix zu mobilen ortsgebundenen sowie ortsungebundenen Systemen erstellt. Mit der Matrix sollen Entscheidungsprozesse zur Ausarbeitung einer optimalen Lösung des Hochwasserschutzes im Hinblick ungünstiger Anlagenverhältnisse sowie bei geringem Platzangebot vereinfacht werden. Die Matrix wurde hinsichtlich folgender Aspekte erstellt:

- Wirtschaftlichkeit
- Zuverlässigkeit im Einsatz
- Flexible Anwendung
- Beeinträchtigung in der Raumordnung und Siedlungsentwicklung

Aufgrund fehlender physikalischer Versuchsergebnisse basieren auch hier die Eingangswerte der Bewertungsmatrix auf Herstellerangaben.

Das U.S. Senate Appropriations Subcommittee on Energy and Water Development beauftragte das Engineer Research and Development Center (ERDC) des U.S. Army Corps of Engineers (USACE) eine Testeinrichtung für realitätsnahe Versuchsreihen von SSES zu entwickeln und entsprechende Tests durchzuführen (Hobson, 2003). Die Laborversuche im Naturmaßstab sind in Pinkard et al. (2007) beschrieben. Die Versuche fanden unter optimalen Bedingungen – auf einer glatten und sauberen Betonoberfläche ohne störende Witterungseinflüsse – in den Versuchshallen des USACE statt. Als Referenzsystem diente ein Sandsackdamm, dessen Testergebnisse mit denen der getesteten SSES namens Portadam, Hesco Bastion und Rapid Deployment Flood Wall gegenübergestellt wurden. Die Systeme wurden mit unterschiedlichen Einstauhöhen, Anpralllasten sowie einer zusätzlichen Wellenbelastung während des Volleinstaus beansprucht. Infolge der Einwirkungen aus anlaufenden Wellen wurde der Sandsackdamm stark beschädigt und bei einem anschließendem Überströmungsversuch versagte die Konstruktion. Die SSES konnten den Belastungen standhalten und wiesen nur geringe Schäden nach den Anprallversuchen auf. Zum Vergleich der Laborergebnisse wurden die Systeme an einem Flussufer auf einer Rasenoberfläche aufgebaut. Der Standort für Belastungsversuche unter realen Bedingungen wurde so ausgesucht, dass am Standort regelmäßig Hochwasserereignisse auftreten und weitestgehend gleiche Randbedingungen wie Untergrundbeschaffenheit, Höhenlage oder Zuwegung herrschten. Zudem musste der Standort ausreichend Platz für vier nebeneinanderliegende Versuchsaufbauten bieten. In diesen Versuchsreihen lag das Hauptaugenmerk darauf, die Systeme hinsichtlich der Problematik Zugänglichkeit und Bodenbeschaffenheit des zu schützenden Bereichs zu testen. Da beim Bau schwere

Baumaschinen auf einem weichen Untergrund eingesetzt wurden, verschlechterte sich der Zustand der Zuwegung zum Testbereich während der Aufbauphase, was zu einer Verlängerung der Aufbauzeiten der Feldversuche gegenüber den Laborversuchen führte. Die Standsicherheit der getesteten Systeme konnte sowohl unter den Belastungen Einstau und Überströmung bestätigt werden.

Da eine Vielzahl an SSES am Markt vorhanden sind, entwickelten Ogunyoye et al. (2011) im Auftrag der Environment Agency Großbritanniens ein Leitfaden zur Auswahl von mobilen Hochwasserschutzsystemen, in dem Bewertungskriterien aufgestellt und nach Herstellerangaben sowie Erfahrungswerten von Anwendern aus der Praxis ausgewertet wurden. Der Leitfaden zeigt eine große Bandbreite vorhandener SSES und ihrer Einsatzmöglichkeiten, jedoch fand keine Überprüfung der Herstellerangaben bezüglich möglicher Schutzhöhen und Stabilitätsverhalten während extremer Belastung statt.

Beschreibungen von SSES unter Nennung von Vor- und Nachteilen bzw. mit Vergleichen mit Sandsacksystemen sind in der Literatur häufiger zu finden. Die Untersuchungen basieren jedoch zumeist auf Herstellerangaben und hierauf aufbauenden analytischen Berechnungen (Boon, 2007; STOWA, 2008; Habersack et al., 2009; Koppe und Brinkmann, 2011a; Praxl-Abal, 2011; McCormack et al., 2012, Lendering et al., 2014).

In dem von 2009 bis 2011 laufenden und vom Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie geförderten Kooperationsprojekt HWS-Mobil wurden wassergefüllte Schlauchsysteme für den Einsatz im operativen Hochwasserschutz entwickelt und in Labor- und Feldversuchen auf glattem Betonuntergrund getestet. Die gewonnenen Erkenntnisse sind in Koppe und Brinkmann (2011 b) sowie Koppe, Daedler und Krebs (2012) beschrieben. Anhand der Labortests konnte festgestellt werden, dass die Lagestabilität bei Überströmung der getesteten Schlauchsysteme allein durch die Massenwirkung des Füllmaterials nicht sicher gewährleistet werden kann. Je nach Systemausbildung wurde ein Verrutschen der Systeme bei 70 bis 97% der Füllhöhe beobachtet. Die durchgeführten Feldtests an der Tideelbe zeigten, dass ortsungebundene wassergefüllte Schlauchsysteme sich nicht zum Einsatz in Gebieten mit stärkerer Wellenbelastung, in dem Fall überwiegend Belastung durch Schiffswellen, eignen. Die aus dem Wellengang resultierenden dynamischen Einwirkungen führten zu einer punktuellen Überlastung und zu einem lokalen Aufschwimmen und Verschieben der Systeme mit einhergehendem partiellen Materialversagen. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse empfehlen Koppe und Brinkmann (2011 b) zudem, dass Tests zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Schlauchsystemen möglichst auf verschiedenen Untergründen durchgeführt werden sollten.

Im Rahmen des von der Europäischen Kommission geförderten internationalen Forschungsvorhabens SMARTeST im TuTech Zentrum für Klimafolgenforschung – KLIFF – an der Technischen Universität Hamburg (damals Technische Universität Hamburg-Harburg) verschiedene SSES sowie eine Sandsackkonstruktion getestet (Gabalda et al., 2012). Die Versuche fanden in einem Testbecken auf glattem, wasserundurchlässigem Betonuntergrund statt, womit für viele Konstruktionen vergleichsweise günstige Untergrundbedingungen vorlagen. Die Tests zeigten, dass die Sickerarten der SSES deutlich geringer ausfallen als bei der getesteten Sandsackkonstruktion. Stabilitätsversagen konnten im Zuge der durchgeführten Tests nicht festgestellt werden.

Ein Bestandteil des Forschungsvorhabens SMARTeST war die Weiterentwicklung von innovativen mobilen Hochwasserschutzsystemen. Anhand der durchgeführten Tests konnte die Aussage getroffen werden, dass einige der getesteten Systeme sicher im Hochwasserschutz einsetzbar sind (Koppe et al., 2012). Hingegen konnten aber auch bei einigen der zu entwickelnden Systeme Schwachstellen festgestellt werden, die bei einem realen Einsatz zu erheblichen Schäden hätten führen können. Teilweise konnten die Schwachstellen durch die Versuchsreihen beseitigt werden. Waren die Mängel zu gravierend, wurde von einer Weiterentwicklung der Systeme von Seiten der beteiligten Firmen abgesehen (Koppe et al., 2012).

In Lankenau et al. (2020) ist ein Bewertungskatalog für unterschiedliche SSES erstellt worden, der sich auf Aspekte wie Anwendungsbereich, Material, Standsicherheit, Anschaffung und Haltbarkeit, Aufbau, Abbau und Wartung sowie Logistik der Systeme bezieht. Die Eingangswerte basieren zum Teil auf Versuchsergebnissen und zum Teil auf Herstellerangaben. Die der Veröffentlichung zugrundeliegenden Versuchsdurchführungen werden in Kapitel 7 beschrieben. Neben der Funktionstauglichkeit von SSES im Hochwasserfall wurde in Lankenau et al. (2020) auch eine detaillierte Betrachtung des personellen, logistischen und finanziellen Aufwands für den Auf- und Rückbau von Sandsacksystemen und verschiedenen, auf dem Markt befindlichen SSES durchgeführt. Im Vergleich zum Sandsackdamm sind die Gesamtkosten für den Auf- und Rückbau von SSES beim einmaligen Einsatz etwa 30 % bis 50 % höher. Im Gegensatz zu den Sandsäcken können SSES jedoch in der Regel vollständig bzw. überwiegend wiederverwendet werden, womit sich die höheren Investitionskosten bereits im zweiten Einsatz amortisieren. Bei der Betrachtung des personellen und logistischen Aufwands zeigt sich, dass beim Einsatz von SSES im Vergleich zum Sandsackdamm nur etwa 25 % bis 30 % der Zeit, etwa 5 % bis 7 % der Helferstunden und etwa 5 % der Einsatzstunden von Lastkraftwagen benötigt werden (Lankenau et al., 2020).

Auch wenn die positiven Eigenschaften von SSES in der Literatur dargelegt sind, werden die Konstruktionen im operativen Hochwasserschutz weiterhin selten eingesetzt. Für eine stärkere Einbindung von SSES in den operativen Hochwasserschutz in Deutschland bilden praxisorientierte Zertifizierungsprogramme nach deutschem Standard eine zwingende Grundlage. Auf internationaler Ebene sind bereits spezielle Zertifizierungsprogramme ins Leben gerufen worden. Welche das sind und was sie beinhalten bzw. inwiefern hier ein Ergänzungsbedarf vorhanden ist, wird im Folgenden untersucht. Zuvor werden jedoch ortsungebundene mobile Systeme, deren Einsatzmöglichkeiten und mögliche Einwirkungen auf die Systeme näher beschrieben.

6.1 Ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme

Ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme, deren allgemeine Funktionalität in der temporären Kehrung von Hochwasserständen liegt, lassen sich grundsätzlich in die folgenden vier Gruppen unterteilen:

- Behältersysteme
- Massesysteme
- Klappsysteme
- Wandsysteme

Die einzelnen Systemgruppen können weiter nach Aufbauart, Geometrie und Material der Konstruktion differenziert werden (Abb. 6-4) und werden im Folgenden näher beschrieben. Zudem enthält Anhang C ohne Gewährleistung der Vollständigkeit eine Übersicht über die auf dem deutschen Markt befindlichen ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsysteme.

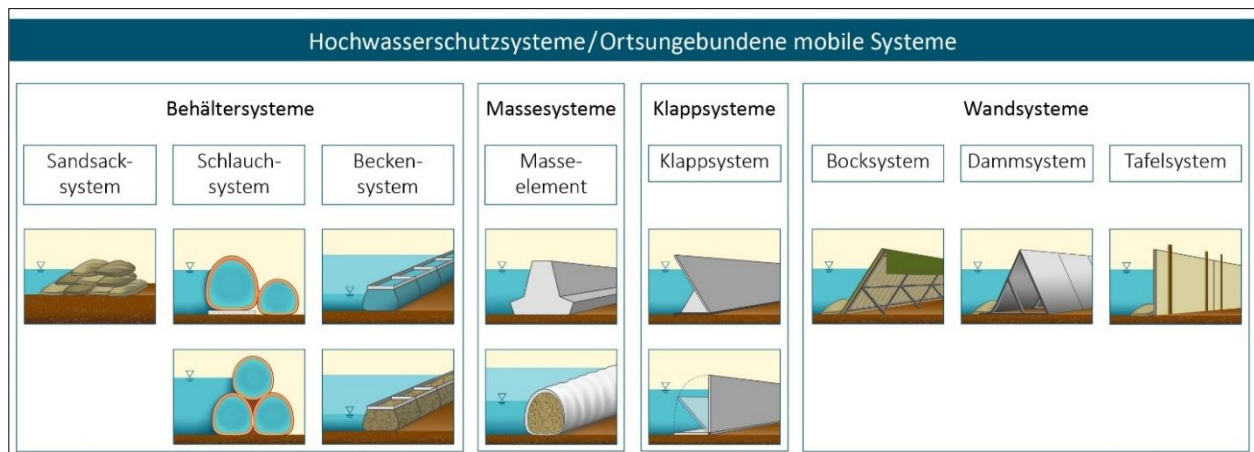


Abb. 6-4: Unterteilung der ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsysteme in ihrer Aufbauart, Geometrie und Material (Massolle et al., 2018)

6.1.1 Behältersysteme

Behältersysteme sind in sich geschlossene oder im oberen Bereich geöffnete Konstruktionen, die vor dem Einsatz oder am Einsatzort mit mineralischen Feststoffen (z. B. Sand, Kies, Erde), Wasser oder Luft gefüllt werden. Je nach Konstruktionsvariante werden Behältersysteme in Sandsack-, Schlauch- und Beckensysteme unterschieden.

6.1.1.1 Sandsacksysteme

Aufgrund ihrer flexiblen Einsatzmöglichkeiten werden Sandsäcke neben ihrem Einsatz als Deichverteidigungsmaßnahme (Kapitel 3) auch im linienartigen Hochwasserschutz zur Kehrung von Hochwasserständen eingesetzt. Hierbei werden die befüllten Sandsäcke am Einsatzort unter fachlicher Anleitung des Einsatzleiters zu einem Damm lagenweise aufgebaut.

Die Basis des Dammes sollte zwei Mal der geplanten Höhe plus einem Sandsack betragen (THW, 2017). In der ersten Lage und allen weiteren ungeraden Lagen ist der Sandsack mit der Unterseite/Boden zur Wasserseite aufzubauen. In den geraden Lagen wird der Sandsack um 90° gedreht, so dass ein besserer Verbund und somit eine erhöhte Standsicherheit und

Wasserdichtheit des provisorisch errichteten Damms erreicht wird. Für den Bau eines stabilen und weitgehend wasserdichten Sandsackdamms muss in erster Linie auf einen dichten Verbund, eine saubere Verlegetechnik sowie einen optimalen Füllgrad der Sandsäcke geachtet werden. Optimal heißt in diesem Fall, dass der Sandsack nicht zu stark gefüllt sein sollte, um keine Hohlrumbildung zwischen den Sandsäcken zu generieren. Andererseits sollten die Säcke natürlich auch nicht mit einer zu geringen Menge Sand befüllt werden, um eine Verschwendung von Sandsackmaterial zu vermeiden.

Zur zusätzlichen Verringerung der Durchlässigkeit eines Sandsackdamms können Dichtungsbahnen auf der Wasserseite installiert werden. Diese sollten etwa 3 m über die Dammbasis herausragen und mit Sandsäcken zusätzlich beschwert werden (THW, 2017).

Mit Sandsäcken können Konstruktionshöhen von 1,0 m und mit sehr großem Aufwand auch von 2,0 m realisiert werden (BWK, 2005). Abb. 6-5 zeigt die schematische Konstruktion des Sandsackdamms anhand der beiden Aufbauvarianten mit und ohne vorgelagerter Dichtungsbahn.

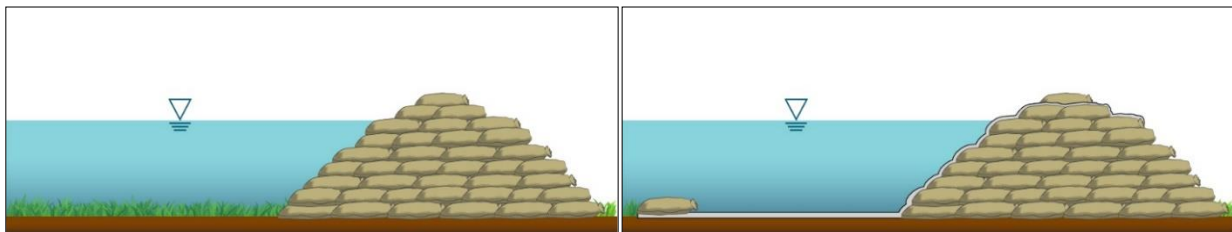


Abb. 6-5: Schematische Darstellung eines Sandsackdamms ohne vorgelagerte Dichtungsbahn (links); Schematische Darstellung eines Sandsackdamms mit vorgelagerter Dichtungsbahn (rechts); (Massolle et al., 2018)

Je nach Größe des einzusetzenden Sandsacks (Kapitel 2.2.1.1) variiert auch die benötigte Anzahl der Sandsäcke zur Herstellung der Sandsackkonstruktion. So werden beispielsweise für einen 50 cm hohen und 10 m langen Sandsackdamm, der aus Sandsäcken mit einer Größe von 30 x 60 cm (leer) hergestellt wird, etwa 1.000 Sandsäcke benötigt. Bei Verwendung von 40 x 60 cm (leer) großen Sandsäcken sind hingegen nur etwa 650 Sandsäcke für den Bau der gleichen Konstruktion erforderlich (Tab. 3-2). (THW, 2017)

Neben der herkömmlichen rechteckigen Sandsackgeometrie im leeren Zustand können auch Tandemsandsäcke verwendet werden. Diese werden aus zwei Polypropylen-Säcken hergestellt, die durch eine zugfeste Kunststoffmembran miteinander verbunden sind. In den Zwischenraum der beiden Einzelsäcke eines Tandemsandsacks wird die Hälfte eines weiteren Tandemsandsacks eingesetzt, so dass eine Verzahnung entsteht (Abb. 6-6). Dadurch ist ein besserer Verbund der Sandsäcke untereinander gegeben, was die Stabilität des Sandsackdamms erhöht. Tandemsäcke werden zudem lediglich in Längsrichtung ohne Querlagen aufeinandergeschichtet, wodurch ein platzsparender Sandsackdamm mit einer Konstruktionshöhe bis zu 2,0 m realisiert werden kann (BWK, 2005). Mit rückseitiger Absicherung können auch noch größere Schutzhöhen ermöglicht werden. Tandemsandsäcke werden allerdings im Vergleich zu herkömmlichen Sandsäcken im operative Hochwasserschutz seltener eingesetzt, was auf den komplizierteren Füllvorgang vermuten lässt.

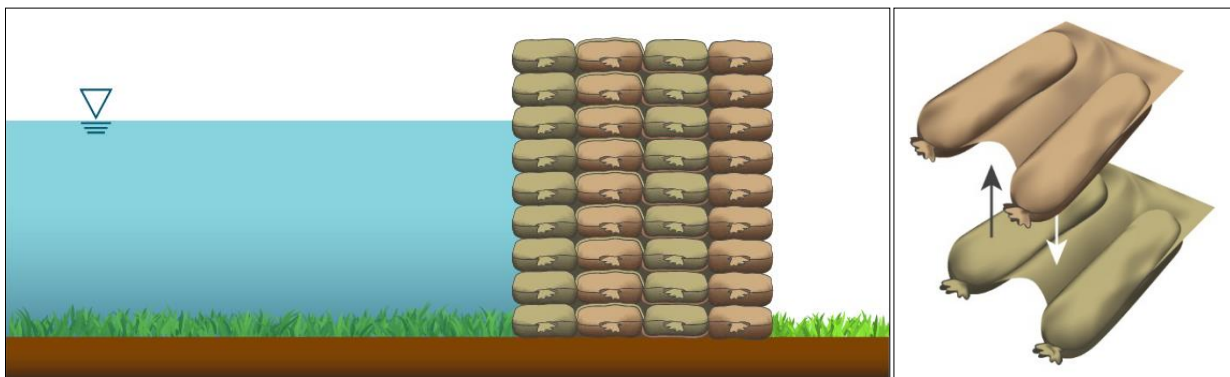


Abb. 6-6: Sandsackdamm aus Tandemsandsäcken (links); Prinzip des Übereinanderstapelns der Tandemsandsäcke (rechts)

Nach einem Hochwasserereignis müssen laut Umweltbundesamt (UBA, 2003) die mit dem Hochwasser in Kontakt gekommenen Sandsäcke schnellstmöglich auf einer Hausmülldeponie entsorgt werden, um eine Verbreitung von Krankheitserregern und eine Verunreinigung des Grundwassers zu verhindern. Bei Sandsäcken, die keinen Kontakt zum Hochwasser hatten, kann davon ausgegangen werden, dass diese nicht schadstoffbelastet sind, so dass der Sand wiederverwendbar ist. Der Sack an sich ist zu entsorgen und zwar je nach Material über die Abfallverbrennung oder auf der Hausmülldeponie. Zudem besteht die Möglichkeit, trocken gebliebene Sandsäcke in den zur Verfügung stehenden Lagermöglichkeiten für die Wiederverwendung vorzuhalten. Bei der Wiedereinlagerung von befüllten Sandsäcken aus Jute ist in regelmäßigen Abständen zu überprüfen, ob ein Zersetzungsprozess des natürlichen und somit verrottungsempfindlichen Rohstoffs begonnen hat und ein Einsatz im operativen Hochwasserschutz somit nicht mehr möglich ist. Trockengebliebene Kunststoffandsäcke ohne entsprechenden UV-Schutz sollten nicht wieder eingelagert werden. Beobachtungen am THW-Ausbildungszentrum Hoya zeigten, dass Sandsäcke ohne UV-Schutz bereits nach wenigen Tagen unter UV-Einstrahlung ihre Festigkeit verlieren (Abb. 6-7).



Abb. 6-7: Defekter Kunststoffandsack ohne UV-Beständigkeit nach einer 10-tägigen witterungsausgesetzter Lagerung (links) und nach etwa 3 Monaten (rechts)

6.1.1.2 Schlauchsysteme

Schlauchsysteme werden überwiegend aus Planenstoffen hergestellt, die in der Regel aus strapazierfähigen, armierten Kunststoffmembranen mit wasserundurchlässigen Beschichtungen bestehen. Aufgrund der Flexibilität des verwendeten Planenstoffes ist es möglich, individuelle, an die Einsatzbedingungen angepasste Formen sowie Systemlängen zu konfektionieren. Die für den operativen Hochwasserschutz angebotenen Systeme sind aufgrund der einfacheren Herstellung überwiegend in runden Formen vorzufinden (Abb. 6-9). Untergeordnet werden auch trapezförmige Systeme angeboten.

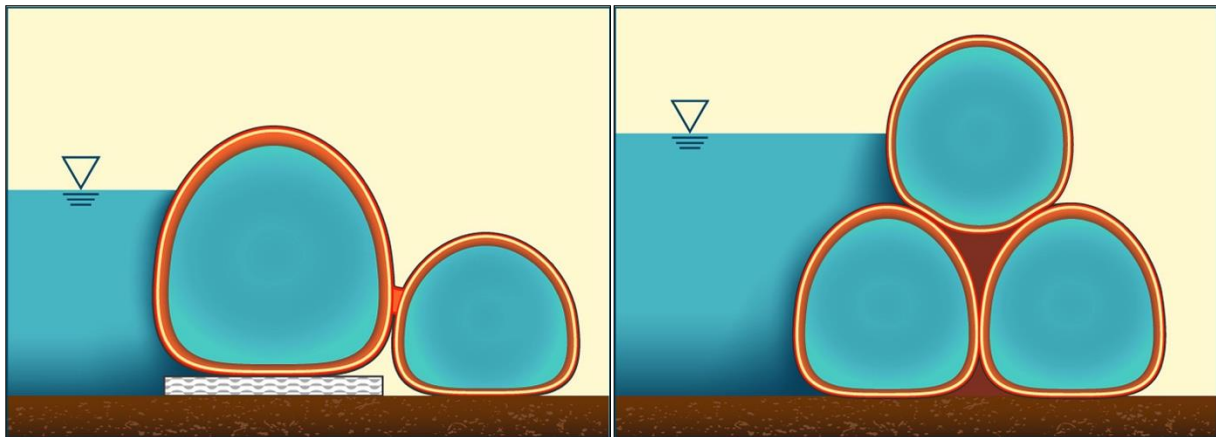


Abb. 6-8: Schematische Darstellung von zwei Schlauchsystemvarianten, nebeneinander liegend (links) und pyramidenartig gestapelt (rechts)

Schlauchsysteme werden als leere Einzelsegmente zumeist in speziell konfektionierten Transportvorrichtungen an den Einsatzort befördert. Die Handhabbarkeit der Systeme im Einsatz ist abhängig vom Eigengewicht der Einzelsegmente, weshalb sich bei den auf dem Markt verfügbaren Systemen Standardlängen zwischen 10 m und 15 m etabliert haben. Die Einzelsegmente der Schlauchsysteme werden am Einsatzort möglichst auf besenreinem Untergrund positioniert sowie miteinander kraftschlüssig und möglichst wasserdicht verbunden. Anschließend werden sie in erster Linie mit Wasser oder auch mit Luft befüllt. Für die Positionierung kann es von Vorteil sein, die Schlauchsysteme vorerst mit Luft und erst nach Ausrichtung am Einsatzort mit Wasser zu befüllen. Angeordnete Öffnungen im oberen Bereich der Systeme ermöglichen das Entweichen der Luft während der Wasserbefüllung, die mit Pumpenkraft erfolgt. Die Förderleistung ist abhängig von der Entnahmekategorie (überschwemmte Flächen, Hydranten, Hausanschlüsse, o. Ä.), der Förderhöhe, der Förderlänge, der Leitungsparameter sowie der Pumpengröße.



Abb. 6-9: Standsicherheitsprüfung des Schlauchsystems Flutschutz-Doppelkammerschlauch durch den Technischen Überwachungsverein TÜV (Foto: Manfred W. Jürgens)

Mit speziell entwickelten Vorrichtungen ist es möglich, Einzelsegmente bis zu einer Länge von 50 m (Mobildeich, 2014 a) bzw. bereits vor dem Einsatz zusammengesetzte Einzelsegmente in einem Zuge aufzubauen. Auch ist es mit entsprechenden Vorrichtungen möglich, Einzelsegmente, die für größere Einstauhöhen im planmäßigen mobilen Hochwasserschutz konzipiert wurden und dementsprechend ein hohes Eigengewicht aufweisen, zu errichten. So können schnellere Installationszeiten der Hochwasserbarriere sowie ergonomischere Arbeitsbedingungen für die Einsatzkräfte realisiert werden (Abb. 6-10).



Abb. 6-10: Spezialvorrichtung für die Installation eines Schlauchsystems (Mobildeich, 2020)

Schlauchsysteme haben den Vorteil, dass sie mit einem geringen personellen und zeitlichen Aufwand errichtet werden können. Problematisch ist jedoch die Anfälligkeit für Undichtigkeit infolge Einwirkung spitzer Gegenstände und/ oder Vandalismus. Insbesondere die runden Systemformen sind darüber hinaus anfällig gegen seitliches Verrollen infolge hydrostatischer und/ oder hydrodynamischer Belastung und anderen äußeren Einwirkungen wie Treibgutprall. Zur Verhinderung des seitlichen Verrollens sind somit spezielle Ausführungsvarianten erforderlich. Vorgelagerte oder kraftschlüssig am Schlauch befestigte Dichtungsbahnen können zusätzlich einem seitlichen Verrollen entgegenwirken. Hierbei ist zu beachten, dass ein flächiges Drainagesystem unterhalb der vorgelagerten Dichtungsbahn zu installieren ist. Dadurch wird der freie Ablauf von anfallendem Sickerwasser unterhalb des Dichtungssystems ermöglicht, so dass keine Auftriebskräfte unterhalb der Dichtungsbahn entstehen können und der von außen generierte hydrostatische Druck stabilisierend auf die Dichtungsbahn einwirkt. Zusätzlich ist natürlich zu beachten, dass das Drainagesystem nicht bis zum wasserseitigen Ende der

Dichtungsbahn reicht, da in dem Fall keine stabilisierende Wirkung auftreten würde. Zudem entstehen dadurch hohe Sickerraten unter der Konstruktion und es besteht die Gefahr von Ausspülungen im Bereich der Aufstandsflächen. Bei einer Ausführungsvariante mit fest verbundener Dichtungsbahn und installiertem Drainagesystem ist zudem eine alleinige Befüllung des Systems mit Luft möglich, da die Stabilisierung des Systems grundsätzlich allein durch die Kombination der vorgelagerten Dichtungsbahn zuzüglich der Drainagebahn realisiert werden kann und keine zusätzlich wirkende Gewichtskraft des Systems erforderlich ist.

Trapezförmige Schlauchsysteme haben den Vorteil, dass sie aufgrund ihrer Geometrie weniger anfällig gegen seitliches Verrollen sind. Die Konfektionierung der Systeme ist jedoch deutlich aufwendiger, so dass hiermit höhere Anschaffungskosten einhergehen.

Bei Schlauchsystemen ist ergänzend zu beachten, dass die erwähnten Ausführungsvarianten nur bis zu einem systemspezifischen Wasserstand nach Herstellerangabe möglich sind. Bei zu großer äußerer Belastung bzw. zu hohem Wasserstand besteht die Gefahr des Systemauftriebs und somit des Versagens der Hochwasserbarriere. Auf die Eignung und Leistungsfähigkeit von unterschiedlichen Ausführungsvarianten der Schlauchsysteme wird im Kapitel 7 näher eingegangen.

Nach dem Einsatz werden Schlauchsysteme über Einfüllstutzen oder auch über speziell angebrachte Entleerungsstutzen entleert, von außen gesäubert und, wenn möglich, zum Trocknen aufgehängt. Bei einer Nutzung von Wasser aus dem überschwemmten Bereich wird empfohlen, die Systeme vor dem Trocknen mit klarem Wasser auszuspülen. Die Systeme sollten nach dem Einsatz auf Beschädigungen untersucht und, wenn erforderlich, fachgerecht repariert werden, so dass sie für den erneuten Einsatz eingelagert werden können.

6.1.1.3 Beckensysteme

Beckensysteme sind offene Konstruktionen, die in der Regel im operativen Hochwasserschutz am Einsatzort aufgebaut und anschließend befüllt werden. Als Füllmaterial können einerseits mineralische Schüttgüter wie Sand, Kies oder Erde verwendet werden, die mit Hilfe von entsprechenden Maschinen zur Beförderung von Erdmaterialien eingebracht werden. Andererseits können die Beckensysteme auch mit Wasser aus umliegenden Hydranten bzw. Wasseranschlüssen oder mobilen Tanks befüllt werden (Abb. 6-11). Zudem besteht die Möglichkeit, vorhandenes Wasser aus dem Überschwemmungsbereich in die Beckensysteme zu pumpen.

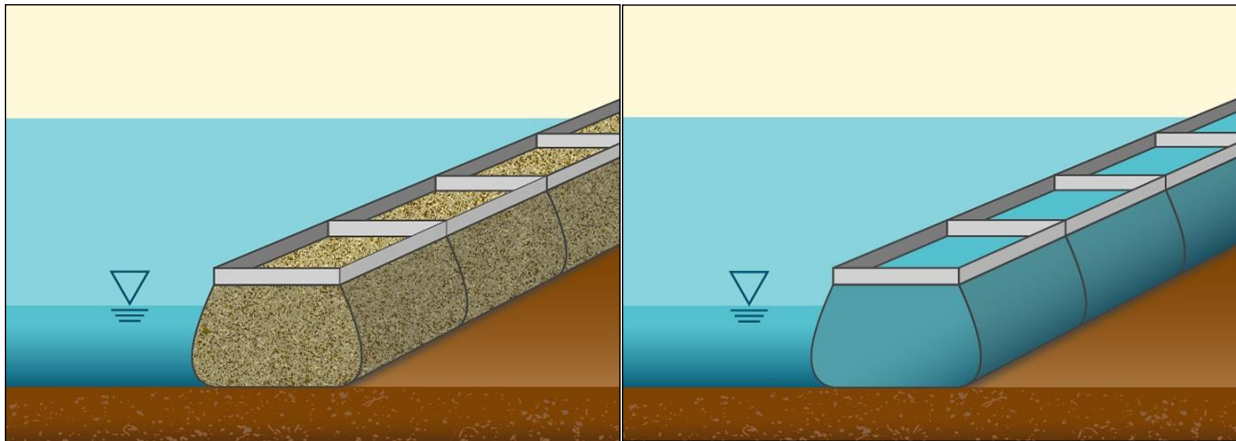


Abb. 6-11: Sandbefülltes Beckensystem (links); Wasserbefülltes Beckensystem (rechts)

Zur Erstellung von Beckensystemen können verschiedene Materialien verwendet werden. Eine zusammensteckbare Stahlrahmenkonstruktion mit einer strapazierfähigen Außenhülle, die bei einer Wasserbefüllung zudem wasserdicht sein muss, kann mit geringen personellen Ressourcen errichtet werden. Gleiches gilt auch für Beckensysteme, die mit Platten aus Glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) zu aufrechtstehenden Zylindern zusammengebaut werden. Die Arbeitsschritte sind einfach und können mit geringem Aufwand durchgeführt werden. Für die Befüllung der Zylinder mit Wasser ist ein innenliegender, wasserundurchlässiger Sack notwendig. Dieser wird bei einer Befüllung mit mineralischen Schüttgütern nicht benötigt.

Große, aus Kunststoffgewebe konfektionierte Säcke, sogenannte BigBags, zählen im operativen Hochwasserschutz ebenfalls zu den Beckensystemen. Die offene Konstruktion kann am Einsatzort mit mineralischen Schüttgütern befüllt werden. Da BigBags im leeren Zustand in sich nicht stabil sind, kann der Füllvorgang mit schweren Maschinen am Einsatzort Probleme bereiten. Aus diesem Grund werden BigBags teilweise bereits im Vorfeld befüllt und mit Hilfe von Maschinen mit Hebevorrichtungen und der am BigBag angebrachten Laschen am Einsatzort positioniert. Der logistische Aufwand hierfür ist jedoch hoch, zudem erfordert das Rangieren der schweren Maschinen zur Positionierung ausreichend Platz am Einsatzort. Ferner können schlechte Zuwegungen und ein gering tragfähiger Boden einen Einsatz der erforderlichen Maschinenteknik verhindern.

Je nach System kann eine Dichtigkeit an den Elementstößen durch den bei Befüllung entstehenden seitlichen Anpressdruck oder durch auf der Wasserseite vorgelagerte Dichtungsbahnen realisiert werden. Letzteres gilt auch für Systeme, die keine wasserdichte Außenhaut aufweisen und mit mineralischen Schüttgütern gefüllt sind.

Durch die Aneinanderreihung einzelner Elemente können beliebig lange Schutzbarrieren errichtet werden. Zudem können mit mineralischen Schüttgütern befüllte Beckensysteme pyramidenförmig übereinandergestapelt werden und im Extremfall, sofern der Untergrund eine entsprechende Tragfähigkeit und Grundbruchsicherheit aufweist, größere Aufbauhöhen erreichen.

Abb. 6-12 zeigt verschiedene Beckensysteme, die beim Elbehochwasser 2013 bei Gartow im Wendland / Niedersachsen im Einsatz waren.



Abb. 6-12: Eingesetzte Beckensysteme beim Elbehochwasser 2013 in Gartow; Sandbefülltes Beckensystem vom Hersteller "Quickdamm" (links); Wasserbefülltes Beckensystem vom Hersteller "Aquariwa" (Mitte); Sandbefüllte BigBags (Hersteller unbekannt) (rechts), (Fotos: Bärbel Koppe)

Mit mineralischen Schüttgütern befüllte Beckensysteme können je nach Ausführungsvariante, nach dem Einsatz im operativen Hochwasserschutz mit Hilfe von Maschinen verladen und abtransportiert oder vor Ort zurückgebaut werden. Bei der Verwendung einer aus Kunststoffgewebe bestehenden Außenhaut wird diese zum Entleeren in der Regel aufgeschnitten und separat zum Füllmaterial entsorgt. Die aufgeschnittene Außenhaut wird vor Einlagerung ersetzt, so dass das Beckensystem für den erneuten Einsatz zur Verfügung steht. Je nachdem ob das System in Kontakt mit dem Hochwasser war, kann das mineralische Schüttgut wiederverwendet werden oder ist entsprechend zu deponieren. Wasserbefüllte Beckensysteme, deren Außenhaut hierfür konfektioniert wurden, können mit Hilfe von Pumpentechnik geleert werden. Anschließend wird die Außenhaut unter Kontrolle von Schäden gesäubert, getrocknet und für den erneuten Einsatz eingelagert. Bei der Verwendung eines innenliegenden Foliensackes ist der wirtschaftliche Aufwand für die Entleerung und Säuberung unangemessen, so dass dieser vor Ort aufgeschnitten und anschließend fachgerecht entsorgt wird. Für den erneuten Einsatz des Systems sind dementsprechend neue innenliegende Foliensäcke zu beschaffen.

6.1.2 Massesysteme

Massesysteme sind massive und schwer handhabbare, aneinandergereihte Elemente aus Beton oder am Einsatzort mit Geotextilien umwickelte endlose Sandschläuche (Abb. 6-13). Sie erfordern jeweils den Einsatz von schweren Baumaschinen beim Auf- wie Rückbau der Systeme.

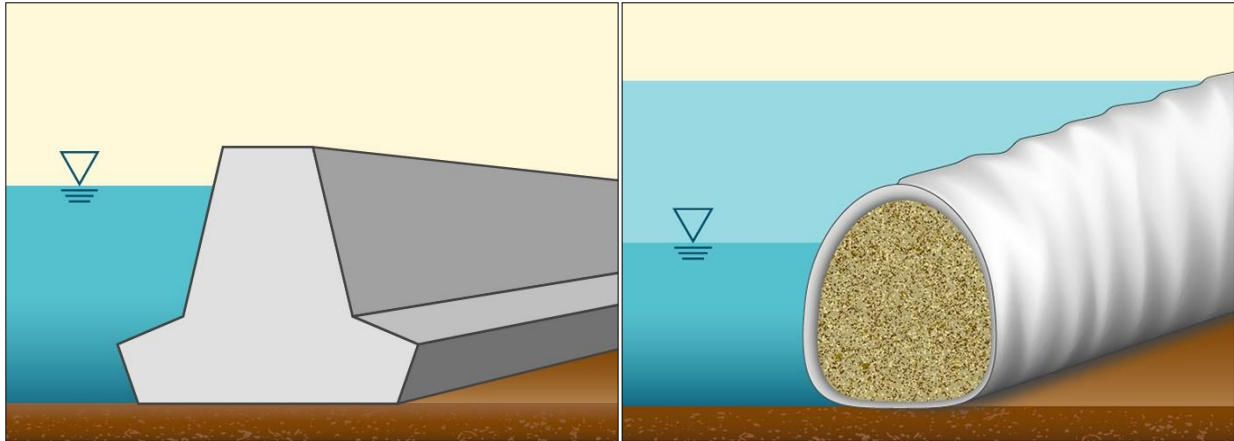


Abb. 6-13: Massesystem aus Betonformsteinen (links); Massesystem aus ummanteltem mineralischem Schüttgut (rechts)

Betonfertigteile werden üblicherweise in Form von Winkelstützwänden oder Betonblöcken im Böschungsbau bzw. zur Erstellung von Schüttmulden eingesetzt. Im operativen Hochwasserschutz kommen sie zum Einsatz, wenn extreme Belastungen wie hohe Strömungsgeschwindigkeiten oder ein erheblicher Geschiebetrieb an der Schutzbarriere erwartet werden und ein lagestabiler, sicherer Einsatz nur bei hohem Eigengewicht des Systems garantiert werden kann. Die auf dem Markt befindlichen Winkelstützwände werden üblicherweise in Höhen von 0,55 m bis 4,05 m angeboten, wobei das Eigengewicht der Einzelelemente je nach Wandung und Elementbreite zwischen 0,12 t und 3,6 t liegt (Rekers, 2020). Auch bei Betonblöcken ist auf dem Markt eine große Variation der Elementgrößen vorzufinden. Es werden beispielsweise Höhen zwischen 0,40 m und 1,20 m mit Breiten von 0,40 m bis 0,60 m sowie Längen zwischen 0,40 m und 2,40 m angeboten. Dabei liegt das Eigengewicht zwischen 0,60 t und 4,3 t (Nöhmer, 2020). Ein Vorteil einiger Betonblockformen ist, dass eine Stapelbarkeit vorliegt, womit beliebig hohe Schutzhöhen realisiert werden können, sofern der Untergrund aus geotechnischer Sicht entsprechende Höhen zulässt. Grundsätzlich sind bei Massesystemen jedoch immer schwere Maschinen zum Transport wie zum Positionieren am Einsatzort erforderlich (Abb. 6-14), was häufig hinsichtlich Platz-, Untergrund- und Zuwegungsverhältnissen zu Problemen führt.

Die einzelnen Betonelemente werden ohne spezielle Dichtung aneinandergereiht, womit konstruktiv zumeist ein gewisser Wasserdurchtritt zugelassen wird. Dieser kann jedoch durch Verwendung einer vorgelagerten Dichtungsbahn verringert werden.

Nach dem Hochwassereinsatz werden die Betonfertigteile unter Einsatz von Maschinenkraft rückgebaut und für den Abtransport verladen. Vor Einlagerung sollten die Betonfertigteile gereinigt und bezüglich möglicher Schäden gesichtet werden.



Abb. 6-14: Winkelstützwand (links), (Lithonplus, 2017); Stapelbarer Betonblock (rechts), (Eigner, 2020)

Auch bei sandgefüllten Schläuchen ist der Einsatz schwerer Maschinenteknik unumgänglich, weshalb auch diese zu den Massesystemen zählen. Mit eingesetzter Fördertechnik wird entweder das mineralische Schüttgut mit einem Geotextil ummantelt oder es wird in vorkonfektionierten, aufgerafften Geotextilschläuchen Stück für Stück eingebracht (Abb. 6-15).

Mit der Methode des Ummantelns ist die Herstellung eines beliebig langen Sandschlauchs mit einem Durchmesser von bis zu 1,0 m möglich. Hierbei wird der Sand mit einer speziell entwickelten Verlegemaschine über Förderbänder in erforderlichen Mengen zu einem Füllrohr befördert, an dem eine Wickelmaschine montiert ist. Diese ummantelt den Sand mit einem Geotextil, so dass bei einer stetigen Vorwärtsbewegung der Verlegemaschine eine Schutzbarriere entsteht. Werden die Sandschläuche in mehreren Lagen in eine Pyramidenform gebracht, sind Schutzhöhen von bis zu 3,0 möglich (topocare, 2020).



Abb. 6-15: Aufbau eines ummantelten Sandschlauchs mit speziell entwickelter Maschine (links), (topocare, 2020); Aufbau eines Sandschlauches mit aufgerafften Geotextilschläuchen und einer umgebauten Radladerschaufel (rechts), (THW, 2014)

Mit Hilfe einer umgebauten Radladerschaufel können 50 m lange Sandschläuche mit einer Höhe von 0,25 m und einer Breite von 0,40 m hergestellt werden (THW, 2014). Dabei wird der eingefüllte Sand durch eine am Schaufelboden montierte Förderschnecke ans seitliche Ende der

Radladerschaufel befördert, an dem sich ein demontierbares Füllrohr mit aufgerafftem Schlauchmaterial befindet. Der Sandschlauch wird kontinuierlich befüllt und im Fahrbetrieb zu einer Schutzbarriere aufgebaut. Ist das Schlauchmaterial verbraucht, wird das leere Füllrohr durch ein bestücktes Füllrohr ersetzt. Die Schaufel des Radladers kann nach herkömmlicher Art befüllt werden. Der Einsatz eines zweiten Radladers zur Befüllung der Sandschlauchschaufel erlaubt eine signifikant höhere Verlegeleistung, da der Verlegevorgang nicht unterbrochen werden muss. Durch Übereinanderstapeln der Sandschläuche, können Schutzhöhen von 0,90 m realisiert werden (Wiedemann, 2010).

Beim Rückbau werden die Sandschläuche seitlich aufgetrennt und das Geotextil wird mit dem Einsatz eines geeigneten Fahrzeugs entfernt und anschließend entsorgt. Der Sand kann je nach Kontakt mit dem Hochwasser wiederverwendet werden oder er muss entsprechend entsorgt werden.

Für den Einsatz von Massesystemen ist generell ein ausreichend tragfähiger Untergrund am und eine leistungsfähige Zuwegung zum Einsatzort sowie ausreichend Manövriertfläche am Einsatzort zwingend erforderlich.

6.1.3 Klappsysteme

Klappsysteme können aus unflexiblem Plattenmaterial oder aus flexiblem Planenmaterial bestehen. Sie werden im Vergleich zu den Beckensystemen um 90° gekippt und mit der offenen Seite zum Wasser hin positioniert und aufgeklappt, so dass eine stabile Schutzbarriere entstehen kann. Bei den flexiblen, mit Planenmaterialien hergestellten Klappsystemen, richtet sich das System mit steigendem Wasserstand selbständig zu einer Schutzbarriere auf (Abb. 6-16). Auf dem am Boden befindlichen Teil des Systems wirkt infolge des Wassereinstaus eine aus der Gewichtskraft des Wassers resultierende Reibungskraft in der Kontaktzone System und Untergrund, die einem Verrutschen entgegenwirken soll. Auf glatten Aufstandsflächen erhöht eine zusätzliche Gleitsicherung durch Bodenverankerungen oder zusätzlicher Sandsackauflage den Widerstand gegen seitliches Verschieben.

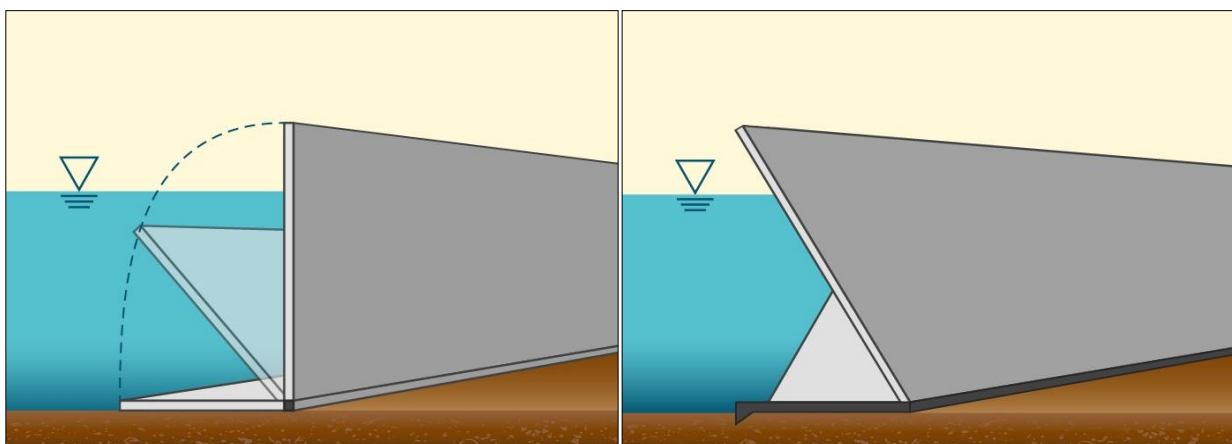


Abb. 6-16: Schematische Darstellung von Klappsystemen aus starrem Plattenmaterial (links) und flexiblem Planenmaterial (rechts)

Aufgrund des geringen Eigengewichtes der Systeme können diese mit geringem personellen Aufwand errichtet werden. Auch eine Befüllung der Systeme ist nicht notwendig, so dass die

Aufbauzeit der Schutzbarriere zusätzlich verringert wird. Klappsyste \ddot{u} me werden insbesondere zur Sperrung von frontal anströmendem Wasser eingesetzt. Im Objektschutz haben Klappsyste \ddot{u} me den Vorteil, dass sie bis zum Wasserzutritt flach auf dem Untergrund liegen und eine Passierbarkeit zum Objekt gewährleisten. Zudem können Klappsyste \ddot{u} me aus flexiblem kunststoffbeschichtetem Planstoff bis zu einem gewissen Wassereinstau mit Fahrzeugen gequert werden (Abb. 6-17).



Abb. 6-17: Querung eines eingestaute n Klappsyste \ddot{u} ms mit einem Feuerwehrfahrzeug (Megasecur, 2021)

Klappsyste \ddot{u} me können durch Aneinanderreihen einzelner Elemente eine beliebig lange Schutzbarriere bilden. Zur Verringerung des zeitlichen Aufwands bei der Herstellung der Verbindung von einzelnen Elementen beim Einsatz können bei der flexiblen Variante bereits im Vorfeld mehrere Elemente miteinander verbunden und entsprechend gelagert werden.

Geht die Hochwasserwelle zurück, entweicht ohne weiteres Zutun auch das eingestaute Wasser aus dem System. Nach Reinigung, Trocknung und Schadenskontrolle kann das System für den erneuten Einsatz eingelagert werden.

6.1.4 Wandsysteme

Wandsysteme sind Stützkonstruktion in Verbindung mit statisch steifen Elementen, die entweder wasserdicht konstruiert sind oder der Wasserdurchtritt wird per vorgelagerter Dichtungsbahn verhindert. Unterschieden werden Bock-, Damm- und Tafelsysteme.

6.1.4.1 Bocksysteme

Bocksysteme sind flexibel einsetzbare, aneinandergereihte Konstruktionen, die mit geringem Kraftaufwand errichtet werden. Sie bestehen in der Regel aus metallischen Unterkonstruktionen, die an der Schutzlinie aufgebaut werden und als Stützelemente fungieren. Im Anschluss daran werden Wandelemente eingebracht, die beispielsweise aus Europaletten oder speziellen Platten aus Holz, Kunststoff oder Metall bestehen. Ist das Bocksystem mit den eingesetzten Wandelementen wasserdurchlässig konstruiert, so muss in einem weiteren Arbeitsschritt die Dichtung über die Verlegung einer vorgelagerten Dichtungsbahn erfolgen. Diese ist am Fußpunkt der Konstruktion mit Sandsäcken zu beschweren (Abb. 6-18).



Abb. 6-18: Schematische Darstellung eines Bocksystems (links); Bocksystem im Einsatz (rechts), (Planat, 2020)

Bei Bocksystemen wird die vom System aufgenommene Belastung in der Regel nur punktuell über die Böcke in den Untergrund geleitet. Bei weichem, nicht tragfähigem Untergrund können die Fußpunkte der Böcke in den Untergrund einsinken, womit einerseits eine Beschädigung des ohnehin stark belasteten Untergrunds einhergeht und sich andererseits die realisierbare Stauhöhe vermindert. Dementsprechend sollten Bocksysteme lediglich auf festen Untergründen eingesetzt werden. Eine zusätzliche Verankerung des Systems in den tragfähigen Untergrund verhindert zudem ein seitliches Ausweichen während der Belastung. Richtungsänderungen in der Schutzlinie können je nach System durch spezielle Eckelemente realisiert werden.

Werden Bocksysteme mit Hilfe von Europaletten errichtet, sind die Stauhöhen und Stützenabstände über die verfügbaren Einheitsbreiten und Einheitshöhen (1,20 m x 0,80 m) definiert. Die Schutzhöhe beträgt gemäß ÖWAV (2013) mit einer Palettenreihe 1,0 m. Bei Verwendung eines speziellen Adapters an der Stützenkonstruktion kann die Stauhöhe durch eine zweite Palettenreihe auf max. 1,8 m angehoben werden. Bei Wandelementen aus metallischen Werkstoffen sind je nach Anbieter Stauhöhen von 1,50 m bis zu 3,0 m möglich. Bei entsprechend hohen Stauhöhen ist die punktuelle Lasteintragung über die Stützen jedoch besonders zu beachten.

Bei der Verwendung von Europaletten sind die definierten Stützenabstände besonders beim Errichten einer erforderlichen Schutzlinie in Zwischenräumen problematisch. Fehlstrecken müssen hier ggf. mit Sandsäcken geschlossen werden. Gleiches gilt bei stark variierenden Höhendifferenzen des Untergrunds z. B. an Bordsteinkanten. Verwendete Bocksysteme mit

dünnwandigen Wandelementen sind hier flexibler einsetzbar. Sie können überlappend angeordnet oder an Bauwerken und anderen Anschlüssen angepasst werden. Die Dichtung am Anschluss erfolgt mit speziellen Elementen oder durch die Verwendung von Sandsäcken.

Nach dem Einsatz werden die Bocksysteme gereinigt, auf Schäden kontrolliert und im trockenen Zustand für den erneuten Einsatz eingelagert.

6.1.4.2 Dammsysteme

Dammsysteme zeichnen sich dadurch aus, dass das eingesetzte Wandelement gleichzeitig als Stützkonstruktion fungiert und somit weniger Aufbauschnitte zur Errichtung der Schutzbarriere notwendig sind. Die Konstruktionen bestehen in der Regel aus leichtem Material wie Kunststoff, Aluminium oder eine Kombination daraus, so dass bei geringem Eigengewicht eine ausreichende Stabilität sowie ergonomische Arbeitsbedingungen für den Aufbau gewährleistet werden können. Auftretende Zugkräfte im Fußbereich der Konstruktion werden innerhalb der Stützkonstruktion oder durch Spreizbremsen aufgenommen (Abb. 6-19).

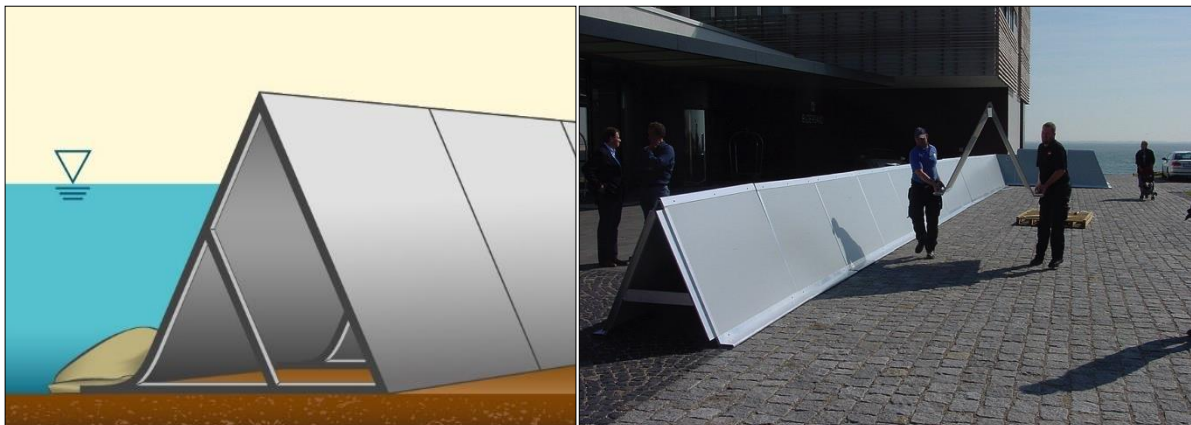


Abb. 6-19: Schematische Darstellung eines Dammsystems mit Spreizbremse im Fußbereich (links); Aufbau eines Dammsystems (rechts), (Aqua-Stop, 2020)

Die Einzelelemente von Dammsystemen können endlos zu einer Schutzbarriere aneinandergereiht werden. Falls die Konstruktion in sich keine ausreichende Dichtung aufweist, muss der Wasserdurchtritt mit Hilfe einer vorgelagerten Dichtungsbahn reduziert werden. Der Einsatz von Bodenankern kann ein seitliches Ausweichen während des Einsatzes verhindern, ist jedoch insbesondere bei aufgeweichten Böden problematisch. Durch spezielle Eckelemente können Richtungsänderungen erzielt werden. Systemabhängige Passelemente, ggf. aber auch der Zuschnitt einzelner Elemente, ermöglichen die Überwindung von Unebenheiten wie Bordsteinkanten oder Änderungen in der Geländeneigung. Die zugeschnittenen Elemente sind jedoch nach dem Einsatz auszusondern und müssen ersetzt werden. Anschlussbereiche an Bauwerken werden mit speziellen Elementen oder durch die Verwendung von Sandsäcken geschlossen.

Dammsysteme sind nach dem Einsatz zu reinigen, auf Schäden zu kontrollieren und im trockenen Zustand für den erneuten Einsatz einzulagern.

6.1.4.3 Tafelsysteme

Tafelsysteme werden auf dem Markt nicht angeboten, da sie lediglich ein Behelfssystem bestehend aus Schalungsbrettern/-tafeln und eingerammten Armierungseisen oder Pflöcken darstellen (Abb. 6-20).



Abb. 6-20: Schematische Darstellung des Tafelsystems (links); Tafelsystem im Einsatz (rechts), (Planat, 2020)

Der Vorteil der Tafelsysteme liegt in der Einfachheit der Konstruktion sowie in der Verfügbarkeit der Materialien auf vielen Bauhöfen und Baustellen. Eine zusätzliche Dichtung des Systems kann auch hier durch die Verwendung einer mit Sandsäcken wasserseitig beschwerten Dichtungsbahn erzielt werden. Um Unebenheiten im Gelände auszugleichen, können vorgelagerte Sandsäcke zum Einsatz kommen.

Es ist zu beachten, dass Tafelsysteme nur bei geringen Einstauhöhen (<0,50 m) Verwendung finden sollten und nur auf Böden zu errichten sind, die das Einschlagen der Armierungseisen oder Pflöcke grundsätzlich zulassen (BWK, 2005). Letzteres ist nicht zuletzt bei stark durchgeweichten Böden problematisch. Eine Wiederverwendung der Materialien im Hochwasserschutz sollte nicht in Betracht gezogen werden.

6.2 Anforderung, Einsatzmöglichkeiten und Einwirkungsarten an ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen

Je nach Art des Einsatzes können unterschiedliche Anforderungen an ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme gestellt werden. Hierzu zählt die Gewährleistung der Standsicherheit und Dichtigkeit bei Wassereinstau, eine möglichst große Flexibilität hinsichtlich des Aufbaus auf verschiedenen Untergründen und Geländeneigungen sowie hinsichtlich des Überwindens von Höhensprüngen durch z. B. Bordsteinkanten. Auch müssen in der Linienführung gewisse Krümmungsradien für erforderliche Richtungsänderungen ebenso realisierbar sein wie der Anschluss des Systems an Bauwerke.

Die Einsatzmöglichkeiten der ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsysteme sind vielfältig (VKF/BWG, 2004; BWK, 2005; ÖWAV, 2013). Besonders in Bergregionen können ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme zur Strömungslenkung sowie zur Ableitung von Oberflächenwasser in einen Vorfluter in flachen besiedelten Tälern eingesetzt werden (Abb. 6-21). Da die Abflusskonzentration in Bergregionen sehr rasch erfolgt, ist insbesondere eine

kurze Aufbauzeit von Interesse. Eine hohe Dichtigkeit des Systems ist lediglich bei längeren zu erwartenden Einstauzeiten von Bedeutung. Liegt eine Krümmung der Schutzlinie vor, sind zusätzlich erhöhte Wasserstände an der Kurvenaußenseite zu berücksichtigen. Wie im Kapitel 2.1.2 beschrieben ist hier nochmals Anzumerken, dass der Einsatz von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystem zur Kehrung von hohen Wasserständen infolge von Sturzfluten nicht geeignet ist.

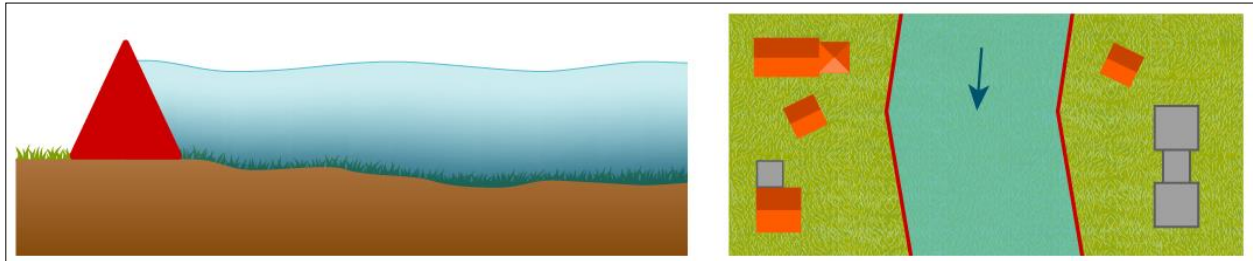


Abb. 6-21: Strömungslenkung und Ableitung von Oberflächenwasser durch ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme

Treten Fließgewässer bei einem Hochwasserereignis über die Ufer und gefährden besiedelte Gebiete oder droht die Überströmung eines Deichabschnitts, können ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme als Linienschutz bzw. als Aufkadung entlang des Fließgewässers eingesetzt werden (Abb. 6-22).

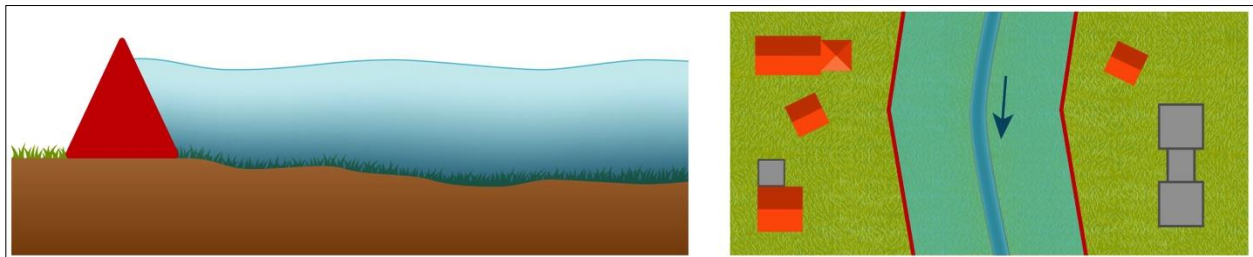


Abb. 6-22: Linienschutz durch ortsungebundene mobile Systeme an einem Fließgewässer

Ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme können zudem als Barriere zum Schutz vor Überschwemmungen von größeren wie kleineren zu schützenden Bereichen oder Objekten fungieren. Ferner kann ein zu schützender Bereich mit dem System umrandet bzw. teilweise abgesperrt werden, um ein Eindringen der Wassermassen zu verhindern. Abb. 6-23 zeigt die Umschließung eines Objektes, wobei die Relevanz von zu realisierenden Richtungsänderungen in der Schutzlinie verdeutlicht wird. Anfallendes Sickerwasser, Leckagewasser und ggf. auch direkt auf das zu schützende Gebiet bzw. Objekt fallende Niederschlagswasser ist unter Einsatz mobiler Pumpen abzuleiten. Bei Ausfall der Binnenentwässerung über einen längeren Zeitraum besteht die Gefahr des Versagens des Hochwasserschutzes.

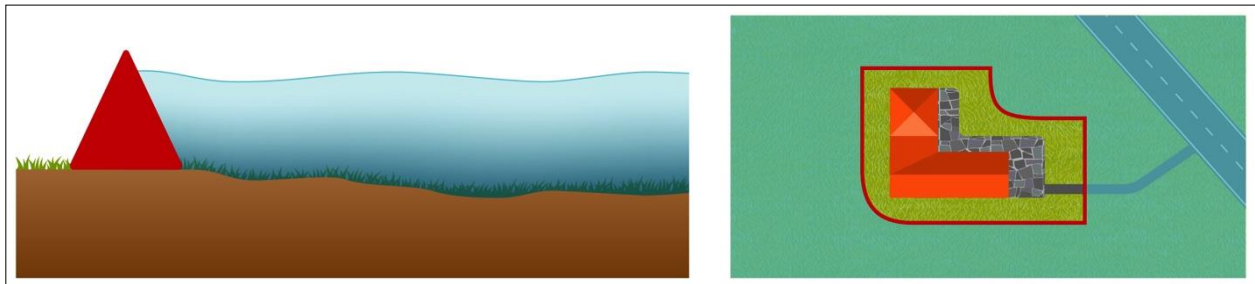


Abb. 6-23: Bereichsschutz durch Umrandung mit einem ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystem

Entlang von Straßen in besiedelten Gebieten können ortsungebundene mobile Schutzsysteme zur Umleitung von Abflüssen eingesetzt werden (Abb. 6-24).

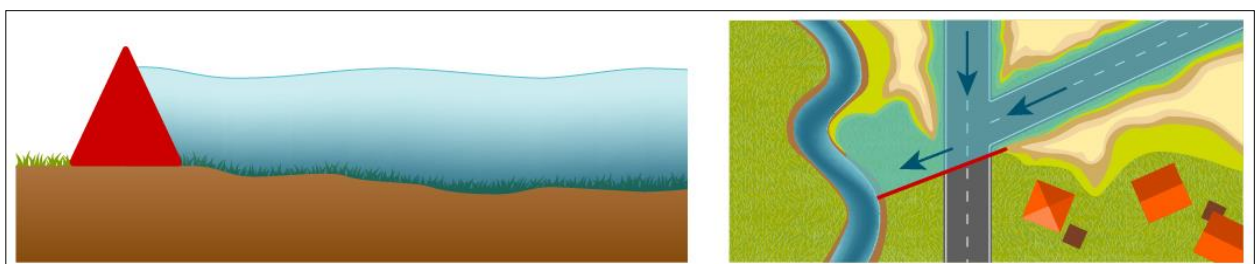


Abb. 6-24: Umleitung von Abflüssen entlang von Straßen durch ortsungebundene mobile Systeme

Im Einsatz können ortsungebundene mobile Systeme unterschiedliche Belastungen erfahren. Die Einwirkungsarten und die resultierenden Einwirkungsgrößen auf die Systeme sind insbesondere vom Einsatzstandort abhängig und können unterteilt werden in:

- Hydrostatische Einwirkung
- Hydrodynamische Einwirkung
- Windeinwirkungen
- Außergewöhnliche Einwirkungen

6.2.1 Hydrostatische Einwirkung

Werden ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme mit Hochwasserständen belastet, wirken hydrostatische Drücke auf das System ein. Planmäßig eingesetzte, ortsungebundene mobile Systeme werden für einen am Einsatzort definierten Bemessungshochwasserstand (BHW) dimensioniert. Bei notfallmäßig eingesetzten, ortsungebundenen mobilen Systemen sollte gemäß BWK (2005) ein Stauwasserstand von 0,60 m nicht überschritten werden. Der einwirkende hydrostatische Druck ist abhängig von der Wassertiefe h . Die auf das System wirkende Kraft ist zudem abhängig von der Geometrie der Konstruktion und kann horizontal sowie vertikal auf das System einwirken (Abb. 6-25). Vertikale Kräfte können sich einerseits positiv auf das Stabilitätsverhalten des Systems auswirken, andererseits können jedoch in Abhängigkeit von der Form der Konstruktion auch Auftriebskräfte entstehen, die das Stabilitätsverhalten negativ beeinflussen (Abb. 6-26).

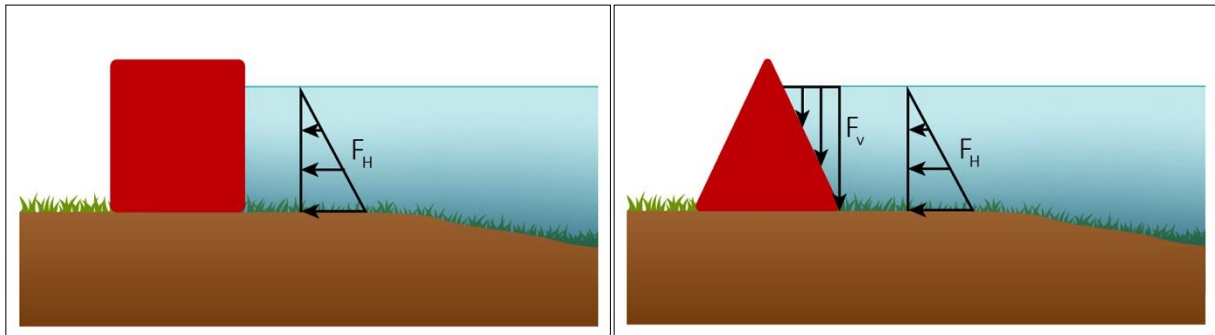


Abb. 6-25: Links: Horizontal wirkender Druck an senkrechten Hochwasserschutzsystemen; rechts: Aufteilung der vertikal und horizontal wirkenden Kräfte an geneigten Hochwasserschutzsystemen

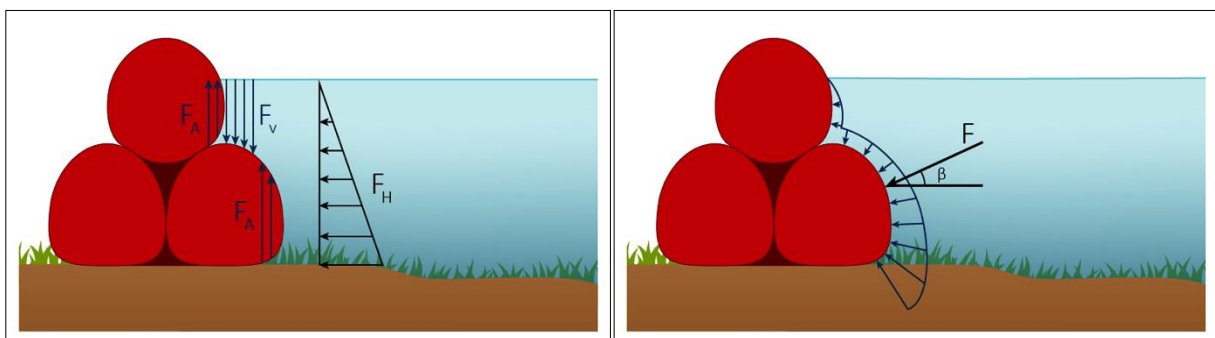


Abb. 6-26: Links: Aufteilung der vertikal und horizontal wirkenden Kräfte sowie Auftriebskräfte an gekrümmten Hochwasserschutzsystemen; rechts: Hydrostatische Druckverteilung und Darstellung der resultierenden Druckkraft an einem gekrümmten Hochwasserschutzsystem

Der einwirkende hydrostatische Druck kann nach Gl. 6-1 ermittelt werden und ist für alle Konstruktionsformen gültig.

$$p_s = \rho * g * h \quad \text{Gl. 6-1}$$

mit:

p_s	Hydrostatischer Druck	[kN/m ²]
ρ	Dichte des einwirkenden Wassers	[t/m ³]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
h	Einstauhöhe	[m]

An senkrechten Hochwasserschutzsystemen wirken ausschließlich horizontale Kräfte F_H [kN/m], die wie folgt berechnet werden:

$$F_H = \frac{1}{2} * \rho * g * h^2 \quad \text{Gl. 6-2}$$

An ebenen geneigten Systemen wirken neben den horizontalen Kräften auch vertikale Kräfte F_V [kN/m], so dass diese in der Ermittlung der resultierenden Kraft F [kN/m] berücksichtigt werden müssen und in Abhängigkeit zum Neigungswinkel α stehen. Folgender Ansatz kann zur Ermittlung der resultierenden Kraft an ebenen geneigten Flächen verwendet werden:

$$F = \frac{\rho * g * h^2}{2 * \sin\alpha} \quad \text{Gl. 6-3}$$

Die resultierende Kraft F erhöht sich, je flacher die Systemflanke geneigt ist. Allerdings wirkt sich der vertikale Anteil positiv auf das Stabilitätsverhalten aufgrund des Anpressens des Systems an den Untergrund aus. Der vertikale Kraftanteil F_V kann bei ebenen geneigten Flächen wie folgt ermittelt werden:

$$F_V = \frac{\rho * g * h^2}{2 * \tan\alpha} \quad \text{Gl. 6-4}$$

An gekrümmten oder geknickten Systemen können zudem Auftriebskräfte F_A [kN/m] wirken, so dass die Aufteilung in horizontale und vertikale Belastungsflächen A vorzunehmen ist und die Kräfte systemspezifisch zu ermitteln sind:

$$F_H = \rho * g * A_H \quad \text{Gl. 6-5}$$

$$F_V = \rho * g * A_V \quad \text{Gl. 6-6}$$

$$F_A = \rho * g * A_A \quad \text{Gl. 6-7}$$

$$F = \sqrt{F_H^2 + (F_A^2 - F_V^2)} \quad \text{Gl. 6-8}$$

Die Neigung der resultierenden Kraft erfolgt durch:

$$\tan\beta = \frac{F_V}{F_H} \quad \text{bzw.} \quad \tan\beta = \frac{F_A - F_V}{F_H} \quad \text{Gl. 6-9}$$

Der Angriffspunkt der einwirkenden Kraft liegt an den senkrechten sowie geneigten ebenen Systemen bei $h/3$. Bei den gekrümmten Systemen ist der Angriffspunkt abhängig von der Systemgeometrie und kann über die vektorielle Addition z. B. mit Hilfe der Schwerpunktlagen der horizontalen und vertikalen Kräfte (Belastungsflächen) ermittelt werden (Aigner und Bollrich, 2015).

Bei überwiegend schwebstofffreiem Süßwasser kann eine Dichte von $1,0 \text{ t/m}^3$ angenommen werden. Mit zunehmenden Schwebstoffanteilen im Wasser kann die Dichte des einwirkenden Wassers jedoch bis auf $1,3 \text{ t/m}^3$ ansteigen (Rudolf-Miklau, 2012). VKF/BWG (2004) empfiehlt bei hochwasserführenden Flüssen eine Dichte des einwirkenden Wassers von $1,1 \text{ t/m}^3$ und bei hochwasserführenden Wildbächen von $1,3 \text{ t/m}^3$ anzusetzen.

Bei der maximal anzusetzenden Einstauhöhe von $0,60 \text{ m}$ für ein notfallmäßig eingesetztes, ortsungebundenen, senkrechtes, mobiles Hochwasserschutzsystem an einem hochwasserführenden Fluss ($1,1 \text{ t/m}^3$) kann nach Gl. 6-2 die hydrostatische Einwirkung zu $F_H = 1,95 \text{ kN/m}$ ermittelt werden. Sind die Flanken des Systems um 60° geneigt, erhöht sich zwar die resultierende Kraft zu $F = 2,25 \text{ kN/m}$. Der positiv wirkende vertikale Anteil ist hier allerdings mit $F_V = 1,12 \text{ kN/m}$ zu verzeichnen.

Werden ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme an der Außenseite einer Flusskrümmung errichtet, muss eine Erhöhung des Wasserstands infolge der Strömungswirkung

berücksichtigt werden. Ist die Wasserstandserhöhung entlang der Flussaußenkurve nicht im BHW berücksichtigt, kann die Wasserspiegeldifferenz zwischen der Flussinnenkurve und Flussaußenkurve gemäß Naudascher (1992) wie folgt abgeschätzt werden:

$$\Delta h = \frac{2 * b * v^2}{2 * g * r} \quad \text{Gl. 6-10}$$

mit:

Δh	Wasserspiegelerhöhung in der Flussaußenkurve	[m]
b	Flussbreite (Breite des Wasserspiegels)	[m]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
r	Krümmungsradius des Flusses	[m]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]

BWK (2005) empfiehlt hier eine Wasserstandserhöhung bezogen auf die horizontale Wasserspiegellage in Flussmitte wie folgt zu ermitteln:

$$\Delta h = 1,5 \frac{b * v^2}{2 * g * r} \quad \text{Gl. 6-11}$$

6.2.2 Hydrodynamische Einwirkung

Werden ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme in Bereichen mit maßgebenden Strömungen eingesetzt, entsteht durch die Anströmung eine hydrodynamische Druckbeanspruchung am System. Treiben im abfließenden Wasser Gegenstände (z. B. Bäume oder Eisschollen), erfahren die Systeme neben der hydrostatischen- und hydrodynamischen Belastung zusätzlich eine dynamische Einwirkung durch den Anprall des Treibguts. In Bergregionen kann zudem Geschiebe im hochwasserführenden Fluss mitgeführt werden, was eine weitere Einwirkung hervorrufen kann. Tritt zu einem Hochwasserereignis zeitgleich ein Sturmereignis auf, können die Systeme zusätzlich durch Wellen dynamisch beansprucht werden.

6.2.2.1 Anströmung

Anders als beim hydrostatischen Druck wirkt der dynamische Druck durch Anströmung konstant über die belastete Fläche (Abb. 6-27). Für die Berechnung der hydrodynamischen Einwirkung an einer vertikalen Hochwasserschutzkonstruktion infolge einer Anströmung ist folgender Ansatz zu verwenden (BWK, 2005):

$$p_D = \rho * (v * \sin\alpha)^2 \quad \text{Gl. 6-12}$$

$$F_H = p_D * A \quad \text{Gl. 6-13}$$

mit:

p_D	Dynamischer Druck	[kN/m ²]
F_H	Horizontal wirkende Kraft je laufenden Meter	[kN/m]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
A	Einwirkende Fläche	[m]
ρ	Dichte des einwirkenden Wassers	[t/m ³]

α Anströmwinkel [m/s²]

Bei geneigten oder gekrümmten Hochwasserschutzsystemen sind zur Ermittlung der resultierenden Kraft auch hier die Kräfte wie in Kapitel 6.2.1 in vertikale und horizontale Bestandteile aufzuteilen.

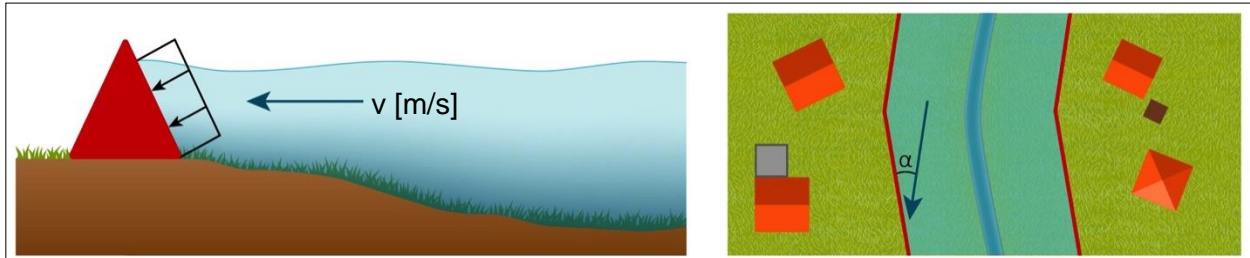


Abb. 6-27: Hydrodynamischer Druck am Beispiel eines geneigten Hochwasserschutzsystems

Die dynamische Druckbeanspruchung auf das System ist nach Gl. 6-12 abhängig von der Fließgeschwindigkeit und dem Anströmwinkel. Die Fließgeschwindigkeit im Gewässerquerschnitt ist wiederum abhängig von der Neigung der Gewässersohle, dem Querschnitt des Gewässerprofils und dessen Oberflächenbeschaffenheit sowie der Wassertiefe im Gerinne. Zur Abschätzung der mittleren Fließgeschwindigkeit in einem Gewässerprofil dienen insbesondere zwei Berechnungsansätze – die für Rohr- wie Gerinneströmungen einsetzbare Universelle Fließformel nach Darcy-Weisbach (Gl. 6-14) sowie der vereinfachte Ansatz nach Gauckler-Manning-Strickler (GMS-Fließformel) (Gl. 6-15) (Kradolfer (1983), DVWK (1991), Lange & Lecher (1993), LfU-BW (2003), Heinemann & Feldhaus (2003), Zanke (2013), Aigner & Bollrich (2015), Patt et al. (2018); DWA (2020), Patt & Jüpner (2020)).

$$V_m = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \sqrt{8 * g * r_{hy} * I_{So}} \quad (\text{Universelle Fließformel}) \quad \text{Gl. 6-14}$$

$$v_m = k_{St} * r_{hy}^{2/3} * I_{So}^{1/2} \quad (\text{GMS – Fließformel}) \quad \text{Gl. 6-15}$$

mit:

v_m	Mittlere Fließgeschwindigkeit	[m/s]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
λ	Reibungsbeiwert	[m ²]
r_{hy}	Hydraulischer Radius	[m]
I_{So}	Sohlneigung	[%]
k_{St}	Manning-Strickler-Beiwert	[m ^{1/3} /s]

Bestandteil der Universellen Fließformel ist der Reibungsbeiwert λ (Gl. 6-14), der wiederum in Abhängigkeit zu der Reynoldszahl steht und somit auch von der zu ermittelnden Fließgeschwindigkeit abhängig ist, weshalb der Beiwert zumindest im hydraulisch glatten und im Übergangsbereich iterativ zu ermitteln ist. Der Abfluss in natürlichen Fließgewässern erfolgt in der Regel im hydraulisch rauen Bereich, in dem der Einfluss der Reynoldszahl auf den Rauheitsbeiwert λ vernachlässigbar gering ist (Abb. 6-29).

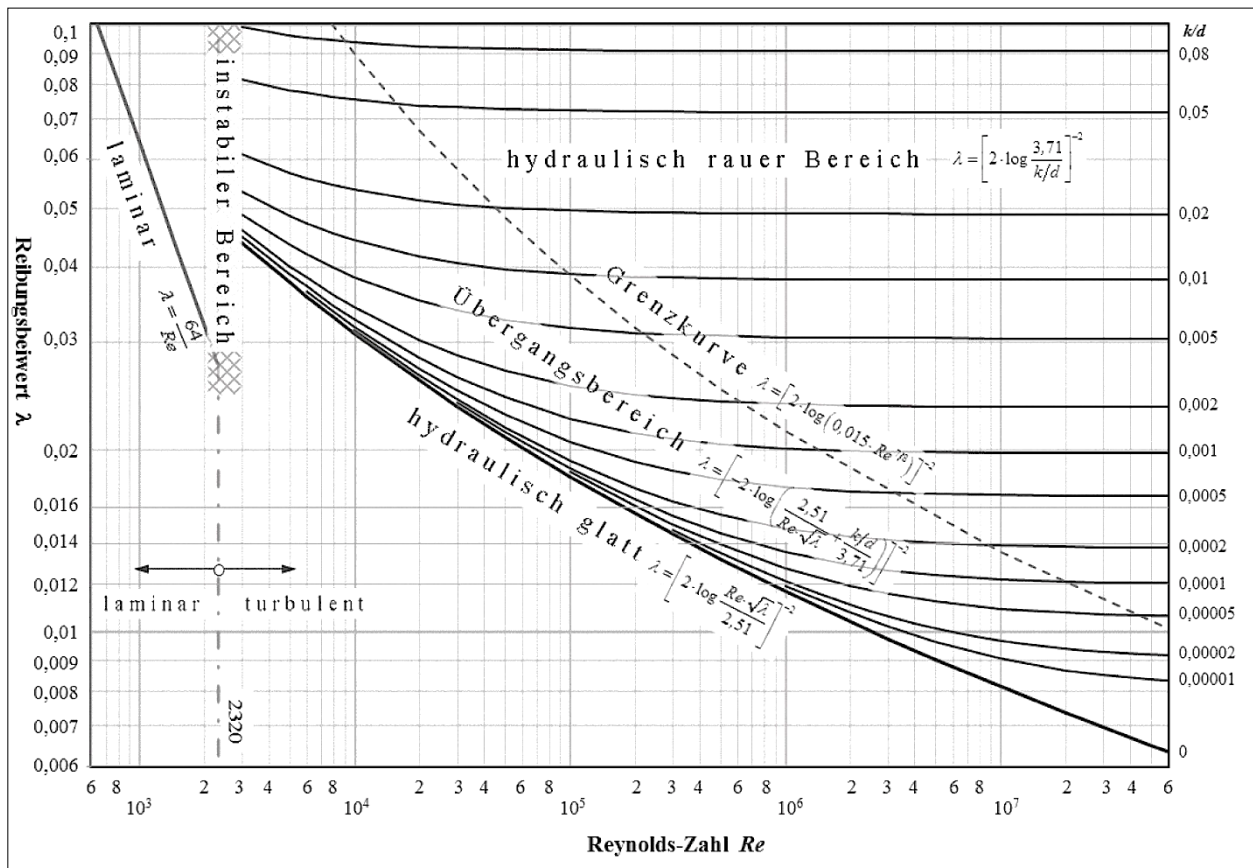


Abb. 6-28: Moody-Diagramm zur Ermittlung des Reibungsbeiwerts λ (Aigner und Bollrich, 2015)

Gemäß des DVWK-Merkblatts 220 (DVWK, 1991) kann der Reibungsbeiwert für den hydraulisch rauhen Bereich mit dem vereinfachten Ansatz nach Colebrook und White wie folgt berechnet werden:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{k/r_{hy}}{14,84} \right) \quad \text{Gl. 6-16}$$

mit:

- k Äquivalente Sandrauheit [mm]
- r_{hy} Hydraulischer Radius [m]

Die Äquivalente Sandrauheit k sowie der Manning-Strickler-Bewert k_{St} beschreiben die Oberflächenrauigkeit des Gewässerprofils und die Bewerte können aus Tabellen entnommen werden (Kradolfer (1983), DVWK (1991), Lange & Lecher (1993), LfU-BW (2003), Heinemann & Feldhaus (2003), Zanke (2013), Aigner & Bollrich (2015), Patt et al. (2018), Patt & Jüpner (2020)). Die Bewerte basieren auf Natur- und Labormessungen und stellen lediglich eine grobe Annäherung an örtlich gegebene naturräumliche Verhältnisse dar. Zudem ist zu beachten, dass die Oberflächenrauigkeiten und somit die anzusetzenden Bewerte infolge Wasserstandsänderungen sowie jahreszeitlich unterschiedlichen Bewuchsverhältnissen variieren. Daher bedarf die Wahl eines geeigneten Bewerts, unabhängig davon ob k oder k_{St}, einer ausreichenden Erfahrung und stellt auch dann immer noch eine grobe Abschätzung der realen örtlichen Verhältnisse dar.

Bezüglich der Belastung einer Hochwasserschutzkonstruktion ist jedoch vielmehr die örtliche Fließgeschwindigkeit am jeweiligen Standort der Schutzkonstruktion und somit im Uferbereich von Relevanz und nicht die über den gesamten Gerinnequerschnitt gemittelte Fließgeschwindigkeit. Die örtliche Fließgeschwindigkeit wird maßgebend von der Lage in der Draufsicht – also gradliniger Abschnitt des Flusslaufs oder Innen- bzw. Außenkurve – sowie vom örtlichen Bewuchs beeinflusst. Abb. 6-29 zeigt die Isotachenlinien als Linien gleicher lokaler Geschwindigkeiten im Querschnitt eines einfachen Trapezgerinnes im gradlinigen Abschnitt sowie das Geschwindigkeitsprofil als Längsschnitt in Gerinnemitte. Die höchste Fließgeschwindigkeit wird in Querschnittsmitte etwas unterhalb des Wasserspiegels erreicht. Zu den Rändern nimmt die Fließgeschwindigkeit stetig ab und ist bei Annahme einer festen Sohle am Rand und somit an der Sohle wie an den Uferböschungen gleich Null.

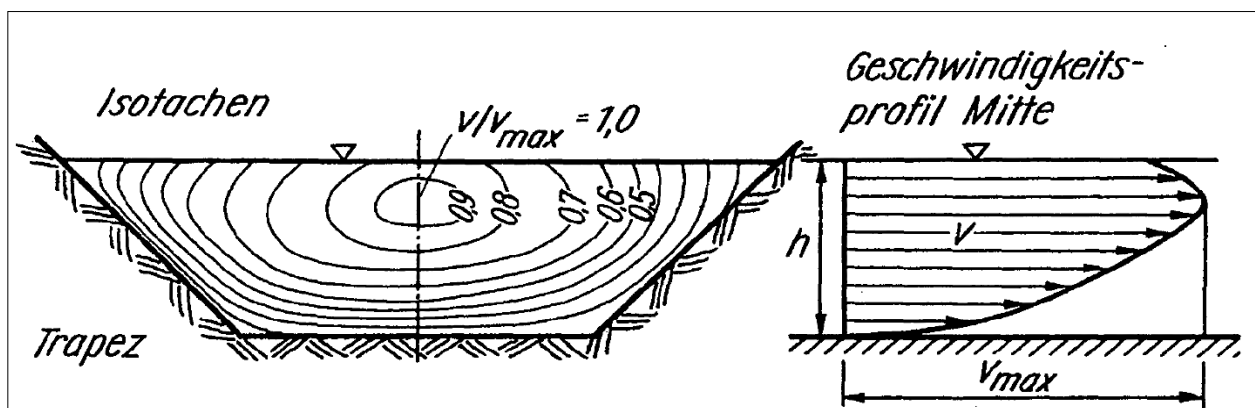


Abb. 6-29: Schematische Darstellung der Isotachenlinien als Linien gleicher lokaler Geschwindigkeiten im Querschnitt (links) und Geschwindigkeitsprofil als Längsschnitt in Gerinnemitte (rechts) an einem Trapezgerinne (Bollrich, 2019)

An Flusskrümmungen ist eine Verlagerung der größten Fließgeschwindigkeit aus der Gerinnemitte zu verzeichnen. Beim Kurveneintritt liegt der Bereich der größten Fließgeschwindigkeit im Bereich der Innenkurve und verlagert sich mit dem Verlauf der Flusskrümmung in die Außenkurve, an der die größte Fließgeschwindigkeit am Kurvenaustritt zu verzeichnen ist (Malcherek, 2019). Abb. 6-30 zeigt schematisch die Geschwindigkeitsverteilung der Hauptströmung über die Gerinnebreite und Gerinnetiefe am Kurvenaustritt einer Flusskrümmung. Wie beim geradlinigen Flussverlauf ist eine Minderung der Fließgeschwindigkeit zu den Rändern zu verzeichnen. Der Bereich der höchsten Fließgeschwindigkeiten liegt jedoch weiter in Richtung der Außenkurve und unterscheidet sich somit von der Mittellage bei geradlinigem Flussverlauf. Bei einer glatten Berandung am Prallhang der Außenkurve und ohne vorgeschaltete Strömungshindernisse wie Bewuchs können hier somit erhöhte Geschwindigkeiten auch am Querschnittsrand auftreten.

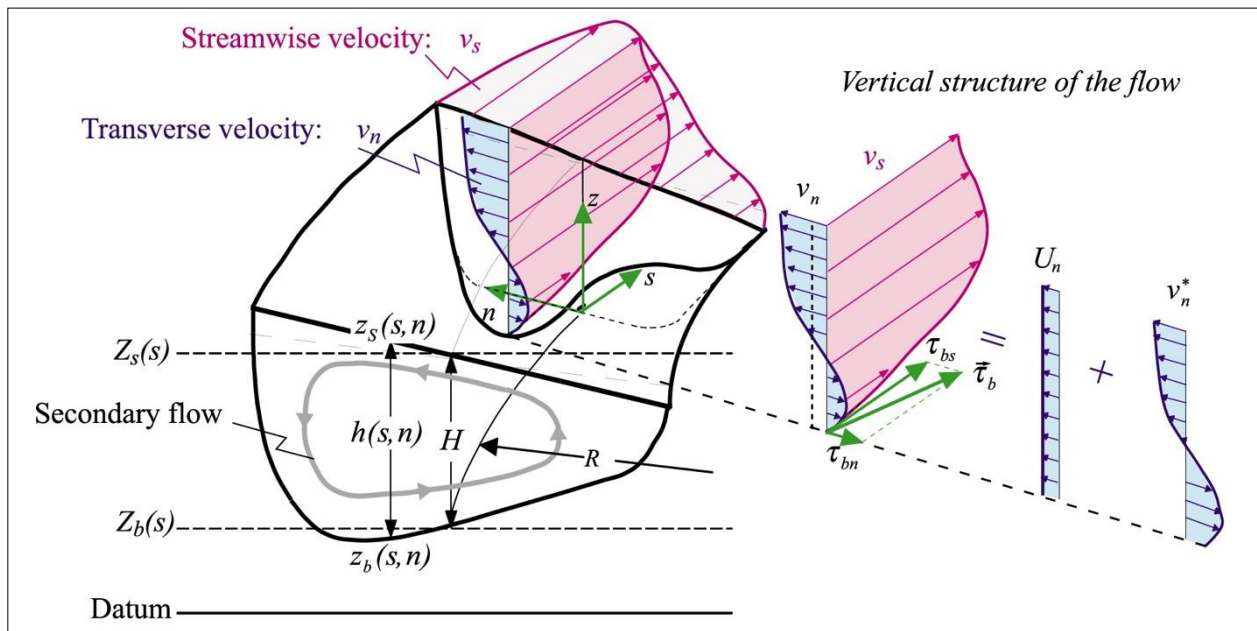


Abb. 6-30: Strömungsverhältnisse in einer Flusskrümmung am Kurvenaustritt (Blanckaert & de Vriend, 2010)

In der Regel ist der Hochwasserschutz – egal ob permanent oder mobil – nicht direkt am Hauptgerinne zu errichten, sondern es sind mehr oder weniger breite Vorländer mit oder ohne Bewuchs vorhanden. In dem Fall reduzieren sich die Fließgeschwindigkeiten wegen der geringen Fließtiefen sowie der erhöhten Rauheiten auf den Vorländern zusätzlich. Ein sogenanntes Doppeltrapezprofil ohne Bewuchs auf dem Vorland 1 und mit Bewuchs auf dem Vorland 2 ist schematisch in Abb. 6-31 dargestellt. Für hydraulische Berechnungen sind die Abschnitte getrennt voneinander mit einzelnen hydraulischen Radien und Rauigkeitsbeiwerten zu berechnen. Die fiktiven lotrechten Trennflächen zwischen Vorland und Hauptgerinne werden zur Ermittlung des hydraulischen Radius dem Hauptgerinne zugeordnet bzw. bei den Vorländern nicht berücksichtigt. Dies ermöglicht näherungsweise die Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeiten der einzelnen Teilabschnitte.

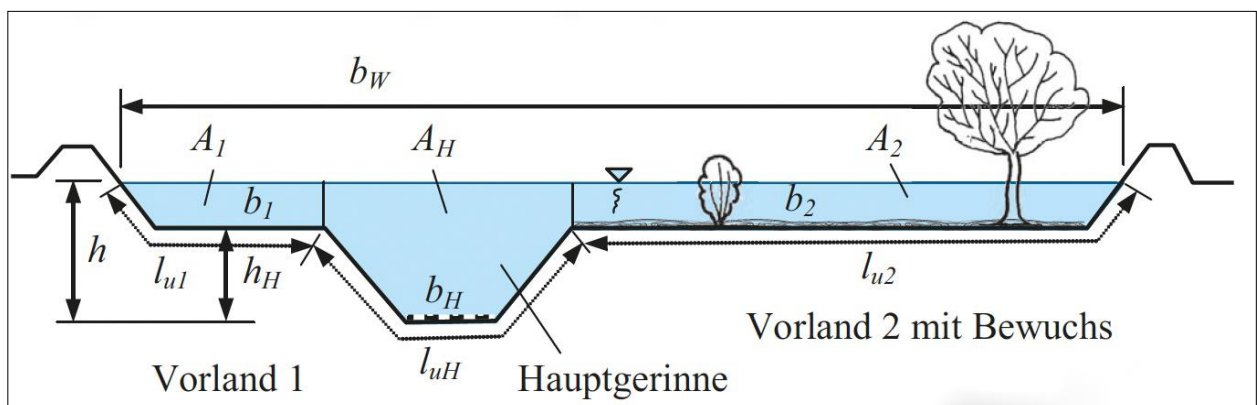


Abb. 6-31: Gegliedertes Flussprofil mit Vorländern ohne und mit Bewuchs, Aufteilung der Berechnungsflächen (Aigner und Bollrich, 2015)

In Abb. 6-32 sind Geschwindigkeitsverläufe als Isotachen in einem trapezförmigen Modellgerinne mit und ohne ufernahe Bewuchs aufgetragen und gegenübergestellt (DVWK, 1991). Sie zeigen

eine deutliche Reduzierung der Fließgeschwindigkeit durch den Einfluss von Bewuchs. Sind in einem Überschwemmungsgebiet Bewuchs oder andere Hindernisse vorhanden, so kann von einer zusätzlichen Verringerung der Fließgeschwindigkeit am Hochwasserschutzsystem ausgegangen werden.

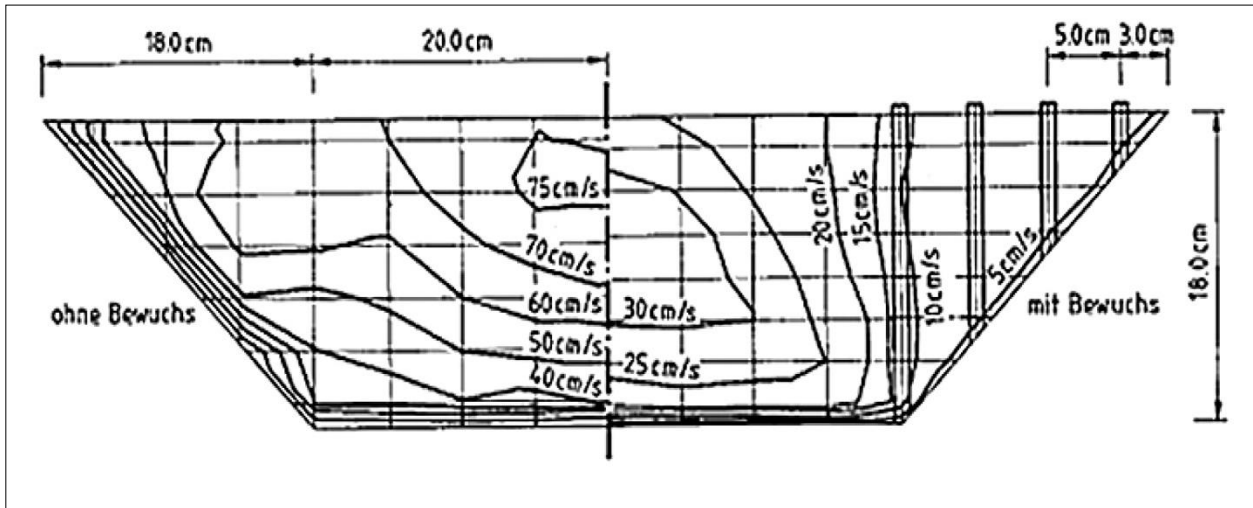


Abb. 6-32: Gegenüberstellung von Geschwindigkeitsverteilungen mit und ohne Bewuchs (DVWK, 1991)

In DVWK-Merkblatt 220 (1991) und in dessen Erweiterung DWA Merkblatt 524 (DWA, 2020) wird die hydraulische Berechnung von natürlichen Fließgewässern mit der Universellen Fließformel empfohlen, da im Gegensatz zur GMS-Formel die Widerstände durch den Bewuchs und die infolge der Interaktion bei gegliederten Querschnitten mit und ohne Bewuchs auftretenden Scherkräfte auf physikalischer Grundlage durch den Widerstandsbeiwert der Bewuchselemente λ_{Pf} beschrieben und mit dem Widerstandsbeiwert λ addiert werden können. Der Einfluss durch Bewuchs kann wie folgt berücksichtigt werden:

$$\lambda_{Pf} = C_{WR} * \left(\frac{4 * A_{Pf} * \cos \alpha}{a_x * a_y} \right) \quad \text{Gl. 6-17}$$

mit:

C_{WR}	Formwiderstand einer Pflanze; DVWK (1991) empfiehlt einen Wert von $C_{WR} = 1,5$	[-]
A_{Pf}	Anströmfläche der einzelnen Pflanze ($A_{Pf} = d_{Pf} * y_{Pf}$)	[m ²]
α	Böschungswinkel	[°]
a_x	Abstand der Bewuchselemente in Strömungsrichtung	[m]
a_y	Abstand der Bewuchselemente senkrecht zur Strömungsrichtung	[m]
y_{Pf}	Wassertiefe im Bereich des Bewuchses	[m]
d_{Pf}	Mittlerer Bewuchsdurchmesser	[m]

Ansätze zur detaillierten Betrachtung eines Gewässerabschnitts, insbesondere zur Ermittlung des erforderlichen Reibungsbeiwerts hinsichtlich überströmten Bewuchs sowie starres und flexibles Verhalten von Bewuchs bei der Durchströmung, werden in DWA (2020) näher beschrieben.

Eine weitere und nicht unerhebliche Eingangsgröße zur Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit in einem Gewässerprofil ist die Sohlneigung. Am Oberlauf eines Flusses sind höhere Sohlneigungen zu erwarten als im Mittel- und Unterlauf. Dementsprechend sind im Oberlauf auch höhere Fließgeschwindigkeiten anzutreffen. In Pottgiesser (2018) sind Fließgewässer auf Grundlage der naturräumlichen Gegebenheiten klassifiziert und in insgesamt 25 Fließgewässertypen untergliedert, die den folgenden vier Ökoregionen zugeordnet sind: Alpen und Alpenvorland, Mittelgebirge, Norddeutsches Tiefland sowie von der Ökoregion unabhängige Typen. Für die einzelnen Fließgewässertypen sind in Pottgiesser (2018) Kurzbeschreibungen erarbeitet worden, mit denen jedes deutsche Fließgewässer mit einem Einzugsgebiet größer 10 km² charakterisiert werden kann. Bestandteil der Kurzbeschreibungen ist die Angabe des Talbodengefälles. Das Talbodengefälle entspricht dem Verhältnis Höhenunterschied zur betrachteten Tallänge. In der Ermittlung des Talbodengefälles geht jedoch nicht die tatsächliche Fließstrecke mit ein, so dass das vorhandene Sohlgefälle insbesondere bei kurvigem Flusslauf geringer ausfällt als das Talbodengefälle. In Tab. 6-1 sind die zugeordneten Talbodengefälle der einzelnen Fließgewässertypen aufgeführt; sie liegen zwischen 0,007 % im norddeutschen Tiefland und 10 % in den Alpen.

Tab. 6-1: Talbodengefälle der einzelnen Fließgewässertypen (Pottgiesser, 2018)

Fließgewässertypenbeschreibung		Talbodengefälle [%]
Typen der Alpen und des Alpenvorlandes		
Typ 1:	Fließgewässer der Alpen	0,6 – 10,0
Typ 2:	Fließgewässer des Alpenvorlandes	> 0,05
Typ 3:	Fließgewässer der Jungmoräne des Alpenvorlandes	1,0 – 4,0
Typ 4:	Große Flüsse des Alpenvorlandes	> 0,2
Typen des Mittelgebirges		
Typ 5:	Grobmaterialreiche, silikatische Mittelgebirgsbäche	1,0 – 5,0
Typ 5.1:	Feinmaterialreiche, silikatische Mittelgebirgsbäche	1,0 – 5,0
Typ 6:	Feinmaterialreiche, karbonatische Mittelgebirgsbäche	0,4 – 3,0
Typ 7:	Grobmaterialreiche, karbonatische Mittelgebirgsbäche	1,0 – 5,0
Typ 9:	Silikatische, fein- bis grobmaterialreiche Mittelgebirgsflüsse	0,2 – 0,6
Typ 9.1:	Karbonatische, fein- bis grobmaterialreiche Mittelgebirgsflüsse	0,07 – 0,4
Typ 9.2:	Große Flüsse des Mittelgebirges	0,3
Typ 10:	Kiesgeprägte Ströme	0,02 – 0,2
Typen des Norddeutschen Tieflandes		
Typ 14:	Sandgeprägte Tieflandbäche	0,2 – 0,7
Typ 15:	Sand- und lehmgeprägte Tieflandflüsse	0,02 – 0,3
Typ 15_g:	Große sand- und lehmgeprägte Tieflandflüsse	0,02 – 0,3
Typ 16:	Kiesgeprägte Tieflandbäche	0,3 – 5,0
Typ 17:	Kiesgeprägte Tieflandflüsse	0,05 – 0,15
Typ 18:	Löss-lehmgeprägte Tieflandbäche	0,2 – 1,2

Fließgewässertypenbeschreibung		Talbodengefälle [%]
Typ 20:	Sandgeprägte Ströme	0,007 – 0,1
Typ 22:	Marschengewässer	< 0,01
Typ 23:	Rückstau- bzw. brackwasserbeeinflusste Ostseezuflüsse	< 0,05
Ökoregion unabhängige Typen		
Typ 11:	Organisch geprägte Bäche	0,05 – 1,5
Typ 12:	Organisch geprägte Flüsse	0,05 – 0,15
Typ 19:	Kleine Niederungsfließgewässer in Fluss- und Stromtälern	< 0,2
Typ 21:	Seeausflussgeprägte Fließgewässer	k.A.

Richtwerte über zu erwartende Fließgeschwindigkeiten an mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen werden in VKF/BWG (2004) mit bis zu 4,0 m/s aufgeführt. Gemäß ÖWAV (2013) erreichen die Fließgeschwindigkeiten sogar bis zu 5,0 m/s. BWK (2005) unterscheidet bei der Wahl einer möglichen Fließgeschwindigkeit anhand des vorhandenen Sohlgefälles. Ist das vorhandene Sohlgefälle geringer als 3 %, werden Fließgeschwindigkeiten mit bis zu 3,0 m/s aufgeführt. Liegt ein Sohlgefälle über 3 % vor, sind Fließgeschwindigkeiten von mehr als 3,0 m/s zu erwarten. Auch in VKF/AEAI (2005) wird zwischen dem vorhandenen Sohlgefälle differenziert. Dabei werden Fließgeschwindigkeiten im Bereich von 3,0 bis 5,0 m/s erreicht, sofern eine Geländeneigung zwischen 5 und 10 % vorhanden ist und die Überschwemmungshöhe 0,5 m übersteigt. In flacherem Gelände (< 2 %) reduziert sich die Fließgeschwindigkeit in der Regel auf maximal 2,0 m/s. Die aufgeführten Fließgeschwindigkeiten legen den Schluss nahe, dass die angegebenen Werte sich jeweils auf mittlere Fließgeschwindigkeiten im Gerinnequerschnitt – und zwar lediglich im Hauptgerinne ohne Einschluss von eventuell vorhandenen Vorländern – beziehen. Somit wurden nicht die tatsächlich vorhandenen Strömungsgeschwindigkeiten am Hochwasserschutzsystem betrachtet. Im Folgenden wird die Auswirkung der Sohlneigung und der Einfluss des Vorlandes mit und ohne Bewuchs auf die mittlere Fließgeschwindigkeit anhand eines Rechenbeispiels erläutert.

Es werden drei gegliederte Gerinneprofile mit unterschiedlichen Abmessungen und Sohlneigungen untersucht, die in Anlehnung an Pottgiesser (2018) gewählt wurden (Tab. 6-1). Bei der Variante "Tiefeland" wird eine Sohlneigung von 0,03 % gewählt; dies soll einen sandgeprägten Strom (Typ 20 – Niederrhein/Elbe) charakterisieren. Die Variante "Mittelgebirge" weist eine Sohlneigung von 0,2 % auf; dies soll einem kiesgeprägten Strom (Typ 10 – Donau) entsprechen. Mit einer Sohlneigung von 1,0 % in der Variante "Alpenvorland" soll ein geröllgeprägter Fluss (Typ 4 – Inn) berücksichtigt werden. Die Rauheit des Hauptgerinnes wurde entsprechend der Typenbeschreibung in Pottgiesser (2018) mit $k_{\text{Tiefeland}} = 35 \text{ mm}$, $k_{\text{Mittelgebirge}} = 70 \text{ mm}$ und $k_{\text{Alpenvorland}} = 100 \text{ mm}$ bestimmt. Den Vorländern wurden eine Rauheit mit $k = 200 \text{ mm}$ für alle Varianten zugewiesen. Bei einem Vorland wurde zudem der Einfluss von Bewuchs berücksichtigt. Hier wurden Bäume mit einem Stammdurchmesser von 0,3 m sowie ein Rasterabstand von 8,0 m gewählt.

Mit folgenden Querschnittsabmessungen (Bezeichnung siehe Abb. 6-31) werden die drei Varianten Tiefeland, Mittelgebirge und Alpenvorland charakterisiert:

Tiefland:

- Breite der Vorländer $b_1, b_2 = 300 \text{ m}$
- Wassertiefe der Vorländer $h_1, h_2 = 2 \text{ m}$
- Deichneigung 1:3
- Breite des Hauptgerinnes $b_H = 100 \text{ m}$
- Wassertiefe des Hauptgerinnes $h_H = 6 \text{ m}$
- Neigung Hauptgerinnewandung 1:1

Mittelgebirge:

- Breite der Vorländer $b_1, b_2 = 100 \text{ m}$
- Wassertiefe der Vorländer $h_1, h_2 = 1,0 \text{ m}$
- Deichneigung 1:3
- Breite des Hauptgerinnes $b_H = 30 \text{ m}$
- Wassertiefe des Hauptgerinnes $h_H = 4 \text{ m}$
- Neigung Hauptgerinnewandung 1:1

Alpenvorland:

- Breite der Vorländer $b_1, b_2 = 50 \text{ m}$
- Wassertiefe der Vorländer $h_1, h_2 = 0,5 \text{ m}$
- Deichneigung 1:3
- Breite des Hauptgerinnes $b_H = 15 \text{ m}$
- Wassertiefe des Hauptgerinnes $h_H = 2 \text{ m}$
- Neigung Hauptgerinnewandung 1:1

Unter Verwendung der Gl. 6-14, Gl. 6-16 und Gl. 6-17 sowie mit dem Rechenansatz eines gegliederten Gerinneprofils kann die mittlere Fließgeschwindigkeit des gesamten Fließquerschnitts mit $v_{m,Gesamt} = Q_{Gesamt}/A_{Gesamt}$ bestimmt werden. Die berechneten mittleren Fließgeschwindigkeiten der betrachteten Varianten Tiefland, Mittelgebirge und Alpenvorland sind in Tab. 6-2 aufgeführt. Die Rechenergebnisse liegen unterhalb der Angaben in den Merkblättern VKF/BWG (2004), BWK (2005) und ÖWAV (2013) mit 3,0 m/s.

Tab. 6-2: Mittlere Fließgeschwindigkeiten des gesamten Gerinneprofils mit Vorländern der Varianten Tiefland, Mittelgebirge und Alpenvorland

		Typenbezeichnung nach Pottgiesser (2018)		
		Typ 20 Tiefland	Typ 10 Mittelgebirge	Typ 4 Alpenvorland
		0,03 %	0,20 %	1,00 %
$v_{m, Gesamt}$	[m/s]	1,55	2,44	3,29

Werden jedoch die einzelnen Teilquerschnitte Vorland 1 (ohne Bewuchs), Hauptgerinne und Vorland 2 (mit Bewuchs) des gegliederten Gerinneprofils in der Beispielrechnung einzeln betrachtet (Tab. 6-3) und wird das Augenmerk allein auf das Hauptgerinne gelegt, werden die in den aufgeführten Merkblättern angegebenen Strömungsgeschwindigkeiten erreicht. Insofern ist davon auszugehen, dass sich die dortigen Angaben auf die mittleren

Strömungsgeschwindigkeiten im Hauptgerinne beziehen, wobei diese i.d.R. keine Relevanz für die Belastung des mobilen Hochwasserschutzes haben. Eine deutliche Reduzierung der mittleren Fließgeschwindigkeiten auf bis zu rund 2,0 m/s im Alpenvorland ist hingegen auf den Vorländern zu verzeichnen.

Tab. 6-3: Mittlere Fließgeschwindigkeiten der Teilquerschnitte Vorland mit und ohne Bewuchs sowie des Hauptgerinnes der Varianten Tiefland, Mittelgebirge und Alpenvorland

		Typenbezeichnung nach Pottgiesser (2018)		
		Typ 20 Tiefland	Typ 10 Mittelgebirge	Typ 4 Alpenvorland
		0,03 %	0,20 %	1,00 %
V_m , Vorland ohne Bewuchs	[m/s]	0,95	1,46	1,94
V_m , Hauptgerinne	[m/s]	2,70	4,05	5,37
V_m , Vorland mit Bewuchs	[m/s]	0,65	1,24	1,82

Die größten mittleren Fließgeschwindigkeiten der betrachteten Gerinnequerschnitte können in allen Varianten dem Hauptgerinne zugeordnet werden. Zudem ist eine erhebliche Steigerung der Fließgeschwindigkeit mit zunehmendem Sohlgefälle zu verzeichnen. Allerdings sind die im Hauptgerinne ermittelten enormen Fließgeschwindigkeiten für die Betrachtung bzw. Belastung der notfallmäßig einzusetzenden, mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsysteme aufgrund der Positionierung der Systeme am Gewässerrand nicht von Relevanz. Vielmehr von Interesse sind die berechneten Fließgeschwindigkeiten auf den Vorländern, dort wo im Regelfall die Hochwasserschutzsysteme errichtet werden. Es ist anzumerken, dass es sich bei den berechneten Fließgeschwindigkeiten in Tab. 6-3 um Mittelwerte handelt und dementsprechend eine weitere Abnahme der Fließgeschwindigkeit zu erwarten ist, je näher der Betrachtungspunkt am Gewässerrand liegt (Abb. 6-29 und Abb. 6-32).

Neben der Fließgeschwindigkeit ist ein weiterer Bestandteil der Gl. 6-12 zur Ermittlung der hydrodynamischen Einwirkung der Anströmwinkel, dessen Sinuswert mit der Fließgeschwindigkeit multipliziert wird. Dementsprechend ist die Größe der einwirkenden Belastung abhängig vom Winkel zwischen dem System und der Strömungsrichtung. Liegt die Schutzlinie parallel zur Strömungsrichtung, sind die einwirkenden Kräfte am geringsten, während sie bei senkrechter Stellung zur Strömungsrichtung am höchsten sind.

Abb. 6-33 zeigt Fließgeschwindigkeiten, die mit einem Ultraschall-Doppler-Profil-Strömungsmesser (ADCP) in einer Außenkurve eines stark mäandrierenden Teilabschnitts des Rheins bei Düsseldorf gemessen wurde. Eine Verlagerung der größten Fließgeschwindigkeiten zur Außenkurve hin ist erkennbar, allerdings wird auch hier eine starke Minderung der Fließgeschwindigkeit zum Gerinnerand deutlich, so dass auch im Uferbereich des Prallhangs mit stark verringerten Fließgeschwindigkeiten zu rechnen ist.

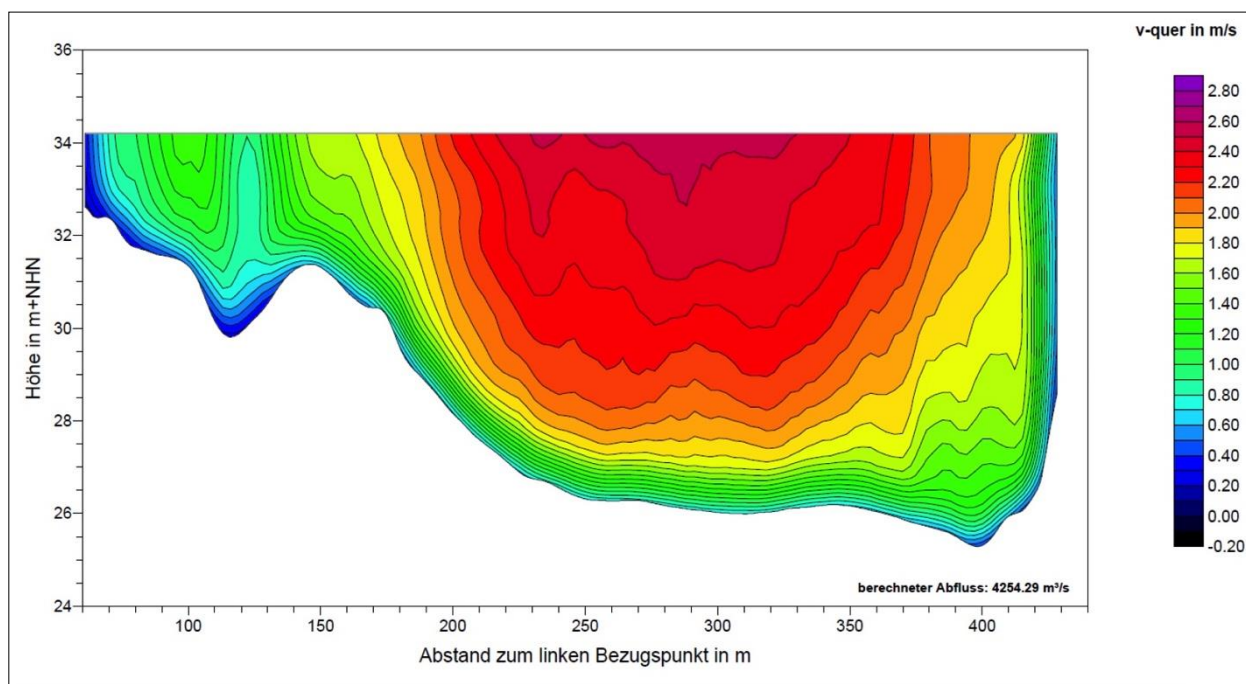


Abb. 6-33: Fließgeschwindigkeiten der ADCP-Messungen bei Rhein-km 743,7. (Niesler, 2010)

Die ADCP-Messungen aus Niesler (2010) wurden zur Validierung eines numerischen Modells genutzt, mit dem verschiedene Strömungsvorgänge untersucht wurden (Wartusch, 2019). Ein Ergebnis der numerischen Berechnung war die Darstellung der oberflächennahen Stromlinien entlang des stark mäandrierenden Rheinabschnitts bei Düsseldorf (Abb. 6-34). Deutlich zu erkennen sind die annähernd parallel zum Ufer verlaufenden Stromlinien, die anzeigen, dass auch in Flusskrümmungen eine weitgehend uferparallele Strömung zu erwarten ist.

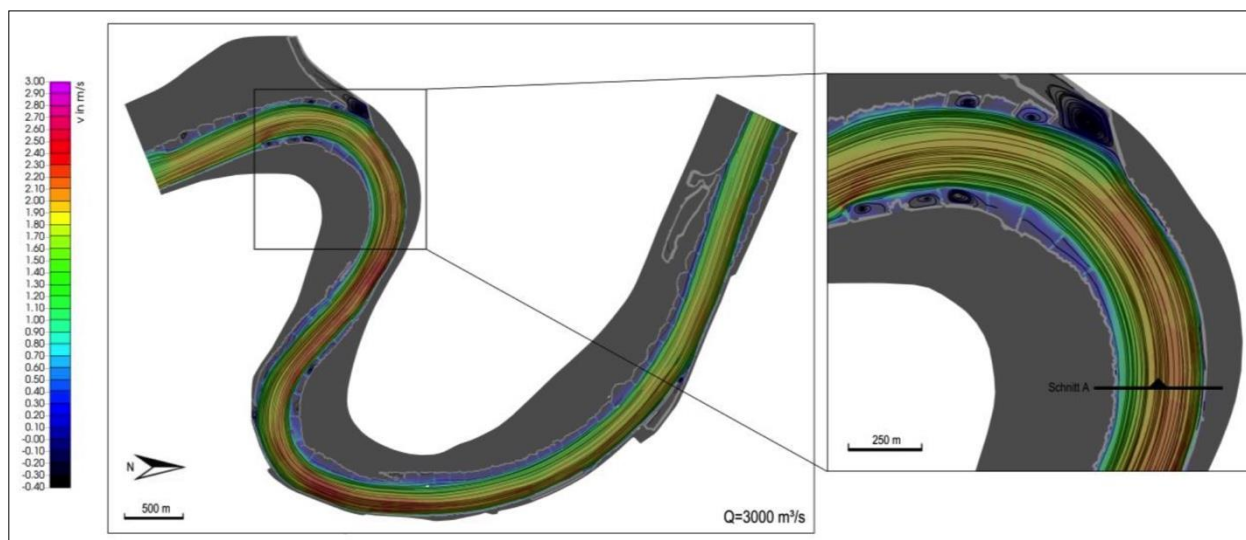


Abb. 6-34: Numerisch berechnete Stromlinien an der Gewässeroberfläche des mäandrierenden Rheins bei Düsseldorf (Wartusch, 2019)

In Abb. 6-30 werden neben der Fließgeschwindigkeitsverteilung in Hauptstromrichtung auch die sogenannten Sekundärströmungen dargestellt. Als Sekundärströmung wird die Fließbewegung senkrecht zur Hauptströmungsrichtung bezeichnet, die aufgrund der nach außen wirkenden

Fliehkräfte entstehen (Malcherek, 2019). Die Sekundärströmung ist an der Gewässeroberfläche am größten und nimmt mit der Wassertiefe ab bzw. ändert die Fließrichtung, so dass eine zirkulierende, spiralförmige Fließbewegung über dem Gerinnequerschnitt entsteht. Nach Malcherek (2019) ist die Fließgeschwindigkeit der örtlichen Sekundärströmung in der Regel etwa eine Zehnerpotenz kleiner als die Fließgeschwindigkeit der örtlichen Hauptströmung.

Während des Elbehochwassers in 2013 führte die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Fließgeschwindigkeitsmessungen zur Validierung eines numerischen Modells durch. Abb. 6-35 zeigt die Messergebnisse in einem 3,6 km langen Profil bei Klöden in Sachsen-Anhalt. Die Messungen zeigen erhöhte Fließgeschwindigkeiten bis zu 2,6 m/s im Flussbett sowie geringere Fließgeschwindigkeiten zwischen 0 und 1,4 m/s im Bereich der im Mittel etwa 2,0 m Wassertiefe aufweisenden überschwemmten Vorländer (BAW, 2013b). Zum Teil sind auch negative, auf Rückströmungen und Turbulenzen zurückzuführende Fließgeschwindigkeiten dargestellt. Lediglich im Klödener Riß, einem Zufluss zur Elbe, wurden Fließgeschwindigkeiten bis zu 1,8 m/s gemessen. Anzumerken ist, dass die direkten Böschungsbereiche der Hochwasserschutzdeiche nicht in die Messung einbezogen wurden, da bei der Befahrung ein gewisser Sicherheitsabstand zur Deichlinie einzuhalten war. Mit abnehmenden Wassertiefen und zunehmendem Einfluss der Vegetation an den Deichböschungen ist eine weitere Abnahme der Fließgeschwindigkeit entlang der Deichböschung anzunehmen.

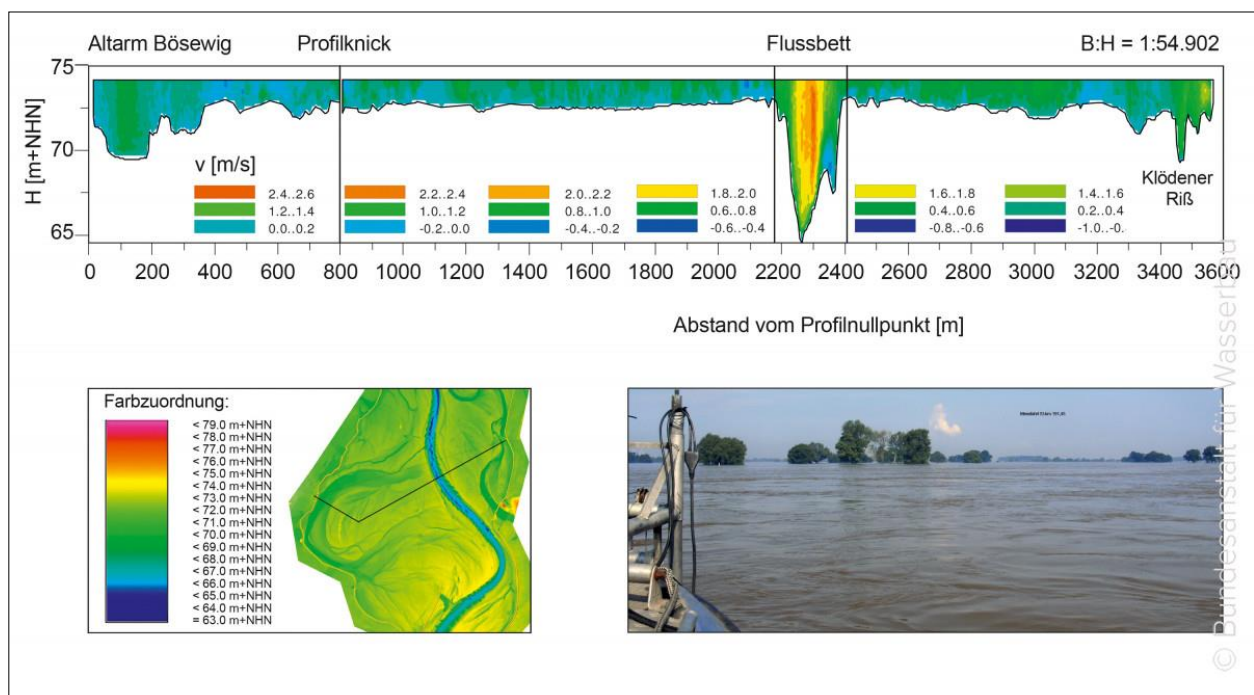


Abb. 6-35: Fließgeschwindigkeitsmessungen in einem 3,6 km langen Profil zwischen den Deichen während des Elbehochwassers 2013 bei Klöden (Sachsen-Anhalt); (BAW, 2013b)

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass die am Profilrand zu erwartenden Fließgeschwindigkeiten deutlich geringer als in Profilmitteln sind und auch deutlich geringer ausfallen als die über den Querschnitt gemittelten Geschwindigkeiten. Insbesondere bei geraden Flussabschnitten, an Innenkurven sowie entlang von Vorländern sind am Querschnittsrand geringe Fließgeschwindigkeiten zu erwarten, die überdies tendenziell uferparallel gerichtet sind. Lediglich an Außenkurven direkt am Hauptgerinne können am Gerinnerand unter ungünstigen

Bedingungen höhere Geschwindigkeiten auftreten. Als Belastungsgrößen für notfallmäßig eingesetzte, ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme sollten daher geringere Fließgeschwindigkeiten gewählt werden als die in den Merkblättern VKF/BWG (2004), BWK (2005) und ÖWAV (2013) aufgeführten. Es ist angeraten eine realistische Belastungsgröße zu wählen, die der Region des Einsatzgebietes entspricht. Auf Basis der Untersuchungen werden die in Tab. 6-4 aufgeführten Fließgeschwindigkeiten als Belastungsgrößen für die Bereiche Tiefland, Mittelgebirge und für das Alpenvorland empfohlen.

Tab. 6-4: Empfohlene regionalabhängige Fließgeschwindigkeit als Belastungsgrößen für ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme

	Tiefland	Mittelgebirge	Alpenvorland
Fließgeschwindigkeit [m/s]	0,50	1,00	1,50

Für den ungünstigsten Fall, dass notfallmäßig einzusetzende, mobile ortsungebundene Systeme an einer Außenkurve scharliegend errichtet werden müssen, sind auf sicherer Seite liegend die in Tab. 6-4 aufgeführten Fließgeschwindigkeiten für diesen Bereich mit dem Faktor 2,0 als Belastungsgröße zu multiplizieren.

Werden Hochwasserschutzsysteme bewusst zur Umlenkung eines Abflusses beispielsweise an Straßen oder direkt im Überschwemmungsgebiet als Objektschutz errichtet, können signifikante hydrodynamische Kräfte auf das System einwirken. In diesem Fall ist darauf zu achten, dass die Systeme mit einem möglichst spitzen Winkel zur Fließrichtung errichtet werden. Je spitzer der Winkel, desto geringer ist auch die horizontale dynamische Einwirkung auf das eingesetzte System. In Abb. 6-36 sind beispielhaft mögliche hydrodynamische Einwirkgrößen an einer vertikalen Hochwasserschutzkonstruktion in Abhängigkeit von der gewählten regionalabhängigen Fließgeschwindigkeit aus Tab. 6-4 sowie bei einer Wassertiefe an der Konstruktion von 0,60 m dargestellt. Die Fließgeschwindigkeiten wurden hier allerdings für den ungünstigen Fall mit doppelten Tabellenwerte zu 1,0 , 2,0 und 3,0 m/s gewählt, da sich das System bei gewollter Umlenkung eines Oberflächenabflusses nicht am Gewässerrand, sondern auf dem Vorland befindet und dadurch größere Fließgeschwindigkeiten am System zu erwarten sind. Zudem werden in Abb. 6-36 zur Untersuchung der Auswirkung der Belastungssteigerung zwei Anströmwinkel (45° und 70°) betrachtet. Insbesondere bei den hohen Fließgeschwindigkeiten von 2,0 m/s bzw. 3,0 m/s wirken in Kombination mit einem Wasserstand von 0,60 m hohe Kräfte auf die Konstruktionen, so dass in diesen Fällen ausschließlich Massesysteme als notfallmäßiger Hochwasserschutz einzusetzen sind. Zudem verdoppeln sich die einwirkenden Kräfte bei einem Anströmwinkel von 70° nahezu relativ zu einem Anströmwinkel von 45°. Bei der Planung einer Umlenkung eines Oberflächenabflusses im Hochwasserschutz Einsatz sollte dementsprechend die Auswirkung des Anströmwinkels mit berücksichtigt werden. Eine senkrechte Anströmung von notfallmäßig eingesetzten, ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen zur Kehrung von Hochwasserabflüssen sollte aufgrund der hohen einwirkenden Lasten nicht in Betracht gezogen werden.

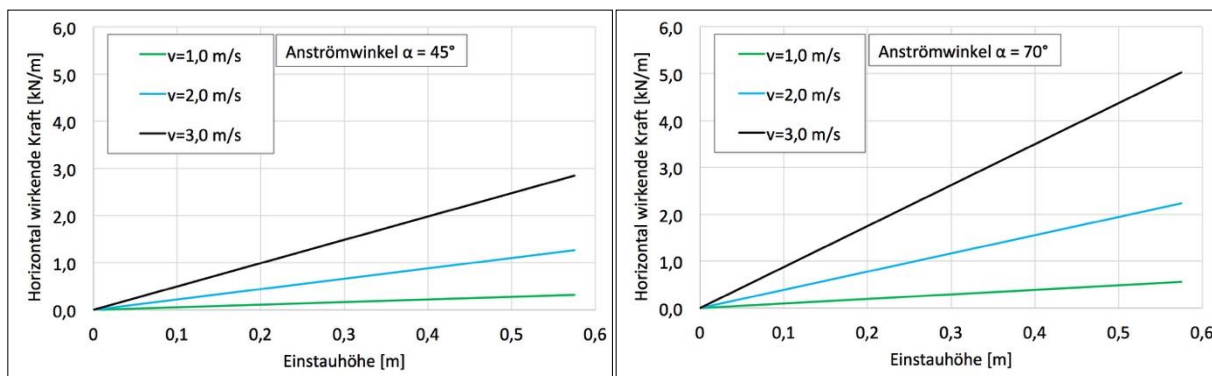


Abb. 6-36: Gegenüberstellung der horizontal auf ein Hochwasserschutzsystem einwirkenden Kräfte infolge der Anströmwinkel 45° (links) und 70° (rechts) in Abhängigkeit der Einstauhöhe bis 0,60 m und den Fließgeschwindigkeiten $v = 1,0; 2,0$ und $3,0$ m/s

Die Belastung von ortsungebundenen mobilen Systemen infolge Anströmung ist einerseits stark abhängig von der Region, in der das System errichtet wird. In flacheren Regionen sind grundsätzlich geringere Fließgeschwindigkeiten zu erwarten als in Bergregionen. Andererseits kann sich der Einsatzort des ortsungebundenen mobilen Systems auf mögliche Belastungen auswirken. Werden sie als linienartiger Hochwasserschutz eingesetzt, können an Außenkurven oder direkt im Bereich des Hauptgerinnes unter ungünstigen Bedingungen höhere Fließgeschwindigkeiten am System auftreten, als im ufernahen Bereich des geradlinigen Flussverlaufs oder in Gebieten mit starkem Bewuchs. Zudem sind aufgrund des anzunehmenden parallelen Strömungsverlaufs entlang der Hochwasserschutzkonstruktion und insbesondere durch die stark verringerten Strömungsgeschwindigkeiten im ufernahen Bereich nur geringe Belastungen durch Strömungseinwirkung zu erwarten.

6.2.2.2 Treibgutprall

In Bergregionen verlaufen Fließgewässer oftmals in Waldgebieten, so dass z. B. Gehölze mit der Hochwasserwelle mitgeführt werden und die Hochwasserschutzsysteme durch den Anprall eine zusätzliche Belastung erfahren können (Abb. 6-37).

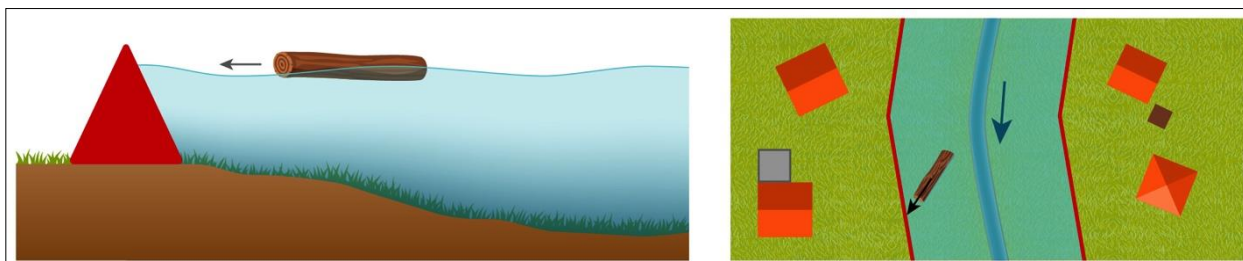


Abb. 6-37: Dynamische Einwirkung durch Treibgut an einem ortsungebundenen mobilen System

Wird ein Baum durch das Hochwasser entwurzelt oder ein bereits gefällt oder umgestürzter Baum mit der Hochwasserwelle mitgeführt, wird dieser nach Zollinger (1983) beim Transport im Gerinne in Bergregionen binnen weniger Meter entastet, geschält und in 1,0 bis 5,0 m lange Holzstämme zerbrochen. Die Einwirkung eines vollständigen Baumes mit Krone und Wurzel auf ein Hochwasserschutzsystem ist in Bergregionen daher sehr unwahrscheinlich und nicht in Betracht zu ziehen. Im weiteren Transportverlauf im Fließgewässer werden die Holzstämme nach

Rickenmann (2014) parallel zur Strömungsrichtung und somit entlang der Stromlinien, siehe Abb. 6-34, ausgerichtet. Ein senkrechter Anprall oder ein Anprall in einem Winkel größer 45° direkt mit der Strömung kann somit am Rand eines größeren Fließgewässers als Lastfall ausgeschlossen werden. Solche Anpralllasten sind lediglich in Gebirgsstrecken mit hohen Turbulenzen und auch möglichen Grundberührungen des Treibguts möglich.

Gemäß DIN EN 1991-1-7 "Einwirkung auf Tragwerke" (Eurocode 1) wird bei dynamischen anprallenden Einwirkungen zwischen dem harten Stoß und dem weichen Stoß unterschieden. Bei einem harten Stoß wird die Energie hauptsächlich durch das Anprallobjekt dissipiert. Hingegen wird bei einem weichen Stoß die Energie durch eine Deformation des Tragwerks absorbiert. Je nach gewählter Hochwasserschutzkonstruktion kann sowohl ein harter als auch ein weicher Stoß vorliegen. Prallt ein Baumstamm auf ein Betonformstein, erfährt der Baumstamm, sofern das Schutzsystem beim Anprall nicht verschoben oder deformiert wird, als Anprallobjekt eine Verformung und der Vorgang ist als harter Stoß zu definieren. Prallt hingegen ein Baumstamm auf ein Schlauchsystem, erfährt das Schutzsystem beim Aufprall eine elastische Verformung und absorbiert somit einen großen Teil der Aufprallenergie, was als überwiegend weicher Stoß zu verstehen ist. Im Eurocode 1 wird jedoch weiter beschrieben, dass unter der Annahme eines elastischen Tragwerks und eines starren Anprallobjekts der Berechnungsansatz des harten Stoßes zu verwenden ist. Der im Eurocode 1 aufgeführte Ansatz des harten Stoßes beschreibt eine senkrechte Einwirkung auf das Tragwerk, so dass der Sinuswert des Anströmwinkels als zusätzlicher Faktor zur Abschätzung einer Ersatzlast für den Treibgutprall wie folgt einzufügen ist:

$$F_H = v * \sqrt{k * m} * \sin\alpha \quad \text{Gl. 6-18}$$

mit:

F_H	Horizontal wirkende Ersatzlast	[kN]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
α	Anströmwinkel	[m/s ²]
m	Masse des anprallenden Treibguts	[t]
k	Steifigkeit des Systems bzw. des Anprallobjektes	[kN/m]

Die Berechnung der Ersatzlast F_H ist abhängig von den Einwirkgrößen aus den örtlichen Strömungsverhältnissen und der Masse des Treibguts sowie der Steifigkeit des Systems, die als Federsteifigkeit beschrieben werden kann. Unter der Voraussetzung, dass beim Anprall keine Verschiebung des Schutzsystems auftritt, kann die Federsteifigkeit des Treibguts wie folgt ermittelt werden:

$$k = \frac{E * A}{L} \quad \text{Gl. 6-19}$$

mit:

k	Federsteifigkeit des Treibguts	[kN/m]
E	Elastizitätsmodul des Materials	[kN/m ²]
A	Querschnittsfläche des Treibguts	[m ²]
L	Länge des Treibgutes	[m]

Die Ermittlung der Federsteifigkeit des Hochwasserschutzsystems ist stark abhängig von den Materialeigenschaften des einzusetzenden Systems sowie von dem anzusetzenden statischen

System. Zur Berechnung der Federsteifigkeit eines statischen Einfeldsystems kann der folgende Ansatz dienen (Albert, 2020):

$$k = \frac{48 * E * I}{L^3} \qquad \text{Gl. 6-20}$$

mit:

k	Federsteifigkeit in Feldmitte (L/2) eines Einfeldsystems	[kN/m]
E	Elastizitätsmodul des Materials	[kN/m ²]
I	Trägheitsmoment	[m ⁴]
L	Feldlänge des statischen Systems	[m]

Es ist zu beachten, dass für die Berechnung der Federsteifigkeit zwei feste Auflager vorhanden sein müssen. Bei Schutzsystemen aus Dammbalken mit fest verankerten Stützen ist dies gegeben. Notfallmäßig einzusetzende, ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme weisen hingegen keine feste Verbindung zum Untergrund auf, so dass der Ansatz nicht direkt übertragbar ist. Wird allerdings angenommen, dass bei einer Verschiebung des Systems infolge des Treibgutpralls die Enden der miteinander verbundenen Systemelemente, sobald keine Verschiebung mehr auftritt, als feste Auflager anzusehen sind, erhält der Ansatz zur Bestimmung der Federsteifigkeit wieder seine Gültigkeit. Es ist jedoch anzumerken, dass dies eine sehr starke Vereinfachung ist und ungünstigere Anpralllasten ermittelt werden als in der Realität tatsächlich auftreten würden. Der Ansatz nach Gl. 6-18 unter Einbezug der Gl. 6-20 würde voraussetzen, dass ein starres System betrachtet wird und die Verformung allein über das Elastizitätsmodul des Schlauchmaterials beschrieben wird. In der Realität dämpft hauptsächlich das im System befindliche eingestaute Wasser die Einwirkung aus dem Treibgutprall, wobei das Schlauchmaterial sich lokal geringfügig im elastischen Bereich verformt. Abb. 6-38 zeigt einen Treibgut-Anpralltest am Schlauchsystem Flutschutz-Doppelkammerschlauch im Versuchsbecken der Technischen Universität Hamburg. Gemäß Koppe und Brinkmann (2011b) betrug das Treibgutgewicht eine Tonne, was mit einer Aufprallgeschwindigkeit von bis zu 2,0 m/s senkrecht an das Schlauchsystem angeströmt wurde. Am System wurde eine lokale Verformung während des Anpralls ersichtlich, die sich jedoch direkt nach dem Anprall wieder in die Ausgangssituation zurückbildete. In Abb. 6-38 wird zudem die Auswirkung eines Anpralltests auf einen Dammbalken dargestellt. Der Test erfolgte nach Gabalda et al. (2012) im nicht eingestauten Zustand. Das Testgewicht wurde in diesem Fall von einer hochliegenden Konstruktion eingeschwungen und sollte einen Fahrzeuganprall simulieren. Mit dem Vergleich in Abb. 6-38 sollen nicht die Tests untereinander verglichen werden. Vielmehr soll dargestellt werden, dass steife Dammbalkensysteme bei erhöhten Anpralleinwirkungen den elastischen Bereich verlassen und im Gegensatz zu den Schlauchsystemen bzw. flexiblen Systemen plastische Verformungen aufweisen können, was zu einer erhöhten Durchlässigkeit führen kann.



Abb. 6-38: Treibgut-Anpralltest am wassergefüllten Schlauchsystem Flutschutz-Doppelkammerschlauch (links), (Foto: Bärbel Koppe); Verformter Dammbalken infolge eines Anpralltests (rechts), (Galbada et al., 2012)

Die Größe des anprallenden Gehölzes kann in der Länge und im Durchmesser des Stammes starke Variationen aufweisen. Eine Einteilung der möglichen Stammlängen und Stammdurchmesser in sogenannte Schwemmholzklassen werden in Lange und Bezzola (2006) aufgeführt und basieren auf Untersuchungen an Schweizer Flüssen während verschiedener Hochwasserereignisse in den Jahren 1977, 1981 und 1984 (VAW, 2001) sowie 1997 (VAW, 1998). Tab. 6-5 zeigt die verschiedenen Schwemmholzklassen mit den zugehörigen Wertebereichen.

Tab. 6-5: Schwemmholzklassen (Lange und Bezzola, 2006)

Stammabmessung	Schwemmholzklasse		
	Klein	Mittel	Groß
Länge [m]	< 1,05	1,05 bis 2,30	2,30 bis 7,00
Durchmesser [m]	< 0,1	0,1 bis 0,3	0,3 bis 0,45

Neben der Stammabmessung ist das Gewicht abhängig von der Dichte des Materials. Bei der Dichte ist wiederum zwischen der Feuchtedichte und der Trockendichte von Holz zu unterscheiden. Frisch geschlagene bzw. durch das Hochwasser entwurzelte Bäume weisen aufgrund des hohen Wassergehalts eine höhere Dichte auf als getrocknetes Bauschnittholz. Tab. 6-6 zeigt verschiedene Holzarten mit den zugehörigen Dichten von waldfrischen Rundhölzern sowie von luftgetrockneten Bauschnitthölzern.

Tab. 6-6: Vergleich der Feuchte- und Trockendichte von unterschiedlichen Holzarten (GD Holz, 2021)

Holzart	Rundholz / waldfrisch [t/m ³]	Bauschnittholz / lufttrocken [t/m ³]
Fichte, entrindet	0,75 – 0,85	0,48
Tanne, entrindet	0,80 – 0,98	0,46
Kiefer, entrindet	0,75 – 0,88	0,52
Buche, mit Rinde	1,08 – 1,16	0,78
Eiche, mit Rinde	1,18 – 1,27	0,87

Werden die maximalen Werte der Schwemmholzklasse "Groß" aus Tab. 6-5 für die Ermittlung des Eigengewichtes eines Fichtenstamms mit einer Dichte von $0,75 \text{ t/m}^3$ verwendet, so ergibt sich eine Masse von 0,84 t. Mit höherem Wassergehalt und einer daraus resultierenden höheren Dichte mit $0,85 \text{ t/m}^3$ weist der gleiche Fichtenstamm eine Masse von 0,95 t auf. Wird anstatt des Fichtenstamms ein Buchenstamm im Fließgewässer mitgeführt, kann die Masse bei gleichbleibender Abmessung und einer gewählten Dichte von $1,1 \text{ t/m}^3$ auf etwa 1,23 t ansteigen. Aufgrund der erhöhten Dichte des Buchenstamms schwimmt dieser allerdings nur bei sehr hohen Feststoffgehalten und somit einer hohen Dichte des Wassers an der Wasseroberfläche. Entweder schwebt der Buchenstamm im Wasser oder er sinkt auf die Gewässersohle ab (Zollinger, 1983). Die Beispielrechnung soll den nicht unerheblichen Unterschied zwischen den möglichen Stammgewichten in Abhängigkeit der Holzart und der vorhandenen Dichte aufweisen. Zudem ist ein Mitführen von längeren und im Durchmesser größeren Stämmen nicht auszuschließen, was zu einer erhöhten Anprallmasse führen würde.

Im BWK-Merkblatt (2005) wird eine anprallende Treibgutmaße mit einem Gewicht von 0,4 t für Standsicherheitsbetrachtungen empfohlen, was einem 5,0 m langen Baumstamm mit einem Durchmesser von 0,4 m entsprechen soll. Hiermit beträgt die angesetzte Dichte des Holzes lediglich $0,65 \text{ t/m}^3$ und ist somit signifikant geringer als die in Tab. 6-5. aufgeführten Dichten frischen Holzes. Im Gegensatz zum BWK-Merkblatt (2005) empfiehlt VKF/BWG (2004) für die Bemessung ein anprallendes Treibgut mit einer zugewiesenen Fließgeschwindigkeit von 2,5 m/s und einer Treibgutmasse von 1,0 t, was einem 6,0 m langen Baumstamm mit einem Durchmesser von 0,5 m entsprechen soll. In diesem Fall liegt die rechnerische Dichte des Treibguts bei etwa $0,85 \text{ t/m}^3$ und somit in der Größenordnung frischen Holzes.

Die Angaben der Stammlängen und Stammdurchmesser ist für den Treibgutprall von geringerer Bedeutung. Vielmehr ist von Interesse, mit welchem Eigengewicht das Treibgut an das Hochwasserschutzsystem anprallt. Aufgrund der enormen Differenz zwischen den aufgeführten Belastungsgrößen im BWK-Merkblatt (2005) und im VKF/BWG (2004) werden die maximalen Werte aus der Schwemmholzklasse – Groß – in Tab. 6-5 sowie die maximale Holzdicke einer waldfrischen Tanne in Tab. 6-6 gewählt, um das anzunehmende maximal mögliche Eigengewicht eines gerade noch schwimmenden Treibguts zu ermitteln. In Tab. 6-7 sind die Eingangswerte sowie das ermittelte Eigengewicht aufgeführt, was zu 1,1 t bestimmt wurde.

Tab. 6-7: Angenommene maximale Belastungsgröße eines mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystems infolge Treibgut

Stammabmessung	
Länge [m]	7,00
Durchmesser [m]	0,45
Holzdicke, Tanne, waldfrisch [t/m^3]	0,98
Eigengewicht [t]	1,09

Insbesondere bei geraden Flussabschnitten ist die Wahrscheinlichkeit des Treibgutpralls als äußerst gering anzusehen. In den Empfehlungen BWK (2005) und VKF/BWG (2004) wird jedoch ein möglicher Anströmwinkel von 45° aufgeführt. Da selbst in Flusskrümmungen zumindest in

nicht sehr engen Flussläufen – welche im für den mobilen Hochwasserschutz relevanten Mittel- und Unterlauf eines Flusses nicht vorhanden sind – von einem weitgehend uferparallelen Strömungsverlauf auszugehen ist, siehe auch Kapitel 6.2.2.1, stellt ein Anprallwinkel von 45° einen sehr ungünstigen Wert dar. Werden zudem die Systeme auf den Vorländern errichtet, ist aufgrund reduzierter Fließgeschwindigkeiten und ggf. zusätzlichem Bewuchs oder anderen baulichen Hindernissen im überschwemmten Bereich davon auszugehen, dass sich derart großes Treibgut mit einer Länge von 7,0 m oder vergleichbare schwimmende Gegenstände mit einem Gewicht von 1,1 t eher im Vorfeld festsetzen, als dass sie an das Hochwasserschutzsystem anprallen. In Gebirgsstrecken mit hohen Turbulenzen und möglichen Grundberührungen des Treibguts, insbesondere an Außenkurven oder bei einem Aufbau des Hochwasserschutzsystems in Ufernähe, kann ein solcher Anprall allerdings nicht ausgeschlossen werden.

Um eine Einschätzung über mögliche Einwirkgrößen zu erhalten, wird im Folgenden beispielhaft die Federsteifigkeit eines fiktiven Schlauchsystems berechnet. Dies erfolgt unter stark vereinfachten Annahmen, wie einer elliptischen Ausbildung der Außenhaut des Systems im aufgebauten Zustand, keiner erhöhten Systemverformungen im Bereich der Aufstandsfläche (Abb. 6-39) sowie der Vernachlässigung des seitlichen Verrollens infolge der Einwirkung. Auch für das Elastizitätsmodul wird die sehr ungünstige Annahme getroffen, dass dies allein über den Planenstoff beschrieben wird und nicht durch die realistische Interaktion zwischen Wasserfüllung und Planenstoff. Dadurch wird die Dämpfung der einwirkenden Energie infolge starker lokaler Verformungen vernachlässigt. Darüber hinaus konnten keine direkten Angaben zu Elastizitätsmodulen von Planenstoffen recherchiert werden. In den untersuchten technischen Datenblättern von unterschiedlichen Planenstoffherstellern konnte lediglich die Reißkraft ermittelt werden, die, wie das Elastizitätsmodul, eine Aussage über das Kraft-Dehnungsverhältnis des Materials beschreibt. Wird angenommen, dass die Reißkraft dem Elastizitätsmodul entspricht und zudem die lokalen Verformungen vernachlässigt werden, wird dadurch ein erheblich steiferes System sowie eine enorme elastische Verformung des Planstoffes betrachtet, was zu erheblich ungünstigeren dynamischen Einwirkungen führt.

Folgende Eingangswerte werden für die Berechnung gewählt:

- Fließgeschwindigkeit $v = 1,5 \text{ m/s}$ und $3,0 \text{ m/s}$
- Anprallwinkel $\alpha = 0^\circ$ bis 45°
- Masse des Treibguts $m = 1,09 \text{ t}$
- Äußerer Radius des Ellipsenrings in y-Richtung $A = 0,6 \text{ m}$
- Äußerer Radius des Ellipsenrings in z-Richtung $B = 0,4 \text{ m}$
- Dicke des Planenwerkstoffs¹¹ $d = 1 \text{ mm}$
- Elastizitätsmodul \triangleq Reißfestigkeit des Planenwerkstoffs¹¹ $E = 80.000 \text{ kN/m}^2$
- Feldlänge (3 Systemelemente je 10 m) $L = 30 \text{ m}$

¹¹ Technisches Datenblatt Poly B6060: Gioxex Deutschland GmbH, Chemnitz

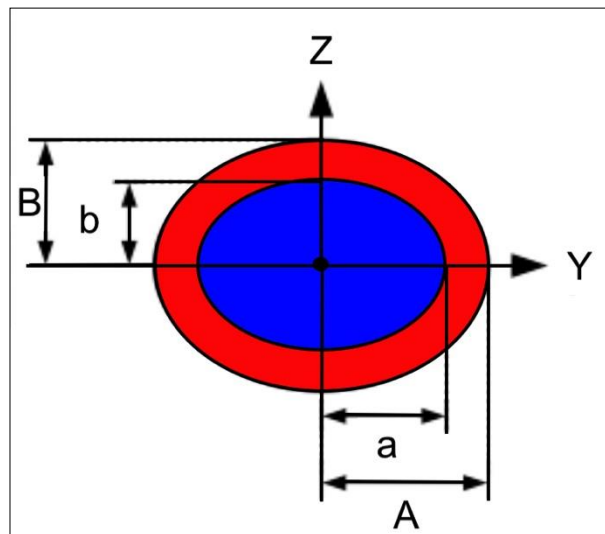


Abb. 6-39: Systemskizze Ellipsenring

Das Flächenträgheitsmoment des Ellipsenrings wird wie folgt berechnet:

$$I_z = \frac{\pi}{4} * (A^3 * B - a^3 * b) \quad \text{Gl. 6-21}$$

mit:

I	Flächenträgheitsmoment	[m ⁴]
A	Äußerer Radius des Ellipsenrings in y-Richtung	[m]
a	Innerer Radius des Ellipsenrings in y-Richtung	[m]
B	Äußerer Radius des Ellipsenrings in z-Richtung	[m]
b	Innerer Radius des Ellipsenrings in z-Richtung	[m]

Mit den gewählten Eingangswerten und dem berechneten Flächenträgheitsmoment kann die Federsteifigkeit des betrachteten Schlauchsystems nach Gl. 6-20 zu $k = 7,22 \cdot 10^{-2} \text{ kN/m}$ ermittelt werden. Abb. 6-40 zeigt die Auswirkung der Anpralleinwirkung auf das spezifizierte Schlauchsystem mit der ermittelten Federsteifigkeit sowie der angenommenen maximalen Treibgutmasse von 1,09 t aus Tab. 6-7 und den empfohlenen Fließgeschwindigkeiten für das Alpenvorland mit 1,5 m/s aus Tab. 6-4 sowie 3,0 m/s für den ungünstigsten Fall der ufernahen Errichtung an einer Außenkurve bezogen auf den Anströmwinkel. Die maximalen Anpralleinwirkungen bei einem Anströmwinkel von 45° und einer Anströmgeschwindigkeit von 3,0 m/s liegen bei einer Treibgutmasse von 1,09 t bei etwa $F_H = 0,6 \text{ kN}$. Ist eine Anprallgeschwindigkeit von 1,5 m/s vorhanden, so ist eine deutliche Reduzierung der Anpralleinwirkung zu verzeichnen. Die maximalen Anpralleinwirkungen reduzieren sich bei einer Treibgutmasse von 1,09 t in dem Fall auf etwa $F_H = 0,3 \text{ kN}$.

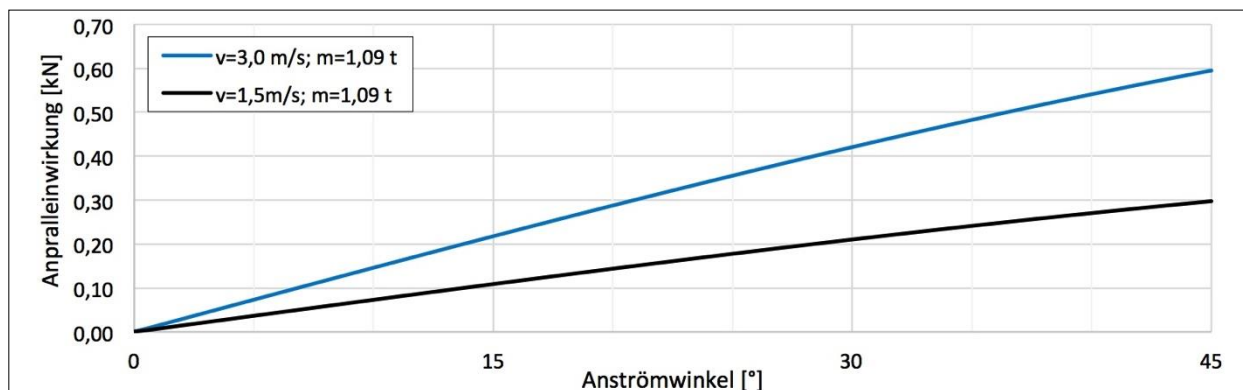


Abb. 6-40: Vergleich der Anpralleinwirkung auf ein wie in Kapitel 6.2.2.2 spezifiziertes Schlauchsystem infolge der Treibgutmassen von 1,09 t bei einer Anströmgeschwindigkeit von 3,0 m/s (blaue Linien) sowie 1,5 m/s (schwarze Linien) in Abhängigkeit des Anströmwinkels

Zum Vergleich werden neben dem flexiblen Schlauchsystem auch die Anpralllasten auf relativ starre Dammbalkensysteme ermittelt. Die Dammbalkensysteme von jeweils 3,0 m Länge unterscheiden sich in ihrer Höhe und Breite. Gewählt wurden Dammbalkenprofile des Typs DBAL50 x 150-4,0 und DBAL150 x 225-5,0 vom Hersteller IBS-Technics. Die Materialkennwerte und die berechneten Federsteifigkeiten der Dammbalken sind in Tab. 6-8 aufgelistet.

Tab. 6-8: Materialkennwerte der gewählten Dammbalkenprofile und berechneten Federsteifigkeiten (IBS, 2014a; IBS, 2014b)

Typ	Elastizitätsmodul [N/mm ²]	Trägheitsmoment [cm ⁴]	Federsteifigkeit [kN/m]
DBAL50 x 150-4,0	70.000	73,8	91
DBAL150 x 225-5,0	70.000	1.592	1.981

Abb. 6-41 zeigt die berechneten Anpralleinwirkungen für das Treibgutgewicht von 1,09 t und den Fließgeschwindigkeiten 3,0 m/s (gestrichelte Linie) und 1,5 m/s (durchgezogene Linie) sowie für die verschiedenen Federsteifigkeiten der Dammbalkenprofile Typ DBAL50 x 150-4,0 mit $k = 91$ kN/m (rote Linien) und Typ DBAL150 x 225-5,0 mit $k = 1.981$ kN/m (schwarze Linien) in Abhängigkeit des Anprallwinkels. Anhand der Ergebnisse wird der enorme Anstieg der horizontal auf das System einwirkenden Anprallersatzlast beim Einsatz von statisch steiferen Systemen deutlich. Im Vergleich zu dem Schlauchsystem ($F_H = 0,3$ kN bzw. $0,6$ kN) werden an den Dammbalkensystemen um ein vielfaches größere Anpralleinwirkungen mit maximalen Werten zwischen $F_H = 20$ und 100 kN berechnet.

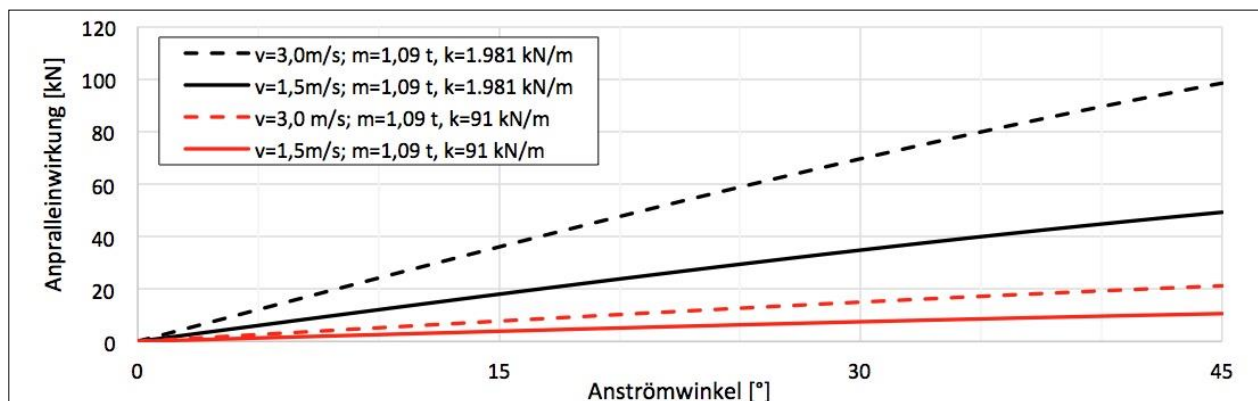


Abb. 6-41: Vergleich der Anpralleinwirkung auf Dammbalkensysteme mit unterschiedlichen Federsteifigkeiten ($k = 1.981 \text{ kN/m}$ – schwarze Linien; $k = 91 \text{ kN/m}$ – rote Linien) infolge des Treibgutgewichtes von $1,09 \text{ t}$ bei einer Anströmgeschwindigkeit von $3,0 \text{ m/s}$ (gestrichelte Linien) und $1,5 \text{ m/s}$ (durchgezogene Linien) in Abhängigkeit des Anströmwinkels

Statisch steife Systeme erfahren deutlich größere Anpralleinwirkungen als statisch weichere Systeme. In sich flexible Schlauchsysteme oder auch generell flexible und nicht im Boden verankerte Systeme können aufgrund der erhöhten Verformungseigenschaft die Anpralleinwirkung von Treibgut im Gegensatz zu starren Systemen wie Dammbalkenprofilen grundsätzlich sehr gut aufnehmen. Bei Schlauchsystemen besteht natürlich grundsätzlich die Gefahr, dass Spitzen am Treibgut die Schlauchhaut schädigen und zum Systemversagen führen. Zudem können im Boden nicht verankerte Strukturen seitlich verschoben werden, wodurch ggf. Undichtigkeiten in der Schutzlinie entstehen.

6.2.2.3 Geschiebeanprall

Neben dem Treibgutprall besteht in Bergregionen auch die Möglichkeit, dass Hochwasserschutzkonstruktionen durch Geschiebetransport Einwirkungen erfahren können (Abb. 6-42). Hierbei ist allerdings zu differenzieren, ob der Geschiebetransport in einem hochwasserführenden Fließgewässer oder durch einen Murgang auftritt. Letzteres wird als schwallartiges und schnellfließendes Gemisch von Lockermaterial wie Geröll und/oder Gehölz und Wasser beschrieben, wobei insbesondere an der Front hohe Feststoffkonzentrationen vorhanden sind. Gemäß Rickenmann (2014) können Murgänge Fließgeschwindigkeiten bis zu 15 m/s sowie an der Murgangfront eine Höhe bis zu 10 m erreichen. Es ist offensichtlich, dass notfallmäßig eingesetzte, ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme derartigen Belastungen nicht standhalten können und dementsprechend auch nicht für diesen Einsatzfall in Betracht zu ziehen sind. Dies ist ausschließlich durch massive technische Hochwasserschutzkonstruktion möglich.

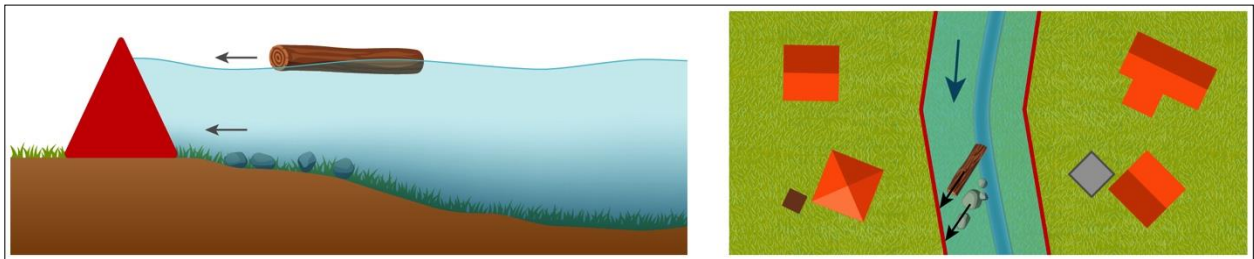


Abb. 6-42: Dynamische Einwirkung durch Treibgut und Geschiebe an einem ortsungebundenen mobilen System

In einem hochwasserführenden Fließgewässer ist der Geschiebetransport abhängig von der Verteilung der Fließgeschwindigkeit im Profil, der Korngröße des Geschiebes sowie von der Form der Gesteinskörnung. Abb. 6-43 zeigt die Veränderung von charakteristischen Merkmalen vom Oberlauf zum Unterlauf eines Gewässers. Im Oberlauf eines Fließgewässers in Bergregionen überwiegen aufgrund des steileren Sohlgefälles in der Regel Erosionsprozesse. Mit abnehmendem Sohlgefälle folgen im Mittellauf Materialumlagerungsprozesse und im Unterlauf überwiegt die Sedimentation. Dementsprechend ist der Belastungsfall Geschiebeanprall eher im Oberlauf eines Fließgewässers in Bergregionen mit hohen Fließgeschwindigkeiten zu berücksichtigen. Im Mittel- und Unterlauf von Flüssen und an der Küste ist der Geschiebetrieb aufgrund der geringeren Fließgeschwindigkeit in der Regel vernachlässigbar klein.

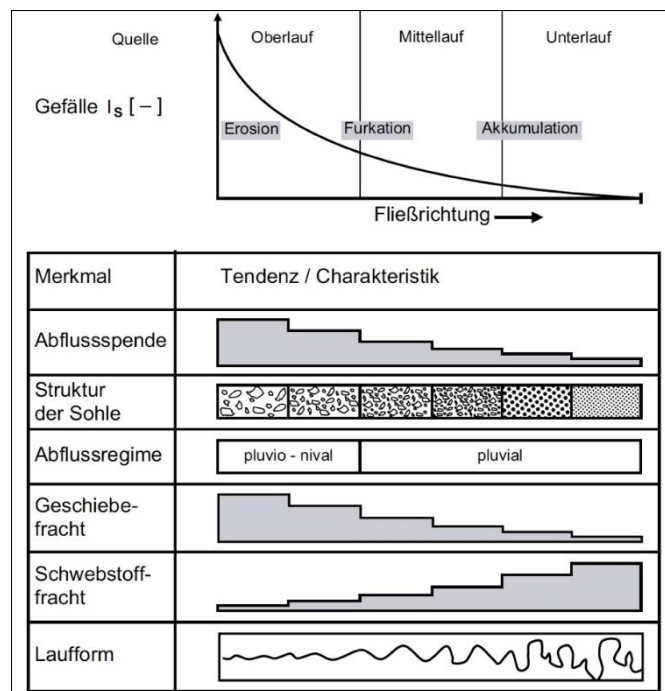


Abb. 6-43: Veränderung von charakteristischen Merkmalen im Verlauf eines Fließgewässers (Otto, 1991)

Die Größe der dynamischen Einwirkung durch Geschiebe kann identisch zum Ansatz aus Kapitel 6.2.2.2 mit Gl. 6-18 berechnet werden. Ein Herauslösen von Material aus der Gerinnesohle bzw. Gerinnewandung erfolgt in Abhängigkeit vom Korndurchmesser bei der kritischen Fließgeschwindigkeit v_{crit} (Erosion), während ein Transport auch noch bis zu einer niedrigeren kritischen Fließgeschwindigkeit v_{crit} (Deposition) möglich ist, siehe Abb. 6-44 aus Bollrich und Aigner

(2015). Das Hjulström-Diagramm in Abb. 6-44 birgt allerdings Unsicherheiten bei kohäsiven Böden, so dass eine Verwendung erst ab einem Korndurchmesser $d_k > 0,1$ mm empfohlen wird (Zanke, 2002). Als Eingangsgrößen werden die maßgebenden Korndurchmesser d_k und die mittlere Fließgeschwindigkeit im Gerinnequerschnitt aufgeführt. Der maßgebende Korndurchmesser d_k kann wie folgt ermittelt werden:

$$d_k = \frac{1}{9} * (d_{10} + d_{20} + \dots + d_{90}) \quad \text{Gl. 6-22}$$

mit:

d_k	Maßgebende Korndurchmesser	[mm]
$d_{10...90}$	Korndurchmesser Siebdurchgang 10 % ... 90 %	[t/m ³]

Der untere Rand der grau hinterlegten Fläche im oberen Kurvenband in Abb. 6-44 zeigt die Untergrenze des Erosionsbeginns und die schwarze Linie die Obergrenze. In der grau hinterlegten Fläche kann dementsprechend eine Erosion stattfinden bzw. liegt oberhalb der Kurve eine Erosion des Sohlmaterials vor. Im rechten unteren Bereich des Diagramms lagert sich das Material wieder ab und im linken unteren Bereich bleibt das feinere Material in Suspension und wird im Fließgewässer transportiert. Zwischen den Kurven findet der Geschiebetransport statt und erfolgt gemäß Zanke (2013) überwiegend im sohlnahen Bereich, wobei das Material mehr oder weniger rollend oder springend verfrachtet wird. Bei der Betrachtung nichtbindigen Materials werden generell größere Korndurchmesser erst bei erhöhten Fließgeschwindigkeiten in Bewegung gesetzt.

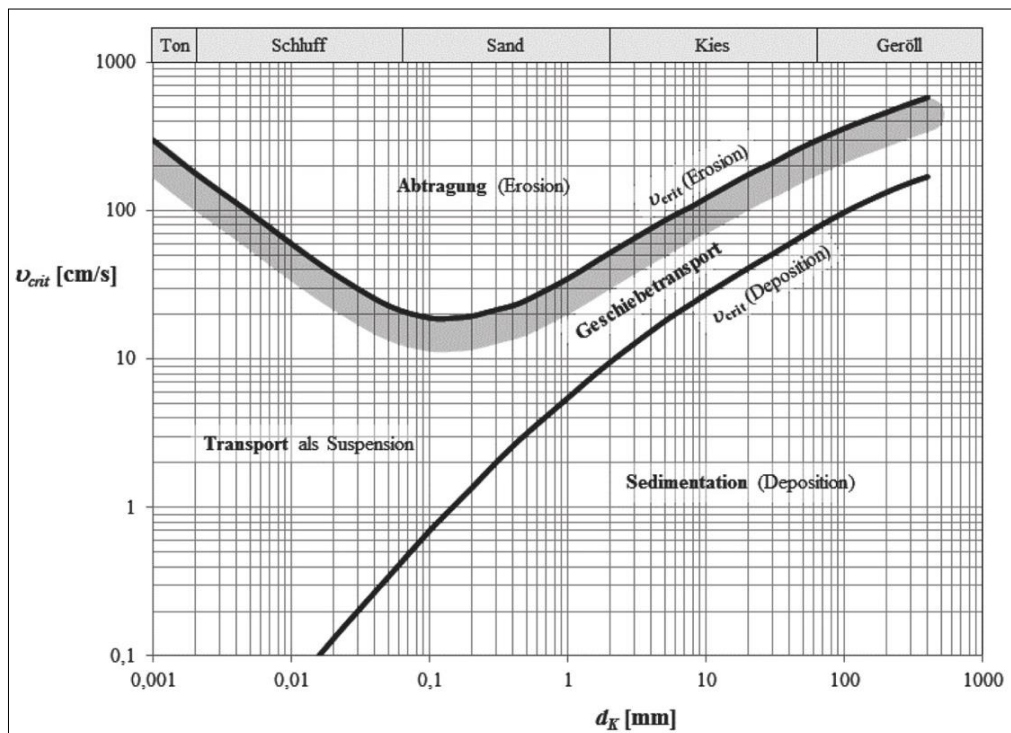


Abb. 6-44: Hjulström-Diagramm (Aigner/Bollrich, 2015)

Werden die empfohlenen Fließgeschwindigkeiten aus Tab. 6-4 als Eingangsgröße für das Hjulström-Diagramm in Abb. 6-44 verwendet, können die in Tab. 6-9 aufgeführten

Geschiebedurchmesser beginnen, sich entlang der Gewässersohle fortzubewegen bzw. ist der Transport von bereits in Bewegung gesetzten Geschiebedurchmesser möglich.

Tab. 6-9: Geschiebedurchmesser beim Erosionsbeginn sowie mögliche Korndurchmesser des Geschiebetransports bezogen auf die empfohlenen regionalabhängigen Fließgeschwindigkeiten aus Tab. 6-4

	Tiefland	Mittelgebirge	Alpenvorland
Empfohlene Fließgeschwindigkeit [m/s]	0,50	1,00	1,50
Korndurchmesser des Geschiebes beim Erosionsbeginn [cm]	0,2	0,7	2,0
Korndurchmesser des Geschiebetransports [cm]	3,0	10,0	30,0

Unter der Annahme, dass an einem hochwasserführenden Fließgewässer im Alpenvorland Geschiebe aus einem flachen Hauptgerinne rollend oder hüpfend herausgetragen wird, ist vor allem bei größeren Steindurchmessern aufgrund der reduzierten Fließgeschwindigkeit auf dem Vorland eine Ablagerung zu erwarten. Gemäß des Hjulström-Diagramms in Abb. 6-44 kann bei einer Fließgeschwindigkeit am Gewässerrand von 1,5 m/s (Kapitel 6.2.2.1) ein Geschiebetransport von Material mit einem Durchmesser von bis zu 0,3 m ausgegangen werden. Wird ein kugelrunder Stein mit einem Durchmesser von 0,3 m und einer Dichte von 2,65 t/m³ betrachtet, liegt das Gewicht des einzelnen Steins bei etwa 40 kg. Unter der Annahme, dass der 40 kg schwere Stein über das Vorland transportiert wird und mit einer Anströmgeschwindigkeit von 1,5 m/s und einem ungünstig angesetzten Anprallwinkel von 45° auf ein Schlauchsystem einwirkt, wird mit Gl. 6-18 und unter Einbindung der ermittelten Federsteifigkeit des in Kapitel 6.2.2.2 spezifizierten Schlauchsystems, eine horizontale Belastung von 0,05 kN ermittelt, was als vernachlässigbar klein anzusehen ist. Im Vergleich hierzu würde bei einem Dammbalkensystem DBAL50 x 150-4,0 (Tab. 6-8) wegen der höheren Steifigkeit eine horizontale Belastung von etwa 2,0 kN berechnet, was durchaus eine maßgebende Belastung darstellen würde.

VKF/BWG (2004) empfiehlt den Geschiebeanprall mit einer Fließgeschwindigkeit von 2,5 m/s und einer Einwirkung von 1,0 t, was einem Durchmesser eines kugelrunden Steins von etwa 0,90 m entspricht. In Anbetracht dessen, dass notfallmäßig eingesetzte ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme nur bis zu einer Einstauhöhe von 0,60 m zum Einsatz kommen sollten, ist eine Belastung durch Geschiebe mit einem Durchmesser > 0,60 m als sehr unwahrscheinlich einzustufen. Die Einwirkung von kleineren Körnungsdurchmessern kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, insofern eine ausreichend große Fließgeschwindigkeit vorhanden ist. Da allerdings der Geschiebetransport in Sohlnähe stattfindet, müsste das Geschiebe erst aus dem Gerinne und weiter über die überschwemmten Vorländer mit geringeren vorherrschenden Fließgeschwindigkeiten transportiert werden, bis ein Anprall am System erfolgt. Tritt dies trotz alledem auf, können insbesondere die ortsungebundenen mobilen Systeme aufgrund ihrer enormen Flexibilität der Anpralleinwirkung sehr gut entgegenwirken.

6.2.2.4 Wellenbelastung

Neben einer dynamischen Belastung durch Feststoffe wie Treibgut und Geschiebe ist je nach Einsatzgebiet eine hydrodynamische Belastung durch Wellenanprall zu berücksichtigen. Streicht Wind über eine Wasseroberfläche entstehen infolge von Schubspannungen Wellen, beschrieben über die Parameter Wellenhöhe, Wellenperiode und Wellenrichtung.

Zur funktionellen und konstruktiven Bemessung von zumindest bei Hochwasserständen im Wasser befindlichen Bauwerken sind die Bemessungswellenparameter am Planungsort zu ermitteln. Die durch Wind generierten Wellen sind im zeitlichen und örtlichen Verlauf unregelmäßig und dementsprechend ist die Definition der in einer Bemessung maßgebenden Wellenparameter erschwert. Die unregelmäßigen windgenerierten Wellen können durch eine Folge regelmäßiger Wellen mit zugehörigen Wellenparametern ersetzt werden, z. B. die sogenannte signifikante Wellenhöhe (EAK, 2020). Als signifikante Wellenhöhe bezeichnet man das arithmetische Mittel der 33 % höchsten Wellen eines Betrachtungszeitraums. Dimensionierungen von Bauwerken können neben der signifikanten Wellenhöhe auch unter Einbezug der höchsten zu erwartenden Welle berechnet werden. Die maximale Wellenhöhe H_{\max} ist eine statistische Größe, deren Abschätzung auf der Dauer des Belastungsereignisses und somit der Anzahl der im Belastungsereignis vorhandenen Wellen basiert. Ohne weiteren Nachweis wird unter Ansatz einer Rayleigh-Verteilung der Wellen in Seegebieten häufig eine Anzahl mit $n = 1.000$ Wellen im Bemessungsereignis angenommen, womit der Verhältniswert bei $H_{\max} / H_S = 1,86$ liegt (EAK, 2020).

Zur einfachen analytischen Ermittlung der vor dem Planungsgebiet wirksamen Wellenbelastung sind die folgenden Eingangsdaten anzusetzen: Einwirklänge des Windes (Fetchlänge), Windgeschwindigkeit, Winddauer und mittlere Wassertiefe im Gebiet der Wellenentstehung. Laufen die windgenerierten Wellen in Gebiete mit geringeren Wassertiefen, formen sich die Wellen infolge der Grundberührung im flacheren Wasser um und es sind die sogenannten Flachwassereffekte Shoaling, Refraktion und Wellenbrechen zu betrachten. Auch beim Auftreffen auf natürliche und künstliche Hindernisse kann sich die Geschwindigkeit, Höhe, Länge und Richtung der Welle infolge Diffraktion, Transmission und Reflexion ändern.

Neben den Bemessungswellenparametern ist die tatsächliche Belastung an der Hochwasserschutzkonstruktion zudem abhängig von der Art der Einwirkung. Hier ist zu differenzieren, ob ein Druckschlag möglich ist oder nicht. Bei einer Druckschlagbelastung ist die Einwirkdauer der brechenden Welle auf das System kürzer als bei einer nichtbrechenden Welle bzw. einer quasi-statischen Wellendruckbelastung, so dass die Energieübertragung aus der brechenden Welle in kürzerer Zeit stattfindet und sich dadurch die einwirkende Kraft deutlich vergrößert.

Der Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Hamburg (LSBG) hat in Zusammenarbeit mit der Hamburg Port Authority (HPA) eine Richtlinie für einen Berechnungsansatz von Hochwasserschutzwänden entwickelt, in dem auf die Problematik der Wellenbeanspruchung eingegangen wird. Gemäß LSBG und HPA (2013) kann von der Dimensionierung mit einer Druckschlagbelastung abgesehen werden, wenn eine der folgenden Randbedingung erfüllt ist (Abb. 6-45):

- Vorland vor der Hochwasserschutzwand (B_b) ist größer als 6,0 m
- Wassertiefe d_1 vor der Hochwasserschutzkonstruktion ist geringer als 0,3 m
- Signifikante Wellenhöhe H_s (hier als H^* bezeichnet) ist kleiner als 0,2 m
- Wellenangriffswinkel ist größer gleich 45°

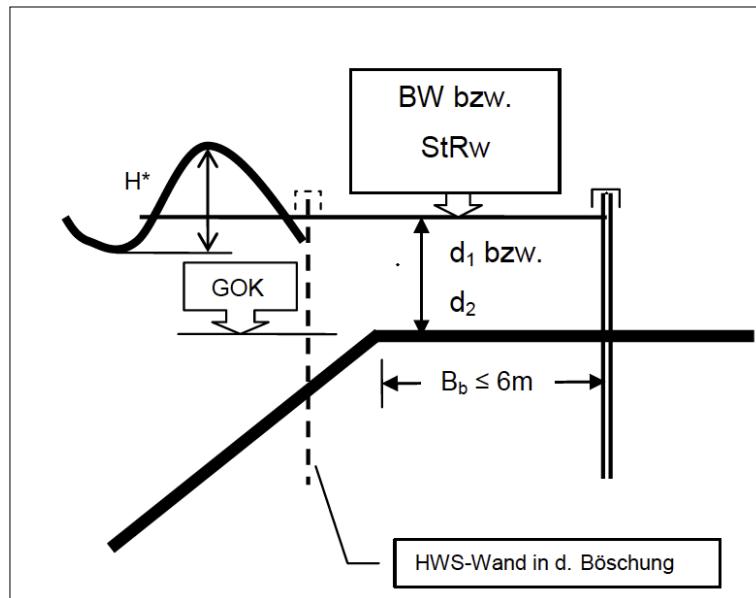


Abb. 6-45: Hochwasserschutzwand an einer Böschung mit Vorland oder in der Böschung (LSBG und HPA, 2013)

Notfallmäßig eingesetzte, ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme zur Kehrung von drohenden Überflutungen an tiefliegenden Bereichen werden auf Freiflächen errichtet wo ggf. keine Böschungen vorhanden sind, auf denen die Systeme errichtet werden. Dadurch ist in der Regel eine Vorlandbreite von mehr als 6,0 m gegeben, und es ist gemäß LSBG und HPA (2013) nicht mit einer Druckschlagbeanspruchung auf das System zu rechnen. Für die Berechnung der Wellendruckbelastung ohne Druckschlag kann das Verfahren nach Goda (2010) angewendet werden, wobei dies nur für Wellendruckbelastung an einem vertikalen Bauwerk gilt. Werden die Systeme hingegen als Aufkantung von Deichen eingesetzt, ist nur eine geringe Vorlandbreite vorhanden und eine Druckschlagbelastung ist grundsätzlich möglich. Hinzu kommt, dass größere Wassertiefen im eingedeichten Flussabschnitt vorhanden sind, was zu höheren Wellen und zu größeren Belastungen führen kann. Takahashi (1996) erweiterte den Ansatz nach Goda hinsichtlich der Einbeziehung von Druckschlagbelastungen an vertikalen Wellenbrechern. Oumeraci et al. (2001) entwickelten zudem im Rahmen des europäischen Forschungsprogramms MAST (Marine Science and Technology Research Programme of the European Union) und dem Projekt MAST III-Proverbs ein Verfahren (Proverbs-Verfahren), was die Bestimmung von horizontalen Druckschlagbelastungen an vertikalen Wänden über die Einwirkdauer der Wellenbelastung ermöglicht. Die Anwendung der Verfahren nach Goda (2010), mit der Erweiterung nach Takahashi (1996), und dem Proverbs-Verfahren (Oumeraci et al. 2001) ist aufwendig, da sie eine Vielzahl an Variablen bezogen auf die Bauwerksgeometrie sowie Bauwerkslage beinhalten. Vom letzteren Verfahren ist jedoch eine mögliche Größenordnung der Druckverteilung bezogen auf die Einwirkdauer in Abb. 6-46 dargestellt. Gemäß Oumeraci (2004)

kann bei einer Druckschlagbelastung die horizontal wirkende Kraft auf das bis zu 15-fache gegenüber der quasi-statischen Wellendruckbelastung ansteigen.

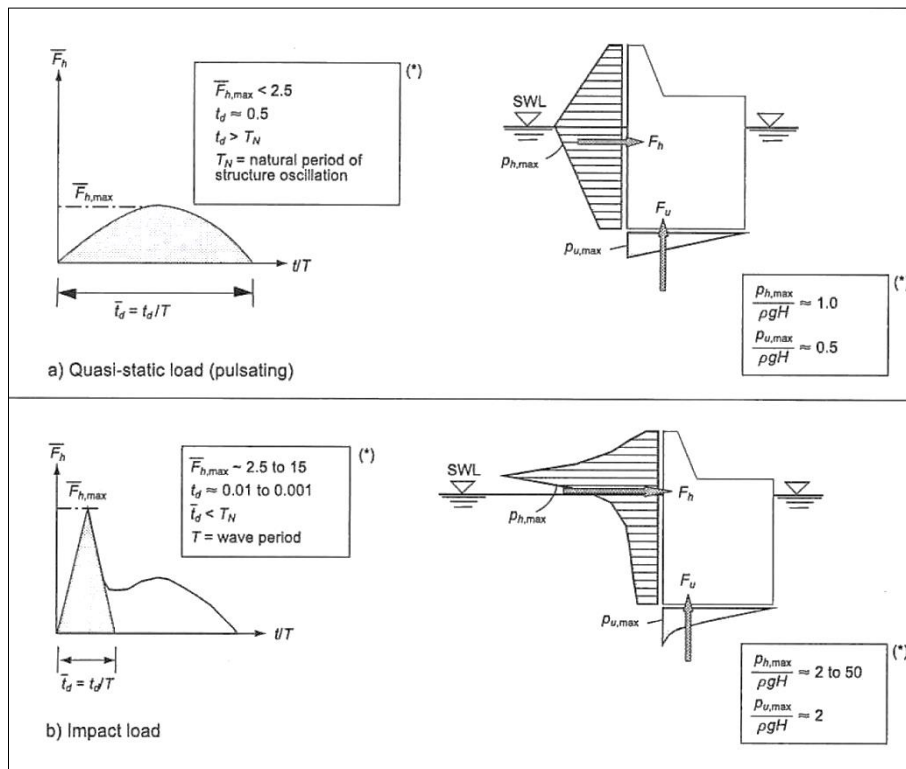


Abb. 6-46: Unterschied zwischen quasi-statischer Wellendruckbelastung und Druckschlagbelastung in Bezug auf die Einwirkdauer (Oumeraci, 2004)

Bei einer zu erwartenden Seegangbelastung empfiehlt das BWK Merkblatt (2005) die Annahme eines Wellendrucks mit einer Wellenersatzlast von 20 kN/m auf halber Höhe der maximalen Wassertiefe (Abb. 6-47). Dies entspricht gemäß VKF-BWG (2004) einer maximalen signifikanten Wellenhöhe von $H_s = 0,40$ m an der Konstruktion. LSBG und HPA (2013) unterscheiden bei der anzusetzenden Wellenersatzlast zwischen stehenden bzw. gebrochenen Wellen und Sturzbrechern, sowie der Wellenhöhe an der Hochwasserschutzwand. Bei einer geringen einlaufenden signifikanten Wellenhöhe von bis zu 0,4 m und einer stehenden bzw. gebrochenen Welle wird eine charakteristische Ersatzlast von 15 kN/m empfohlen. Liegt eine Sturzbrecherbelastung bei einer geringen Wellenhöhe ($\leq 0,4$ m) vor, so sollte eine charakteristische Ersatzlast von 24 kN/m gewählt werden. Sind Wellenhöhen zwischen 0,4 m und 0,60 m vorhanden, so erhöht sich die charakteristische Wellenersatzlast auf 25 kN/m bei stehenden bzw. gebrochenen Wellen und auf 40 kN/m bei Sturzbrechern.

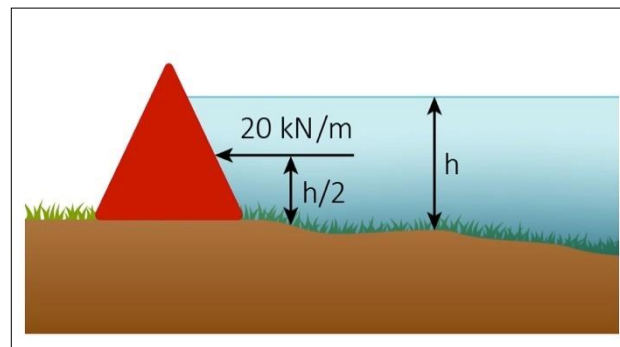


Abb. 6-47: Einwirkung der Wellenersatzlast auf das Hochwasserschutzsystem

Für das Brechen von Wellen durch verringerte Wassertiefen sind in erster Linie die Wassertiefe am Brechpunkt d_b (gemessen vom Ruhewasserspiegel aus) und die Brecherhöhe H_b zu betrachten. Naturmessungen und Modellversuche haben gezeigt, dass das Verhältnis H_b/d_b am Brechpunkt rund 1,03 bis 0,73 beträgt (EAK, 2020), so dass bei einem Ruhewasserspiegel von 0,60 m vor dem mobilen System Wellenhöhen zwischen 0,62 m und 0,44 m grundsätzlich möglich sind.

Die mögliche maximale signifikante Wellenhöhe kann z. B. nach dem Flachwasseransatz des Shore Protection Manual (CERC, 1984) abgeschätzt werden. Nach CERC (1984) erfolgt die Berechnung der Wellenhöhen in Abhängigkeit von der Windwirklänge (Fetch), der mittleren Wassertiefe entlang der Windwirklänge, der Windgeschwindigkeit und der Winddauer. In Abb. 6-48 sind beispielhaft die nach CERC 1984 berechneten signifikanten Wellenhöhen bei Windgeschwindigkeiten von 10 bis 30 m/s (Tab. 6-10) und ausreichender Windeinwirkdauer anhand zweier Rechenbeispiele dargestellt. Das erste Rechenbeispiel soll das Überschwemmungsgebiet an der Elbe nach Abb. 6-35 mit einer Fetchlänge von ca. 3.600 m und einer gemittelten Wassertiefe von 2,0 m veranschaulichen. Im zweiten Rechenbeispiel werden die Randbedingungen aus dem Gewässerprofil des Rheins in Abb. 6-33 mit einer Fetchlänge von 430 m und einer mittleren Wassertiefe von 6,0 m entnommen. Bei einem Fetch von 3.600 m und einer Windgeschwindigkeit von 30 m/s erreicht die signifikante Wellenhöhe H_s beim Rechenbeispiel-Elbe einen Wert von $H_s = 0,63$ m. Beim Rechenbeispiel-Rhein mit geringerem Fetch (430 m), jedoch mit einer größeren mittleren Wassertiefe im Entstehungsgebiet wird eine signifikante Wellenhöhe von $H_s = 0,31$ m ermittelt. Demnach können bei größeren Windeinwirklängen durchaus ungünstige signifikante Wellenhöhen entstehen, die eine Druckschlagbelastung hervorrufen können. Sind geringe Windwirklängen über Wasser vorhanden, können auch geringere signifikante Wellenhöhen als 0,40 m angesetzt werden. Dies ist jedoch im Einzelfall je nach Einsatzort zu prüfen.

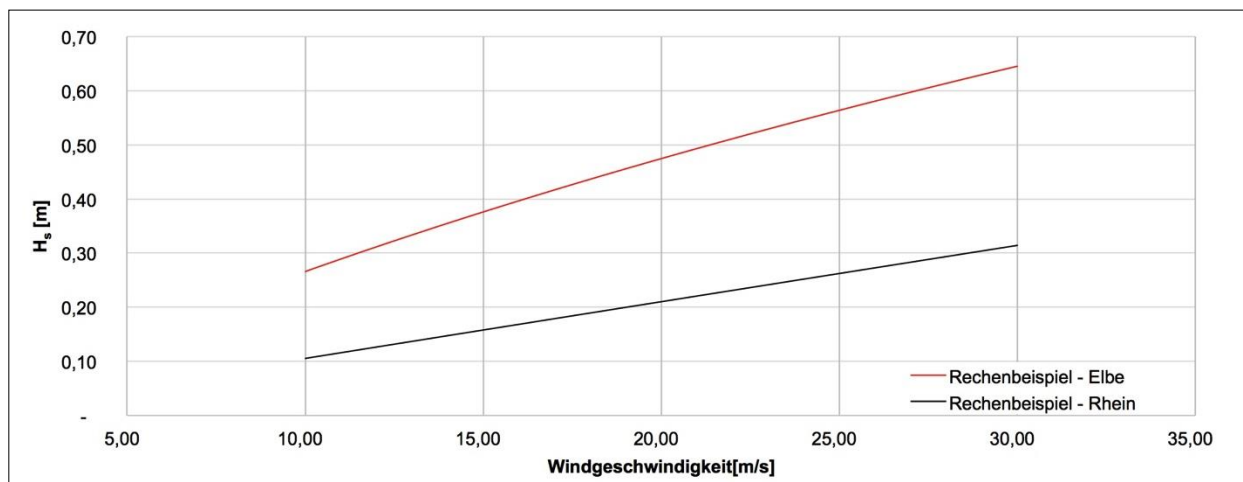


Abb. 6-48: Signifikante Wellenhöhen bei Windgeschwindigkeiten von 10 bis 30 m/s bei ausreichender Windeinwirkdauer, Fetchlängen von 3.600 m (Rechenbeispiel-Elbe) und 430 m (Rechenbeispiel-Rhein) sowie einer mittleren Wassertiefe von 2,0 m (Rechenbeispiel-Elbe) und 6,0 m (Rechenbeispiel-Rhein) nach CERC (1984)

Bei der Annahme, dass ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme mit Druckschlagbeanspruchungen belastet werden, ist die Übertragbarkeit der Ersatzlasten für fest verankerte Dammbalkensysteme gemäß BWK (2005) mit einer Größe von 20 kN/m weiterhin fraglich. Die beschriebenen Verfahren für die Druckschlagbeanspruchungen basieren auf unbeweglichen vertikalen Wänden. Wie bei der Beanspruchung der Systeme durch Treibgutanprall beschrieben (Kapitel 6.2.2.2), weisen die ortsungebundenen mobilen Systeme aufgrund der nicht vorhandenen Verbindung in den Untergrund sowie der flexiblen Materialeigenschaften eine gute Dämpfung der einwirkenden Beanspruchung auf, was zu einer besseren Aufnahme der Kräfteinwirkungen führt. Auch ist eine große Variabilität in der Formgebung von den auf dem Markt befindlichen Systemen vorhanden, so dass die tatsächliche Kräfteinwirkung abhängig vom Systemaufbau, der Systemgeometrie und den verwendeten Materialeigenschaften ist. Dementsprechend ist es fraglich, ob der generelle Ansatz einer Ersatzlast von 20 kN/m bei der Dimensionierung eines notfallmäßig einzusetzenden, ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystems mit möglicher Wellenbelastung zielführend ist. Um eine aussagekräftige Größenordnung einer anzusetzenden Wellenersatzlast angeben zu können, sind physikalische Versuchsreihen mit verschiedenen Systemen auf unterschiedlichen Untergründen sowie mit variierenden Seegangparametern erforderlich. Entsprechende Untersuchungen stehen bisher noch aus und sind auch nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit.

6.2.3 Windeinwirkungen

Bei Hochwasserschutzkonstruktionen, die bei der Platzierung bzw. vor einer Wasserfüllung mit Luft gefüllt werden oder keinerlei Füllmaterialien im aufgebauten Zustand benötigen, kann einwirkender Wind die Lagestabilität der Systeme gefährden. Systeme mit hohem Eigengewicht können die auftretenden Windlasten im Regelfall durch ihr Eigengewicht schadlos aufnehmen. Dementsprechend ist die Windlast lediglich für nicht befüllte oder mit Luft befüllte Systeme maßgebend. Gemäß DIN EN 1991-1-4 kann die Windbelastung an Bauwerken wie folgt berechnet werden:

$$W = c_{pe,net} * q_p$$

Gl. 6-23

mit:

w	Winddruck	[kN/m ²]
c _{pe, net}	Netto-Druckbeiwert	[-]
q _p	Geschwindigkeitsdruck	[kN/m ²]

Der anzusetzende Geschwindigkeitsdruck ist abhängig von der Windgeschwindigkeit, die wiederum von der Bodenrauigkeit in der Umgebung des betrachteten Standortes beeinflusst wird. In DIN EN 1991-1-4 NA wird hier zwischen vier Geländekategorien unterschieden, siehe Abb. 6-49.

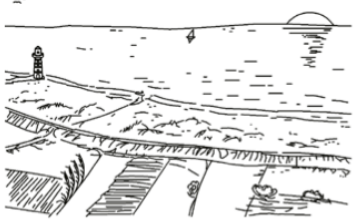
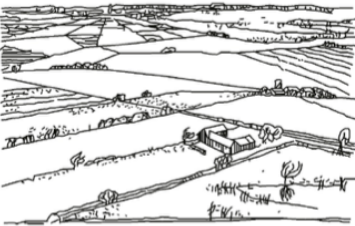
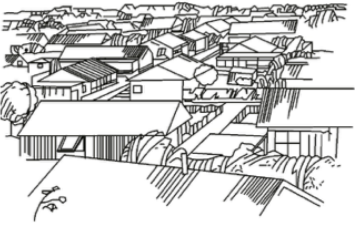

<p>Geländekategorie 1</p> <p>Offene See; Seen mit min. 5 km freier Fläche in Windrichtung; glattes, flaches Land ohne Hindernisse</p>	
<p>Geländekategorie 2</p> <p>Gelände mit Hecken, einzelnen Gehöften, Häusern oder Bäumen, z. B. landwirtschaftliches Gebiet</p>	
<p>Geländekategorie 3</p> <p>Vorstädte, Industrie- oder Gewerbegebiete; Wälder</p>	
<p>Geländekategorie 4</p> <p>Stadtgebiete, bei denen mindestens 15 % der Fläche mit Gebäuden bebaut sind, deren mittlere Höhe 15 m überschreitet</p>	

Abb. 6-49: Einteilung der Geländekategorien gemäß DIN EN 1991-1-4 NA

Sofern keine regionalen Daten an Windgeschwindigkeiten zur Verfügung stehen, können Basiswindgeschwindigkeiten mit zugehörigen Geschwindigkeitsdrücken der DIN EN 1991-1-4 angesetzt werden, wobei eine Unterteilung Deutschlands in vier Windzonen vorgenommen wurde. In den aufgeführten Werten sind die Bodenrauigkeiten mit der Geländekategorie 2 berücksichtigt worden. Infolge der Rauigkeiten verändert sich die mittlere Windgeschwindigkeit in Bereichen der Hindernisse wodurch sich der Geschwindigkeitsdruck erhöht und durch den Spitzengeschwindigkeitsdruck beschrieben wird. Ein Ansatz zur Berechnung des

Spitzengeschwindigkeitsdrucks wird in der DIN EN 1991-1-4 NA aufgeführt. Neben diesem Ansatz kann gemäß DIN EN 1991-1-4 NA bei Bauwerken mit einer geringeren Höhe als 25 m auch eine vereinfachte Annahme getroffen werden. Da notfallmäßig einzusetzende, ortsungebundene mobile Systeme generell eine geringere Höhe als 25 m aufweisen, ist hier die vereinfachte Annahme für die Auswahl der maßgeblichen Geschwindigkeitsdrücke möglich. Bei der vereinfachten Annahme werden zudem verschiedene Bauwerkshöhen betrachtet, wobei die Werte der geringsten aufgeführten Gebäudehöhe mit $\leq 10,0$ m für die Systeme maßgeblich sind und aus der Tab. 6-10 entnommen werden können.


Tab. 6-10: Windzonenkarte der Bundesrepublik Deutschland und die Zuweisung der regionalabhängigen Windgeschwindigkeiten und vereinfachten charakteristischen Geschwindigkeitsdrücke q_p bei einer Gebäudehöhe kleiner als 10 m (DIN EN 1991-1-4 und DIN EN 1991-1-4 NA)

Windzone	$v_{b,0}$ [m/s]	q_p [kN/m ²]	
		h ≤ 10 m	
WZ 1	22,5	Binnenland	0,5
WZ 2		Binnenland	0,65
	25,0	Küste und Inseln der Ostsee	0,85
WZ 3		Binnenland	0,8
	27,5	Küste und Inseln der Ostsee	1,05
WZ 4		Binnenland	0,95
	30,0	Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25
		Inseln der Nordsee	1,4

Die in Tab. 6-10 aufgeführten Werte basieren auf einem Wiederkehrintervall von 50 Jahren (DIN EN 1991-1-4). Bei vorübergehenden Bauzuständen ist eine Abminderung des Geschwindigkeitsdruckes gemäß DIN EN 1991-1-4 NA möglich. Es wird allerdings auch beschrieben, dass bei mobilen Bauten die Abminderung nicht angewendet werden darf, so dass die in Tab. 6-10 aufgeführten Werte für die anzusetzende Windlast maßgeblich sind.

Der Netto-Druckbeiwert $c_{pe, net}$ in Gl. 6-23 beschreibt die Windeinwirkung auf ein Bauwerk, ein Bauteil oder einen Abschnitt pro Flächeneinheit. Linienartige Hochwasserschutzsysteme können den freistehenden vertikalen Wänden und Brüstungen mit einer Mindestlänge von der vierfachen Bauwerkshöhe zugeordnet werden, für die ein Netto-Druckbeiwert mit $c_{pe, net} = 1,2$ zu wählen ist (DIN EN 1991-1-4). Werden dieser Wert sowie die Geschwindigkeitsdrücke q_p aus Tab. 6-10 in Gl. 6-23 eingesetzt, können die in Tab. 6-11 empfohlenen charakteristischen regionalabhängigen Windlasten für notfallmäßig einzusetzende, mobile Hochwasserschutzsysteme entnommen werden.

Tab. 6-11: Regionalabhängige empfohlene charakteristische Windlasten für ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme

	Windzone		w [kN/m ²]
			h ≤ 10 m
	WZ 1	Binnenland	0,6
	WZ 2	Binnenland	0,78
		Küste und Inseln der Ostsee	1,02
	WZ 3	Binnenland	0,96
		Küste und Inseln der Ostsee	1,26
	WZ 4	Binnenland	1,14
		Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,5
		Inseln der Nordsee	1,68

Werden Klapp- (Kapitel 6.1.3) oder Bocksysteme (Kapitel 6.1.4.1) eingesetzt, können infolge ungünstiger Windanströmungsrichtung auch Auftriebskräfte entstehen, die sich negativ auf die Lagestabilität der Systeme auswirken können, sofern diese noch nicht durch anstehendes Wasser belastet werden. Eine zusätzliche Beschwerung z. B. durch Sandsäcke sollte in diesem Fall in Betracht gezogen werden.

6.2.4 Außergewöhnliche Einwirkung

Neben den resultierenden Einwirkungen aus einem Hochwasserereignis müssen die ortsungebundenen mobilen Systeme zudem eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Vandalismus aufweisen. Zum Schutz gegen Vandalismus und zur Begutachtung der aktuellen Standfestigkeit sind im eingestauten Zustand regelmäßig Kontrollgänge durchzuführen, um die Gefahr eines bevorstehenden Versagens rechtzeitig zu erkennen und ggf. erforderliche Gegenmaßnahmen einzuleiten. Auch im nicht eingestauten Zustand sind regelmäßige Kontrollgänge erforderlich, um zu prüfen, ob Manipulation an den Systemen erfolgten und insbesondere wasser- bzw. luftgefüllte Systeme sind auf ihre Dichtigkeit zu kontrollieren. Bei Kontrollgängen des Wartungspersonals oder allgemein durch Schaulustige kann es zu einer Belastung des Systems vor allem an der Oberkante auf Zug und/oder Druck kommen. Darüber hinaus besteht die Gefahr, dass rangierende Transport- oder Flurförderfahrzeuge von Hilfeinheiten des Katastrophenschutzes oder freiwilligen Helfern wie beispielsweise von ortsansässigen Landwirten oder Bauunternehmen im operativen Hochwasserschutz Einsatz gegen ein System von der Langseite aus anstoßen. Resultierende Belastungen aus anlehenden Personen oder Fahrzeuganprall können mit den Einwirkungen für die Bemessung von Absturzsicherungen verglichen werden, so dass entsprechende Lastannahmen der DIN EN 1991-1-1 sowie des Nationalen Anhangs DIN EN 1991-1-1/NA entnommen werden können. Gemäß DIN EN 1991-1-1/NA wird dabei zwischen verschiedenen Nutzungskategorien unterschieden. Die Bereiche der aufgestellten Systeme können der Nutzungskategorie B 3 zugeordnet werden, die durch Arbeitsflächen inklusive schwerem Gerät beschrieben werden, wobei eine horizontal wirkende Nutzlast von 1,0 kN/m zu wählen ist. Erfährt ein ortsungebundenes mobiles System im aufgebauten, jedoch nicht eingestauten Zustand eine horizontale Einwirkung durch rangierende Fahrzeuge von der Landseite aus, besteht die Möglichkeit, dass das System seitlich ausweicht. Bei leichteren Konstruktionen, wie z. B. bei Klappsystemen, kann die Verschiebung durch nachträgliches

Ausrichten der Hochwasserschutzlinie in ihre Ursprungsposition rückgängig gemacht werden. Verschiebt sich jedoch ein System mit höherem Eigengewicht infolge der horizontalen Belastung, kann die Schutzwirkung bzw. die Dichtigkeit beeinträchtigt werden. Dementsprechend ist eine horizontal wirkende Belastung von 1,0 kN/m als Eingangsgröße von wasser- oder sandgefüllten ortsungebundenen mobilen Systemen im nicht eingestauten Belastungsfall anzusetzen (Abb. 6-50).

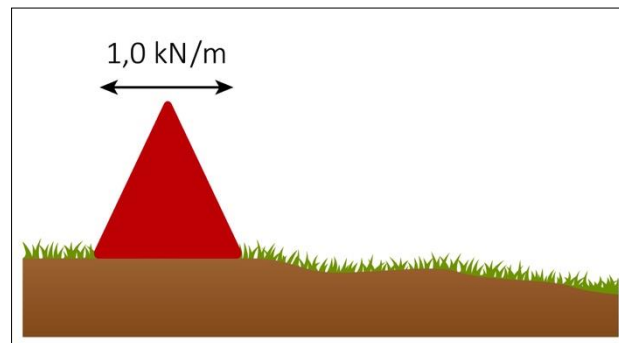


Abb. 6-50: Anzusetzende Streckenlast infolge von Zug oder Druckbelastung an der Oberkante von nicht eingestauten Hochwasserschutzsystemen

Es ist jedoch zwingend zwischen dem eingestauten und dem nicht eingestauten Belastungsfall zu unterscheiden. Wird eine Zugkraft von 1,0 kN/m an einem mit hohen Wasserständen belasteten ortsungebundenen mobilen System angesetzt, resultiert hieraus eine klare Überlastung des Systems. Um die Einwirkung eines Fahrzeuganpralls zu verhindern, empfiehlt VKF/BWG (2004) eine Sperrzone mit einem Mindestabstand von 3,0 m zum System einzurichten, die ausschließlich durch fußläufige Einsatzkräfte betreten werden darf. Ist die Einhaltung der Sperrzone aus platztechnischen Gründen nicht einzuhalten und ist das Rangieren trotz des begrenzten Platzbedarfs erforderlich, darf dies ausschließlich durch Unterstützung eines Einweisers erfolgen. Unter diesen Voraussetzungen kann eine horizontal wirkende Zugkraft mit 1,0 kN/m infolge eines Fahrzeuganpralls vernachlässigt werden. Die Mobilisierung von horizontal wirkender Zugkraft an eingestauten Hochwasserschutzsystemen durch das Wartungspersonal bei Kontrollgängen kann allerdings nicht vernachlässigt werden, so dass der Ansatz einer horizontal wirkenden Linienlast von 0,1 kN/m empfohlen wird (Abb. 6-51).

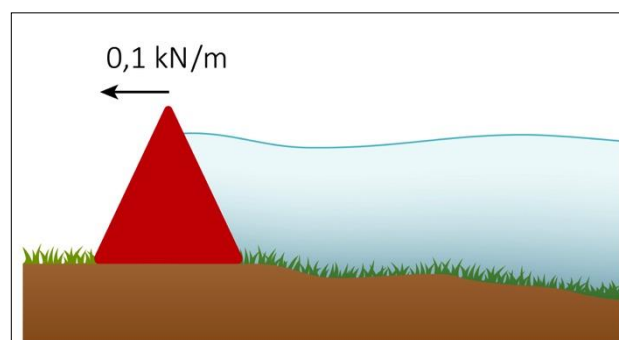


Abb. 6-51: Empfohlene Streckenlast infolge von Zug an der Oberkante eines eingestauten Hochwasserschutzsystems

6.3 Versagensarten ortsungebundener mobiler Systeme

Ortsungebundene mobile Schutzsysteme für den operativen Hochwasserschutz können infolge Materialfehler, Aufbaufehler, Vandalismus während des Einsatzes und bei Überbelastung im Einsatz versagen. Darüber hinaus können auch örtliche Begebenheiten im Einsatzgebiet zu einem Versagen der Systeme bzw. der Aufstandsfläche führen. Die verschiedenen Versagensszenarien können wie folgt unterschieden werden:

- Systemversagen
- Überströmung
- Landseitiger Wassereinstau
- Hydraulischer Grundbruch

6.3.1 Systemversagen

Abb. 6-52 zeigt unterschiedliche Arten des Systemversagens, und zwar Gleiten, Kippen, Stabilitätsversagen und eine ungenügende Wasserdichtigkeit.

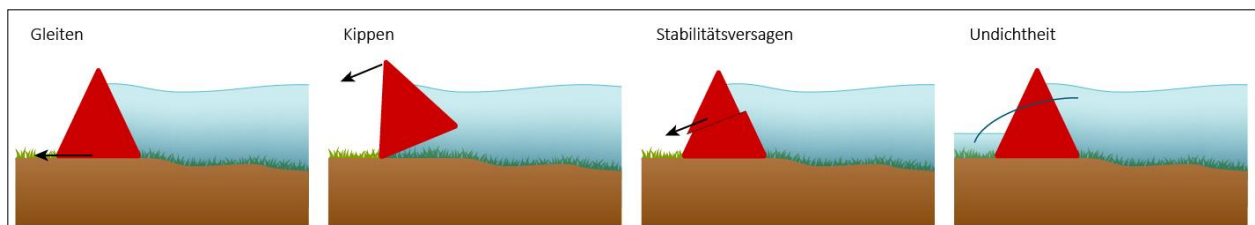


Abb. 6-52: Schematische Darstellung der Systemversagensarten eines ortsungebundenes mobilen Systems

Unter Gleiten wird das seitliche Verrutschen oder auch Verrollen des Systems infolge zu großer Einwirkung aus dem hydrostatischen und / oder hydrodynamischen Wasserdruck beschrieben. Eine besondere Anfälligkeit gegen Gleiten besteht, wenn die Systeme auf glatten oder befestigten und versandeten Aufstandsflächen positioniert werden. Die Gefahr des Gleitens steigt zudem mit zunehmender Strömungsgeschwindigkeit.

Neben dem Gleiten kann das System infolge zu großer statischer und / oder dynamischer Belastung kippen. Werden ortsungebundene mobile Systeme auf geneigten Aufstandsflächen errichtet, resultiert daraus eine Schwerpunktverlagerung in der Konstruktion und die Gefahr des Kippens vergrößert sich gegenüber dem Aufstellen auf horizontaler Fläche.

6.3.2 Überströmung

Steigt der Hochwasserstand soweit an, dass dieser die Systemhöhe des eingesetzten ortsungebundenes mobilen Systems übersteigt, kommt es zu einer Überströmung der Konstruktion (Abb. 6-53), sofern ein Systemversagen nicht bereits infolge der hohen statischen und / oder dynamischen Belastung eingetreten ist. Hält das System den Einwirkungen der Überströmung stand, ist die Standsicherheit abhängig von der Beschaffenheit des Untergrunds im Bereich der Aufstandsfläche. Liegt ein weicher, nicht befestigter oder geschützter Boden vor, kann das überströmende Wasser zu Kolken an der Konstruktion führen, aus dem ein Systemversagen in rascher zeitlicher Folge resultieren kann.

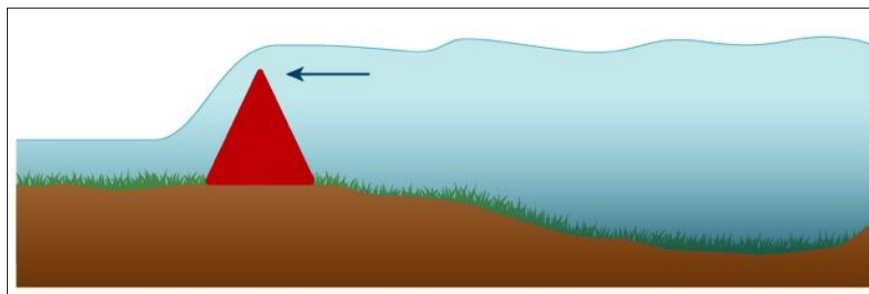


Abb. 6-53: Überströmung eines ortsungebundenen mobilen Systems

6.3.3 Landseitiger Wassereinstau

Bei langanhaltenden Wasserständen besteht vor allem beim Objektschutz durch die Insellage die Gefahr, dass durch Sickerwasseraustritt bei durchlässigen Böden, Systemundichtigkeiten oder allgemein durch Grundwasseranstieg der Wasserstand auf der wasserabgewandten Seite des eingesetzten Systems steigt (Abb. 6-54). Behindert ein ausgelastetes Kanalnetz die Binnenentwässerung des geschützten Bereichs bzw. findet zusätzlich ein Wassereintrag durch das Kanalnetz infolge hoher Außenwasserstände statt, ist der Einsatz von mobilen Pumpen notwendig. Werden diese zu nah an der Hochwasserschutzkonstruktion platziert, kann durch die hohe Saugkraft der Pumpen Bodenmaterial im Bereich der Aufstandsflächen abgetragen werden und zu einem Untergrundversagen an der Konstruktion führen. Wird der landseitige Wassereinstau nicht abgeführt, verliert das eingesetzte System infolge der wirkenden Auftriebskräfte an Eigengewicht, und es kann zu einem Stabilitätsversagen der Konstruktion kommen.

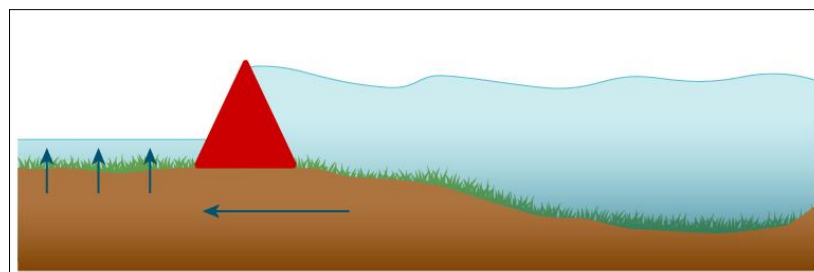


Abb. 6-54: Landseitiger Wassereinstau infolge Rückstau, Sickerwassereintrag und Grundwasseranstieg

6.3.4 Hydraulischer Grundbruch

Werden ortsungebundene mobile Systeme auf einem durchlässigen Untergrund installiert, findet infolge des Wassereinstaus eine Durchsickerung des Untergrunds statt und es besteht die Gefahr des hydraulischen Grundbruchs. Besteht der Untergrund aus nichtbindigen Bodenmaterialien, kann eine Auflockerung und Erosion von Bodenmaterialien am landseitigen Fuß des Systems stattfinden. Besteht der Untergrund aus bindigem Bodenmaterialien, verhindern die wirkenden Kohäsionskräfte eine Erosion der Bodenteilchen. Infolge des nach oben gerichteten Strömungsdrucks kann es jedoch zum Aufbrechen des anstehenden Bodens kommen. In beiden Fällen wird die Aufstandsfläche des Systems beeinträchtigt und es kann zum Stabilitätsversagen kommen (Abb. 6-55).

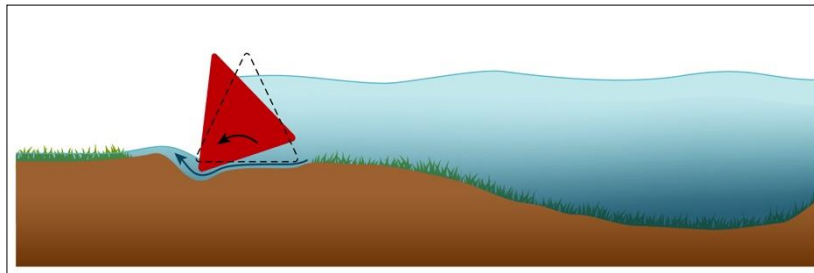


Abb. 6-55: Hydraulischer Grundbruch im Bereich der Aufstandsfläche des Systems

6.4 Internationale Zertifizierungsprogramme von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen

Auf internationaler Ebene wird eine Prüfung der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen von zwei Prüf- und Zertifizierungsstellen angeboten. In Großbritannien vergibt die British Standard Institution (BSI) bei erfolgreicher Prüfung gemäß der britischen Norm BS 851188-2 das Gütezeichen "BSI Kitemark". In Anlehnung an die amerikanische Norm ANSI/FM Approvals 2510 zertifiziert FM Approvals Hochwasserschutzsysteme durch das Prüfsiegel "FM Approved".

6.4.1 BSI Kitemark

In Zusammenarbeit mit unterschiedlichen Fachorganisationen hat das BSI im Jahr 2003 eine Norm (PAS 1188-2) entwickelt, nach der ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme unter bestimmten Beanspruchungen auf ihre Funktionalität getestet werden können (PAS 1188-2, 2014). Im Jahr 2019 wurde die Norm PAS 1188-2 aktualisiert und in BS 85118-2 umbenannt (BS 85118-2, 2019).

Für die Durchführung der Zertifizierung stellt die BS 85118-2 (2019) folgende Voraussetzung an die Prüfeinrichtung:

- Ausreichend Platz für den Aufbau des Systems
- Betonuntergrund
- Ausreichende Einstauhöhe für die zu testenden Systeme von mindestens 0,60 m
- Generieren einer Wellenhöhe von 10 cm (± 1 cm) mit mittlerer Wellenperiode von 1,03 s
- Generieren einer Strömungsgeschwindigkeit von 1,0 m/s ($\pm 0,01$ m/s)
- Messeinrichtung zur Aufnahme der Einstauhöhen (± 1 mm)
- Messeinrichtung zur Aufnahme der Sickerrate (Toleranz ± 5 % bzw. 0,5 Liter)
- Messeinrichtung zur Aufnahme horizontaler Bewegungen des Systems (± 2 mm)

Voraussetzung für eine Zertifizierung ist eine Mindesteinstauhöhe des zu prüfenden Systems von 60 cm. Zudem ist im Vorfeld die Standsicherheit bei Überströmung rechnerisch nachzuweisen. Hierfür ist anzunehmen, dass der Außenwasserstand 2,5 cm oberhalb der Systemhöhe liegt und auf der zu schützenden Seite ein Wasserstand von 10 cm vorhanden ist. Gemäß BS 85118-2 (2019) wird das Prüfzertifikat erteilt, wenn das Produkt eine geringere Systemdurchlässigkeit als 40 l/h/m aufweist und ohne Standsicherheitsprobleme den Test absolviert. Eine standardisierte Aufbaugeometrie ist nicht gegeben, es wird jedoch unterschieden zwischen einer primären Prüfung und der Prüfung von Eckelementen. Bei der primären Prüfung muss die Systemlänge

mindestens 10 m betragen und Systemverbindungen aufweisen. Der Testaufbau zur Prüfung der Eckelemente muss mindestens aus jeweils einem Systemelement bestehen.

Die primäre Prüfung erfolgt in drei Testdurchläufen, bei denen die Systeme mit unterschiedlichen Belastungen auf ihre Standsicherheit und Dichtigkeit geprüft werden.

Im ersten Testabschnitt wird das System zur Prüfung der Aufbauanleitung auf Vollständigkeit und Verständlichkeit streng nach Herstellerangaben errichtet. Nach dem Aufbau folgt die hydrostatische Belastung bis auf 1/3 der maximal angegebenen Einstauhöhe und Messung der Sickerraten über einen Zeitraum von einer Stunde. Anschließend wird der Anprall von Treibgut in Form eines Holzblocks mit einem Gewicht von 50 kg simuliert. Mit Hilfe einer entsprechenden Vorrichtung schwingt der Block in einer kreisförmigen Bewegung aus 125 cm Höhe mittig auf das System. Die vertikale Verschiebung sollte in Abhängigkeit der Systemlänge (L) geringer sein als L/120 bzw. maximal 2,5 cm betragen. Nach bestandener Prüfung wird das Einstaubecken auf 2/3 der maximal angegebenen Einstauhöhe gefüllt und die Sickerraten werden über einen Zeitraum von einer Stunde gemessen. Auch hier wird der Treibgutprall wie zuvor beschrieben wiederholt.

Im nächsten Testabschnitt werden Wellenhöhen von 10 cm mit einer mittleren Wellenperiode von 1,03 s generiert, die 30 Minuten auf das System einwirken (Anzahl der Wellen $n \approx 1.750$). Hierfür ist ein Wasserstand entsprechend der Systemgröße zu wählen (Tab. 6-12).

Tab. 6-12: Zu wählende Wassertiefen während der Wellen- und Strömungsbelastung in Abhängigkeit von der maximalen Einstauhöhe nach Herstellerangaben (BS 85118-2, 2019)

max. Einstauhöhe nach Herstellerangabe (h) [mm]	Wassertiefe während der Wellenbelastung [mm]	Wassertiefe während der Strömungsbelastung [mm]
> 900	$h - 300$	$h - 100$
801 bis 900	600	800
700 bis 800	550	700
600 bis 700	500	600
600	450	500

Während des Tests unter Wellenbelastung wird die Sickerrate gemessen, deren Wert eine Aussagekraft über die Sicherheit des Systems gegen den Einfluss von Wellen haben soll. Liegt die Sickerrate über 100 l/h/m, ist eine geringe Sicherheit gegen Wellenbelastung vorhanden. Bei einem Messwert zwischen 40 und 100 l/h/m ist eine mittlere Sicherheit gegeben. Eine hohe Sicherheit liegt bei einer Sickerrate kleiner als 40 l/h/m vor. Darauf folgt die Belastung des Systems mit einer Strömung mit einer Fließgeschwindigkeit von 1,0 m/s über einen Zeitraum von einer Stunde, wobei die Sickerrate für eine erfolgreiche Zertifizierung nicht über einen Wert von 40 l/h/m steigen darf.

Im nächsten Testabschnitt wird das Einstaubecken auf die laut Herstellerangabe maximale Einstauhöhe gefüllt, und die Sickerratenmessung wird über einen Zeitraum von 18 Stunden durchgeführt. Darauf folgt der Überströmungstest für einen Zeitraum von einer Stunde, wobei der Außenwasserstand 2,5 cm oberhalb der Systemhöhe liegen soll. Die maximal zulässige

horizontale Systemverschiebung liegt hier bei 15 cm. Anschließend wird das Eintaubecken geleert und das System nach Herstellerangaben zurückgebaut.

Der zweite Testdurchlauf erfolgt nahezu identisch zum ersten Testdurchlauf, wobei jedoch die Simulierung des Treibgutanpralls und der Überströmungstest nicht wiederholt werden. Im dritten Testdurchlauf werden ausschließlich hydrostatische Belastungen aufgebracht, diese jedoch über einen längeren Zeitraum.

Zur Prüfung der Eckelemente wird das System einmalig streng nach Herstellerangaben errichtet und mit den wie zuvor beschriebenen Abstufungen der Einstauhöhen hydrostatisch sowie hydrodynamisch belastet. Der Anpralltest erfolgt hier jedoch nur bei 1/3 der laut Herstellerangabe maximalen Einstauhöhe. Ein Überströmungstest am Eckelement ist nicht vorgesehen.

In Tab. 6-13 werden die Prüfkriterien nach BS 851188-2 (2019) zusammenfassend dargestellt.

Tab. 6-13: Prüfkriterien nach BS 85118-2 (2019)

Beschreibung des Tests	Belastungen		Messzeitraum	Grenzwert der Sickerate q
	Wassertiefe	andere Einwirkungen		
Primäre Prüfung				
1. Test				
Aufbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.
Hydrostatische Belastung	1/3 x h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Treibselanprall	1/3 x h (± 5 mm)	Holzblock Ø = 30 cm; Gewicht 50 kg Aufprallhöhe: 50 % von h	1,0 Std.	Verschiebung ≤ Systemlänge/120 max. 2,5 cm q ≤ 40 l/h/m
Hydrostatische Belastung	2/3 h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Treibselanprall	2/3 h (± 5 mm)	Holzblock Ø = 30 cm; Gewicht 50 kg Aufprallhöhe: 80 % von h	1,0 Std.	Verschiebung ≤ Systemlänge/120 max. 2,5 cm q ≤ 40 l/h/m
Welleninduzierte hydrodynamische Belastung	Systemgrößenabhängig	Wellenhöhe (10 cm ± 1 cm), mittlere Wellenperiod 1,03 s	0,5 Std.	q > 100 l/h/m geringe Sicherheit 40 < q < 100 l/h/m mittlere Sicherheit q < 40 l/h/m hohe Sicherheit
Strömungsbelastung	Systemgrößenabhängig	1,0 m/s	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Hydrostatische Belastung	h (± 5 mm)	entfällt	18,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Überströmung	≥ 2,5 cm Überstau (± 5 mm)	nicht erforderlich	1,0 Std.	Verschiebung ≤ 15 cm kein Versagen
Rückbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.
2. Test				
Aufbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.
Hydrostatische Belastung	1/3 x h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
	2/3 h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	
Welleninduzierte hydrodynamische Belastung	Systemgrößenabhängig	Wellenhöhe (10 cm ± 1 cm), mittlere Wellenperiod 1,03 s	0,5 Std.	q > 100 l/h/m geringe Sicherheit 40 < q < 100 l/h/m mittlere Sicherheit q < 40 l/h/m hohe Sicherheit
Strömungsbelastung	Systemgrößenabhängig	1,0 m/s	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Hydrostatische Belastung	h (± 5 mm)	entfällt	18,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Rückbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.
3. Test				
Aufbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.
Hydrostatische Belastung	1/3 x h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
	2/3 h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	
	h (± 5 mm)	entfällt	48,0 Std.	
Rückbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.
Prüfung der Eckelemente				
Aufbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.
Hydrostatische Belastung	1/3 x h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Treibselanprall	1/3 x h (± 5 mm)	Holzblock Ø = 30 cm; Gewicht 50 kg Aufprallhöhe: 50 % von h	1,0 Std.	Verschiebung ≤ Systemlänge/120 max. 2,5 cm q ≤ 40 l/h/m
Hydrostatische Belastung	2/3 h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Welleninduzierte hydrodynamische Belastung	Systemgrößenabhängig	Wellenhöhe (10 cm ± 1 cm), mittlere Wellenperiod 1,03 s	0,5 Std.	q > 100 l/h/m geringe Sicherheit 40 < q < 100 l/h/m mittlere Sicherheit q < 40 l/h/m hohe Sicherheit
Strömungsbelastung	Systemgrößenabhängig	1,0 m/s	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Hydrostatische Belastung	h (± 5 mm)	entfällt	1,0 Std.	q ≤ 40 l/h/m
Rückbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	k.A.

"h" = max. Einstauhöhe des Systems nach Herstellerangaben, "q"= Sickerate

Ein weiterer Bestandteil der Zertifizierung ist zudem die in regelmäßigen Intervallen erfolgende Qualitätskontrolle der Fertigungseinrichtung des Herstellers. Hierdurch soll eine gleichbleibend hohe Qualität des geprüften Systems bei der weiteren Produktion sichergestellt werden.

Angaben darüber, welche Systeme vom BSI zertifiziert wurden, können im Produktverzeichnis des BSI (BSI, 2020) eingesehen werden. Prüfergebnisse über Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit der Systeme werden jedoch nicht dargestellt.

6.4.2 FM Approvals

Die Ergebnisse der Versuchsreihen des U.S. Army Corps of Engineers aus Pinkard et al. (2007) dienen als Grundlage für die Ausarbeitung der Prüfrichtlinie von Hochwasserschutzsystemen ANSI/FM Approvals 2510, die vom international agierenden Prüf- und Zertifizierungsservice FM Approvals weiterentwickelt und erstmals im Jahr 2006 veröffentlicht sowie in den Jahren 2014 und 2019 aktualisiert wurde (FM Approvals, 2020). Die Prüfrichtlinie beinhaltet eine umfassende Beschreibung der Prüfmethode und -aufbauten sowie anzusetzende Richtwerte für die Zertifizierung eines Hochwasserschutzsystems.

Gemäß ANSI/FM Approvals 2510 (2019) werden neben einer Vielzahl an Materialprüfungen zur Sicherstellung der Beständigkeit im Hochwassereinsatz die zu prüfenden Systeme mit einer definierten Anordnung in einer Testeinrichtung installiert (Abb. 6-56). Auf einem glatten Betonuntergrund wird das System U-förmig errichtet, wobei eine der Außenecken einen 90°-Winkel und eine weitere einen 115°-Winkel aufweisen muss. Die jeweiligen Systemenden schließen mit einem Abstand von 9 m an eine Wand an und simulieren somit einen geraden sowie schrägen Wandanschluss. Die Systemlängen der innenliegenden Schenkel betragen mindestens 6,1 m. Die gewählte Aufbaugeometrie basiert auf den Anforderungen des Industrieversicherers FM Global, denen FM Approvals als Prüfeinrichtung untergeordnet ist. FM Global ist daran interessiert, dass die versicherten Industrieunternehmen leistungsfähige Systeme zum Schutz vor Überschwemmungen einsetzen und somit entstehende Schäden so gering wie möglich halten oder sogar komplett verhindern. Neben dem linienartigen Hochwasserschutz sind beim Objektschutz i.d.R. zusätzlich Richtungsänderungen notwendig, was die gewählte Aufbaugeometrie für die durchzuführenden Tests erklärt.

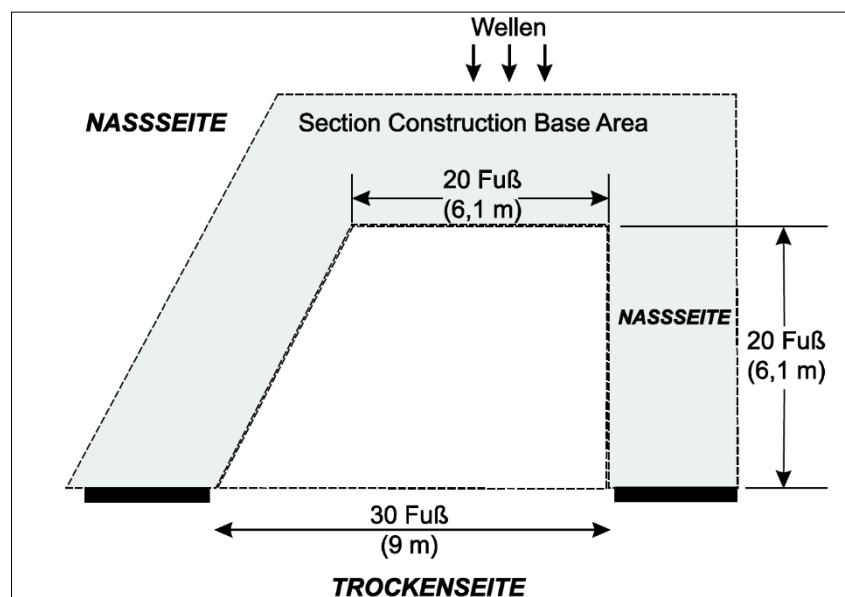


Abb. 6-56: Anordnung und Aufbau des Hochwasserschutzsystems gemäß ANSI/FM Approvals 2510 (2019)

Für die Durchführung der Tests wird in ANSI/FM Approvals 2510 (2019) auf das Wellenbecken des ERDC Coastal and Hydraulics Laboratory in Vicksburg, Mississippi, USA verwiesen. Das Wellenbecken weist eine Größe von etwa 30 x 45 m sowie eine mögliche Einstautiefe von 1,2 m auf und bietet dementsprechend ausreichend Raum für die Installation der zu prüfenden Systeme. Insgesamt drei Wellengeneratoren können die erforderliche Wellenhöhe von 30 cm am System erzeugen. Mit einer installierten Seilwinde ist es zudem möglich, eine Treibgutanprall-Prüfung im Wellenbecken durchzuführen. Verschiebungen der zu prüfenden Systeme infolge der Einwirkungen werden mithilfe einer Lasertechnik aufgezeichnet. Anfallendes Sickerwasser wird in einem Sickerschacht aufgefangen und beim Pumpvorgang in das Einstaubecken mittels Durchflusssensoren gemessen. Die Durchführung der Zertifizierung im ERDC Coastal and Hydraulics Laboratory ist nach ANSI/FM Approvals 2510 (2019) nicht zwingend. Eine alternative Testeinrichtung muss allerdings eine gleichwertige Ausstattung für die erforderlichen Tests sowie eine entsprechende Messtechnik und geschultes Personal vorweisen.

Der Aufbau des zu prüfenden Systems erfolgt nach Aufbauanleitung des Herstellers. Dadurch wird ein ordnungsgemäßer Aufbau sichergestellt bzw. geprüft, ob eine ausreichende und verständliche Beschreibung zur fachgerechten Montage der Hochwasserschutzbarriere vorliegt. Während der einzelnen Testdurchläufe werden die Sickerrate sowie die Verschiebung des Systems unter den statischen und dynamischen Einwirkungen gemessen. Eine positive Bewertung kann erreicht werden, sofern eine maximale Sickerrate von 186 l/h/m sowie eine dauerhafte vertikale bzw. horizontale Verschiebung des Systems von 0,15 m nicht überschritten wird. Nach Fertigstellung des Aufbaus entsprechend der vorgegebenen Systemanordnung in Abb. 6-56 erfolgt die hydrostatische Belastung in drei Testabschnitten. Im ersten Testabschnitt wird das Wellenbecken auf eine Wassertiefe von 0,30 m gefüllt und die Sickerraten werden über einen Messzeitraum von 22 Stunden dokumentiert. Anschließend wird das Einstaubecken um weitere 0,30 m gefüllt und es werden wiederum Sickerraten über einem Messzeitraum von 22 Stunden gemessen. Im letzten Testabschnitt der hydrostatischen Belastung wird das System mit der maximalen vom Hersteller angegebenen Einstauhöhe belastet. Auch hier beträgt der Messzeitraum der Sickerrate 22 Stunden.

Im Anschluss an die hydrostatischen Belastungstests folgt das Aufbringen hydrodynamischer Belastungen in Form von Wellen. Hierfür wird das Becken im ersten Durchlauf mit 66,7 % und anschließend mit 80 % bezogen auf die maximale Einstauhöhe nach Herstellerangabe gefüllt. In beiden Einstauvarianten wird das System mit folgenden Wellenparametern und Zeiträumen belastet:

- Niedrige Wellen (5,1 – 7,6 cm), Wellenperiode: 2 Sek., Messzeitraum: 7 Stunden
- Mittlere Wellen (15,2 – 20,3 cm), Wellenperiode: 2 Sek., Messzeitraum: 3 x 10 Minuten
- Hohe Wellen (25,4 – 30,5 cm), Wellenperiode: 2 Sek., Messzeitraum: 10 Minuten

Der Grenzwert der Sickerrate mit 186 l/h/m gilt hier lediglich für die Belastung mit niedrigen Wellen. Bei mittlerer und hoher Wellenbeanspruchung sind keine Beschränkungen der Sickerraten angegeben. Allerdings dürfen bei den Systemen keine Ermüdungserscheinungen, kein Verlust des Füllmaterials, kein Kippen und / oder keine Deformationen auftreten. Eine Systemverschiebung größer 15 cm ist zudem für alle aufgebrachten Wellenhöhen unzulässig.

Für den Test der Überströmungssicherheit wird das System über einen Zeitraum von einer Stunde mit einem Wasserstand von mindestens 2,5 cm oberhalb der Systemhöhe belastet. Ein Aufschwimmen oder Kippen des Systems ist nicht zulässig.

Ein weiterer Bestandteil der Zertifizierung ist die Prüfung eines wiederholten Anpralls von Treibgut bei einem Wasserstand von 2/3 der maximal vom Hersteller angegebenen Einstauhöhe. Für die Treibgutprallprüfung sind zwei unterschiedliche große Holzbalken zu verwenden:

- Durchmesser: 30 cm, Gewicht: 277 kg
- Durchmesser: 43 cm: Gewicht: 358 kg

Der Anprall der Balken in der Systemmitte erfolgt mit einer Geschwindigkeit von 2,1 m/s und mit einem Anprallwinkel von 70°.

Beim Strömungstest ist eine Fließgeschwindigkeit von 2,1 m/s parallel zur Frontseite des Systems zu erzeugen. Die Wassertiefe des Testdurchlaufs beträgt 2/3 der laut Herstellerangabe maximalen Einstauhöhe.

Eine Übersicht der Prüfkriterien der einzelnen durchzuführenden Test nach ANSI/FM Approvals 2510 (2019) ist in Tab. 6-14 dargestellt.

Tab. 6-14: Prüfkriterien nach ANSI/FM Approvals 2510 (2019)

Beschreibung des Tests	Belastungen		Messzeitraum	Grenzwerte	
	Wassertiefe	andere Einwirkungen			
Aufbau	entfällt	entfällt	nach Herstellerangaben	entfällt	
Hydrostatische Belastung	0,3 m	entfällt	22 Std.	q ≤ 186 l/h/m Verschiebung ≤ 15 cm	
	0,61 m	entfällt	22 Std.		
	100 % x h	entfällt	22 Std.		
Welleninduzierte hydrodynamische Belastung	66,7 % x h	Wellenhöhe (5,1-7,6 cm)	7 Std.	q ≤ 186 l/h/m	Verschiebung ≤ 15 cm
	66,7 % x h	Wellenhöhe (15,2-20,3 cm)	10 min (3 Mal)	entfällt	
	66,7 % x h	Wellenhöhe (25,4-30,5 cm)	10 min	entfällt	
	80 % x h	Wellenhöhe (5,1-7,6 cm)	1 Std. (min) bis 7 Std. (max)	q ≤ 186 l/h/m	
	80 % x h	Wellenhöhe (15,2-20,3 cm)	10 min (3 Mal)	entfällt	
	80 % x h	Wellenhöhe (25,4-30,5 cm)	10 min	entfällt	
Überströmung	≥ 2,5 cm Überstau	entfällt	1 Std.	Verschiebung ≤ 15 cm bzw. kein Versagen	
Treibselanprall	66,7 % x h	∅ 30 cm 277 kg, 2,13 m/s	entfällt	q ≤ 186 l/h/m Verschiebung ≤ 15 cm	
	66,7 % x h	∅ 30 cm 358 kg, 2,13 m/s	entfällt		
Strömung	66,7 % x h	2,13 m/s	1 Std.	q ≤ 186 l/h/m Verschiebung ≤ 15 cm	
Wiederholter Einstau nach Belastungstests	100 % x h	entfällt	1 Std. (min) bis 22 Std. (max)	q ≤ 186 l/h/m Verschiebung ≤ 15 cm	

"h" = max. Einstauhöhe des Systems nach Herstellerangaben, "q" = Sickerrate

Ein weiterer Bestandteil einer erfolgreichen Zertifizierung ist die Qualitätskontrolle der Fertigungseinrichtung des Herstellers. Hierdurch soll geprüft werden, ob der Hersteller eine

gleichbleibende Qualität mit gleichbleibenden Eigenschaften des eingereichten und geprüften Systems dauerhaft bieten kann.

FM Approvals listet auf der offiziellen Homepage zertifizierte Systeme auf und gibt Angaben über die maximal zulässige Wassertiefe (FM Approvals, 2020). Die Prüfergebnisse werden jedoch nicht im Detail dargestellt. Weitere Informationen zu den Tests sind von den jeweiligen Herstellern in Teilen veröffentlicht worden (Aquaburg, 2020; Aquafence, 2020, Flutschutz, 2021).

6.4.3 Gegenüberstellung der Zertifizierungsprogramme

Im Grundsatz unterscheiden sich die betrachteten Zertifizierungsprogramme "BSI-Kitemark" und "FM Approved" nicht erheblich voneinander. In beiden Programmen sind die zu zertifizierenden Systeme streng nach Herstellerangaben zu errichten und anschließend durch statische und dynamische Einwirkungen zu belasten. Systemverschiebungen und Sickerraten werden dokumentiert und begutachtet. Liegen die Ergebnisse unterhalb der maximal zulässigen Grenzwerte, wird das Prüfzertifikat vergeben. Wird ein System nach "BSI Kitemark" oder nach "FM Approved" zertifiziert, werden Qualitätskontrollen der Fertigungseinrichtung in regelmäßigen Abständen durchgeführt, was eine gleichbleibende Produktqualität gewährleisten soll.

Unterschiede liegen allerdings in der Durchführung und Dauer der Tests. Beim Zertifizierungsprogramm "BSI Kitemark" findet ein dreimaliger Aufbau mit Belastung der Systeme statt (BS 851188-2, 2019), wobei nach "FM Approved" das System einmal errichtet und im Anschluss belastet wird (ANSI/FM Approvals 2510, 2019). Auch in der Aufbaugeometrie sind Unterschiede zu verzeichnen. Der Aufbau nach "BSI Kitemark" sollte über eine Strecke von mindestens 10 m erfolgen (BS 851188-2, 2019). Sind ECKelemente oder allgemeine Richtungsänderungen am System möglich, sind diese auch in den Test einzubinden. Die Aufbaugeometrie nach "FM Approved" ist standardisiert und beinhaltet zwei Richtungsänderungen (ANSI/FM Approvals 2510, 2019). In beiden Zertifizierungsprogrammen werden Tests mit regelmäßiger Wellenbelastung durchgeführt, wobei die eingesteuerten Wellenhöhen bei 10 cm (BS 851188-2, 2019) bzw. 30 cm (ANSI/FM Approvals 2510, 2019) liegen. Neben der dynamischen Einwirkung durch Wellen wird in beiden Zertifizierungsprogrammen der Anprall von Treibgut simuliert, wobei nach "BSI Kitemark" der Anprallkörper eingeschwungen (BS 851188-2, 2019) und nach "FM Approved" in einem Winkel von 70° durch das Wasser gezogen aufgebracht wird (ANSI/FM Approvals 2510, 2019). Eine Strömungsbelastung wird wiederum in beiden Zertifizierungsprogrammen betrachtet.

Die maximal zulässige Sickerrate liegt nach "BSI Kitemark" bei 40 l/h/m (BS 851188-2, 2019). Mit 186 l/h/m ist der Grenzwert nach "FM Approved" mehr als viermal so hoch (ANSI/FM Approvals 2510, 2019). Maximal zulässige horizontale Verschiebungen infolge der statischen und dynamischen Einwirkung werden in den Prüfrichtlinien des BSI nur beim Anpralltest und bei der Überströmung angegeben, wobei nach "FM Approved" für alle Testabschnitte eine maximale Verschiebung von 15 cm maßgebend ist (ANSI/FM Approvals 2510, 2019).

6.4.4 Ergänzungsbedarf der vorhandenen Prüfkriterien

Die Zertifizierungsprogramme "BSI Kitemark" und "FM Approved" zeigen größtenteils eine umfassende Betrachtung zur Überprüfung der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen. Nachteilig hingegen ist die alleinige Betrachtung der

Testaufbauten auf einem glatten und gereinigten Betonuntergrund. Zudem ist zu beachten, dass sich der U-förmige Aufbau nach ANSI/FM Approvals 2510 (2019) (Abb. 6-56) grundsätzlich positiv auf das Stabilitätsverhalten der zu testenden Systeme auswirkt, da sich bei einer entsprechenden Aufstellung das System gegen sich selbst abstützt. Besonders statisch steifere Systeme werden infolge des Wassereinstaus an die außen liegenden Randanschlüsse gepresst und können dadurch ein seitliches Verschieben des gesamten Systemaufbaus verhindern. Das ist bei längeren geradlinigen Verbauten so nicht gegeben. Während des notfallmäßigen Einsatzes ortsungebundener mobiler Systeme sind keine umfangreichen Kenntnisse über die Untergrundverhältnisse im Einsatzgebiet vorhanden. Beim Einsatz der Systeme im linienartigen Hochwasserschutz können variierende Untergründe wie Rasen, Schotter, Pflastersteine oder Geländesprünge z. B. in Form eines Bürgersteigs in den zu schützenden Abschnitten vorgefunden werden. Gegenüber einem glatten Betonuntergrund ändert sich mit abweichender Untergrundbeschaffenheit auch die Art der Aufnahme der resultierenden Kräfte im Bereich der Aufstandsflächen, das Durchsickerungsverhalten im Kontaktbereich zwischen Aufstandsfläche und System und die Durchsickerung des Untergrunds selbst sowie der Widerstand gegen seitliches Verschieben der Systeme. Somit fehlen in den vorliegenden Zertifizierungsprogrammen essenzielle Randbedingungen für eine aussagekräftige Beschreibung über Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen für den notfallmäßigen Einsatz.

Für den linienartigen Hochwasserschutz sollten dementsprechend größtmögliche Systemlängen inklusive Systemverbindungen auch auf wechselnden Untergründen getestet werden. Zudem ist es fraglich, ob die Belastung durch Treibgut, Anströmung oder Welleneinwirkung essenzielle Ausschlusskriterien bei negativen Prüfungsergebnissen sein sollten. Können diese Einwirkungen am jeweiligen Einsatzort ausgeschlossen werden, kann die Schutzwirkung gegen anstehendes Hochwasser trotzdem von einer z. B. gegen Treibgutstoß empfindlichen Konstruktion gewährleistet sein. Dieser Umstand trifft z. B. bei den weit verbreitet im Einsatz befindlichen Dammbalkensystemen des ortsgebundenen mobilen Hochwasserschutzes zu. Insofern ist es empfehlenswert, die Einwirkungen Anströmen, Treibgutprall, Geschiebeanprall und Welleneinwirkung als zusätzliches Zertifikat durch Prüfungen zu erteilen. In Tab. 6-15 sind die Situationen und Einsatzbereiche aufgeführt, die in der Regel eine vernachlässigbare bzw. eine relevante Belastung durch Anströmung, Treibgut, Geschiebe bzw. Wellen beinhalten.

Tab. 6-15: Zu berücksichtigende Belastung von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen in Abhängigkeit regionalbedingter Belastungssituationen und Einsatzbereiche

Beschreibung der Belastungssituationen und Einsatzbereiche	Typenbezeichnung nach Pottgiesser (2018)		
	Tiefland Typ 20	Mittelgebirge Typ 10	Alpenvorland Typ 4
	Relevante Belastung		
Anströmung			
Gerader Flussabschnitt ohne Vorland	Nein	Nein	Nein
Gerader Flussabschnitt mit Vorland	Nein	Nein	Nein
Flussaußenkurve ohne Vorland	Nein	Ja	Ja
Flussaußenkurve mit Vorland	Nein	Nein	Ja
HWS-System eingesetzt als Strömungsumlenkung	Ja	Ja	Ja
HWS-System eingesetzt als Objektschutz im ausgewiesenen Überschwemmungsgebiet	Ja	Ja	Ja
Treibgutanprall			
Gerader Flussabschnitt ohne Vorland	Nein	Nein	Ja
Gerader Flussabschnitt mit Vorland	Nein	Nein	Nein
Flussaußenkurve ohne Vorland	Nein	Ja	Ja
Flussaußenkurve mit Vorland	Nein	Nein	Nein
HWS-System eingesetzt als Strömungsumlenkung	Ja	Ja	Ja
HWS-System eingesetzt als Objektschutz im ausgewiesenen Überschwemmungsgebiet	Ja	Ja	Ja
Geschiebeanprall			
Gerader Flussabschnitt ohne Vorland	Nein	Nein	Nein
Gerader Flussabschnitt mit Vorland	Nein	Nein	Nein
Flussaußenkurve ohne Vorland	Nein	Nein	Ja
Gerader Flussabschnitt mit Vorland	Nein	Nein	Nein
HWS-System eingesetzt als Strömungsumlenkung	Nein	Nein	Ja
HWS-System eingesetzt als Objektschutz im ausgewiesenen Überschwemmungsgebiet	Nein	Nein	Ja
Windinduzierte Wellenbelastung			
Wellenbelastung mit $H_s \geq 0,2$ m	Ja	Ja	Nein
Druckschlagbelastung bei einem Vorland ($\geq 6,0$ m)	Nein	Nein	Nein
Druckschlagbelastung bei einem Vorland ($\leq 6,0$ m)	Ja	Ja	Nein

7 Praxisorientierte physikalische Versuche von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen

Die in Kapitel 6 beschriebenen Zertifizierungsprogramme "FM Approved" sowie "BSI Kitemark" sind grundsätzlich auf die Zertifizierung von Konstruktionen für den planmäßigen Hochwasserschutz Einsatz bzw. dem Aufbau der Systeme auf einem tragfähigen und sauberen Betonuntergrund ausgerichtet, der beim Einsatz ortsungebundener mobiler Systeme, insbesondere beim notfallmäßigen Einsatz, oft nicht vorliegt. Insofern ist es fraglich, ob eine aussagekräftige Beschreibung der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit entsprechender Schutzsysteme nach diesen Zertifizierungsprogrammen möglich ist. So wurden an der IWA-Testanlage Versuchsreihen mit mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen auf einem Rasenuntergrund durchgeführt, um Kenntnisse über das Verhalten der Systeme auf weichem Untergrund unter Einsatzbedingungen zu erhalten. Die Beschreibung der Prüfmethode an der IWA-Testanlage sowie die Versuchsreihen und die daraus gewonnenen Erkenntnisse werden im Folgenden näher erläutert.

7.1 Prüfmethode

Zur Prüfung der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen für den notfallmäßigen Einsatz sind die Testaufbauten im Einstaubeck der IWA-Testanlage durchzuführen sowie die Ergebnisse und gewonnenen Erkenntnisse zu dokumentieren. Das 15 m breite und 9 m lange Einstaubecken kann mit Wasser gefüllt werden, so dass eine hydrostatische Belastung der installierten Hochwasserschutzsysteme durch hohe Wasserstände beliebig oft simuliert werden kann. Eine Untersuchung der Belastungsgrößen Strömung, Wellen, Treibgut bzw. Fahrzeuganprall ist jedoch in der IWA-Testanlage nicht möglich. Der Fokus der Versuchsreihen in der IWA-Testanlage liegt auf der Untersuchung der Stabilitätseigenschaften von ortsungebundenen mobilen Systemen, die auf weichem Untergrund errichtet und belastet werden sowie der Messung der während der Versuche anfallenden Sickerwassermengen. Die Tests lassen sich in die folgenden Testabschnitte gliedern:

- Systemaufbau
- Hydrostatische Belastung – Sickerratenmessung
- Maximale hydrostatische Belastung
- Systemrückbau

7.1.1 Systemaufbau

Im ersten Testabschnitt werden die zu testenden mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsysteme im Einstaubecken der IWA-Testanlage inkl. der für den Aufbau erforderlichen Ausrüstungsteile bereitgestellt. Zur Überprüfung der vollständigen und umfassenden Beschreibung der Aufbauanleitung ist der Systemaufbau streng nach Herstellerangaben durchzuführen.

Die Systeme werden über die gesamte Beckenbreite parallel zur Deichlinie aufgebaut (Abb. 7-1). In Abhängigkeit von der Aufbauart (mit oder ohne vorgelagerte Dichtungsbahn), sind die Systeme mit ausreichendem Abstand zum Deichfuß auszurichten. In die Zeiterfassung des Systemaufbaus geht allein die Dauer für die Errichtung der 15 m langen Schutzlinie ein. Die im Eintaubecken seitlich angebrachte Kunststoffdichtungsbahn zur Dichtung des Bauwerks darf nicht beschädigt werden, so dass keine speziellen Dichtungselemente kraftschlüssig im Randbereich zu befestigen sind. Die Randbereiche sind zudem als Schwachstellen hinsichtlich der anfallenden und zu messenden Sickerwassermenge anzusehen, wobei deren Einfluss im Testbecken verglichen mit realen Schutzsituationen wegen der geringen Systemlänge im Testbecken überproportional hoch ist. Aus diesem Grund wird bei den Versuchen der Randeinfluss auf die Sickerrate der linienartigen Hochwasserschutzsysteme mit Hilfe von Dichtungsbahnen, stark haftendem Klebeband sowie Sandsäcken minimiert, um so eine möglichst hohe Dichtung der Randbereiche im Versuch herzustellen. Die Handhabbarkeit und Umsetzung der Dichtung ist in der Auswertung der unterschiedlichen Systeme separat zu berücksichtigen.

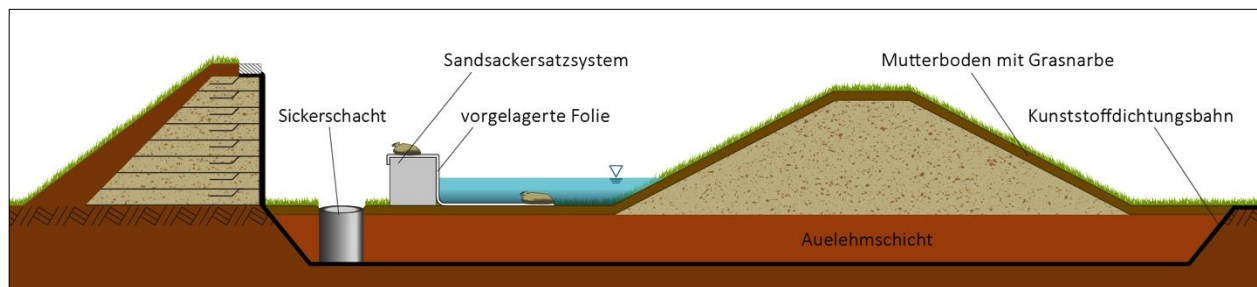


Abb. 7-1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus in der IWA-Testanlage

Speziell auf die Systeme geschultes Personal erreicht optimale Aufbauzeiten. Im notfallmäßigen Einsatz besteht jedoch die Gefahr, dass das geschulte Personal nicht am Einsatzort vorhanden ist und ungeschultes Personal mit dem Aufbau der Systeme zu beauftragen ist. Dementsprechend werden für die Testaufbauten Helfer eingesetzt, die in den theoretischen Grundlagen des operativen Hochwasserschutzes geschult sind, jedoch keine Erfahrung im Aufbau der einzelnen zu testenden Systeme aufweisen. Ein mehrmaliger Aufbau der Systeme wird aus zeitlichen Gründen nicht in Betracht gezogen. Der Systemaufbau erfolgt, ausgenommen vom Aufbau des Sandsackdamms, mit zwei Personen. Für Systeme, die mit Wasser zu befüllen sind, wird eine Pumpe der Firma Mast mit einer maximalen Förderleistung von 800 l/min eingesetzt. Der Standort der Pumpe, die erforderliche Länge an Druckschläuchen sowie die zu überwindende Höhendifferenz für den Füllvorgang im Eintaubereich sind für die einzelnen zu testenden Systeme identisch, so dass auch jeweils die Förderrate weitgehend als identisch anzusehen ist, abgesehen davon, dass spezielle Füllarmaturen an den Systemen die Förderrate um ein gewisses Maß reduzieren können.

7.1.2 Hydrostatische Belastung – Sickerratenmessung

Gemäß BWK (2005) wird der maximale Wassereinstau von notfallmäßig eingesetzten ortsungebunden mobilen Hochwasserschutzsystemen mit 0,60 m empfohlen. In Anlehnung daran müssen die zu testenden Schutzsysteme für eine Schutzhöhe von 0,60 m ausgelegt sein. Der Eintaubereich ist zwischen Deich und Schutzsystem bis auf eine Stauhöhe von 0,60 m zu füllen und im Anschluss sind Sickerratenmessungen durchzuführen. Auf eine sukzessive

Wasserstandsteigerung mit 1/3 sowie 2/3 der maximal angegebenen Einstauhöhen und zugehörigen Einstauzeiten für die Sickerratenmessung, wie es in den Zertifizierungsprogrammen "BSI Kitemark" und "FM Approved" beschrieben wird (Kapitel 6.4), wird hier verzichtet. Grund hierfür ist die hohe Beanspruchung der Rasenoberfläche durch langanhaltende Einstauzeiten sowie zusätzlicher Abdeckung durch Dichtungsbahnen. Die Erfahrungen aus den Tests mit dem zu entwickelnden wasserseitigen Deichschutzsystem (Kapitel 5) zeigen, dass die Wiederherstellung der zerstörten Rasenoberfläche infolge langanhaltender Einstauversuche für weitere Versuchsreihen nur mit sehr großem zeitlichem Aufwand verbunden ist, was in den weiteren Versuchsreihen mit linienförmigen Hochwasserschutzkonstruktionen zu vermeiden war.

Direkt vor dem System installierte Druckmessdosen ermöglichen eine digitale Kontrolle sowie Dokumentation des Wasserstandverlaufs während der Testreihen. Als visuelle Wasserstandskontrolle dient zusätzlich eine seitlich angebrachte Messlatte. Die im Versuch anfallende Sickerwassermenge wird in einem Sickerschacht aufgefangen (Abb. 7-1) und mit Hilfe einer Tauchpumpe sowie mit Druckschläuchen zurück in den Einstaubereich gepumpt. Mit einem zwischengeschalteten Magnetisch-Induktiven-Durchflusssensor (MID) wird die anfallende Sickerwassermenge erfasst. Die Sickerraten sind insbesondere von Bedeutung, wenn begrenzte Siedlungsgebiete, Industrieanlagen oder einzelne Gebäude mit dem Einsatz eines Hochwasserschutzsystems in einem überfluteten Gebiet geschützt und das anfallende Sickerwasser aus dem zu schützenden Bereich auf die Wasserseite gefördert werden muss. Hierfür sind Pumpen notwendig, die mit Hilfe der ermittelten Sickerraten dimensioniert werden können. Definierte Messzeiträume zur Erfassung der Sickerraten sind mit der gegebenen Untergrundbeschaffenheit nicht möglich. Die Zeit zum Erreichen einer stationären Sickerrate hängt bei einem definierten Wasserstand in erster Linie von der Systemdurchlässigkeit sowie der Anpassungsfähigkeit der einzelnen Systeme an den Untergrund ab. Aus diesem Grund sind variierende Einstauzeiten zur Ermittlung der Sickerrate zu erwarten. Die Sickerrate wird als stationär angenommen, wenn diese annähernd konstant bzw. keine signifikant steigende oder fallende Tendenz im Messverlauf vorhanden ist.

7.1.3 Maximale hydrostatische Belastung

Nach Einstellung einer stationären Sickerrate bei einer Stauhöhe von 0,60 m ist die hydrostatische Belastung stufenweise zu erhöhen, bis ein Systemversagen aufgrund einer die Belastungsgrenzen des Systems überschreitenden Stauhöhe eintritt oder die Überströmung des Systems einsetzt. Durch den Einsatz der installierten Druckmessdosen können somit die Sicherheitsreserven der Systeme ermittelt werden. Sofern das zu testende Hochwasserschutzsystem einen Volleinstau oder sogar eine Überströmung widerstehen kann, können diese Lastfälle jedoch wegen Unebenheiten im Einstaubecken sowie aufgrund begrenzter Pumpleistung nicht über die gesamte Systemlänge realisiert werden, so dass nur eine geringe Überstauhöhe in den Randbereichen der IWA-Testanlage ermöglicht werden kann. Dementsprechend kann keine Aussage zur Überströmungssicherheit mit den durchgeführten Versuchsreihen getroffen werden. Im Falle eines Systemüberlaufs ist der Rasenuntergrund vor einer Kolkbildung zu schützen.

7.1.4 Systemrückbau

Im direkten Vergleich zum Aufbau spielt der Rückbau bezogen auf die Prüfung der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen eher eine untergeordnete, jedoch nicht zu vernachlässigende Rolle. Besonders bei wiederverwendbaren Systemen ist darauf zu achten, dass der Rückbau sowie die Reinigung und, sofern erforderlich, Reparaturen möglich sind und dies ausreichend und verständlich im Herstellerhandbuch beschrieben wird. Der Rückbau erfolgt auch hier, ausgenommen vom Aufbau des Sandsackdamms, mit zwei Personen.

7.1.5 Bewertungsschema

Ein ortsungebundenen mobiles Hochwasserschutzsystem sollte nicht nur funktional, sondern in vielerlei Hinsicht auch praktikabel sein. Zur Beurteilung von Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit der unterschiedlichen Systeme wurde ein Bewertungsschema erstellt, in dem neben der Funktionstauglichkeit auch relevante Systemmerkmale wie Handhabung beim Auf- und Abbau, Platzbedarf im Betrieb und bei der Lagerung, Wiederverwendbarkeit sowie Reparaturfähigkeiten berücksichtigt werden. Das Bewertungsschema, anhand dessen die zu testenden Systeme beurteilt werden, ist in Tab. 7-1 dargestellt. Die ausgefüllten Bewertungsbögen der getesteten Systeme befinden sich im Anhang E.

Tab. 7-1: Bewertungsschema der zu testenden ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsysteme

Bewertungsbogen				
Hersteller				
Systemmerkmale				
Anwendungsbereich				
Anwendbare Untergründe				
Systemgröße				
Schutzhöhe [m]				
Systemhöhe [m]				
Systembreite [m]				
Füllvolumen [l/m ; l/Stk]				
Überlappungslänge [m]				
Eigengewicht leer [kg/m ; kg/Stk]				
Kopplungsart für die Befüllung				
Packmaß [m]				
Werkstoff				
Anfälligkeit gegen Frost	Ja			Nein
Beständigkeit	Salzwasser	UV-Strahlung	Säuren	
Lebensdauer [Jahre]	-			
Wiederverwendbarkeit	Ja			Nein
Kosten pro Meter/ Stück [€]	-			
Reparaturfähigkeit	Ja			Nein
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)				
Personenanzahl [Stk]				
Zeitbedarf [min]				
Benötigtes Zubehör				
Arbeitsschritte beim Aufbau				
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll		Ist	
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll		Ist	
Randabdichtung				
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei		m	
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei		m	
Maximale Einstauhöhe [m]				
Volleinstau	Ja			Nein
Stationäre Sickerrate	bei		m	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]				
Leckagen				
Anpassung an den Untergrund				
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]				
Zeitbedarf [min]				
Benötigtes Zubehör				
Arbeitsschritte beim Rückbau				
Reinigungsarbeiten				

7.2 Systemauswahl

Aus zeitlichen und personellen Gründen konnten im Testprogramm nicht sämtliche auf dem Markt verfügbaren Systeme aufgenommen werden, so dass eine Auswahl an Systemen für die Testaufbauten zu treffen war. Dies erfolgte nach Systemart, einer Mindesteinstauhöhe von 0,60 m sowie in Abhängigkeit von der Bereitschaft der Hersteller, die Systeme für die Testaufbauten kostenfrei zur Verfügung zu stellen. In den Fällen, in denen die Hersteller mehrere Systemgrößen anbieten, wurde die für eine Stauhöhe von 0,60 m geeignete Variante gewählt. Da manche Systeme nicht speziell auf eine Stauhöhe von 0,60 m ausgelegt sind, wurden auch überdimensionierte Systeme aufgebaut (Aquariwa, Aqua Defence, Hydrobaffle, Tiger Dam). Das NOAQ Boxwall System reicht nur bis zu einer Höhe von 0,5 m, wurde aber aufgrund seiner äußerst einfachen Funktionsweise dennoch getestet.

Um einen Vergleich der SSES zum traditionell eingesetzten Sandsackdamm insbesondere bzgl. Sickeraten und Aufbauzeiten zu erhalten, wurde ebenfalls ein Sandsackdamm in zwei Varianten – mit und ohne vorgelagerte Dichtungsbahn auf der Wasserseite – im Einstaubecken aufgebaut. Im Rahmen der Testreihe wurden die in Tab. 7-2 aufgeführte Systeme untersucht.

Tab. 7-2: Ausgewählte ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme aufgelistet nach ihrer Systemart

Behältersysteme			Klappsysteme	Masselemente	Wandsysteme				
Sandsacksysteme	Schlauchsysteme	Beckensysteme	Klappsysteme	Masselemente	Bocksysteme	Dammsysteme	Tafelsysteme		
Sandsackdamm mit Folienvorlage	Hydrobaffle	Aquariwa	Megasecur Water-Gate	/	Plettac Aqua Defence	NOAQ - Boxwall	/		
	Tiger Dam	Indutainer							
Sandsackdamm ohne Folienvorlage	Flutschutz - Doppelkammer-schlauch								
	Mobildeich								
	ÖkoTec Schlauchwall								
	Flutschutz - Deichkade								

Masselemente bestehen aus Materialien mit hoher Dichte, wie z. B. Beton. Für den Einsatz von Masselementen werden technische Hilfsmittel zum Setzen der Elemente benötigt, die häufig aus logistischen wie aus Gründen der Tragfähigkeit von bei Hochwasser aufgeweichten Böden nicht eingesetzt werden können. Bei Tafelsystemen handelt es sich um Tafeln, die an wechselseitig in den Boden gerammten Pflöcken befestigt werden. Der Einsatz von Tafelsystemen ist auf entsprechend geeignete Böden und geringe Stauhöhen begrenzt. Masselemente und Tafelsysteme wurden somit aufgrund der erforderlichen Rahmenbedingungen wie einfache Zugänglichkeit mit schwerem Gerät und möglichst schadensfreiem Einsatz der Systeme im Testbecken bei den Testaufbauten nicht berücksichtigt

7.3 Physikalische Versuchsreihe von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen

Im Rahmen der physikalischen Versuchsreihen von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen wurden insgesamt 12 Systeme untersucht. Aufgrund der hohen Anzahl an betrachteten Systemen werden im Folgenden die Versuchsdurchführungen und Ergebnisse beispielhaft anhand des Referenzsystems, dem Sandsackdamm, sowie eines Sandsackersatzsystems aufgeführt. Die Beschreibung der Versuchsdurchführung der weiteren betrachteten Systeme befinden sich im Anhang D, siehe Tab. 7-3.

Tab. 7-3: Verweisübersicht der getesteten Hochwasserschutzsysteme

System	Verweis
Hydrobaffle	Anhang D.1
Tiger Dam	Anhang D.2
Mobildeich	Anhang D.3
Öko-Tec Schlauchwall	Anhang D.4
Flutschutz-Deichkade	Anhang D.5
Aquariwa	Anhang D.6
Indutainer	Anhang D.7
Megasecur Water-Gate	Anhang D.8
Plettac Aqua Defence	Anhang D.9
NOAQ Boxwall	Anhang D.10

7.3.1 Sandsackdamm

In dem Test werden zwei Aufbauvarianten des Sandsackdamms – mit und ohne vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite – untersucht (Abb. 6-5). Aufgrund der nahezu identischen Aufbauweise wurde für den Aufbau lediglich ein Sandsackdamm im Einstaubereich der IWA-Testanlage errichtet. Im ersten Testabschnitt wurden die Versuche mit vorgelagerter Dichtungsbahn durchgeführt. Nach Erhalt sämtlicher Messergebnisse wurde die Dichtungsbahn entfernt und es begann der zweite Testabschnitt ohne vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite. Da der Versuchsaufbau weitestgehend identisch ist, werden die gewonnenen Erkenntnisse und Ergebnisse der betrachteten Aufbauvarianten zusammenfassend beschrieben.

7.3.2 Systemaufbau

Generell ist es geplant, die zu untersuchenden Hochwasserschutzsysteme unter Einsatz von zwei Personen aufzubauen. Wegen des sehr hohen Materialbedarfs zur Errichtung eines Sandsackdamms wurden in diesem Versuch jedoch mehr als zwei Helfer eingesetzt. Am THW-Ausbildungszentrum Hoya werden THW-Helfer im Lehrgang "Hochwasserschutz und Deichverteidigung (HuD)" für den Einsatz während Hochwasserereignissen ausgebildet. Dabei werden theoretische Kenntnisse bezüglich des operativen Hochwasserschutzes vermittelt, die im

Anschluss durch praktische Übungen gefestigt werden sollen. Der Aufbau des Sandsackdamms konnte im Rahmen der praktischen Ausbildung eines HuD-Lehrgangs mit 16 THW-Helfern realisiert werden.

Für den Aufbau des Sandsackdamms wurden im Eintaubecken insgesamt 24 Sandsackpaletten bereitgestellt. Bei Verwendung von 60 x 40 cm (Leermaß) großen Jutesandsäcken sind die 24 Paletten insgesamt mit rund 2.000 Sandsäcken bestückt. Für die Füllung der erforderlichen Sandsäcke war ein Zeitaufwand von etwa 3 Stunden mit 16 Personen notwendig, die in der Aufbauzeit des Sandsackdamms nicht berücksichtigt wurde, da allein der Aufbau am Einsatzort betrachtet wurde.

Der Aufbau erfolgte in Anlehnung an die Aufbauanleitung nach THW (2017). Bei geforderter Einstauhöhe von 0,60 m sowie Beaufschlagung eines Freibords von 0,20 m (BWK, 2005) beträgt die Höhe des Sandsackdamms 0,80 m. Unter Verwendung der Faustformel "Doppelte Höhe plus ein Sandsack" werden in der Basis sechs Sandsäcke benötigt, was einer Basisbreite von ca. 2,10 m entspricht. Beim Aufbau der Basis zeigt der Sandsackboden zur Wasserseite (Abb. 7-2). Alle weiteren Lagen wurden in Verbundbauweise errichtet, bis die erforderliche Höhe des Sandsackdamms von 0,80 m erreicht war (Abb. 7-3). Der Aufbau eines Sandsackdamms ist einfach und kann von jeder Person, die in einer guten physischen Verfassung ist, nach kurzer Einweisung durchgeführt werden. Dieser Vorteil beinhaltet gleichermaßen einen großen Nachteil, da der Aufbau des Sandsacksystems kräftezehrend ist und nur mit großem personellen Aufwand und unter Verwendung einer Vielzahl an Sandsäcken realisiert werden kann. Positiv ist zudem die große Flexibilität der Sandsäcke, da diese auf jedem Untergrund verlegt werden können und sich dabei optimal an die Untergrundbeschaffenheit anpassen. Auch die Schließung kleinerer Lücken im Schutzsystem ist mit Sandsäcken als unproblematisch anzusehen.



Abb. 7-2: Sandsackdamm – Aufbau der Basis



Abb. 7-3: Sandsackdamm – Aufbau der Lage 7 und Lage 8

Für die Aufbauvariante ohne vorgelagerter Dichtungsbahn waren acht Lagen notwendig sowie insgesamt 1.751 Sandsäcke (Tab. 7-4). Die 16 THW-Helfer wurden in zwei Gruppen mit jeweils acht Personen aufgeteilt und konnten den 15 m langen Sandsackdamm innerhalb von etwa 90 Minuten inkl. Pausen errichten.

Tab. 7-4: Benötigte Anzahl der Sandsäcke zur Herstellung des Sandsackdamms

Lage	Sandsäcke in der Breite [Stk.]	Sandsäcke in der Länge [Stk.]	Sandsäcke gesamte Lage [Stk.]
1	6	52	312
2	6	48	288
3	5	51	255
4	5	49	245
5	4	53	212
6	4	49	196
7	3	51	153
8	2	49	98
		Σ	1.759

Nach Fertigstellung des Sandsackdamms wurde die Konstruktion durch eine Dichtungsbahn ergänzt. Hierfür wurde eine handelsübliche Baufolie mit einer Breite von 4,0 m verwendet, die über den gesamten Einstaubereich reicht. Für die Beschwerung und zur Minderung der Durchströmung wurde die Dichtungsbahn auf dem Sandsackdamm sowie im Randbereich der wasserzugewandten Seite zusätzlich mit Sandsäcken beschwert (Abb. 7-4). Hierfür wurden weitere 101 Sandsäcke benötigt. Dadurch ergibt sich eine Gesamtanzahl von 1.852 Sandsäcken zur Herstellung der Aufbauvariante mit vorgelagerter Dichtungsbahn. Zudem erhöht sich auch der Zeitaufwand um 10 Minuten auf insgesamt 100 Minuten.



Abb. 7-4: Sandsackdamm – Fertiggestellter Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite

Der Randanschluss erfolgte durch Verwendung eines stark haftenden, wasserundurchlässigen Klebebands, mit dem die vorgelagerte Dichtungsbahn seitlich an der Kunststoffdichtungsbahn angebracht wurde. Eine zusätzliche Beschwerung im Bereich zwischen Seitenwand und Rasenfläche mit Sandsäcken sollte die Lagestabilität der Dichtungsbahn des Randanschlusses erhöhen.

7.3.2.1 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Der Bereich zwischen Sandsackdamm und Testdeich wurde sukzessive in einem Zeitraum von 40 Minuten geflutet bis ein Wasserstand von 0,60 m erreicht wurde (Abb. 7-5). Während des Einstauvorgangs sowie der anschließenden Phase einer konstanten Wasserspiegellage konnte bereits beobachtet werden, dass die Aufbauvariante mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite eine hohe Dichtigkeit aufweist. Dementsprechend musste zur Durchführung der Messungen der Sickerrate das Erreichen ausreichender Wassermengen im Sickerschacht abgewartet werden. Erst nach zwei Stunden Einstauzeit floss erstes Sickerwasser überhaupt erst dem Sickerschacht zu.



Abb. 7-5: Sandsackdamm – Einstau mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite und einem Wasserstand von 0,60 m, (Massolle et al., 2018)

Aufgrund der sehr geringen anfallenden Sickerwassermenge war es nicht möglich, die Sickerrate mit Hilfe von Pumpentechnik und dem zwischengeschalteten Durchflusssensor zu ermitteln. Abweichend musste hier die Sickerrate über die Fläche des Sickerschachtes sowie Messung der zeitlich ändernden Einstauhöhe im Sickerschacht berechnet werden. Abb. 7-6 zeigt den gemessenen Verlauf der Sickerrate sowie den zugehörigen Wasserstandverlauf während des Messzeitraums von etwa 2,5 Stunden. Bei der Aufbauvariante des Sandsackdamms mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite konnte eine stationäre Sickerrate von 10 l/h/m ermittelt werden.

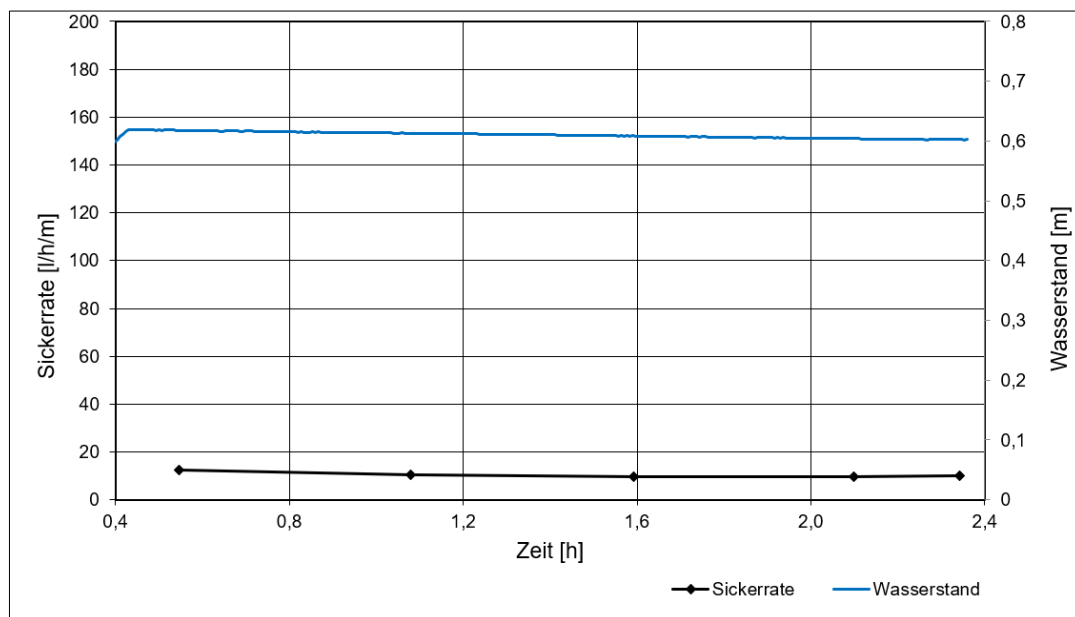


Abb. 7-6: Sandsackdamm – Sickerratenmessung mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite und einem Wasserstand von 0,60 m

Bis zum Erreichen des erforderlichen Wasserstands sowie bei anschließender konstanter Wasserstandhaltung über einen Zeitraum von etwa 4,5 Stunden, konnte keine Beeinträchtigung der Standsicherheit des Sandsackdamms verzeichnet werden.

Der Testabschnitt zur Ermittlung der maximalen Einstauhöhe bzw. der Möglichkeit einer Überströmung der Konstruktion wurde bei der Aufbauvariante mit vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite aus zeitlichen Gründen nicht durchgeführt. Zudem ist davon auszugehen, dass der Sättigungsgrad des Sandsackdamms ohne Dichtungsbahn erheblich höher sein wird und dadurch mehr Material unter Auftrieb steht. Bei hoher hydrostatischer Belastung fehlt es somit an Eigengewicht, welches der äußeren Belastung entgegenwirkt und somit die Aufbauvariante ohne Dichtungsbahn als gefährdeter anzusehen ist.

Nach Erreichen der stationären Sickerlinienlage wurde die Dichtungsbahn auf der Wasserseite entfernt und weitere Sickerratenmessungen durchgeführt (Abb. 7-7).



Abb. 7-7: Sandsackdamm – Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m, (Massolle et al., 2018)

Mit Entnahme der vorgelagerten Dichtungsbahn nahm die Durchsickerung des Sandsackdamms erheblich zu. Vereinzelt wurden zudem Rinnsale an Stoßfugen der Sandsäcke vorgefunden. Gemäß visueller Beobachtung der Rinnsale war jedoch keine signifikante Zunahme des Durchflusses im Bereich der Rinnsale mit der Zeit zu verzeichnen. Anders hingegen war die beträchtliche Steigerung der stationären Sickerrate (Abb. 7-8). Diese ist nach Entfernung der Dichtungsbahn um mehr als das zehnfache auf etwa 1.050 l/h/m angestiegen. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Sandsackdamms und der einhergehenden vermehrten Pumpvorgänge, konnte der Wasserstand nicht exakt konstant gehalten werden und schwankte im Verlauf des Versuchs zwischen 0,60 m und 0,62 m.

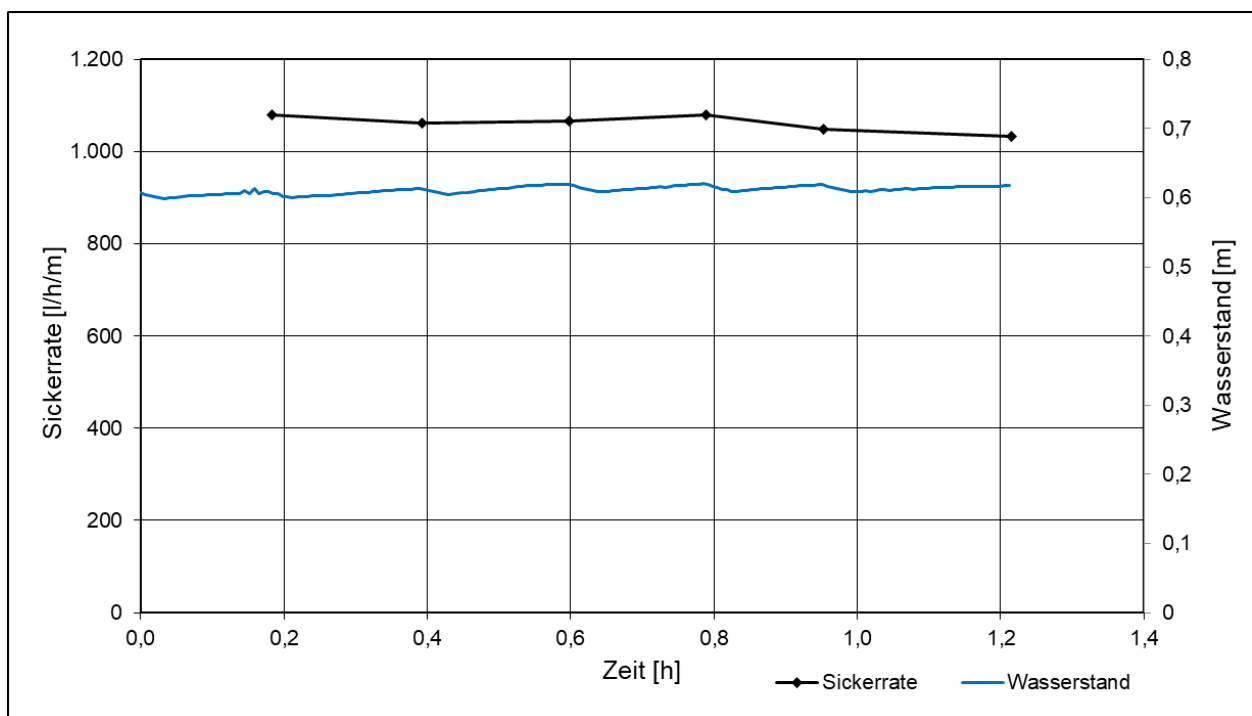


Abb. 7-8: Sandsackdamm – Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

Auch bei der Aufbauvariante ohne vorgelagerter Dichtungsbahn auf der Wasserseite konnte keine Beeinträchtigung der Standsicherheit bei einem Wasserstand von 0,60 m festgestellt werden.

7.3.2.2 Maximale hydrostatische Belastung

Nach Erreichen der stationären Sickerrate wurde der Wasserstand im Einstaubereich erhöht. Ab einer Einstauhöhe von 0,77 m konnte keine weitere Steigerung des Wasserstands aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Sandsackdamms realisiert werden (Abb. 7-9). Das anfallende Sickerwasser überstieg die maximale Förderleistung der vorhandenen Pumpentechnik mit maximal $35\text{m}^3/\text{h}$ ($\approx 2.300\text{ l/h/m}$), so dass sich der Bereich hinter der Sandsackkonstruktion mit Wasser füllte (Abb. 7-10). Eine Überströmung konnte dementsprechend nicht betrachtet werden. Die Sandsackkonstruktion blieb bei einem Einstau von 0,77 m lagestabil.

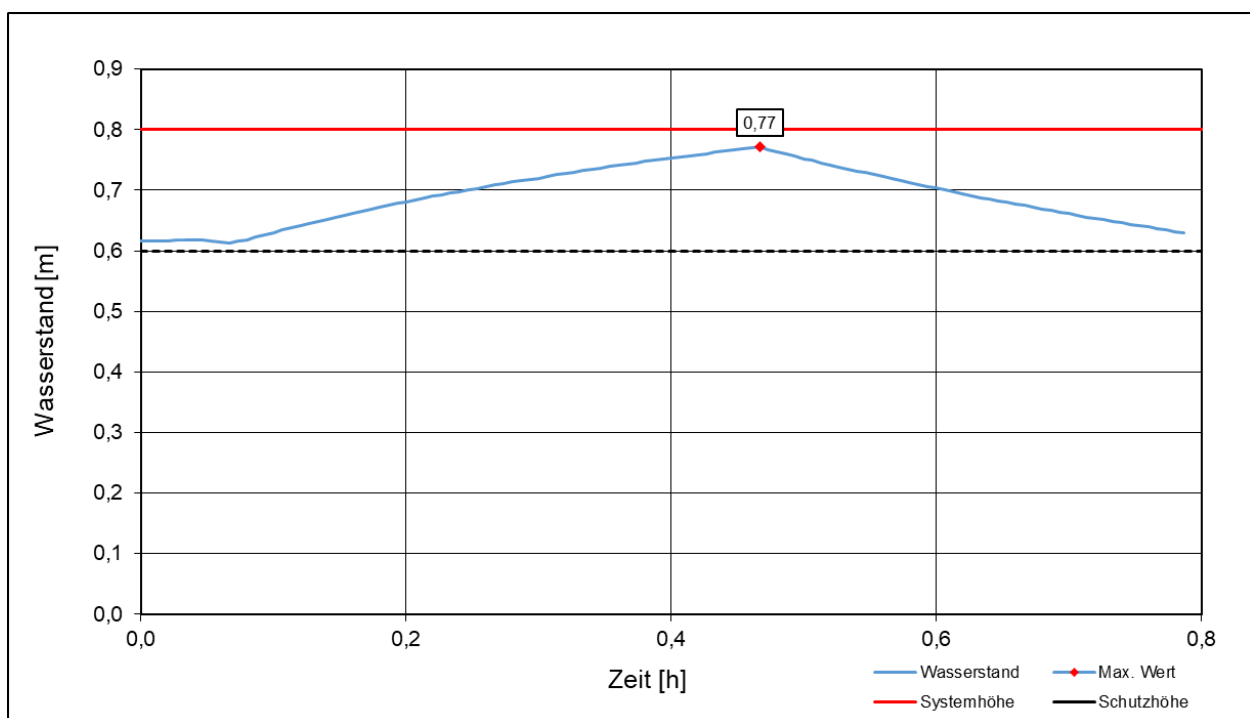


Abb. 7-9: Sandsackdamm – Belastungstest: Verlauf der Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit



Abb. 7-10: Sandsackdamm – Maximale Einstauhöhe sowie Überschwemmung der wasserabgewandten Seite

7.3.2.3 Systemrückbau

Wie beim Aufbau konnte der Rückbau im Rahmen des HuD-Lehrgangs und der Hilfe von 16 THW-Helfern durchgeführt werden (Abb. 7-11). Im Allgemeinen ist der Rückbau der Sandsackkonstruktion unkompliziert. Allerdings ist auch hier der personelle sowie zeitliche Aufwand sehr hoch. Die Sandsäcke wurden lagenweise entnommen und für den Abtransport fachgerecht palettiert. Insgesamt betrug der Zeitaufwand für den Rückbau 65 Minuten.



Abb. 7-11: Sandsackdamm – Rückbau der 8. Lage durch Einsatz von THW-Helfern

7.3.3 Flutschutz-Doppelkammerschlauch

Der von Optimal Planen & Umwelttechnik vertriebene Flutschutz-Doppelkammerschlauch (DKS) ist für den notfallmäßig einzusetzenden mobilen Hochwasserschutz konfektioniert und wird den Schlauchsystemen zugeordnet. Er besteht aus gewebeverstärktem und hochbeanspruchbarem Planenstoff, der zu zwei unterschiedlich großen, mit einem Planenstoff kraftschlüssig miteinander verbundenen röhrenförmigen Kammern konfektioniert wird. Die beiden Kammern sind getrennt mit Wasser zu befüllen. Gemäß (Flutschutz c, ohne Zeitangabe) hat die größere wasserzugewandte Kammer einen Durchmesser von 1,50 m und die kleinere wasserabgewandte Kammer einen Durchmesser von 0,90 m (Abb. 7-12). Bei beginnender Verdrehung der größeren Kammer infolge des Wassereinstaus zieht die Verbindung die kleinere Kammer gegen die Verdrehung der größeren Kammer, so dass die beiden Kammern sich gegenseitig stabilisieren und ein weiteres seitliches Verrollen verhindert wird. Der Schutz vor Schäden durch spitze Gegenstände an der Unterseite der wasserzugewandten Kammer sowie die Abdichtung zum Untergrund erfolgt mithilfe von Unterlegmatten bestehend aus PE-Schaumstoff. Auf eine zusätzlich vorgelagerte Dichtungsbahn kann dadurch verzichtet werden. Mit der Verwendung der Unterlegmatte ist das System zudem auf fast jedem Untergrund einsetzbar. Ein Einsatz des DKS auf einem stark durchlässigen Untergrund ist gemäß des Herstellers aufgrund der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs zu vermeiden. Der DKS wird in unterschiedlichen Längen angeboten. Als Standardlänge werden die 10,0 m langen und 110 kg schweren Elemente beschrieben (Flutschutz, 2021). Neben dem Standardmaß werden zusätzlich Sonderlängen mit 7,5 m (80 kg), 15 m (170 kg) und 20 m (220 kg) angeboten. Die einzelnen Elemente können zu einer endlos langen Schutzbarriere für eine Einstauhöhe von 0,60 m entlang eines hochwassergefährdeten Bereichs errichtet werden. Zum Verbinden der Einzelsegmente sind an den Systemenden Hohlsäume konfektioniert, durch die ein Verbindungsseil eingeschoben wird. Richtungsänderungen können durch kurvenförmige Verlegung der Konstruktion realisiert werden. Mögliche Kurvenradien werden nicht dargestellt. Auch werden keine speziellen Komponenten für Richtungsänderungen angeboten.

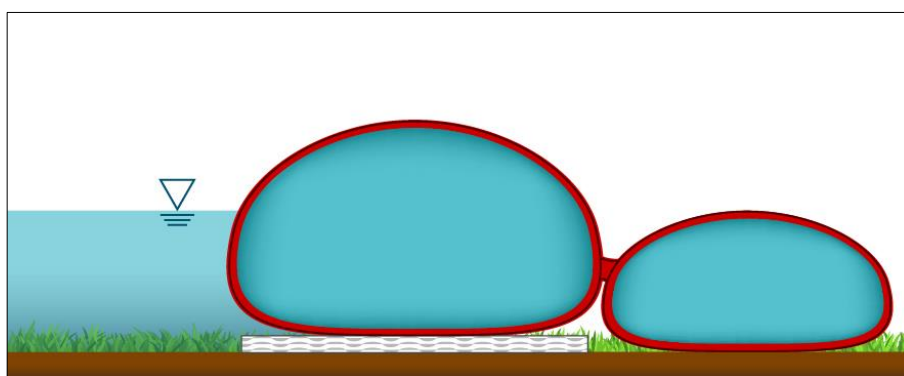


Abb. 7-12: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018)

Die Technische Prüfororganisation TÜV-Nord prüfte 2012 die Funktionstauglichkeit des DKS im 15 m breiten Versuchsbecken der Technischen Universität Hamburg (damals Technische Universität Hamburg-Harburg). Gemäß TÜV-Nord (2012) wurden im Versuchsbecken drei Tests am System durchgeführt. Zum einen wurde die Handhabung und der Zeitbedarf im Bereich des

Aufbaus untersucht. Andererseits wurde die hydrostatische Belastbarkeit hinsichtlich unterschiedlicher Stauhöhen mit zugehöriger Sickerratenmessung sowie Kontrolle der Lagestabilität und Verformung überprüft. Der letzte Test beschreibt den Treibgutanprall mit einem Holzbalken (400 kg), der in unterschiedlichen Einstauhöhen, Anprallwinkeln und Anprallgeschwindigkeiten auf das System einwirkte. Als Ergebnis konnte eine Aufbauzeit von 75 Minuten mit zwei Personen ermittelt werden sowie eine Sickerrate von 48 l/h/m bei einer Schutzhöhe von 0,60 m. Die Lagestabilität blieb bis zu einem Wasserstand von 0,80 m erhalten. Bei einem Wasserstand von 0,90 m wurde ein einmaliges Nachrutschen des Systems festgestellt. Die Systemstabilität infolge des Treibgutanpralls konnte auch bei einer Einstauhöhe von 0,90 m und einem Anprallwinkel mit 5° sowie einer Anprallgeschwindigkeit von 2 m/s bestätigt werden. Eine maximale Einstauhöhe, bei der das System versagen würde, ist im Prüfbericht nicht angegeben.

Für die Versuchsdurchführung an der IWA-Testanlage wurden zwei DKS mit jeweils 7,5 m und einem Füllvolumen von etwa 17,8 m³ zur Verfügung gestellt. Geliefert wurde der DKS in zugehörigen stapelbaren Transportboxen mit den Abmessungen 1,2 x 0,8 x 0,8 m.

7.3.3.1 Systemaufbau

Für den Aufbau des DKS werden im ersten Arbeitsschritt die Unterlegmatten mit der Abmessung einer Einzelmatte von 198 x 116 x 2,5cm (lxbxh) entlang der Positionslinie der großen Schlauchkammer ausgelegt (Abb. 7-13). Passgenaue Steckverbindungen am schmalen Ende der Unterlegmatten ermöglichen die Installation einer endloslangen Schutzschicht am Untergrund. Ist ein geringeres Längenmaß als 1,98 m erforderlich, kann die Unterlegmatte mithilfe eines Teppichmessers o. Ä. um das erforderliche Maß gekürzt werden. Die Verlegung der Unterlegmatte war aufgrund des geringen Eigengewichts sehr gut durchführbar. Wenn im Einsatzfall ein mäßig bis starker Wind vorhanden ist, ist anzunehmen, dass das geringe Eigengewicht der Unterlegmatten sich nachteilig auf die Lagestabilität der Schutzschicht auswirken kann und diese gegen Wegwehen ggf. temporär zu sichern wäre. Sobald die Elemente mit einem Einzelgewicht von 80 kg auf den Unterlegmatten positioniert, ausgerollt und auseinandergefaltet sind (2. Arbeitsschritt), wird die Lagestabilität der Unterlegmatte gewährleistet (Abb. 7-13). Aufgrund des hohen Eigengewichts ist die Positionierung der Systemelemente mit zwei Personen nur mit gewissem Kraftaufwand durchführbar. Daher sollten die Systeme bei der Lieferung am Einsatzort entsprechend verteilt werden, so dass keine größeren Tragedistanzen entstehen.



Abb. 7-13: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Auslegen der PE-Schaumstoffmatten entlang der Schutzlinie (links); Positionieren des Systems auf der PE-Schaumstoffmatte und Ausrollen sowie Auseinanderfalten (rechts)

Im dritten Arbeitsschritt wird das Folgeelement wie zuvor beschrieben an die gewünschte Position getragen, ausgerollt und auseinandergefaltet. Beim Auseinanderfalten sind die einzelnen Systemelemente so auszurichten, dass die große, dem Wasser zugewandte Kammer mittig auf der Unterlegmatte positioniert ist (Abb. 7-14). Die Ausrichtung der Elemente wird durch seitlich angebrachte Haltegriffe an unterschiedlichen Punkten vereinfacht. An der großen sowie kleinen Kammer sind jeweils zwei Armaturen in Form eines Storz-Anschlusses an den Systemenden für den Füllvorgang angebracht. Im Lieferumfang sind zwei Schlauchabsperungen und zwei Überdruckventile je Kammer enthalten, die im nächsten Arbeitsschritt an den vorhandenen Armaturen zu befestigen sind. Der Anschluss ist unkompliziert, es musste jedoch vereinzelt auf die Hilfe eines Schlauchschlüssels zurückgegriffen werden. Anschließend werden die einzelnen Kammern mithilfe eines Gebläses mit Luft befüllt (Abb. 7-14). Nach der Luftbefüllung sind die Schlauchabsperungen zu schließen. Gemäß des Herstellers können bei Verwendung eines Schlauchverteilers mehrere Kammern gleichzeitig befüllt werden, was den Arbeitsschritt optimieren kann. Während des Versuchsaufbaus wurde allerdings jede Kammer einzeln befüllt.



Abb. 7-14: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Positionierung, Ausrollen und Auseinanderfalten des Folgeelements (links); Füllen der Kammern mit Luft (rechts)

Sind alle Kammern befüllt, sind die Elemente endgültig auszurichten, so dass die größere Kammer mittig auf der Unterlegmatte positioniert ist. Bei der Kopplung der Systeme an den Stirnseiten ist darauf zu achten, dass die Hohlsäume beider Systemelemente eine durchgehende Zahnleiste bilden, in die das Verbindungsseil eingezogen werden kann, um die Systeme kraftschlüssig miteinander zu verbinden (Abb. 7-15). Die Enden des Verbindungsseils müssen dabei auf der Wasserseite sowie auf der zu schützenden Seite aus der Zahnleiste herausragen. Werden die großen Kammern zu stark mit Luft befüllt, beulen sich die Stirnseiten aus. Ein Einziehen des Verbindungsseils in den angebrachten Hohlsäumen der Zahnleiste kann infolge der Ausbeulung der Stirnseiten nicht möglich sein. Abhilfe kann hier ein Ablassen einer geringen Luftmenge aus dem System schaffen. Hierdurch können die Systemelemente wieder aneinandergefügt werden und es entsteht eine durchgängige Zahnleiste, in die das Verbindungsseil eingezogen werden kann. Im 6. Arbeitsschritt werden die Druckschläuche an den Schlauchabsperungen installiert und die Kammern werden mit Wasser befüllt. Gemäß der Aufbauanleitung ist die kleinere Kammer zuerst zu befüllen (Abb. 7-15) und im Anschluss die größere Kammer (Abb. 7-16). Während der Wasserbefüllung wird das System kontrolliert entlüftet. Hierzu muss ein Helfer regelmäßig und somit in kleinen Schüben das Überdruckventil öffnen. Sollte aus irgendwelchen Gründen die Befüllung nicht unter Aufsicht geschehen, dient das Überdruckventil als Notfallsystem zur Entlüftung der Kammer.



Abb. 7-15: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Verbinden der Systemenden mithilfe des Hohlsaums und dem Verbindungsseil (links); Wasserbefüllung der kleinen Kammern bei gleichzeitiger Entlüftung (rechts)

Beim Befüllvorgang konnte beobachtet werden, dass besonders die vertikal nach oben gerichtete Positionierung der Schlauchabsperungen an der großen Kammer nachteilig hinsichtlich der Montage der Druckschläuche war. Bei einem Kammerdurchmesser von 1,5 m zzgl. der Aufbauhöhe der Schlauchabsperungen von etwa 25 cm befand sich die Anschlussstelle relativ hoch. Das Anheben des zum Teil mit Wasser befüllten Druckschlauchs konnte nur mit erhöhtem Kraftaufwand erfolgen. Es ist zwar möglich, sich auf die kleinere Kammer zu stellen, dies sollte aber aus Gründen der Materialschonung vermieden werden. Zudem knickt der Druckschlauch beim Befüllvorgang ab, was sich nachteilig auf die Befülldauer auswirkt. Der Einsatz eines Einfüllwinkels oder einer Positionsänderung der Armaturen könnte somit den Befüllvorgang optimieren. Abb. 7-16 zeigt die Randabdichtung des Systems, was allein durch das Anpressen

der Stirnseiten der großen wasserzugewandten Kammer an die Seitenwände des Eintaubebeckens während der Befüllung erfolgte.



Abb. 7-16: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau, Arbeitsschritt 7 und 8: Wasserbefüllung der großen Kammern bei gleichzeitiger Entlüftung (links); Abdichtung des Randbereichs durch eigenständiges Anpressen der Stirnseite (rechts)

Für den Aufbau und den Befüllvorgang des DKS war ein Zeitbedarf von 100 Minuten unter Einsatz von zwei Personen erforderlich. Grund hierfür war der enorme Bedarf an Wasser zur Befüllung der Kammern. Der Aufbau inklusive Befestigung und Luftfüllung der Systemelemente konnte in nur 20 Minuten erfolgen. Die Aufbauzeit in der Prüfung des TÜV-Nord (2012) mit 75 Minuten konnte hier nicht bestätigt werden und kann ggf. auf die Verwendung einer leistungsstärkeren Pumptechnik sowie einer kürzeren Förderstrecke des erforderlichen Wassers zurückgeführt werden. Den fertiggestellten Systemaufbau des Flutschutz-Doppelkammerschlauchs zeigt Abb. 7-16. Die vorhandene Systemhöhe im aufgebauten Zustand konnte mit 1,02 m ermittelt werden und liegt geringfügig höher als die Systemhöhe nach Herstellerangaben von 1,0 m.



Abb. 7-17: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

7.3.3.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Nach dem Systemaufbau wurde der Eintaubereich bis auf einen Wasserstand von 0,60 m geflutet (Abb. 7-18). Eine Verformung des Systems konnte infolge der Füllung des

Einstaubereichs nicht verzeichnet werden. Auch zeigten die Randbereiche sowie die gesamte Schutzlinie keine erhöhte Durchlässigkeit auf, so dass hier von einer sehr guten Dichtung ausgegangen werden kann.



Abb. 7-18: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Die geringe Durchlässigkeit spiegelte sich in der Ermittlung der Sickerrate wider. Abb. 7-19 zeigt die Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m am Hochwasserschutzsystem Flutschutz-Doppelkammerschlauch. Nach erster Entleerung des Sickerschachtes und somit dem Beginn der Sickerratenmessung war ein Messzeitraum von etwa zwei Stunden notwendig bis eine Folgemessung erfolgen konnte, da nur sehr geringe Mengen in den Sickerschacht nachflossen. Es konnte nach einem gesamten Messzeitraum von etwa 5,5 Stunden eine stationäre Sickerrate von 15 l/h/m festgestellt werden.

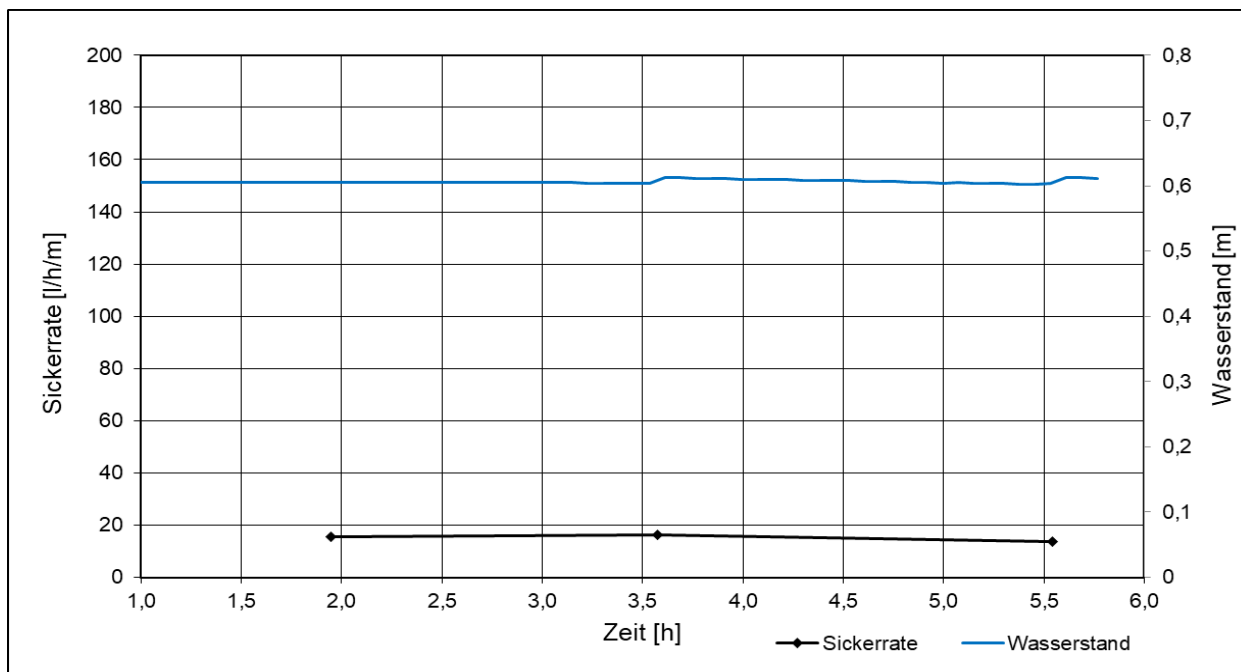


Abb. 7-19: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m

7.3.3.3 Maximale hydrostatische Belastung

Die Überprüfung der Standsicherheit nach der angegebenen Schutzhöhe des Herstellers von 0,60 m wurde bereits bei der Ermittlung der Sickerrate bestätigt. Zur Ermittlung der maximal möglichen Einstauhöhe des DKS wurde der Wasserstand im Einstaubereich sukzessive erhöht. Bei einem Wasserstand von etwa 0,75 m wurde für einen Zeitraum von 1,5 Stunden die Wasserzufuhr auf Wunsch des Herstellers vorerst gestoppt, da die Standsicherheit des Systems bei dieser Einstauhöhe geprüft werden sollte. Eine Verformung bzw. Verschiebung des Systems konnte nicht festgestellt werden. Auch die Randbereiche wiesen weiterhin nur eine geringe Durchlässigkeit auf. In der Folge wurde der Wasserstand weiter angehoben. Anhand der Videodokumentation konnte ab einem Wasserstand von etwa 0,80 m beobachtet werden, dass die größere Kammer begann, sich langsam aber stetig zu verdrehen wobei die Lage der kleineren Kammer unverändert blieb. Bei einem Wasserstand von etwa 0,95 m begann das System sich seitlich zu verschieben und eine Wasserstandsteigerung war nur noch aufgrund des größer werdenden Einstaubereichs verlangsamt möglich. Das System verschob sich horizontal um etwa 0,5 m, woraufhin die Unterlegmatten auf der Wasserseite hervortraten (Abb. 7-20) und das System kurz darauf bei einem Wasserstand von 0,97 m komplett versagte (Abb. 7-21).



Abb. 7-20: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Aufschwimmen der PE-Schaummatte bei einem Wasserstand von 0,95 m kurz vor dem Versagen



Abb. 7-21: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Versagen des Systems bei einem Wasserstand von 0,97 m

Abb. 7-22 zeigt den Verlauf der Einstauhöhe während des Belastungstests zur Ermittlung der maximalen hydrostatischen Belastung, die mit 0,97 m ermittelt werden konnte. Bei einer zulässigen Schutzhöhe von 0,60 m bietet das System eine zusätzliche Sicherheit von über 50 %. Zudem konnte eine sehr geringe Durchlässigkeit bis zum Systemversagen beobachtet werden.

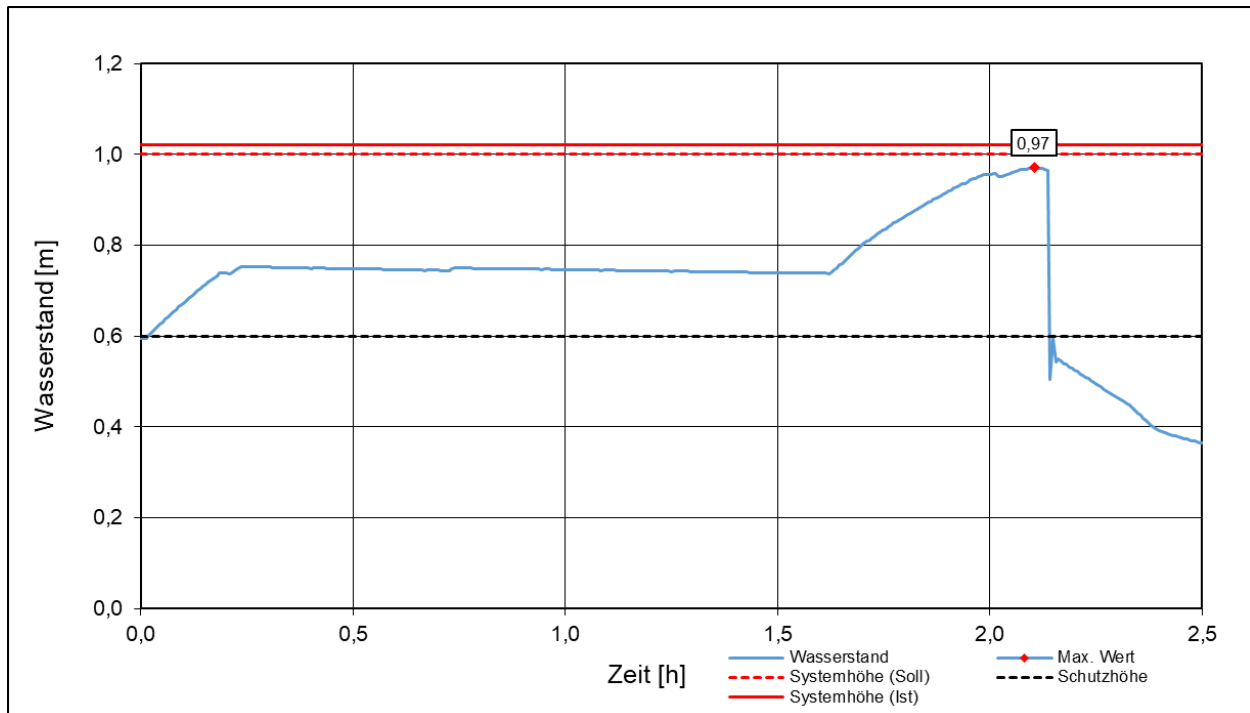


Abb. 7-22: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit sowie die Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) und der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

7.3.3.4 Systemrückbau

Beim ersten Arbeitsschritt des Systemrückbaus ist das Wasser nach dem Einsatz über den freien Ausfluss durch Öffnen der Ventile oder mithilfe von Pumpen zu entleeren. Da das Wasser für weitere Versuchsdurchläufe gespeichert werden sollte, wurde die Variante mit Pumpeneinsatz gewählt. Dabei werden formstabile Saugschläuche an den Schlauchabsperungen montiert und das Wasser wird aus den Kammern herausgepumpt (Abb. 7-23). Die geleerten Elemente können durch Herausziehen der Verbindungselemente entkoppelt werden.



Abb. 7-23: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Rückbau, Arbeitsschritt 1: Entleeren der Kammern durch Pumpeneinsatz

Kann kein Wasser mehr über die Pumpe gefördert werden und befindet sich noch Restwasser in den Kammern, ist dieses durch Anheben der Systeme zu entfernen. Zur Vereinfachung können die Kammern wieder mit Luft gefüllt werden, wodurch sich die Systemelemente für den Arbeitsschritt leichter ausrichten lassen. Eine Positionierung des DKS in Hanglage vereinfacht die Restentleerung der Kammern erheblich (Abb. 7-24).



Abb. 7-24: Flutschutz-Doppelkammerschlauch – Rückbau, Arbeitsschritt 2: Füllen der Kammer mit Luft zur Vereinfachung der Restentleerung (links); Zusätzliches Hochlegen der Systemelemente zur Restentleerung (rechts)

Aufgrund der fortgeschrittenen Tageszeit konnte keine weitere Fotodokumentation erfolgen. Die nach der Entleerung folgenden Arbeitsschritte sind jedoch unkompliziert und bedürfen keiner ausführlichen Darstellung. Sind die Kammern entleert, werden die Schlauchabsperungen sowie die Überdruckventile demontiert und separat gelagert. Die offenen Armaturen werden durch Blindkappen und mit dem am System befindlichen Transportschutz geschlossen (Abb. 7-16). Anschließend wird der DKS zusammengefaltet und zusammengerollt sowie in den zugehörigen Transportboxen für den Abtransport verladen. Im letzten Arbeitsschritt werden die Unterlegmatten zurückgebaut und ebenso für den Abtransport bereitgestellt. Die gesamte Rückbaudauer betrug 140 Minuten, was in der relativ aufwendigen Restentleerung begründet ist, die zudem allein

schon wegen des hohen Eigengewichts sehr kraftaufwendig war. Durch Hinzunahme von Maschinen mit Hebefunktion kann die Restentleerung deutlich optimiert werden.

7.4 Vergleich und Auswertung der Ergebnisse

7.4.1 Aufbauzeiten

Die benötigten Aufbauzeiten des Sandsackdamms mit und ohne vorgelagerter Dichtungsbahn sowie der Sandsackersatzsysteme (SSES) für eine 15 m lange Schutzlinie und einer erforderlichen Schutzhöhe von 0,60 m sind in Abb. 7-25 dargestellt. Um die Komplexität, den Aufwand und die Zeiten des Aufbaus der Systeme zu vergleichen, erfolgte eine einheitliche Betrachtung in Form der jeweils aufgewendeten Personenstunden. Wesentliche Erkenntnisse dieser Gegenüberstellung sind, dass alle erprobten SSES grundlegend für den Einsatz im notfallmäßigen Hochwasserschutz geeignet sind und der Aufbau der mobilen Systeme um ein Vielfaches effizienter ist als der Bau eines konventionellen Sandsackdamms mit etwa 24 Personenstunden bzw. etwa 26 Personenstunden für die Aufbauvariante mit vorgelagerter Dichtungsbahn. Beim Vergleich der einzelnen SSES zeigen sich hingegen teilweise große Unterschiede zwischen den übergeordneten Systemgruppen Behälter- und Wandsystemen bzw. des Klappsystems (Abb. 6-1) und innerhalb einzelner SSES in einer Systemgruppe. Behältersysteme zeigen tendenziell längere Aufbauzeiten als Wandsysteme, was auf den Füllvorgang der Systeme zurückzuführen ist, wobei eine starke Abhängigkeit vom Füllmaterial besteht. Aufgrund des vergleichsweise großen erforderlichen Wasservolumens zur Füllung der Konstruktion ist die Aufbauzeit des Schlauchsystems Flutschutz-DKS und des Behältersystems Indutainer von 3,3 Personenstunden unter den SSES am längsten. Im Vergleich mit den erforderlichen 24 bzw. 26 Personenstunden zum Bau des Sandsackdamms ist jedoch auch diese Aufbauzeit vergleichsweise gering und beträgt nur ein Achtel.

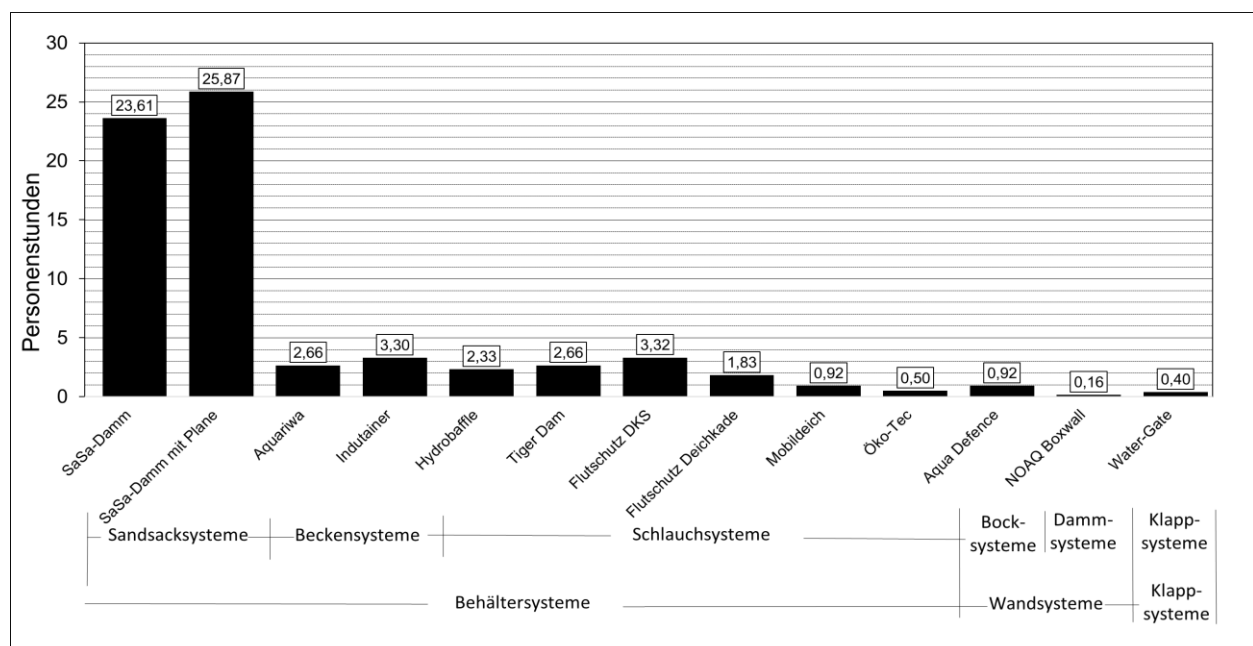


Abb. 7-25: Aufbauzeiten in Personenstunden von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen über eine Schutzlänge von 15 m, (ergänzt nach Massolle et al., 2018)

Die Aufbauzeiten der wassergefüllten SSES hängen stark von der vorhandenen Pumpenleistung zur Errichtung der Barrieren und dem Wasserdargebot am jeweiligen Einsatzort ab. Von den wassergefüllten SSES benötigt das Mobildeich System die geringste Aufbauzeit. Dies ist auf die einfache Handhabung und die wenigen Aufbauschritte zurückzuführen. Mit 0,9 Personenstunden ist es vergleichbar mit dem Bocksystem Aqua Defence, das ohne Wasserfüllung zu errichten ist. Infolge der erhöhten Anzahl der Arbeitsschritte erfordert das Aqua Defence System gegenüber den weiteren Systemen ohne Wasserverfüllung, dem Öko-Tec System mit 0,50 Personenstunden, dem NOAQ Boxwall mit 0,16 Personenstunden und dem Megasecur Water-Gate-System mit 0,4 Personenstunden, jedoch wiederum eine erhöhte Aufbauzeit.

Bei den Aufbauzeiten sind teils größere Differenzen zwischen den Herstellerangaben und den während der Testaufbauten ermittelten Zeiten festzustellen. Die Systeme mussten vom Beckenrand zum Aufstellort und somit über eine maximale Entfernung von 15 bis 20 m manuell transportiert werden. Bei befahrbaren Untergründen, die gegenüber diesen Verhältnissen bessere logistische Bedingungen aufweisen, ist es durchaus vorstellbar schnellere Aufbauzeiten zu erreichen. Andererseits können in der Praxis auch deutlich längere manuelle Transportwege und somit verlängerte Aufbauzeiten relativ zu den Testbedingungen auftreten. Eine Optimierung der Aufbauzeiten ist zudem über einen erhöhten Helfereinsatz möglich.

Grundsätzlich ist festzuhalten, dass der Aufbau der SSES generell mit zwei Personen möglich ist und generell um ein Vielfaches schneller ist als der Verbau mit Sandsäcken.

7.4.2 Sickerraten

Ein Vergleich der Sickerraten gemäß Abb. 7-26 und Abb. 7-27 Abb. der Systemgruppen Behälter- und Wandsysteme zeigt keine Tendenz bezüglich der Dichtheit der einzelnen Systemgruppen an. Die Durchlässigkeit der Systeme ist in erster Linie abhängig vom Eigengewicht und von der Anpassungsfähigkeit an den Untergrund sowie von der Frage, ob eine vorgelagerte Dichtungsbahn eingesetzt wird bzw. wie weit sie in den Einstaubereich hereinragt und womit sie im Randbereich beschwert wird.

Abb. 7-26 zeigt diejenigen SSES, die im Einsatz eine vergleichsweise hohe Sickerrate aufwiesen, wobei als Referenzwerte die Sickerraten der beiden Aufbauvarianten mit und ohne vorgelagerte Dichtungsbahn des Sandsackdamms eingezeichnet sind. Der Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn weist eine sehr geringe Sickerrate von 10 l/h/m auf, während die Sickerrate beim Sandsackdamm ohne vorgelagerte Dichtungsbahn um den Faktor 100 höher ist und bei 1.050 l/h/m liegt. Das luftgefüllte System Öko-Tec weist mit 1.150 l/h/m die höchsten Sickerraten der untersuchten SSES auf. Mit einer zusätzlichen Beschwerung der vorgelagerten Dichtungsbahn mit Sandsäcken konnte die Sickerrate bei diesem System allerdings auf etwa 300 l/h/m reduziert werden. Auch beim NOAQ Boxwall-System liegt eine vergleichsweise hohe Sickerrate vor. Der Vertreter des NOAQ Boxwall-Systems weist jedoch darauf hin, dass die Verwendung des Systems auf Rasenuntergründen möglich, aber wegen der hohen Durchlässigkeit nicht zu empfehlen ist. Es zeigt sich zudem, dass das deutlich schneller bzw. mit weniger Helfern zu errichtende NOAQ-Boxwall-System eine nahezu identische Sickerrate wie der Sandsackdamm ohne vorgelagerte Dichtungsbahn aufweist. Wird das NOAQ Boxwall-System zusätzlich mit Sandsäcken beschwert, ist auch hier eine Reduzierung um rund 50% auf etwa 500 l/h/m möglich. Auffällig ist, dass die Sickerraten einzelner Systeme mit zunehmender Einsatzzeit geringer

werden, wobei dieses Phänomen insbesondere bei Systemen mit vorgelagerter Dichtungsbahn und somit bei den Systemen Öko-Tec und Mobildeich auftritt. Grund hierfür ist eine mit der Zeit sich verbessernde Anpassung der auf der Dichtungsbahn positionierten Beschwerungselemente an den zunehmend weicher werdenden Untergrund. Die sukzessive Minderung dauerte zum Teil über mehrere Stunden an. Die grau gestrichelten Linien in Abb. 7-26 zeigen eine nächtliche Messpause an. Eine Reduzierung der Sickerrate nach der Messpause blieb beim System Megasecur Water-Gate aus, allerdings war auch hier eine weitere Reduzierung durch eine zusätzliche Sandsackauflage zu verzeichnen.

Neben den ermittelten Sickerraten der getesteten Systeme sind in Abb. 7-26 ebenfalls die Grenzwerte nach FM Approvals mit 186 l/h/m (ANSI/FM Approvals 2510, 2019) und BSI mit 40 l/h/m (BS 85118-2, 2019) aufgeführt. Trotz der positiven Bewertung hinsichtlich der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit, siehe Kapitel 7.4.1 und Kapitel 7.4.3, würden die getesteten SSES NOAQ Boxwall, Water-Gate und die Flutschutz Deichkade aufgrund zu hoher Sickerraten kein FM Approvals oder BSI-Zertifikat erhalten.

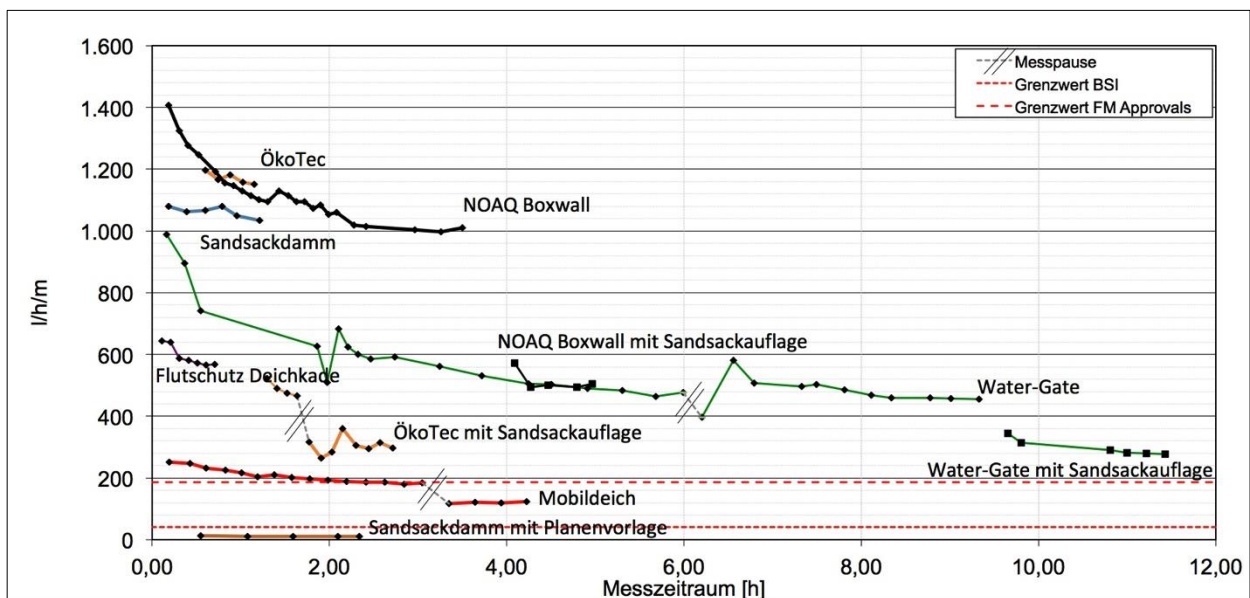


Abb. 7-26: Auswahl der Sickerraten von einzelnen mobilen Hochwasserschutzsystemen mit höherer Durchlässigkeit beim Einstau von 0,60 m, (ergänzt nach Massolle et al., 2018)

Abb. 7-27 zeigt die SSES mit vergleichsweise geringen Sickerraten. Die von der Geometrie her größeren Systeme, wie der Flutschutz-Doppelkammerschlauch oder auch der Hydrobaffle, zeigen aufgrund des höheren Eigengewichts und der einhergehenden besseren Dichtung an den Untergrund eine geringere Durchlässigkeit und sind hinsichtlich der Sickerrate vergleichbar mit dem Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn. Auch in Abb. 7-27 sind die Grenzwerte nach FM Approvals sowie BSI dargestellt. Den Grenzwert der Sickerrate nach FM Approvals unterschreiten demnach die SSES Tiger Dam, Mobildeich, Aqua Defence und Aquariwa. Der strengere Grenzwert nach BSI wird dagegen allein vom Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn sowie von den Systemen Indutainer, Hydrobaffle und Flutschutz Doppelkammerschlauch unterschritten.

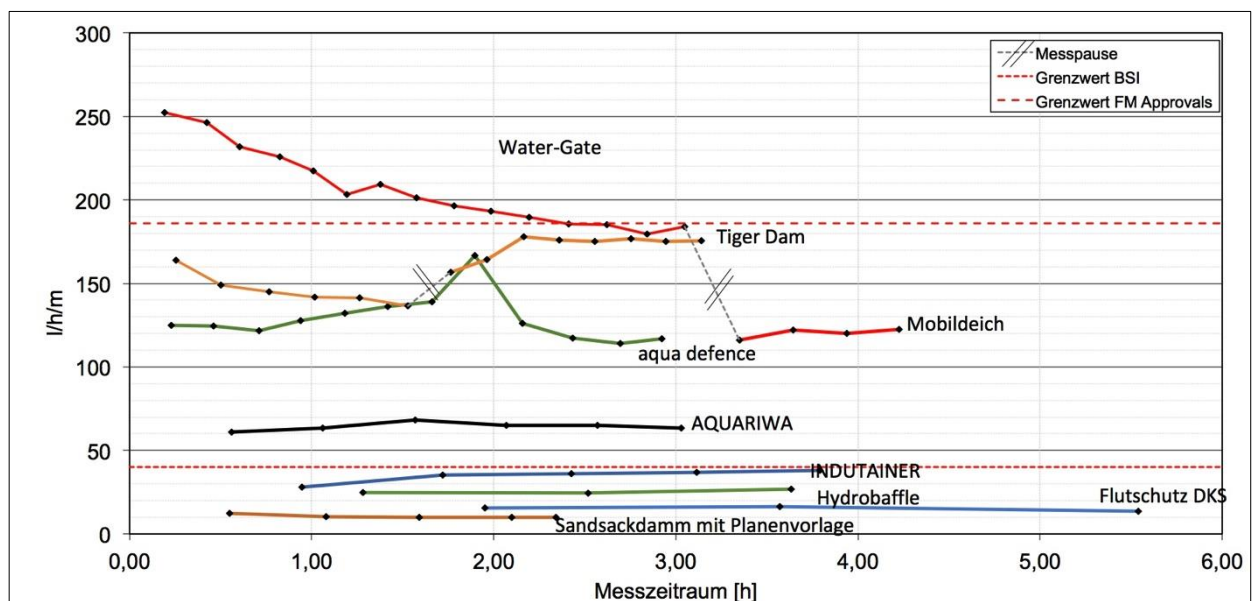


Abb. 7-27: Auswahl der Sickerraten von einzelnen mobilen Hochwasserschutzsystemen mit geringerer Durchlässigkeit beim Einstau von 0,60 m, (ergänzt nach Massolle et al., 2018)

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die getesteten SSES überwiegend bzw. unter Zuhilfenahme einer partiellen oder linienförmigen Beschwerung allesamt eine deutlich geringere Durchlässigkeit aufweisen als der Sandsackdamm ohne Dichtungsbahn mit einer Sickerrate von 1.050 l/h/m. Hinsichtlich der Sickerraten von 14 l/h/m bis maximal 550 l/h/m können einzelne SSES zudem eine gute Alternative zu einem Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn bieten, dessen Sickerrate bei 10 l/h/m liegt. Die nach BSI PAS 1188-2 einzuhaltende Sickerraten liegen bei 40 l/h/m. Diese Sickerraten werden auf dem vorhandenen Testuntergrund von nur wenigen der getesteten SSES eingehalten, nämlich von den Systemen Indutainer; Hydrobaffle, Flutschutz DKS. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Testaufbauten hinsichtlich der Durchlässigkeit auf einem wesentlich ungünstigeren Untergrund durchgeführt wurden als es die Betonuntergründe bei den Zertifizierungen nach ANSI/FM Approvals und BSI sind. Nach ANSI/FM Approvals sind Sickerraten von 186 l/h/m einzuhalten. Dieser Grenzwert wird auf dem vorhandenen Rasenuntergrund von den meisten getesteten SSES eingehalten. Der Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn hält auf dem vorhandenen Untergrund die Anforderungen des BSI ein, während der Sandsackdamm ohne vorgelagerter Dichtungsbahn weder den Grenzwert des ANSI/FM Approvals noch des BSI einhält. Dementsprechend würde das im operativen Hochwasserschutz sehr bewährte System des einfachen Sandsackdamms gemäß der international angewendeten Zertifizierungsprogramme keine Zertifizierung erhalten. Insofern ist die Praxisauglichkeit der Grenzwerte der Sickerraten für eine Zertifizierung nach FM Approvals bzw. BSI anzuzweifeln.

7.4.3 Standsicherheit / Maximalbelastung

Nach Erreichen einer stationären Sickerrate bei einer Stauhöhe von 0,60 m wurde der Wasserspiegel sukzessive angehoben, um die möglichen Stauhöhen der einzelnen Systeme nach Herstellerangaben zu testen sowie die maximale Belastungsgrenze bis zum Systemversagen auf einem Rasenuntergrund nur durch Einstau und nicht durch weitere mögliche

auslösende Versagensursachen (z. B. Anprall) zu ermitteln. In Abb. 7-28 werden die Systemhöhen, die angegebenen Stauhöhen der Hersteller sowie die im Testdurchlauf ermittelten maximalen Stauhöhen dargestellt. Diese Gegenüberstellung verdeutlicht, dass die meisten getesteten Systeme die erforderlichen 0,60 m (rote Linie) nach dem BWK Merkblatt (2005) erfüllen. Vereinzelt werden die erforderlichen 0,60 m deutlich übertroffen, was auf die Systemgrößen der bereitgestellten SSES zurückzuführen ist. Von den Systemen Indutainer, Flutschutz DKS und Aqua Defence ist nur eine Größe auf dem Markt erhältlich, die zum Teil deutlich über den erforderlichen 0,60 m liegt, wodurch unter der Voraussetzung eines standsicheren Untergrunds entsprechend höhere Stauhöhen ermöglicht werden. Das schwedische System NOAQ Boxwall hat eine Aufbauhöhe von lediglich 0,50 m, wurde aber aufgrund seiner äußerst einfachen Funktionsweise dennoch in die Auswahl aufgenommen und getestet.

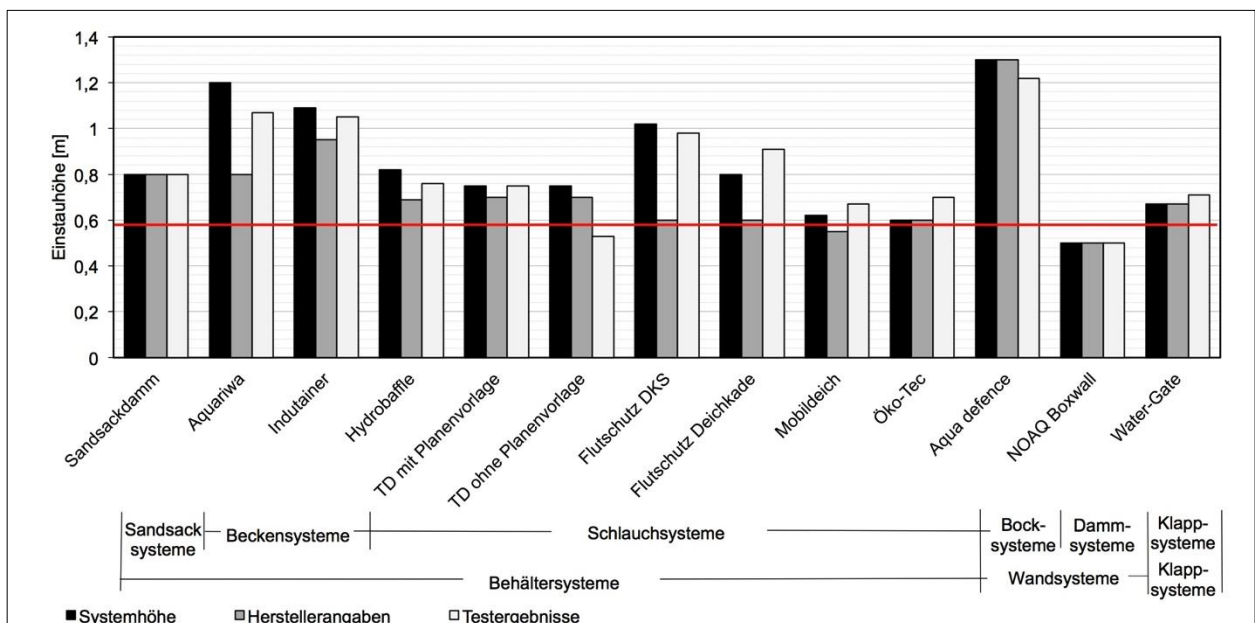


Abb. 7-28: Systemgrößen (schwarzer Balken), Einstauhöhen nach Herstellerangaben (grauer Balken) und maximale Einstauhöhen der getesteten mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsysteme (hellgrauer Balken) sowie die erforderliche Einstauhöhe nach dem BWK Merkblatt (2005) (rote Linie), (ergänzt nach Massolle et al., 2018)

Eine grundsätzliche Aussage über die Eignung der Systeme im Einsatz kann aufgrund der unterschiedlichen zur Verfügung gestellten Systemgrößen nicht getroffen werden. Im Vergleich sind die Systemgrößen und Testergebnisse der betrachteten Beckensysteme mit den Ergebnissen des Schlauchsystems Flutschutz-Doppelkammerschlauch vergleichbar und zeigen, dass in Abhängigkeit von der Systemgröße auch Schlauchsysteme einen größeren Stauwasserstand bieten können. In den Versuchen zeigt sich zudem, dass insbesondere Schlauchsysteme aufgrund ihrer Elastizität Verformungen infolge des horizontal wirkenden Wasserdrucks erfahren, die sich positiv auf die Systemhöhe auswirken und somit eine gewisse Reserve bzw. nicht näher zu quantifizierbare Systemresilienz bezogen auf die maximal mögliche Einstauhöhe bieten können. Dieser Effekt trat besonders bei den mit einer vorgelagerten Dichtungsbahn ausgestatteten Schlauchsystemen Öko-Tec, Mobildeich und der Flutschutz-Deichkade auf.

Allein die Variante des Tiger Dams nach Aufbauanleitung des Herstellers – somit ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Erdnägel – konnte die erforderlichen 0,60 m nicht erreichen. Die Verwendung einer Dichtungsbahn und einer Verankerung ist nach der Aufbauanleitung des Herstellers nicht zwingend vorgesehen, sollte jedoch aufgrund der Erfahrungen der durchgeführten Testaufbauten stets verwendet werden und entspricht auch der Aufbauvariante für die Zertifizierung von FM Approvals (Ward, 2013). Die Versuchsergebnisse des Aqua Defence-Systems zeigen, dass die maximale Einstauhöhe nach Herstellerangaben nicht erreicht werden konnte. Grund hierfür ist das Einsinken der Stützfüße in den aufgeweichten Untergrund. Eine Überströmung des Systems war jedoch im eingesunkenen Bereich möglich. Beim Aquariwa-System ist der GFK-Zylinder soweit in den aufgeweichten Untergrund eingesunken bis ein Versagen unmittelbar bevorstand. Zuvor löste sich jedoch der mit der Plane gedichtete Randbereich und konnte nicht erneut gedichtet werden, so dass der Versuch vor dem endgültigen Versagen abgebrochen werden musste. Dementsprechend weisen SSES mit punktueller Lagerung insbesondere auf weichen Untergründen ein Defizit hinsichtlich der Standsicherheit bei erhöhter Belastung auf.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass nahezu alle getesteten Systeme die von den Herstellern angegebenen Stauhöhen erreichten und zum Teil deutlich übertrafen. Die SSES Aqua Defence, Tiger Dam mit Folienvorlage, Öko-Tec, Mobildeich, NOAQ Boxwall, Megasecur Water-Gate und Flutschutz-Deichkade waren unter den bestehenden Bedingungen in der Testanlage partiell überströmbar. Mit Ausnahme des Tiger-Damms ohne Folienvorlage wiesen alle nicht überströmbaren Systeme – Aquariwa, Indutainer, Hydrobaffle und Flutschutz-Doppelkammerschlauch – ebenfalls eine geringe bis hohe Sicherheit hinsichtlich der erforderlichen Einstauhöhe von 0,60 m auf und konnten höher eingestaut werden bis ein Systemversagen eintrat.

7.4.4 Rückbauzeiten

In Abb. 7-29 werden die Rückbauzeiten der getesteten Hochwasserschutzsysteme gegenübergestellt. Auch hier erfolgte die Gegenüberstellung der Rückbauzeiten mit einer Vereinheitlichung der jeweils aufgewendeten Personenstunden, was eine Vergleichbarkeit der einzelnen Systeme ermöglicht. Identisch zum Aufbau kann die Aussage getroffen werden, dass der Rückbau der SSES um ein Vielfaches effizienter ist als der Rückbau eines konventionellen Sandsackdamms mit etwa 17 Personenstunden bzw. etwa 18 Personenstunden für die Aufbauvariante mit vorgelagerter Dichtungsbahn. Eine größere Differenz besteht zwischen den Behälter- und den Wandsystemen bzw. dem Klappsystem. Die Behältersysteme zeigen aufgrund des zu verwendenden Füllmaterials ein Defizit gegenüber den Systemen, die ohne Füllmaterial errichtet werden können. Beim Aufbau werden die wassergefüllten Systeme mit hohem Druck befüllt, hingegen erfolgt die Leerung zumeist durch eine freie und somit eine zeitintensivere Entwässerung. Aufgrund des vergleichsweise großen erforderlichen Wasservolumens zur Füllung der Konstruktion ist die Rückbauzeit des Schlauchsystems Flutschutz-Doppelkammerschlauch unter den SSES mit etwa 4,5 Personenstunden am höchsten. Im Vergleich mit den erforderlichen 17 bzw. 18 Personenstunden zum Rückbau des Sandsackdamms ist jedoch auch diese Rückbauzeit verhältnismäßig gering und beträgt nur ein Viertel. Werden Hilfsmittel für den Leerungsvorgang der Schlauchsysteme eingesetzt, wie beispielsweise die Spindel des Mobildeichsystems, kann der Zeitaufwand des Rückbaus

erheblich reduziert werden, was sich zudem positiv auf den erforderlichen Kraftaufwand auswirkt. Bei einer Luftfüllung kann die Rückbauzeit weiterhin deutlich reduziert werden. So ist die Rückbauzeit des Öko-Tec-Systems mit etwa 0,60 Personenstunden um die Hälfte geringer als beim Mobildeichsystem mit etwa 1,2 Personenstunden, letzteres weist unter den wassergefüllten Systemen die geringsten Rückbauzeiten auf. Eine weitere Minderung der Rückbauzeiten können die Systeme ohne Füllmaterial aufweisen, wobei das System Aqua Defence infolge der erhöhten Anzahl der Arbeitsschritte mit 0,60 Personenstunden hiervon ausgenommen ist. Die Rückbauzeiten der Systeme NOAQ Boxwall und Megasecur Water-Gate zeigen die geringsten Rückbauzeiten auf. Mit 0,12 Personenstunden ist der NOAQ Boxwall 150-mal schneller zurückgebaut als der Sandsackdamm.

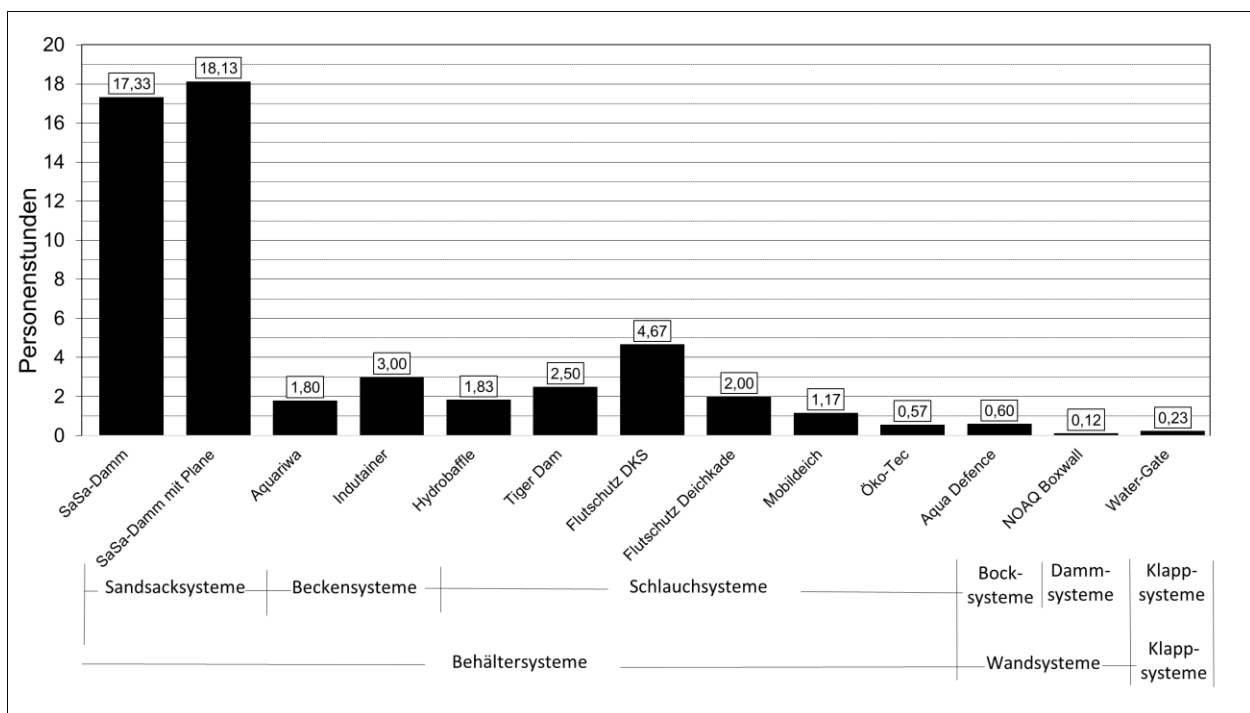


Abb. 7-29: Rückbauzeiten in Personenstunden von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen über eine Schutzlänge von 15 m

7.5 Empfehlungen aus den Versuchsergebnissen für ein Zertifizierungsprogramm

Mit den durchgeführten Versuchsreihen konnten insbesondere Erkenntnisse über das Stabilitäts- und Durchsickerungsverhalten von Sandsack- und Sandsackersatzsystemen auf einem weichen Rasenuntergrund infolge hydrostatischer Einwirkungen gewonnen werden. Die Aufbaulänge der linienförmigen Hochwasserschutzkonstruktionen betrug 15 m und es wurde, bis auf die Systeme Tiger Dam, Mobildeich und Öko-Tec mindestens eine Systemverbindung auf dieser Länge getestet. Die Ergebnisse der Versuchsreihen verifizieren den im Kapitel 6.4.4 dargestellten Ergänzungsbedarf der vorhandenen international angewendeten Zertifizierungsprogrammen "FM Approved" und "BSI Kitemark" hinsichtlich der Aufbaugeometrie der Tests, der Untergrundbeschaffenheit sowie den streng bewerteten zulässigen Sickerraten infolge hydrostatischen, hydrodynamischen (Wellen und Strömung) und mechanischen (Treibgut und Fahrzeuganprall) Beanspruchungen. Im Folgenden werden Empfehlungen dargestellt, wie

Hochwasserschutzsysteme ergänzend zu den international angewendeten Zertifizierungsprogrammen zukünftig praxistauglicher zertifiziert bzw. die Systeme anhand der Zertifizierung für Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit verschiedener Einsatzbereiche funktionaler charakterisiert werden können.

7.5.1 Aufbaugeometrie der Tests

Beim Test des Tiger Dams mit der Aufbauvariante ohne vorgelagerter Dichtungsbahn und ohne zusätzlicher Bodenverankerung kam es zu einer signifikanten seitlichen Verschiebung des Systems infolge der hydrostatischen Belastung. Wäre der Aufbau nach den Bewertungskriterien des Zertifizierungsprogramms "FM Approved" U-förmig erfolgt, ist davon auszugehen, dass die seitliche Verschiebung nicht in dem Ausmaß stattgefunden hätte wie es beim geradlinigen Versuchsaufbau beobachtet wurde. Der geradlinige Aufbau zeigt somit Standsicherheitsschwächen auf, die beim U-förmigen Aufbau eher verdeckt werden.

Darüber hinaus können Systeme, wie beispielsweise der Flutschutz-Doppelkammerschlauch, die für den linienartigen Hochwasserschutz ausgerichtet sind und mit denen keine Richtungsänderung in der Größenordnung von bis zu 90° zu realisieren sind, den Anforderungen des U-förmigen Aufbaus nach FM Approvals nicht gerecht werden. Obwohl Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit des Flutschutz-Doppelkammerschlauchs an der IWA-Testanlage mit sehr positivem Ergebnis bestätigt werden konnte, hätte das System nach den Bewertungskriterien von FM Approvals nicht zertifiziert werden können.

Bei den Systemaufbauten konnte zudem festgestellt werden, dass die Randanschlüsse bei den verschiedenen geprüften Systemen sehr unterschiedlich zu erstellen sind und auch in ihrer Funktionalität deutliche Unterschiede bestehen.

Es wird daher empfohlen bei einer Zertifizierung verschiedene Aspekte in die Bewertungskriterien einzuschließen, wobei als Grundtest eine geradlinige Verlegung möglichst großer Länge unter Einschluss mindestens einer Systemverbindung vorzusehen ist, an der die hydrostatischen, hydrodynamischen und mechanischen Einwirkungen auf das System zu prüfen und zu bewerten sind, siehe Tab. 7-5.

Tab. 7-5: Empfehlung für eine Bewertung des geradlinigen Systemaufbaus mit Systemverbindung

Bezeichnung	Länge der geprüften Schutzlinie	Anzahl der geprüften Systemverbindungen	Auswirkung auf die Sickerrate	Auswirkung auf die Standsicherheit
Hersteller Typ / Systemgröße	Gesamtlänge des geprüften Systems in [m]	Minimum ist eine Systemverbindung	Ja / Nein / Nicht geprüft	Ja / Nein / Nicht geprüft
			Geringe / mittlere / erhöhte Leckage vorhanden	Geringe / mittlere / erhöhte Verschiebung vorhanden

Auch sind die Randanschlüsse im Einzelnen zu bewerten, siehe Tab. 7-6, wobei die Oberflächenbeschaffenheit des Anschlussbereichs sowie die Auswirkung des Randanschlusses auf Sickerrate und Standsicherheit darzustellen ist.

Tab. 7-6: Empfehlung für eine Bewertung von Randanschlüssen

Bezeichnung	Randanschluss geprüft	Beschaffenheit des Randanschlusses	Auswirkung auf die Sickerrate	Auswirkung auf die Standsicherheit
Hersteller Typ / Systemgröße	Ja / Nein	Winkel in [°]	Ja / Nein / Nicht geprüft	Ja / Nein / Nicht geprüft
	Anzahl der geprüften Randanschlüsse (mind. zwei Randanschluss)	Oberfläche Mauerwerk / Beton / Holz / Erddamm	Geringe / mittlere / erhöhte Leckage vorhanden	Geringe / mittlere / erhöhte Verschiebung vorhanden

Sind Richtungsänderungen mit dem System möglich, sollten diese in einem separaten Versuch auf ihre Funktionstauglichkeit geprüft werden. Beim Ausstellen der Zertifizierung sind die Möglichkeiten einer Richtungsänderung sowie die getesteten Winkel der Richtungsänderungen klar darzustellen. Tab. 7-7 zeigt eine Empfehlung zur Bewertung für mögliche Richtungsänderungen von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen.

Tab. 7-7: Empfehlung für eine Bewertung von möglichen Richtungsänderungen

Bezeichnung	Art der Richtungsänderung	Mögliche Richtungsänderung	Auswirkung auf die Sickerrate	Auswirkung auf die Standsicherheit
Hersteller Typ / Systemgröße	Nicht möglich; Bedingt möglich; Beliebig; Spezialelement erforderlich; Nur Elementweise	Beliebig Winkelangabe in [°] Stufenweise in [°]	Ja / Nein / Nicht geprüft	Ja / Nein / Nicht geprüft
			Abweichung der Sickerrate je Richtungsänderung in [l/h/m]	Reduzierung der maximalen Einstauhöhe um [m]

7.5.2 Untergrundbeschaffenheit

Für eine standardisierte Prüfung kann der Aufbau auf einer Betonoberfläche, so wie es bei den Zertifizierungsprogrammen "FM Approved" und "BSI Kitemark" vorgeschrieben wird, sinnvoll sein. Es sollte allerdings beim Ausstellen der Zertifizierung explizit darauf hingewiesen werden, auf welchem Untergrund bzw. im besten Falle auf welchen Untergründen das System getestet wurde. Bei den Versuchen an der IWA-Testanlage stellte sich heraus, dass einige Systeme ein klares Defizit auf weichen Untergründen aufweisen, z. B. infolge punktueller Kräfteinleitung in den Untergrund. Die auf dem freien Markt verfügbaren Systeme werden häufig vom Hersteller mit der Aussage einer Eignung für verschiedene Untergründe angeboten. Daher wird empfohlen bei einer Zertifizierung darauf hinzuweisen, auf welchen Untergründen die Prüfung erfolgte, so dass die möglichen Einsatzbereiche der zertifizierten Systeme eindeutig beschrieben werden können. Tab. 7-8 zeigt eine Empfehlung, wie die Untergrundbeschaffenheit in einem Zertifizierungsprogramm einbezogen werden können.

Tab. 7-8: Empfehlung zur Einbeziehung der Untergrundbeschaffenheit in eine Zertifizierung

Bezeichnung	Vorhandener Untergrund bei der Prüfung	Voraussichtliche Einschränkung im Einsatz	Art der Einschränkung	Gefährdung der Standsicherheit
Hersteller Typ / Systemgröße	Glatter Beton	Ja / Nein nicht geprüft	<ul style="list-style-type: none"> • Keine • Erhöhte Durchlässigkeit • Seitliches Verrutschen • Einsinken in den Untergrund • Gefahr des hydraulischen Grundbruchs • Kein Geländesprung möglich 	Ja / Nein
	Pflastersteine	Ja / Nein nicht geprüft		Ja / Nein
	Asphalt	Ja / Nein nicht geprüft		Ja / Nein
	Schotter	Ja / Nein nicht geprüft		Ja / Nein
	Sand / Kies	Ja / Nein nicht geprüft		Ja / Nein
	Rasen	Ja / Nein nicht geprüft		Ja / Nein
	Geländesprünge	Ja / Nein nicht geprüft		Ja / Nein

7.5.3 Zulässige Sickerraten

Statt der starren Angabe einer zulässigen Sickerrate zum Erhalt eines Zertifikats für Systeme im operativen Hochwasserschutz stellt eine Klassifizierung von zulässigen Sickerraten bei einer Zertifizierung von Hochwasserschutzsystemen eine praxistauglichere Methodik dar.

Anhand der Sickerratenmessungen an der IWA-Testanlage bei einem maximal zulässigen Wasserstand von 0,60 m für ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsysteme (BWK, 2005), durchgeführt auf einem praxisnahen weichem Rasenuntergrund, und der Gegenüberstellung der Ergebnisse (Kapitel 7.4) ist es möglich, verschiedene Grenzwerte zu definieren, mit denen Einsatzbereiche anhand der Sickerrate charakterisiert werden können. Aus den gewonnenen Erkenntnissen kann die Aussage getroffen werden, dass bei einer maximalen Sickerrate von 50 l/h/m von einer geringen Systemdurchlässigkeit auszugehen ist. Sickerraten bis zu 200 l/h/m beschreiben eine mittlere Systemdurchlässigkeit. Eine hohe Systemdurchlässigkeit liegt vor, wenn eine Sickerrate mit mehr als 200 l/h/m und weniger als 1.000 l/h/m vorhanden ist. Letzteres beschreibt die Durchlässigkeit eines konventionellen Sandsackdamms ohne vorgelagerter Dichtungsbahn. Werden die dargestellten zulässigen Sickerraten klassifiziert, so kann die Klasse A mit einer geringen Systemdurchlässigkeit, die Klasse B mit einer mittleren Systemdurchlässigkeit und die Klasse C mit einer hohen Systemdurchlässigkeit von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen beschrieben werden (Tab. 7-9).

Tab. 7-9: Empfohlene Klassifizierung der Systemdurchlässigkeit von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen mit maximaler Einstauhöhe von 0,60 m und zugehörigen Sickerraten

Klasse A geringe Systemdurchlässigkeit	Klasse B mittlere Systemdurchlässigkeit	Klasse C hohe Systemdurchlässigkeit
≤ 50 l/h/m	> 50 l/h/m und ≤ 200 l/h/m	> 200 l/h/m und ≤ 1.000 l/h/m

Mit Hilfe der Klassifizierung der Sickerraten sowie in Kombination mit den Angaben zum Personalbedarf und den erforderlichen Aufbauzeiten der Systeme ist es möglich, mobile ortsungebundene Hochwasserschutzsysteme anhand der örtlichen Randbedingung im Einsatzgebiet sinnvoll auszuwählen. So sind die Systemdurchlässigkeiten der Klasse A für den umlaufenden Objektschutz – eng am zu schützenden Objekt platziert – geeigneter als die der Klasse C. Sind hingegen lange Schutzlinien innerhalb kürzester Zeit zu errichten, bei der die Sickerraten nur von untergeordneter Bedeutung sind bzw. das Hinterland ausreichend Platz für die schadlose Ausbreitung des anfallenden Sickerwassers bietet, können Systeme der Klasse C mit ggf. geringeren erforderlichen Aufbauzeiten geeigneter sein als Systeme der Klasse A mit ggf. erhöhtem Aufbauaufwand. Systeme der Klasse B können beispielsweise in Bereichen errichtet werden, in denen erhöhte Sickerraten zulässig sind bzw. die anfallende Sickerwassermenge mit entsprechend vorgehaltener Pumpentechnik technisch noch händelbar ist.

Zudem können bei dynamischer Belastung aus Wellen oder Treibgut kurzzeitig und lokal begrenzt höhere Sickerraten entstehen, die als kurzzeitige lokale Steigerung nicht in die Betrachtung der zulässigen Sickerraten nach Tab. 7-9 einzubeziehen sind.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Für eine organisierte Bewältigung der Gefahrenabwehr während eines Hochwasserereignisses werden Verwaltungsstäbe und Führungsstäbe mit speziell hierfür ausgebildeten Einsatzkräften gebildet. Die Einsatzkräfte koordinieren alle administrativ-organisatorischen sowie operativ-taktischen Maßnahmen in der Verwaltung sowie am Einsatzort bzw. bestimmen "Wer, Was, Wann, Wie und Womit, Wo und Wozu" in der Gefahrenabwehr durchzuführen hat. Traditionell kommen für Deichverteidigungsmaßnahmen sowie für Hochwasserschutzmaßnahmen in tiefliegenden Gebieten Sandsackkonstruktionen zum Einsatz. Insgesamt ist der logistische, materielle und personelle Aufwand vom leeren Sandsack bis hin zum verbauten Sandsack am Einsatzort erheblich. Abhilfe können hier grundsätzlich innovative Schutzsysteme schaffen, die sogenannten Sandsackersatzsysteme (SSES). Die bedeutendsten Charakteristika der SSES sind insbesondere der geringe logistische und personelle Aufwand für den Auf- und Abbau am Einsatzort und die Wiederverwendbarkeit der Systeme. Trotz der Vielzahl an positiven Eigenschaften kommen die SSES im operativen Betrieb in Kommunen oder Verbänden oftmals nicht zum Einsatz. Grund hierfür ist ein fehlendes Zertifizierungs- oder Prüfsystem zum Test der Funktionalität von SSES in Deutschland, so dass der Überblick über bestehende SSES bei Einsatzplanern in der Katastrophenabwehr und Entscheidungsträgern in der Katastrophenvorbeugung oft ebenso fehlt wie das notwendige Vertrauen in die Funktionalität der Systeme.

Unter diesem Gesichtspunkt wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Überblick über die auf dem Markt erhältlichen SSES gegeben und deren Einsatzgebiete sowie die auf die Konstruktion einwirkenden Belastungen wurden näher betrachtet. Auf Basis der Grundlagenermittlung wurden Prüfmethode entwickelt, mit denen praxisorientierte Versuchsreihen durchgeführt und die Eignung, der Einsatz und die Funktionstauglichkeit von SSES für eine zukünftig bessere Etablierung im operativen Hochwasserschutz geprüft werden sollte.

Die hierfür erforderliche Testanlage (IWA-Testanlage) wurde auf Basis einer Grundlagenermittlung konzipiert und am Ausbildungszentrum des Technischen Hilfswerks THW in Hoya errichtet. Die IWA-Testanlage mit den Abmessungen 33,0 m x 28,50 m besteht aus einem 3,5 m hohen, U-förmig ausgebildeten Eintaubecken, dessen 15 m breite Öffnung durch einen 3,0 m hohen Erdkörper – einem Deich – geschlossen ist. Der Deich wurde in Anlehnung an einen homogen aufgebauten Altdeich mit einer Höhe von 3,0 m, einer Böschungsneigung von 1:2 auf der Wasser- und Luftseite sowie einer Kronenbreite von 2,0 m errichtet. Das Eintaubecken wurde mit Hilfe eines innenseitig senkrecht und außenseitig geböschert ausgeführten Erdwalls erstellt. Für eine ausreichende Stabilität des Eintaubeckens wurde der Erdwall nach der Methode der Kunststoffbewehrten Erde ausgeführt und mit Kunststoffdichtungsbahnen gedichtet. Das 15 m breite und 9 m lange Eintaubecken kann somit mit Wasser gefüllt werden, so dass eine Belastung des Deichs aber auch im Becken installierter Hochwasserschutzsysteme durch hohe Wasserstände beliebig oft simuliert werden kann. Zudem besteht der Untergrund aus einer etwa 1 m mächtigen Auelehmschicht, auf der Mutterboden und Rasen aufgebracht sind, so dass ein im operativen Hochwasserschutz häufig anzutreffender Bodenaufbau vorhanden ist. Installierte Druckmessdosen können den zeitlichen Verlauf der Sickerlinienlage im Testdeich während der Testläufe messen, speichern und ausgeben. Zudem können die Druckmessdosen gleichermaßen zur Erfassung und Speicherung von Einstauhöhen zu testender linienartiger

Hochwasserschutzsysteme genutzt werden. Zur Messung des anfallenden Sickerwassers wurde ein Magnetisch-Induktiver Durchflussmesser in der Wasserleitung zwischengeschaltet, die das durchgesickerte Wasser zurück in den Einstaubereich fördert.

Die Ergebnisse aus den Versuchsreihen in der IWA-Testanlage mit unterschiedlichen Sandsackkonstruktionen und SSES werden untergliedert in Deichverteidigungsmaßnahmen und linienartiger Hochwasserschutz.

8.1 Deichverteidigungsmaßnahmen

Aus den vorangegangenen Darstellungen und Untersuchungen der Kapitel 2 und Kapitel 3 ist abzuleiten, dass eine wirksame und effiziente Deichverteidigungsmaßnahme insbesondere von einem funktionierenden Katastrophenschutzmanagement sowie von der Ausbildungsqualität der örtlich eingesetzten Einsatzkräfte abhängig ist. Werden mögliche Schadstellen an einem Deich falsch bewertet und/oder Deichverteidigungsmaßnahmen nicht fachgerecht durchgeführt, kann statt einer Deichsicherung sogar noch die Schwächung des Deichs vergrößert werden. Die Durchführung von regelmäßigen Übungen sowie die Aus- bzw. Weiterbildung der Einsatzkräfte ist in den Gefahrenabwehr- und Katastrophenschutzgesetzen der Länder niedergeschrieben und entsprechend verpflichtend. Auch bei den Hilfsorganisationen mit freiwilligen Helfern, wie beispielsweise bei THW oder DLRG, werden entsprechende Übungen sowie Aus- bzw. Weiterbildung durchgeführt. Nur so kann gewährleistet werden, dass eine größtmögliche Anzahl an ausgebildeten Einsatzkräften während eines Hochwasserschutzzeinsatzes verfügbar ist.

Ein Ziel dieser Arbeit lag darin zu untersuchen, ob ein auf der Außenböschung aufgebrachtes Planensystem die Durchsickerung eines bruchgefährdeten Deichs und den damit einhergehenden Auftrieb im Deich verringert, so dass die aktuelle Standsicherheit ohne zusätzliche Maßnahmen auf der landseitigen Deichböschung erhöht wird. Erste Versuche mit ausgewählten Materialien und Schutzsystemen wurden an einem kleinmaßstäblichen Modelldeich im Maßstab 1:10 gesammelt. Die kleinmaßstäblichen Modellversuche mit unterschiedlichen Labormodellen zeigten, dass eine Senkung der Sickerlinienlage durch die Auflage eines Schutzsystems generell möglich ist. Anschließend durchgeführte naturmaßstäbliche Versuche in der IWA-Testanlage zeigten, dass einige Ergebnisse der theoretischen Vorüberlegungen und kleinmaßstäblichen Versuche bestätigt werden konnten. Hierzu zählt die Wahl eines geeigneten Materials, geringe Installations- und Rückbauzeiten sowie die Wiederverwendbarkeit des Systems. Allerdings konnte die wichtigste Produkteigenschaft des Deichschutzsystems, die Funktion einer zumindest partiellen Dichtung des bruchgefährdeten Deichs gegen Sickerwassereintritt, in den naturmaßstäblichen Versuchen nicht nachgewiesen werden. Neben der Ineffektivität des Deichschutzsystems ist zudem eine Zerstörung der Rasenoberfläche nach einem längerfristigen Einsatz des Schutzsystems festgestellt worden. Dementsprechend konnte kein Schutzsystem entwickelt werden, dass mit Hilfe einer wasserseitigen Planenauflage zu einer signifikanten Minderung des flächigen Sickerwassereintritts führen kann.

Hingegen konnte der Einsatz des vom TÜV-Nord geprüften Systems "Flutschutz-Auflastfilter" als Alternative zu einem Auflastfilter bestehend aus Sandsäcken zur Stabilisierung der landseitigen Deichböschung als sehr positiv bewertet werden. Für den Systemaufbau entlang der 15 m langen Deichböschung sind lediglich vier Systemelemente, Pumpentechnik, Wasser, zwei Personen und

ein Zeitbedarf von 70 Minuten erforderlich. Im Vergleich dazu lag der Zeitbedarf zur Erstellung eines Sandsack-Auflastfilters bei 150 Minuten unter Einsatz von 14 Personen und 3.250 Sandsäcken. Auch der Rückbau des Flutschutz-Auflastfilters konnte in einer deutlich geringeren Zeit erfolgen als derjenige bei der Sandsackkonstruktion. Eine ungünstige Auswirkung auf die Sickerlinienlage durch die Installation der Systeme auf der Deichböschung konnte bei den Versuchsreihen mit dem Sandsack-Auflastfilter sowie dem Flutschutz-Auflastfilter nicht festgestellt werden, so dass die Eignung, der Einsatz und die Funktionstauglichkeit des SSES Flutschutz-Auflastfilters bestätigt werden konnte.

Auch bei der Verwendung des ebenfalls vom TÜV-Nord geprüften Sandsackersatzsystems Flutschutz-Quellkade konnte anhand der Versuchsreihen eine deutlich effizientere Einsatzmöglichkeit zur Verteidigung eines Flussdeichs mit lokalem Sickerwasseraustritt festgestellt werden. Das System ist innerhalb von 20 Minuten mit zwei Personen einsatzbereit und auch wieder rückgebaut. Im Vergleich hierzu war beim Testaufbau der Sandsack-Quellkade ein Zeitbedarf von 60 Minuten bei einem Einsatz von acht Personen und 900 Sandsäcken erforderlich. Zum Rückbau der Sandsackkonstruktion waren insgesamt 70 Minuten mit acht Einsatzkräften erforderlich. Bei den Versuchen konnte allerdings keine lokale Sickerstelle am Deich simuliert werden, so dass kein direkter Test der Funktionstüchtigkeit durchgeführt werden konnte. Bei einem alternativen Einstauversuch des innenliegenden Bereichs bzw. dem Bereich in dem sich unter Einsatzbedingung der lokale Sickerwasseraustritt befindet, konnte im Vergleich zur Sandsack-Quellkade eine erheblich geringere Durchlässigkeit der Flutschutz-Quellkade festgestellt werden. Demzufolge ist mit der Flutschutz-Quellkade ein Wassereinstau möglich, mit dem der für die Funktion erforderliche hydraulische Gegendruck erzeugt werden kann, so dass auch hier die Eignung, der Einsatz und die Funktionstauglichkeit der Flutschutz-Quellkade bestätigt werden konnte.

Gegensätzlich zu Sandsäcken, die erst befüllt werden müssen, können die getesteten SSES direkt vom Lager an den Einsatzort transportiert und aufgebaut werden, was zu einer Einsparung der im operativen Hochwasserschutz wichtigen Ressource Zeit führt. Wird eine entsprechende Anzahl an Systemen in einer Gemeinde oder in einem Landkreis vorgehalten, können bereits innerhalb kürzester Zeit versagensgefährdete Deichabschnitte gesichert werden, bevor überhaupt die Sandsacklogistik gestartet bzw. die erhöhte Anzahl an erforderlichen Einsatzkräften für den Aufbau entsprechender Deichverteidigungsmaßnahmen aktiviert sind. Befinden sich allerdings Hindernisse wie Bäume im Bereich der Böschung oder am lokalen Sickerwasseraustritt, können die getesteten SSES ggf. nicht an der erforderlichen Stelle platziert werden. Hier ist die Verwendung einer Sandsackkonstruktion aufgrund der flexiblen Verlegeweise vorteilig und auch erforderlich.

Anhand der durchgeführten Versuchsreihen sollten Alternativen zu Sandsackkonstruktionen auf ihre Eignung, Einsatz und Funktionstauglichkeit geprüft werden, um Systeme in der operativen Hochwasserabwehr stärker zu etablieren. SSES können und sollen den Sandsack für den Einsatz von Deichverteidigungsmaßnahmen nicht vollständig ersetzen, sie sollen lediglich eine ergänzende Funktion in der operativen Hochwasserabwehr aufweisen, um in kritischen Situationen schnellstmöglich handeln zu können. Die Deichverteidigungssysteme Flutschutz-Auflastfilter und Flutschutz-Quellkade können diese Anforderungen erfüllen.

8.2 Linienartiger Hochwasserschutz

Die in der IWA-Testanlage durchgeführten Versuchsreihen mit im operativen Hochwasserschutz einzusetzenden linienartigen Hochwasserschutzsystemen zeigen grundsätzlich, dass die getesteten ortsungebundenen mobilen SSES unter Berücksichtigung der Parameter Aufbauzeiten, möglicher Einstauhöhen und Dichtigkeiten auf einem Rasenuntergrund sehr gute Alternativen zum herkömmlich eingesetzten Sandsackdamm bieten und dementsprechend auch in der Praxis eingesetzt werden können. Mit jedem betrachteten System ist es möglich, eine deutlich größere Schutzlänge mit weniger Helfern zu errichten als bei einem aufwendigen Verbau mit einem herkömmlichen Sandsackdamm.

Die Ergebnisse aus den Versuchsreihen wurden zudem mit den Bewertungskriterien der international in Verwendung befindlichen Zertifizierungsprogramme "FM Approved" sowie "BSI-Kitemark" verglichen und bewertet. Der essenzielle Unterschied zwischen dem Versuchsaufbau nach "FM Approved" sowie "BSI-Kitemark" liegt darin, dass die Versuchsreihen an der IWA-Testanlage auf einem weichen Rasenuntergrund erfolgten und nicht auf einem glatten, sauberen Betonuntergrund. Zudem ist zu beachten, dass sich der U-förmige Aufbau beim Zertifizierungsprogramm "FM-Approved" grundsätzlich positiv auf das Stabilitätsverhalten der zu testenden Systeme auswirkt und somit einen auf der sicheren Seite liegenden Aufbau darstellen. Dementsprechend erfolgten die Versuche in der IWA-Testanlage linienartig über die Gesamtlänge von 15 m.

Bei der Bewertung der Standsicherheit von SSES spielt der Untergrund eine große Rolle. Nicht zuletzt, weil mit SSES vergleichsweise einfach und schnell größere Stauhöhen erzielt und so große hydraulische Belastungen erzeugt werden können. So konnte bei einigen SSES während des Einstaus das Einsinken von Systemteilen in den Untergrund beobachtet werden. Allerdings kann generell keine Bewertung der Einsatztauglichkeit über einen üblichen Zeitraum eines Hochwasserereignisses von bis zu mehreren Tagen auf einem Rasenuntergrund gegeben werden, da die Systeme zur Begrenzung der Testzeiten maximal etwa 24 Stunden eingestaut wurden. Generell ist jedoch festzuhalten, dass punktuell gelagerte SSES auf einem weichen Rasenuntergrund ein Defizit gegenüber flächig gelagerten Systemen aufweisen. Dieses Manko kann bei einer Versuchsdurchführung auf einem festen Betonuntergrund der international in Verwendung befindlichen Zertifizierungsprogramme FM-Approvals und BSI nicht erkannt werden.

Bei den Sickerratenmessungen wurde festgestellt, dass die getesteten SSES überwiegend bzw. unter Zuhilfenahme einer partiellen oder linienförmigen Beschwerung allesamt eine deutlich geringere Durchlässigkeit aufweisen als der Sandsackdamm ohne Dichtungsbahn mit 1.050 l/h/m. Hinsichtlich der Sickerraten von 14 l/h/m bis maximal 550 l/h/m können einzelne SSES zudem eine gute Alternative zu einem Sandsackdamm mit vorgelagerter Dichtungsbahn bieten, dessen Sickerrate bei 10 l/h/m liegt. Beim Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Grenzwerten der Zertifizierungsprogramme "FM Approved" (186 l/h/m) und "BSI-Kitemark" (40 l/h/m) zeigte sich, dass trotz grundsätzlich guter Funktionalitäten eine maßgebende Zahl der getesteten SSES sowie der im operativen Hochwasserschutz durchaus bewährte Sandsackdamm ohne vorgelagerte Dichtungsbahn aufgrund zu hoher Sickerraten kein Zertifikat erhalten würden. Hiermit stellt sich die Frage nach der Praxis-tauglichkeit der international in Anwendung befindlichen Zertifizierungsprogramme.

SSES stellen technische Systeme dar, deren Funktionstauglichkeit vor ihrem Einsatz im Ernstfall nachzuweisen sind. Insofern ist eine praxisgerechte Zertifizierung der Systeme dringend geboten. Eine Basis für die Entwicklung eines praxisorientierten Zertifizierungssystems nach deutschem Standard ist mit den internationalen Zertifizierungsprogrammen wie "FM Approved" oder "BSI Kitemark" und den hier beschriebenen Untersuchungen und Versuchsergebnissen grundsätzlich gegeben. Da die Schutzsysteme im Hochwasserfall auf unterschiedlichen Untergründen wie Grünland und Rasenuntergründen, Pflasterungen und Asphaltstraßen eingesetzt werden, wird empfohlen, auch bei der Zertifizierung unterschiedliche Untergründe zu berücksichtigen, weil diese einen erheblichen Einfluss auf die Systemstabilität und die Sickerrate haben können. Insbesondere für den linienartigen Hochwasserschutz ist darüber hinaus eine größtmögliche geradlinige Länge für den Prüfaufbau mit mindestens einer Systemverbindung zu wählen. Sind Richtungsänderungen des zu prüfenden Systems möglich, sollten diese auf ihre Funktionstauglichkeit in einem separaten Test geprüft werden, um eventuell wirkende Stützkräfte zu vermeiden. Bei der Betrachtung der Sickerrate wird empfohlen, die im operativen Hochwasserschutz einzusetzenden Systeme nicht nach einem bestimmten Grenzwert der Sickerrate zu zertifizieren. Vielmehr sollten die Systeme gemäß zulässiger Systemdurchlässigkeiten klassifiziert werden. Nur so kann ein gezielter, den örtlichen Randbedingungen und Anforderungen in überschwemmungsgefährdeten Gebieten entsprechender Einsatz ermöglicht werden.

Die Versuchsdurchführungen zeigten zudem, dass Systeme mit vorgelagerter Plane die geringsten Durchlässigkeiten aufweisen, insbesondere wenn Sandsäcke als Beschwerung eingesetzt werden. Insofern spielt der Sandsack auch beim Einsatz von SSES eine wichtige Rolle im operativen Hochwasserschutz. Gerade wegen seiner flexiblen Einsatzmöglichkeiten ist der Sandsack in der operativen Hochwasserabwehr unverzichtbar. Auch weisen SSES gegenüber Sandsackkonstruktionen eine schlechtere Anpassungsfähigkeit der einzelnen Elementlängen auf. Ist das System nicht explizit für eine entsprechende Strecke hergestellt, können Fehlstellen an Anschlüssen bzw. in Randbereichen auftreten. Diese können jeweils wegen der kürzeren Strecken mit einem vertretbaren Aufwand mit Sandsäcken geschlossen werden, so dass auch hier wiederum der Einsatz von Sandsäcken weiterhin eine wichtige Rolle im operativen Hochwasserschutz spielt. Darüber hinaus ist es in der Regel schwierig bis nicht möglich, ein SSES nachträglich bei höher auflaufenden Wasserständen zu erhöhen. Dies ist beim Sandsackdamm grundsätzlich möglich, wenn auch nur mit einem entsprechend hohen Personal-, Ressourcen- und Zeitaufwand.

Neben der hydrostatischen Belastung sind für die Standfestigkeit von SSES weitere Faktoren wie beispielsweise hydrodynamische Belastungen (Strömungen und Wellen), mechanische Belastungen (Treibgut und Fahrzeuganprall) sowie Vandalismus relevant. Diese Einwirkungen konnten an der IWA-Testanlage nicht simuliert werden. Hier besteht also weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich des Nachweises der Standsicherheit ortsungebundener mobiler Hochwasserschutzsysteme aufgebaut auf einem Rasenuntergrund und ausgesetzt hydrodynamischen und mechanischen Einwirkungen.

Literaturverzeichnis

- Agerschou, H.; Dand, I.; Ernst, T.; Ghoos, H.; Jensen, O.J.; Korsgaard, J.; Land, J.M.; McKay, T.; Oumeraci, H.; Petersen, J.B.; Runge-Schmidt, L.; Svendsen H.L. 2004 Planning and Design of Ports and Marine Terminals, Thomas Telford Publ., London
- Aigner, D.; Bollrich, G. 2015 Handbuch der Hydraulik – für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Beuth Verlag, Berlin
- Albert, A. (Hrsg.) 2020 Schneider – Bautabellen für Ingenieure. 24. Auflage. Reguvis Fachmedien GmbH, Köln 2020,
- Altrad Plettac Assco 2017 Hochwasserschutz. Altrad Plettac Assco GmbH, Plettenberg
- ANSI/FM Approvals 2510 2019 Prüfrichtlinien für Hochwasserschutzsysteme. Klassifizierungsnummer 2510, FM Approvals, Norwood, Massachusetts, USA
- Aqua-Stop 2020 Information auf der Homepage von Aqua-Stop "Hochwasserservice" Dienstleistungs GmbH. Online verfügbar unter: <https://www.aquastop.de/index.php?id=13>, [13.05.2020]
- Aquaburg 2020 Information auf der Homepage von AQUABURG Hochwasserschutz GmbH. Online verfügbar unter: <https://www.aquaburg.com/tag/tuhh/>, [27.11.2020]
- Aquafence 2020 Information auf der Homepage von Aquafence. Online verfügbar unter: <https://www.aquafence.info/uber-uns>, [27.11.2020]
- Aquariwa 2020 Information auf der Homepage Aquariwa. Online verfügbar unter: <https://www.aquariwa.de/die-einsaetze/aquariwa-in-gartow-juni-2013/>, [07.10.2020]
- Aquariwa 2011 Aquariwa Hochwasserschutzsystem – Handbuch. Aquariwa GmbH, Neu Isenburg
- ArbSchG 1996 Gesetz über die Durchführung von Maßnahmen des Arbeitsschutzes zur Verbesserung der Sicherheit und des Gesundheitsschutzes der Beschäftigten bei der Arbeit. Arbeitsschutzgesetz (ArbSchG) vom 7. August 1996 (BGBl. I S. 1246), das zuletzt durch Artikel 15 Absatz 89 des Gesetzes vom 5. Februar 2009 (BGBl. I S. 160) geändert worden ist. Bundesministerium der Justiz (BMJ), Berlin

- Armbruster-Veneti, H. 1999 Über das Versagen von Erddämmen. Wasserwirtschaft 89. Jahrgang, Heft 10
- ASR A2.1 2018 Technische Regeln für Arbeitsstätten Schutz vor Absturz und herabfallenden Gegenständen, Betreten von Gefahrenbereichen (ASR A2.1). Ausgabe: November 2012 (GMBI 2012, S. 1220, zuletzt geändert GMBI 2018, S. 437), Bundesministerium für Arbeit und Soziales, Berlin
- Bartmann, H. 2007 Grundlagen des Hochwassereinsatzes. Fachwissen Feuerwehr 1. Auflage, ecomed Sicherheit, Landsberg/Lech
- Baumgartner, A., Liebscher, H. 1996 Allgemeine Hydrologie – quantitative Hydrologie. Bornträger, Berlin-Stuttgart
- Baumgartner, C. 2015 Mobiler Hochwasserschutz in urbanen Gebieten – Ein Überblick und Anwendungsmöglichkeiten einzelner mobiler Hochwasserschutzsysteme. disserta Verlag, Hamburg
- BAW 2011 Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe, Online Verfügbar unter: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102478>, [09.04.2021]
- BAW 2013a Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB). Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe, Online Verfügbar unter: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102471>, [09.04.2021]
- BAW 2013b Hydraulische Messungen während des Elbe-Hochwassers im Sommer 2013. In BAW-Aktuell, Dämme an Bundeswasserstraßen, Ausgabe 3/2013, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe, Online Verfügbar unter: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/100456>, [09.04.2021]
- BAW 2021 Information auf der Homepage Infozentrum Wasserbau von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW). Online verfügbar unter: <https://izw-medienarchiv.baw.de/detail/27664>, [15.01.2021]
- BBK 2019 BBK-Glossar – Ausgewählte zentrale Begriffe des Bevölkerungsschutzes. Band 8 Praxis im Bevölkerungsschutz, 2. Überarbeitete Auflage, Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe (BBK), Bonn, 2019
- BGR 2020 Bohrpunktkarte von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe. Onlineversion verfügbar unter: <https://boreholemap.bgr.de/mapapps/resources/apps/boreholemap/index.html?lang=de>

- Biggar, K.; Masala, S. 1998 Alternatives to sandbags for temporary flood protection; Alberta Transportation and Utilities, Edmonton, Canada, Disaster Services Branch and Emergency Preparedness Canada, Ottawa
- Bishop, A.W. 1954 The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm (aus DIN 4084)
- Blanckaert, K.; de Vriend, H. J. 2010 Meander dynamics – A nonlinear model without curvature restrictions for flow in open-channel bends. Journal Of Geophysical Research, Vol. 115, Online Verfügbar unter: <https://doi.org/10.1029/2009JF001301>, [04.04.2021]
- BIfU 2017 Sturzfluten- und Hochwasserereignisse Mai/Juni 2016 – Wasserwirtschaftlicher Bericht. Bayrisches Landesamt für Umwelt (BIfU), Augsburg
- BIfU 2020 Gewässerkundlicher Dienst Bayern. Bayrisches Landesamt für Umwelt (BIfU), Online Verfügbar unter: <https://www.gkd.bayern.de/de/fluesse/wasserstand/inn/simbach-18719006>; [31.01.2020]
- BLfW 2002 Hochwasser im August 2002 (mit Berichtigungen vom 28.10.2002). Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (BLfW), München.
- BLfW 2004 SpektrumWasser 1 Hochwasser – Naturereignis und Gefahr. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (BLfW), München
- BMI 2013 Bericht zur Flutkatastrophe 2013: Katastrophenhilfe, Entschädigung, Wiederaufbau. Bundesministerium des Innern (BMI), Kabinettsbericht vom 04.09.2013, Berlin
- BMLFUW 2000 Hochwasserschutz mit Mobilelementen – Studie. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (BMLFUW), Wien, Österreich
- BMLFUW 2007 Deichquerschnitte (Hochwasserschutzdämme) – Empfehlung für die Ausbildung. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft Sektion Wasser, Wien
- Boley, C. 2019 Handbuch Geotechnik, Grundlagen – Anwendungen – Praxiserfahrungen. 2. Auflage, Springer Vieweg, Wiesbaden
- Bollrich, G. 2019 Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. Beuth Verlag, Berlin

- Boon, M. J. J. 2007 Water Controlling Wate – Emergency flood protections. Masterthesis, TU Delft, Online verfügbar unter: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:b40319aa-1a05-40ce-a9a4-81ef1bfa4162>, [16.01.2019]
- Bowkun, A. 2020 E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Nordrhein-Westfalen am 21.09.2020. Bezirksregion Düsseldorf – Sachgebiet 54.4 Hochwasserschutz und Gewässerausbau am Rhein
- Brauns, J. 1980 Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem Gelände. Bauingenieur 55, S. 43-436, 1980
- Brauns, J.; Bieberstein 2003 Folien als Notsicherung bei durchsickerten Deichen –
A.; Scheuermann A.; nützlich oder vergeblich? Wasserwirtschaft 93, Heft 3
Reith H.
- Breddin, H. 1961 Die Grundrisskarten des Hydrogeologischen Kartenwerks der Wasserwirtschaftsverwaltung von Nordrhein-Westfalen. Geologische Mitteilung, Heft 2, S.393–416
- BRK 2010 Fachberater Hochwasserschutz – Skript zum Lehrgang für das Bayrische Rote Kreuz. Bayrisches Rotes Kreuz (BRK), Referat Wasserwacht, München
- BS 851188-2 2019 Flood resistance products – Part 2: Perimeter barrier systems – Specification. The British Standards Institution (BSI) Group Headquarters, London, UK
- BSI 2020 Information auf der Homepage von der British Standards Institution (BSI) – Produktverzeichnis. Online verfügbar unter: <https://www.bsigroup.com/en-GB/product-directory/>, [23.11.2020]
- Busch, K-F.; Luckner, 1993 Lehrbuch der Hydrogeologie Geohydraulik. 3. Auflage,
L.; Tiemer, K. Gebrüder Borntraeger Verlag, Berlin Stuttgart
- Buschhüter, E. 2012 Umsetzung der EG-HWRM-RL in Nordrhein-Westfalen. Beitrag zum 42. IWASA Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2012: Hochwasser eine Daueraufgabe! 12. Und 13. Januar 2012. Lehrst. U. Inst. Für Wasserbau u. Wasserwirtschaft RWTH Aachen, Aachen
- BWK 2005 Mobile Hochwasserschutzsysteme – Grundlagen für Planung und Einsatz. Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e. V. BWK-Bundesgeschäftsstelle, Sindelfingen
- CERC 1984 Shore Protection Manual. U.S. Army, Corps of Engineers, Costal Engineering Research Center (CERC), Vicksbery

- | | | |
|-------------|------|--|
| CP | 2013 | Crises Prevention; Zahlt sich Prävention aus? Online verfügbar unter: https://crisis-prevention.de/feuerwehr-katastrophenschutz/zahlt-sich-praevention-aus , [16.01.2019] |
| Densky, H. | 2020 | E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Hessen am 18.09.2020. Regierungspräsidium Darmstadt, Dezernat IV/Da 41.6 – Staatlicher Wasserbau |
| DFV | 2013 | Deutscher Feuerwehrverband e. V.; Mehr als 75.000 Feuerwehrleute in der Flutabwehr. Online verfügbar unter: http://www.feuerwehrverband.de/79.html?&tx_news_pi1%5Bnews%5D=108&tx_news_pi1%5Bcontroller%5D=News&tx_news_pi1%5Baction%5D=detail&cHash=3db80d8477deec8caf0638bcb20def21 [16.01.2019] |
| DIN 1054 | 2010 | Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin |
| DIN 18130-1 | 1998 | Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts, Teil 1 : Laborversuche. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin |
| DIN 18137-1 | 2010 | Baugrund: Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 1: Begriffe und grundsätzliche Versuchsbedingungen. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin |
| DIN 18196 | 2011 | Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin |
| DIN 19712 | 2013 | Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin |
| DIN 4047-2 | 1988 | Landwirtschaftlicher Wasserbau Begriffe – Hochwasserschutz, Küstenschutz, Schöpfwerke. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin |
| DIN 4049-3 | 1994 | Hydrologie Teil 3 – Begriffe zur quantitativen Hydrologie. Normenausschuss Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V.; Berlin |

DIN 4084	2009	Baugrund: Geländebruchberechnungen. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
DIN 4124	2002	Baugruben und Gräben – Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
DIN EN 1990	2014	Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990: 2002 + A1: 2005 + A1: 2005/ AC: 2010, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
DIN EN 1991-1-4	2010	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN
DIN EN 1991-1-4/NA	2010	Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN
DIN EN 1991-1-7	2010	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkung. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN
DIN EN 1997-1	2014	Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
DIN EN1991-1-1	2010	Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
DIN EN1991-1-1/NA	2010	Nationaler Anhang - Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth-Verlag, Berlin
DLRG	2014	Katastrophenschutz – Deichverteidigung. Deutsche Lebensrettungs-Gesellschaft Landesverband Westfalen e. V. (DLRG) LV Westfalen, Dortmund

Dörre, Gerd	2020	E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Sachsen-Anhalt am 26.08.2020. Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt, Sachbereich Hochwasserschutz
dpa/lni	2013	Flut in Niedersachsen – Hochwasserprognose nach unten korrigiert. Landesdienst Niedersachsen/Bremen (dpa/lni), Weserkurier am 06.06.2013, Online verfügbar unter: https://www.weser-kurier.de/region/niedersachsen_artikel,-Hochwasserprognose-nach-unten-korrigiert-_arid.587944.html , [09.10.2020]
DV-BL	2020	Information auf der Homepage vom Deichverband Bislich-Landesgrenze (DV-BL). Online verfügbar unter: http://www.dv-bl.de/neu , [05.06.2020]
DVWK	1991	Merkblatt 220/1991: Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK), Hennef
DVWK	1993	Merkblatt 220/1993: Landschaftsökologische Gesichtspunkte bei Flußdeichen. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK), Bonn
DWA	2011	Merkblatt DWA-M 507-1: Deiche an Fließgewässern – Planung, Bau und Betrieb. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft (DWA), Abwasser und Abfall e. V., Hennef; 2011
DWA	2017	Merkblatt DWA-M 608-1: Bisam, Biber, Nutria – Teil 1 Erkennungsmerkmale und Lebensweisen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft (DWA), Abwasser und Abfall e. V., Hennef
DWA	2020	Merkblatt DWA-M 524 – Hydraulische Berechnung von Fließgewässern mit Vegetation. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Druckhaus Köthen, Hennef
DWD	2019	Wetterlexikon. Deutscher Wetterdienst (DWD), Online verfügbar unter: https://www.dwd.de/DE/service/lexikon/lexikon_node.html [02.08.2019]
DWD	2020	CDC - Climate Data Center. Deutscher Wetterdienst (DWD), Online verfügbar unter: https://cdc.dwd.de/portal/201912031600/mapview , [31.01.2020]

EAK	2020	Empfehlung für Küstenschutzwerke. Die Küste, Heft 88 3. korrigierte Ausgabe, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Online verfügbar unter: https://doi.org/10.18171/1.088100 [05.06.2021]
EAU	2012	Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, Häfen und Wasserstraßen. 11. Aufl., Ernst & Sohn Verlag, Berlin
EFC	2014	Deichverteidigungsbroschüre – Grundlagen und Maßnahmen. European Flood Control (EFC), Bremen
Eigner	2020	Information auf der Homepage von Eigner Fertigbau. Online verfügbar unter: https://www.eigner-noerdlingen.de/betonfertigteile/betonbloecke , [06.05.2020]
EU	2007	Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken. Europäische Union, Amtsblatt der Europäischen Union, Straßburg
Falconer, R.J.; Cobby, D.; Smyth, P.; Astle, G.; Dent, J.; Golding, B.	2009	Pluvial flooding – New approaches in flood warning, mapping and risk management. Journal of Flood Risk Management, 2. Jg., Nr. 3, S. 198-208, Online verfügbar unter: https://doi.org/10.14445/22312803/IJCTT-V68I11P103 [03.04.2018]
Flutschutz	2021	Information auf der Homepage von Flutschutz. Online verfügbar unter: http://www.flutschutz.org
Flutschutz a	k.A.	Bedienungsanleitung Schlauchlastfilter Flutschutz – Art. Nr. 9.200.100. Kooperationsprojekt Flutschutz, Kooperationspartner: Aquadot Ingenieurgesellschaft, Karsten Daedler e. K., Optimal Umwelttechnik GmbH, Menden
Flutschutz b	k.A.	Bedienungsanleitung Schlauchkade Flutschutz – Art. Nr. 9.300.100. Kooperationsprojekt Flutschutz, Kooperationspartner: Aquadot Ingenieurgesellschaft, Karsten Daedler e. K., Optimal Umwelttechnik GmbH, Menden
Flutschutz c	k.A.	Bedienungsanleitung Doppelkammerschlauch Flutschutz – Art. Nr. 9.115.100. Kooperationsprojekt Flutschutz, Kooperationspartner: Aquadot Ingenieurgesellschaft, Karsten Daedler e. K., Optimal Umwelttechnik GmbH, Menden

FM Approvals	2020	Information auf der Homepage von FM Approvals. Online verfügbar unter: https://www.fmaprovals.com/about-fm-approvals/history [26.11.2020]
FwDv 100		Feuerwehr-Dienstvorschrift 100 – Führung und Leitung im Einsatz. Ausschuss für Feuerwehrangelegenheiten, Katastrophenschutz und zivile Verteidigung (AFKzV)
Gabalda, V.; Koppe, B.; Kelly, D.; Hunter, K.; Florence, C.; Golz, S.; Diez, J.; Monnot, J.V.; Marquez, P.	2012	SMARTeST Deliverable 2.2: Tests of flood resilient products. Report of the SMARTeST EU-FP7 Research Project – Smart Resilient Technology, Systems and Tools (SMARTeST).
GD Holz	2021	Information auf der Homepage vom Gesamtverband Deutscher Holzhandel e. V. (GD Holz). Online verfügbar unter: http://www.holzvomfach.de , [08.04.2021]
GGU	2012	Berechnung von eindimensionalen Konsolidationsvorgängen in Ein- und Mehrschichtsystemen. Handbuch vom Programm GGU CONSOLIDATE, Civilserve GmbH, Steinfeld
Goda, Y.	2010	Random Seas and Design of Maritime Structures 3 rd Edition., Advanced Series of Ocean Engineering Volume 15, World Scientific Singapore; 2010
Haas, Andreas	2020	E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Rheinland-Pfalz am 10.09.2020. Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd des Landes Rheinland-Pfalz, Abteilung 3/33
Habersack, H.; Bürgel, J.; Kanonier, A.	2009	Vertiefung und Vernetzung zukunftsweisender Umsetzungsstrategien zum integrierten Hochwassermanagement. Synthesebericht FloodRisk II, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien
Haselsteiner, R.	2007	Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, München
Heinemann, E.; Feldhaus, R.	2003	Hydraulik für Bauingenieure. 2. Auflage, Springer Fachmedien, Wiesbaden
Heisterkamp, Tobias	2020	E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Nordrhein-Westfalen am 23.09.2020. Bezirksregion Münster, Dezernat 54: Wasserwirtschaft einschließlich anlagenbezogener Umweltschutz, Sachgebiet Hochwasserschutz

- Heyer, T.; Götz, D.; Stamm, J. 2015 Analyse der Deichbrüche während des Hochwassers 2013 in Sachsen-Anhalt. Forschungsbericht 2014/ 20. TU Dresden, Dresden
- HLUG 2013 Hochwasser Mai – Juni 2013 in Hessen. Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie (HLUG), Wiesbaden
- Hobson, D.; Frelinghuysen, R.; Latham, T.; Wamp, Z.; Emerson, J., Doolittle, J.; Peterson, J.; Simpson, M.; Young, B.; Visclosky, P.; Edwards, C.; Pastor, E.; Clyburn, J.; Berry, M.; Obey, D. 2003 Report 108–357, 108th Congress 1st Session, House of Representatives, Washington
- Hochwasserschutz Agentur 2021 Information auf der Homepage von der Hochwasserschutz Agentur/Hydrobaffle. Online verfügbar unter: <https://www.hochwasserschutz-agentur.de> [16.02.2021]
- Huesker 2014 Aufbauanleitung KBE Fortrac® Natur S. HUESKER Synthetic GmbH, Gescher
- Huesker 2016 Testgelände Hochwasserschutz – Hochschule Bremen – Geokunststoffbewehrte Stützkörper der Beckenumrandung, Standsicherheitsnachweise der geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen. HUESKER Synthetic GmbH, Gescher (unveröffentlicht)
- HWNAVO-Sachsen 2015 Verordnung des Sächsischen Staatsministeriums für Umwelt und Landwirtschaft über den Hochwassernachrichten- und Alarmdienst im Freistaat Sachsen (HWNAVO). Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft, Dresden
- IAN 2017 IAN Report 180 – Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Rottal-Inn 2016 Band 2: Ereignisanalyse Simbach. Universität für Bodenkultur Wien, Department Bautechnik und Naturgefahren, Institut für Alpine Naturgefahren (IAN), Wien
- IBS 2014a Produktkatalog HW-B50H, HW-W50L, HW-W50LU. IBS Technics GmbH, Thierhaupten
- IBS 2014b Produktkatalog HW-B150H. IBS Technics GmbH, Thierhaupten
- IMK 2004 Hinweise zur Bildung von Stäben der administrativen – organisatorischen Komponente (Verwaltungsstäbe – VwS). Ständige Konferenz der Innenminister und -senatoren der

		Länder – Innenministerkonferenz (IMK), Arbeitsgruppe V, Kiel
Indutainer	2021	Information auf der Homepage von Indutainer. Online verfügbar unter: http://www.indutainer.com [27.02.2021]
ISM	2014	Baugrundgutachten an der Schüttsilofläche auf dem THW-Bus Hoya vom 20.03.2014. Ingenieurbüro Schütte und Dr. Moll, Baugrund- und Erdbauuntersuchungen GmbH, Isernhagen
ISM	2019	Rahmen Alarm und Einsatzplan Hochwasser. Ministerium des Innern und für Sport (ISM) Rheinland-Pfalz, Mainz
Janbu, N.	1955	Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm (aus DIN 4084)
Kast	1985	Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung. Bauingenieur 60, S. 519–522, 1985
Koch, Wolfgang	2020	E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Rheinland-Pfalz am 17.09.2020. Struktur- und Genehmigungsdirektion Süd des Landes Rheinland-Pfalz, Abteilung 3/34 NBG
König	2020	Hochwasserschutz mit König Innovationstechnik. Homepage König Innovationstechnik, Online verfügbar unter: https://koenig-innovationstechnik.de/ ; [10.04.2020]
Koppe, B.; Brinkmann, B.	2010	Opportunities and drawbacks of mobile flood protection system. In Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering ICCE, Shanghai, China, June 30 – July 5, 2010, Online verfügbar unter: https://doi.org/10.9753/icce.v32.management.24 [20.08.2020]
Koppe, B.; Brinkmann, B.	2011 a	Rechtliche, organisatorische, naturräumliche und technische Grundlagen des Hochwasserschutzes mit mobilen Systemen sowie der Deichverteidigung. Unveröffentlichter Fachbericht zum Kooperationsvorhaben HWS-Mobil – Wasserbau, gefördert durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages, Leuphana Universität Lüneburg
Koppe B.; Brinkmann, B.	2011 b	Entwicklung und Einsatz von wassergefüllten Schlauchsystemen im Hochwasserschutz. Proc. Acqua Alta, Hamburg

- Koppe, B.; Gabalda, V.; Manojlovic, N. 2012 Test von mobilen Hochwasserschutzkonstruktionen im Forschungsprojekt SMARTeST. Ernst & Sohn Special: Schutzbauten gegen Naturgefahren, Ernst & Sohn, Berlin
- Koppe, B.; Krebs, A.; Daedler, K. 2012 Learning from Failures: Development and Testing of Water-Filled Tube Constructions for the Use in Emergency Flood Control. Proc. Floodrisk, 20 – 22.11.2012, Rotterdam
- Koppe, B.; Krebs, A.; Daedler, K. 2014 Flutschutz – Mit Wasser gegen Hochwasser. Proc. HTG Kongress 2014 Berlin, Hafentechnische Gesellschaft Hamburg
- Koppe, B.; Massolle, C.; Krebs, A.; Daedler, K. 2015 Abwehrender Hochwasserschutz mit wassergefüllten Schlauchkonstruktionen – Flutschutz-Quellkade und Flutschutz-Auflastfilter, Proc. 5. Symposium 'Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen', Universität Siegen
- Koppe, B., Massolle, C., Krebs, A., Daedler, K. 2016 Prevention from Dike Failure by Emergency Flood Control Measures. 3rd European Conference on Flood Risk Management (FLOODrisk 2016), In E3S Web of Conferences (Vol. 7, p. 19003), EDP Sciences, Online verfügbar unter:
<https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160719003>
- Koppe, B.; Lankenau, L. 2018 a Forschungsprojekt HWS-Bildung – Anpassung der Ausbildung Deichverteidigung und Hochwasserschutz der THW-Bundesschule Hoya an die Herausforderungen des Klimawandels. Unveröffentlichtes Lehrmaterial, Gefördert vom Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Nukleare Sicherheit (BMU) Förderkennzeichen: 67DAS080, Hochschule Bremen, Bremen
- Koppe, B.; Lankenau, L. 2018 b Hochwasserschutzfibel – Hochwasserschutz und Deichverteidigung. Veröffentlicht im Rahmen des Forschungsprojekts "HWS-Bildung – Anpassung der Ausbildung Deichverteidigung und Hochwasserschutz der THW-Bundesschule Hoya an die Herausforderungen des Klimawandels", Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Nukleare Sicherheit, Förderkennzeichen: 67DAS080, Hochschule Bremen, Bremen
- Koppe, B.; Krebs, A.; Daedler, K. 2019 Entwicklung wassergefüllter Schlauchkonstruktionen zum Einsatz als Deichaufkantung – DeichKADE. Abschlussbericht, Deutsche Stiftung Umweltschutz, Aktenzeichen Az: 31761/02, Hochschule Bremen, Bremen
- Kozeny, J. 1953 Hydraulik – Ihre Grundlagen und praktische Anwendung. Springer-Verlag, Wien

- | | | |
|---|------|--|
| Kradolfer, W. | 1983 | Berechnung des Normalabflusses in Gerinnen mit einfachen und gegliederten Querschnitten. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Nr. 65 |
| Krüger, Frank | 2020 | Telefonat über die Deichzustände in Schleswig-Holstein am 09.09.2020. Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt, Natur und Digitalisierung, Hochwasserschutz, Kiel |
| Lange, C.; Rohrberg, D.; Bahlmann, C.; Feichtenschlager, J. | 2013 | Feuerwehr Hannover: Hochwassereinsatz in Magdeburg im Juni 2013. In: Brandschutz, Deutsche Feuerwehr-Zeitung, 8/2013, S. 587-595, ISSN 0006-9094 |
| Lange, D.; Bezzola, G.R. | 2006 | Schwemmholz – Probleme und Lösungsansätze. Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie (VAW), Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Zürich, Schweiz |
| Lange, G.; Lecher, K. | 1993 | Gewässerregelung Gewässerpflege – Naturnaher Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern. 3. Auflage, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin |
| Lankenau, L.; Massolle, C.; Koppe, B.; Krull, V. | 2020 | Sandbag Replacement Systems – a nonsensical an costly alternative to sandbagging?. Natural Hazards & Earth System Sciences, 20. Jg., Nr. 1, Online verfügbar unter: https://doi.org/10.5194/nhess-20-197-2020 [02.01.2021] |
| LAWA | 1995 | Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz – Hochwasserursachen und Konsequenzen. Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) im Auftrag der Umweltministerkonferenz, Stuttgart |
| LAWA | 2003 | Instrumente der Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) im Auftrag der Umweltministerkonferenz, Düsseldorf |
| LAWA | 2013 | Empfehlung zur Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen, Ständiger Ausschuss "Hochwasserschutz und Hydrologie" der LAWA, Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser, Magdeburg, 2013 |
| LAWA | 2019 | Empfehlungen zur Aufstellung, Überprüfung und Aktualisierung von Hochwasserrisikomanagementplänen. Beschlossen auf der 158. LAWA-Vollversammlung am 18./19. September 2019, Jena |

LBEG	2018	Niedersächsisches Bodeninformationssystem (NIBIS) Kartenserver. Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie (LBEG), Hannover; Online verfügbar unter: http://nibis.lbeg.de/cardomap3/ , [01.02.2018]
Lehman, G.	2016	Mündliche Mitteilung von Dr. med. Geert Lehmann. Dozent für den Lehrgang: „Hochwasserschutz und Deichverteidigung im THW“ an der THW-Bundesschule Hoya, [01-05.02.2016]
Lehmann, G.	2018	Lehrgang: Hochwasserschutz und Deichverteidigung im THW. Hoya, 03.12.2018
Lendering, K. T.; Jonkmann, S. N.; Kok, M.	2014	Effectiveness and Reliability of Emergency Measures for Flood Prevention. Delft University of Technology, Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA), Online verfügbar unter: http://resolver.tudelft.nl/uuid:72b2ab5d-a99b-4abc-9c27-d9ad69341217 [03.03.2020]
LFS-BW	2020	Einsatztaktik für die Feuerwehr – Hinweise zum Einsatz von Sandsäcken bei Hochwasser – Grundlagen. Landesfeuerwehrschule Baden-Württemberg (LFS-BW), Bruchsal
LfU-BW	2002	Hydraulik naturnaher Fließgewässer – Teil 1: Grundlagen und empirische hydraulische Berechnungsverfahren. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU-BW), Karlsruhe
LfU-BW	2003	Hydraulik naturnaher Fließgewässer – Teil 3: Rauheits- und Widerstandsbeiwerte für Fließgewässer in Baden-Württemberg. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU-BW), Karlsruhe
LfU-BW	2005	Flussdeiche, Überwachung und Verteidigung; Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU-BW); Karlsruhe
LfU-BW	2019	Hinweise zu den Wasserstands- und Abflussvorhersagen der Hochwasservorhersagezentrale der Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg, Karlsruhe
LfU-BW und LfU-BY	2018	Homepage des Länderübergreifenden Hochwasserportals. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LfU-BW) und Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU-BY), Online verfügbar unter: https://www.hochwasserzentralen.de/ , [28.03.2020]
LfU-BY	2010	Hinweise zur Deichverteidigung und Deichsicherung. Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU-BY), Augsburg

LfULG	2002	Vorläufiger Kurzbericht über die meteorologisch-hydrologische Situation beim Hochwasser im August 2002. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (LfULG), Dresden
LfULG	2014	Ereignisanalyse zum Hochwasser im Juni 2013 in Sachsen. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (LfULG), Dresden
LfULG	2020	Information auf der Homepage vom Sächsischen Landesamt für Umwelt Landwirtschaft und Geologie – Landeshochwasserzentrum, Online verfügbar unter: https://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/2429.htm , [09.06.2020]
LHW	2008	Anleitung für den operativen Hochwasserschutz – Teil 2 Verteidigung von Flussdeichen. Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen-Anhalt (LHW), Magdeburg
LHW	2015	Schriftliche Information vom Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft Sachsen- Anhalt (LHW) vom 23.01.2015
Lithonplus	2017	Patentiertes Herstellverfahren für Mauerscheiben. International Betonwerk + Fertigteile – Technik Magazin, Ausgabe 09/2017, Onlineversion verfügbar unter: https://www.bft-international.com/de/artikel/bft_Patentiertes_Herstellverfahren_fuer_Mauerscheiben_2889322.html , [06.05.2020]
LK Nienburg	2020	Information auf der Homepage vom Landkreis Nienburg, Online verfügbar unter: http://www.lk-nienburg.de/portal/seiten/hochwasserschutzmassnahmen-einschl-berechnungsergebnisse-901000143-21500.html?s_sprache=de&rubrik=5 , [05.06.2020]
Lotz, J.; Metzler, M.	2005	Hochwassereinsatz. Rotes Heft 82, W. Kolhammer, Stuttgart
LSBG	2011	Hochwasserschutz in Hamburg, Anleitung Deichverteidigung. Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Hamburg (LSBG), Hamburg
LSBG	2015	Bestandsaufnahme zu den Deichen hinter Sperrwerken und an tidefreien Gewässern – Deiche der Dove-Elbe und Billwerder Bucht. Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG), Hamburg
LSBG, HPA	2013	Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der

- Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg.
Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG)
und Hamburg Port Authority (HPA), Hamburg
- LUA 1998 Das Sommerhochwasser an der Oder 1997 – Studien und Tagungsberichte 16. Landesumweltamt Brandenburg (LUA), Potsdam
- LUA 2003 Hochwasserschutz in Brandenburg. Landesumweltamt Brandenburg (LUA), Potsdam
- LUGV 2015 Schriftliche Mitteilung vom Landesamt für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz (LUGV), Referat Ö5 – Baudienststelle -; vom 13.01.2015
- Malcherek, A. 2019 Fließgewässer – Hydraulik, Hydrologie, Morphologie und Wasserbau. Springer Vieweg, Wiesbaden
- Marks, T.; Trautes, B. 2003 Großschlauchsysteme. Sicherung von Deichen und Dämmen – Handbuch für Theorie und Praxis, Universitätsverlag Siegen, Siegen
- Marquardt, Ina 2020 E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Brandenburg am 29.09.2020. Referentin, Abt. W2, Ref. W21 Hochwasserschutz, Investiver Wasserbau, Landesamt für Umwelt Brandenburg, Potsdam
- Massolle, C.; Koppe, B. 2017 Projekt DeichSCHUTZ Entwicklung von Systemen zur Minderung des Auftriebs in versagensgefährdeten Flussdeichen. Tagungsband HTG-Kongress 13.-15.9.2017 Duisburg, Hafentechnische Gesellschaft e.V., Hamburg
- Massolle, C.; Lankenau, L.; Koppe, B. 2018 Emergency Flood Control: Practice-Oriented Test Series for the Use of Sandbag Replacement Systems. Geosciences Vol. 8, Issue 12, Artikel 389629, Online verfügbar unter: <https://doi.org/10.3390/geosciences8120482> [15.09.2019]
- Massolle, C.; Lankenau, L.; Koppe, B.; Schlurmann, T. 2019 Operativer Hochwasserschutz - Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen in praxisorientierten Versuchsreihen. Tagungsband vom 21. Treffen der Jungen Wissenschaftler, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Online verfügbar unter: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/106551> [15.09.2019]
- Massolle, C.; Lankenau, L.; Koppe, B.; Schlurmann, T. 2019 Operativer Hochwasserschutz - Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen in praxisorientierten Versuchsreihen. Wasser und Abfall, Ausgabe 9/2019, DOI:[10.1007/s35152-019-0120-1](https://doi.org/10.1007/s35152-019-0120-1) [12.07.2020]

- McCormack, S. M.; VanDyke, C.; Suazo, A.; Kreis, D. 2012 Temporary Flood Barriers. University of Kentucky, Lexington, KY, USA, Online verfügbar unter: <https://doi.org/10.13023/KTC.RR.2012.14> [25.01.2020]
- Megasecur 2018 Notfall-Hochwasserschutz Water-Gate / Flexible mobile Dämme. MegaSecur.Europe, Rebreuve Ranchicourt, Frankreich
- Megasecur 2021 Information auf der Homepage von Megasecur. Online verfügbar unter: www.megasecureurope.com [26.07.2021]
- MMM-Tech Support 2020 Information auf der Homepage von MMM tech support GmbH & Co. KG. Online verfügbar unter: <https://www.mmm-tech.de/de/>, [09.06.2020]
- Mobildeich 2014 a Mobildeich: Das weltweit sicherste Schlauchsystem für den mobilen Hochwasserschutz. Mobildeich GmbH, Hamburg
- Mobildeich 2014 b Mobildeich – Aufbauanleitung. Mobildeich GmbH, Hamburg
- Mobildeich 2020 Information auf der Homepage von Mobildeich. Online verfügbar unter: <https://www.mobildeich.de/de/referenz.php>; [23.04.2020]
- Mobildeich 2021 Information auf der Homepage von Mobildeich. Online verfügbar unter: <http://www.mobildeich.de> [22.02.2021]
- MUF-RLP 2005 Hochwasservorsorge Hinweise für die Wasserwehren. Ministerium für Umwelt und Forsten Rheinland-Pfalz (MUF-RLP), Mainz
- Müller, U. 2002 Das Auguthochwasser 2002 in Sachsen – Ein Überblick aus Sicht der Landestalsperrenverwaltung. Geotechnik 25, Nr. 4, S. 223 – 230
- Müller, O. 2006 Die Verteidigung von Altdeichen an der Sickerfläche (Dissertation). Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau, Heft 156, Technische Universität Braunschweig
- Müller, Michael 2020 E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Bayern am 03.11.2020. Bayerisches Landesamt für Umwelt, Referat 62 – Talsperren und wasserbauliche Anlagen, Wasserbautechnik
- MWV 2015 Bestandsaufnahmen von Altdeichen an der Weser. Einsicht ins Archiv vom Mittelweserdeichverband (MWV), Syke
- NABK 2020 Homepage der Niedersächsischen Akademie für Brand- und Katastrophenschutz (NABK) – Katastrophenschutzstab. Online verfügbar unter: <https://www.nabk.niedersachsen.de/startseite/katastrophen>

			schutz/stab_hvb/katastrophenschutzstab-129799.html , [22.03.2020]
Naudascher, E.	1992	Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. 2. Aufl., Springer Verlag, Wien	
Naue	2020	Information auf der Homepage von Naue GmbH & Co. KG. Online verfügbar unter: https://www.naue.com/de/ , [09.06.2020]	
Nellessen, N.	2020	E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Nordrhein-Westfalen am 23.09.2020. Bezirksregion Köln, Dezernat 54: Wasserwirtschaft einschließlich anlagenbezogener Umweltschutz	
Niesler, H.	2010	Bericht zu den Geschwindigkeitsmessungen auf dem Rhein - Rhein-km 738,500 bis Rhein-km 745,900. Ingenieurbüro Schmid; In: Wartusch, J.; 2019: Dreidimensionale Simulation von Strömung und Sedimenttransport am Niederrhein mit Bmor3D. Bachelorthesis, Technische Universität Darmstadt	
Nivus	2020	Information auf der Homepage vom NIVUS GmbH. Online verfügbar unter: https://www.nivus.de/de/produkte/durchflussmessung/saubere-und-leicht-verschmutzte-medien/sensoren/nic-clamp-on-sensor/ , [12.06.2020]	
NLWKN	2020	Telefonate über die Deichzustände in Niedersachsen mit verschiedenen Abteilungen des Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz	
NLWKN	2021a	Information auf der Homepage vom Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz. Online verfügbar unter: https://www.nlwkn.niedersachsen.de/startseite/wasserwirtschaft/grundwasser/gun_messnetze/grundwassermenge-und-messnetze-42558.html , [16.01.2021]	
NLWKN	2021b	Information auf der Homepage vom Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz – Pegelonline. Online verfügbar unter: https://www.pegelonline.nlwkn.niedersachsen.de/Pegel/Binnenpegel/Name/Hoya , [18.01.2021]	
NOAQ	k.A.	Gebrauchsanleitung – NOAQ Boxwall BW50, NOAQ Flood Protection AB	

NOAQ	2021	Information auf der Homepage von NOAQ Flood Protection AB. Online verfügbar unter: http://www.noaq.com [30.07.2021]
Nöhmer	2020	Information auf der Homepage von Nöhmer GmbH & CoKG. Online verfügbar unter: https://noehmer.at/betonbloecke-starblocks-starwalls-designbeton/betonbloecke/ , [05.06.2020]
Ogunyoye, F., Stevens, R., Underwood, S.	2011	Delivering benefits through evidence: Temporary and demountable flood protection guide, Defra-Environment Agency, Bristol, England
Öko-Tec	k.A.	Öko-Tec Schlauchwall-Flyer. Öko-Tec Umweltschutzsysteme GmbH, Freigericht
Optimal Umwelttechnik	k.A.	Flutschutz-Deichkade - Mobiler Hochwasserschutz-Damm. Optimal Umwelttechnik GmbH, Menden
Otto, A.	1991	Grundlagen einer morphologischen Typologie der Bäche. In: Patt et al. (2018)
Oumeraci, H.; Kortenhaus, A.; Allsop, N. W. H.; De Groot, M. B.; Crouch, R. S.; Vrijling, J. K. U. Voortman; H. G.: Oumeraci, H.	2001 2004	Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Balkema Verlag, Online verfügbar unter: http://resolver.tudelft.nl/uuid:ce9ec158-78b0-484a-9344-d55c326b4ede [08.02.2021] Design and Construction of Caisson Breakwaters. In Agerschou et al.: Planning and Design of Ports and Marine Terminals, Thomas Telford Publ., London
ÖWAV	203	Mobiler Hochwasserschutz. Arbeitsbeihilfe 42 des Österreichischen Wasser-und Abfallwirtschaftsverband (ÖWAV), Wien
PAS 1188-2	2014	Temporary Products – Flood Protection Products / Specification. 3 rd Edition, The British Standards Institution (BSI) Group Headquarters, London, UK
Patt, H.; Jürging, P.; Kraus, W.	2018	Naturnaher Wasserbau - Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern. 5. Auflage, Springer-Verlag, Berlin - Heidelberg
Patt, H.; Jüpner, R.	2020	Hochwasser Handbuch - Auswirkungen und Schutz. 3. neu bearbeitete Auflage, Springer-Verlag, Wiesbaden
Pehlke, Herr	2020	Telefonat über die Deichzustände in Thüringen am 26.08.2020. Thüringer Landesamt für Umwelt, Energie und Naturschutz, Abteilung 4 Wasserwirtschaft, Grundlagen / Investitionen, Referat 24 Wasserbau, Jena

- Perzmaier, S.; Haselsteiner, R. 2006 Die prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation. Geotechnik 29, Heft Nr. 4
- Pinkard, F.; Pratt, T.; Ward, D.; Holmes, T.; Kelley, J.; Lee, L.; Sills, G.; Smith, E.; Taylor, P.; Torres, N. 2007 Flood-Fighting Structures Demonstration and Evaluation Program – Laboratory and Field Testing in Vicksburg, Mississippi. U. S. Army Corps of Engineers, Washington, USA
- Planat 2020 Information auf der Homepage der Nationalen Plattform Naturgefahren PLANAT. Online verfügbar unter: <http://www.planat.ch/de/bilder-detailansicht/datum/2015/05/18/massnahmen-im-ereignisfall/>, [02.07.2020}
- Pottgiesser, T. 2018 Die deutsche Fließgewässertypologie – Zweite Überarbeitung der Steckbriefe der Fließgewässertypen. Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau
- Praxl-Abel, A. 2011 Hochwasserschutz mit Schwerpunkt „Mobiler Hochwasserschutz“. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, Graz
- Rekers 2020 Information auf der Homepage von Rekers Betonwerk GmbH & Co. KG. Online verfügbar unter: <https://www.rekers-beton.de/produkte/winkelstuetzwaende/winkelstuetzwaende-zur-gestaltung-und-befestigung.html>, [06.05.2020]
- Rickenmann, D. 2014 Methoden zur quantitativen Beurteilung von Gerinneprozessen in Wildbächen. Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, Birmensdorf, Schweiz
- Robbins, A.; Van Beek, V. 2015 Backward Erosion Piping – A Historical Review and Discussion of Influential Factors. Konferenzbeitrag: ASDO Dam Safety Conference At: New Orleans, USA, 2015
- RP-H 2006 Instruktion zur Deichverteidigung. Regierungspräsidium Hessen (RP-H), Darmstadt
- Rudolf-Miklau, F. 2012 Wildbach- und Lawinenverbau. 76. Jahrgang, Heft 169, Verein der Diplomingenieure der Wildbach- und Lawinenverbauung Österreichs, Villach
- Rutke, J. 2020 Telefonat über die Deichzustände in Berlin am 08.09.2020. Senatsverwaltung für Umwelt, Verkehr und Klimaschutz, Abteilung Tiefbau, Projektmanagement – Bereich Wasser, Berlin

Schaper, M.	2020	Telefonat über die Deichzustände in Hamburg am 09.09.2020. Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Hamburg, Abteilung Gewässer und Hochwasserschutz, Deichverteidigung und Deichaufsicht, Hamburg
Schmidt H.; Buchmaier R. F.; Vogt.-Breyer C.	2017	Grundlagen der Geotechnik - Geotechnik nach Eurocode. 5. Auflage, Springer Vieweg, Wiesbaden
Schmidt, M.	2000	Hochwasser und Hochwasserschutz in Deutschland vor 1850 - Eine Auswertung der Quellen und Karten. Oldenbourg Industieverlag, München
Schöne, Katrin	2020	E-Mail-Verkehr zu den Deichzuständen in Sachsen am 10.09.2020. Landestalsperrenverwaltung des Freistaats Sachsen, Presse- und Öffentlichkeitsarbeit
SLUG	2002	Vorläufiger Kurzbericht über die meteorologisch-hydrologische Situation beim Hochwasser im August 2002. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (SLUG), Dresden
SLUG	2014	Ereignisanalyse zum Hochwasser im Juni 2013 in Sachsen. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (SLUG), Dresden
SMEKUL	2006	Hinweise zur Deichverteidigung. Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft Sachsen (SMEKUL), Dresden
Stahl, N.	2016	Sturzfluten 2016: Neues Phänomen durch den Klimawandel?. Bayrisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz, München
StALU-WM	2019	Hochwasserschutzkonzept Elbe. Staatliches Amt für Landwirtschaft und Umwelt Westmecklenburg (StALU-WM), Schwerin
StEB	2012	Grundhochwasser – Die unterschätzte Gefahr. Stadtentwässerungsbetriebe (StEB) Köln AöR, Köln
STOWA	2008	Keuzemodel Tijdelijke en Demontabele Waterkeringen. Stichting Toegepast Onderzoek Waterbeheer (STOWA), Amersfoort, Niederlande
Strobl, T.; Zunic, F.	2006	Wasserbau. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg
Strobl, T.; Haselsteiner, R.	2006	Deichertüchtigung unter besonderer Berücksichtigung des Gehölzbewuchses. In: Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen – Handbuch für Theorie und Praxis Vol. II. Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen

- | | | |
|------------------------|------|--|
| Struhl, X.; Paulus, R. | 2013 | Einsatztaschenbuch Hochwasser – Notsicherung von Flussdeichen, Stauhaltungsdämmen und kleinen Staudämmen. Ecomed Sicherheit, Hamburg |
| Takahashi, S. | 1996 | Design of Breakwaters. Port and Harbour Research Institute, Yokosuka, Japan |
| THW | 2001 | Handbuch – Hochwasserschutz und Deichverteidigung. Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW), Bonn |
| THW | 2013 | Bundesanstalt Technisches Hilfswerk, Flusshochwasser 2013, Alle THW-Einsätze sind abgeschlossen. [Online] 10.07.2013. Online verfügbar unter: https://www.thw.de/SharedDocs/Meldungen/DE/Pressemitteilungen/national/2013/07/pressemitteilung_003_hochwasserbilanz.html?noMobile=1 [29.01.2019] |
| THW | 2014 | Mobiler Hochwasserschutz – Sandschlauchschaufelsystem. Bundesanstalt Technisches Hilfswerk Ortsverband München-Ost, München |
| THW | 2015 | Taschenkarte – Hochwasserschutz und Deichverteidigung (Stand 15.03.2015). Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW) – Bundesschule Hoya, Hoya |
| THW | 2017 | Taschenkarte – Hochwasserschutz und Deichverteidigung (Stand 02.08.2017). Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW) – Bundesschule Hoya, Hoya |
| THW | 2018 | Taschenkarte – Hochwasserschutz und Deichverteidigung Teil 2: Sandsackersatzsysteme (Stand 15.01.2018). Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW) – Bundesschule Hoya, Hoya |
| THW | 2019 | Bundesanstalt Technisches Hilfswerk Projektgruppe Hochwasserschutz und Deichverteidigung, Deichverteidigung,. Online verfügbar unter: https://pg-deich.thw.de/deich-verteidigung/ [29.01.2019] |
| TLUG | 2011 | Durchführung von Hochwassermaßnahmen. Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie (TLUG) Seminar 35/2011, Jena |
| TMLNU | 2003 | Anleitung für die Verteidigung von Flussdeichen, Stauhaltungsdämmen und kleinen Staudämmen. Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt (TMLNU), Erfurt |

TMUEN	2016	Thüringer Landesprogramm Hochwasserschutz 2016 – 2021. Thüringer Landesamt für Umwelt, Energie und Naturschutz (TMUEN), Gera
topcare	2020	Information auf der Homepage von topocare GmbH. Online verfügbar unter: http://www.topocare.com/de/topotubes.html , [06.05.2020]
TÜV-NORD	2012	Prüfbericht – Produktprüfung gemäß Kundenspezifikation, Doppelkammerschlauch. Prüfbericht-Nr. 1326KU01520-8108959932. TÜV NORD Systems GmbH & Co. KG, 06.09.2012, Hamburg
TÜV-Nord	2012a	Produkt-Zertifikat 'Mobile Hochwasserschutzkonstruktion Schlauchlastfilter flutschutz' und Prüfbericht Produktprüfung gemäß Kundenspezifikation 'Schlauchlastfilter flutschutz'. TÜV-Nord, Hamburg
TÜV-Nord	2012b	Produkt-Zertifikat 'Mobile Hochwasserschutzkonstruktion Schlauchkade flutschutz' und Prüfbericht Produktprüfung gemäß Kundenspezifikation 'Schlauchkade flutschutz'. TÜV-Nord, Hamburg
TÜV-NORD	2019	Bestätigung der Prüfung Mobile Schutzausrüstung Deichkade Flutschutz, Prüfbericht-Nr. 1326KU01880-8116405289. TÜV NORD Systems GmbH & Co. KG, 12.03.2019, Hamburg
TÜV-NORD	2019	Bestätigung der Prüfung Mobile Schutzausrüstung Deichkade Flutschutz, Prüfbericht-Nr. 1326KU01880-8116405289. TÜV NORD Systems GmbH & Co. KG, 12.03.2019, Hamburg
UBA	2003	Nach dem Hochwasser: Was tun mit den Sandsäcken?. Pressemitteilung vom Umweltbundesamt (UBA) am 06.01.2003, Berlin
UM-BW	2020	Information auf der Homepage vom Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg (UM-BW). Online verfügbar unter: https://www.hochwasser.baden-wuerttemberg.de/dammertuechtigungsprogramm , [21.09.2020]
USFC	2021	Information auf der Homepage von U.S. Flood Control (USFC)/ Tiger Dam. Online verfügbar unter: https://usfloodcontrol.com/ [16.02.2021]
Van Beek, V.; De Bruijn, H. T. J.; Knoeff, J. G.; Bezuijen, A.; Förster, U.	2010	Levee failure due to piping - A full-scale experiment. Konferenzbeitrag an der Internationalen Konferenz ICSE-5 –

- Fifth Conference on Scour and Erosion, San Francisco, USA, <https://hdl.handle.net/20.500.11970/100310>
- Vaskinn, K. A.; Løvoll, A.; Höeg, K. 2005 IMPACT: Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty, WP2.1 Breach Formation – Large Scale Embankment Failure. EC Research Project, Project Reference No. EVG1-CT2001-00037
- VAW 1998 Geschiebesammler Dorfbach Sachseln. Berichte der Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie (VAW) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich Nr. 4126, Zürich, Schweiz
- VAW 2001 Schwemmholz Riemenstaldnerbach. Berichte der Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie (VAW) der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich Nr. 4138, Zürich, Schweiz
- VdS 2014 Mobile Hochwasserschutzsysteme – Hinweise für die Beschaffung, den Einsatz und die Bereitstellung. VdS Schadenverhütung GmbH, VdS 6001: 2014 – 02 (01), Köln
- VKF / BWG 2004 Entscheidungshilfe Mobiler Hochwasserschutz – Systeme für den Notfall. Vereinigung kantonaler Feuerversicherungen, Bern und Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel
- VKF / AEAI 2005 Wegleitung Objektschutz gegen gravitative Naturgefahr. Vereinigung Kantonaler Feuerversicherung (VKF/AEAI), Bern, Schweiz
- Wagner, H. 2003 Folieneinsatz zur Notsicherung von Deichen und Dämmen. Wasserwirtschaft Heft 9 / 2003
- Ward, D. 2013 Evaluation of Tiger Dam Flood Fighting Barrier Revised with Re-Test. US Army Engineer Research and Development Center Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg
- Ward, D. 2015 Evaluation of MegaSecur Flood Protection Barrier. US Army Engineer Research and Development Center Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg
- Wartusch, J. 2019 Dreidimensionale Simulation von Strömung und Sedimenttransport am Niederrhein mit Bmor3D. Bachelorthesis, Technische Universität Darmstadt
- WasG SH 2019 Wassergesetz des Landes Schleswig-Holstein (WasG SH) Landeswassergesetz in der Fassung vom 13. November 2019; Online verfügbar unter <http://www.gesetze-rechtsprechung.sh.juris.de/jportal/?jsessionid=C2265DE5B6F4C577B0B61A3FBCD4FE21.jp12?quelle=jlink&query=Wa>

[sG+SH&psml=bsshoprod.psml&max=true&aiz=true - jlr-WasGSH2008pG16](#), [14.01.2020]

- | | | |
|---|------|--|
| WHG | 2009 | Wasserhaushaltsgesetz vom 31. Juli 2009 (BGBl. I S. 2585), das zuletzt durch Artikel 253 der Verordnung vom 19. Juni 2020 (BGBl. I S. 1328) geändert worden ist |
| Wiedemann, K. | 2010 | Sand im Schlauch. Fahrzeug-News vom Technischen Hilfswerk, Ausgabe 3/2010, S. 18-21 |
| Windau, Ulrich | 2020 | Telefonat über die Deichzustände in Nordrhein-Westfalen am 23.09.2020. Bezirksregion Arnsberg, Dezernat 54: Wasserwirtschaft einschließlich anlagenbezogener Umweltschutz |
| Winski, A. | 2004 | Literaturstudie zum Verhalten von Wurzeln unter natürlichen Bedingungen sowie auf Deichen. Erläuterungsbericht, Gewässerdirektion Südlicher Oberrhein – Hochrhein, Bereich Offenburg, Teningen 2004 (unveröffentlicht); Aus Strobl und Haselsteiner (2006) |
| Witt, K. | 2009 | Grundbau-Taschenbuch – Teil 2: Geotechnische Verfahren. John Wiley & Sons, Weimar |
| WSA-Weser | 2021 | E-Mail-Verkehr zu den Kennzeichnenden Wasserständen am Pegel Hoya am 17.01.2021. Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Weser – Verden |
| Zanke, U. | 2002 | Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer. Parey Buchverlag, Berlin |
| Zanke, U. | 2013 | Hydraulik für den Wasserbau. 3. Auflage, Springer Vieweg, Berlin |
| Ziems, J. | 1969 | Beitrag zur Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe. Dissertation, Technische Universität Dresden, Dresden |
| Zilch, K.; Diederichs, C.J.; Katzenbach, R.; Beckmann, K.J. (Hrsg.) | 2012 | Handbuch für Bauingenieure - Technik, Organisation und Wirtschaftlichkeit. 2. aktualisierte Auflage, Springer-Verlag Heidelberg |
| Zollinger, F. | 1983 | Die Vorgänge in einem Geschiebeablagerungsplatz, ihre Morphologie und die Möglichkeiten einer Steuerung. Dissertation Nr. 7419, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz |



Operativer Hochwasserschutz – Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen in praxisorientierten Versuchsreihen

Anhänge

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
zur Erlangung des Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften
(Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation
von

M.Sc. Christopher Massolle
Geboren am 20.04.1983 in Eckernförde

Inhaltsverzeichnis Anhänge

A	KONZEPTION DER IWA-TESTANLAGE.....	5
A.1	Lage der IWA-Testanlage	5
A.2	Vorhandener Baugrund	6
A.3	Allgemeine Anforderung an die IWA-Testanlage	10
A.4	Grundlagenermittlung zum Bau der IWA-Testanlage	11
A.4.1	Einstaubecken	11
A.4.1.1	Konstruktionsvariante 1 – Spundwandverbau	12
A.4.1.2	Konstruktionsvariante 2 – Winkelstützwand	12
A.4.1.3	Konstruktionsvariante 3 – Kunststoffbewehrter Erdwall	13
A.4.1.4	Gegenüberstellung der Konstruktionsvarianten des Einstaubeckens	15
A.4.2	Testdeich	16
A.4.2.1	Hydraulische Belastung des Testdeichs	16
A.4.2.2	Aufbau von Altdeichen	20
A.4.2.3	Geometrie des Testdeichs	27
A.4.2.4	Material des Deichkörpers.....	29
A.4.2.5	Bodenaufbau des Einstaubeckens	42
A.4.3	Messtechnik	43
A.4.3.1	Bestimmung der Sickerlinienlage im Testdeich	43
A.4.3.2	Erfassung der Sickerwassermenge	44
A.4.4	Zusammenfassung der Grundlagenermittlung.....	45
A.5	Aufbau kleinmaßstäblicher Deichmodelle	45
A.6	Geotechnische Berechnungen	49
A.6.1	Berechnungsgrundlagen	49
A.6.2	Geotechnische Kategorien	49
A.6.3	Erforderliche Nachweise am Testdeich	50
A.6.4	Hydraulische Nachweise	52
A.6.5	Geotechnische Nachweise	55
A.6.5.1	Einwirkung	56
A.6.5.2	Widerstand.....	58
A.6.6	Nachweis der Tragfähigkeit	59
A.6.6.1	Globale Standsicherheit	60
A.6.6.2	Lokale Standsicherheit.....	73
A.6.7	Sicherheit gegen Materialtransport.....	75
A.6.8	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	78
A.6.9	Geotechnische Nachweise des Kunststoffbewehrten Erdkörpers	81

A.6.10	Zusammenfassung der geotechnischen Nachweise.....	82
A.7	Entwurf der IWA-Testanlage	83
B	BAU DER IWA-TESTANLAGE	86
B.1	Vorbereitende Maßnahmen.....	86
B.2	Einstaubecken	87
B.3	Testdeich	95
B.4	Aufbau einer Absturzsicherung	97
B.5	Messtechnik.....	100
B.6	Aufbau eines Wasserspeichers	103
C	HERSTELLERVERZEICHNIS VON ORTSUNGEBUNDENEN MOBILEN HOCHWASSERSCHUTZSYSTEMEN.....	105
D	PHYSIKALISCHE VERSUCHSREIHE VON MOBILEN ORTSUNGEBUNDENEN HOCHWASSERSCHUTZSYSTEMEN.....	106
D.1	Hydrobaffle.....	106
D.1.1	Systemaufbau	107
D.1.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	109
D.1.3	Maximale hydrostatische Belastung	111
D.1.4	Systemrückbau	112
D.2	Tiger Dam	115
D.2.1	Systemaufbau	118
D.2.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	123
D.2.2.1	Tiger Dam mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung.....	123
D.2.2.2	Tiger Dam ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Bodenverankerung	125
D.2.3	Maximale hydrostatische Belastung	127
D.2.3.1	Tiger Dam mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung.....	127
D.2.4	Systemrückbau	128
D.3	Mobildeich.....	130
D.3.1	Systemaufbau	132
D.3.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	136
D.3.3	Maximale hydrostatische Belastung	137
D.3.4	Systemrückbau	139
D.4	Öko-Tec-Schlauchwall	141
D.4.1	Systemaufbau	142
D.4.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	146
D.4.3	Maximale hydrostatische Belastung	147

D.4.4	Systemrückbau	149
D.5	Flutschutz-Deichkade.....	151
D.5.1	Systemaufbau	152
D.5.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	154
D.5.3	Maximale hydrostatische Belastung	155
D.5.4	Systemrückbau	157
D.6	Aquariwa.....	159
D.6.1	Systemaufbau	160
D.6.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	162
D.6.3	Maximale hydrostatische Belastung	163
D.6.4	Systemrückbau	165
D.7	Indutainer.....	167
D.7.1	Systemaufbau	168
D.7.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	170
D.7.3	Maximale hydrostatische Belastung	171
D.7.4	Systemrückbau	173
D.8	Megasecur Water-Gate.....	176
D.8.1	Systemaufbau	179
D.8.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	181
D.8.3	Maximale hydrostatische Belastung	184
D.8.4	Systemrückbau	185
D.9	Plettac Aqua Defence.....	187
D.9.1	Systemaufbau	188
D.9.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	191
D.9.3	Maximale hydrostatische Belastung	192
D.9.4	Systemrückbau	195
D.10	NOAQ Boxwall	197
D.10.1	Systemaufbau	198
D.10.2	Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung.....	199
D.10.3	Maximale hydrostatische Belastung	201
D.10.4	Systemrückbau	202
E	BEWERTUNGSBÖGEN DER ORTSUNGEBUNDENEN MOBILEN HOCHWASSERSCHUTZSYSTEME	204
E.1	Sandsackdamm mit und ohne vorgelagerter Dichtungsbahn.....	204
E.2	Hydrobaffle.....	206
E.3	Tiger Dam	208

E.4	Flutschutz-Doppelkammerschlauch.....	210
E.5	Mobildeich.....	212
E.6	Öko-Tec Schlauchwall.....	214
E.7	Flutschutz-Deichkade.....	216
E.8	Aquariwa.....	218
E.9	Indutainer.....	220
E.10	Megasecur Water-Gate.....	222
E.11	Plettac Aqua Defence.....	224
E.12	NOAQ Boxwall.....	226

A Konzeption der IWA-Testanlage

Ziel des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderten und von November 2014 bis Oktober 2017 am Institut für Wasserbau (IWA) der Hochschule Bremen bearbeiteten Forschungsprojekts DeichSCHUTZ war die Entwicklung eines Deichverteidigungssystems zur Auflage auf die Außenböschung eines mit hohen Wasserständen eingestauten Flussdeichs. Das zu entwickelnde System sollte zur Absenkung der Sickerlinie im Deich und somit zur Stabilisierung des Deichkörpers ohne zusätzliche Materialaufbringung an der Binnendeichböschung dienen. Zur Überprüfung der Eignung und Leistungsfähigkeit des zu entwickelnden Deichverteidigungssystems wurde eine speziell ausgerichtete Testanlage – die sogenannte IWA-Testanlage – konzipiert, die mit den im Forschungsprojekt DeichSCHUTZ zur Verfügung gestellten Finanzmitteln zu erbauen sein musste.

Neben dem Test von direkt an der Deichaußenböschung oder im Fußbereich der Außenböschung aufzubringenden Schutzkonstruktionen (Kapitel 3) sollte die Testanlage zudem die Prüfung und Entwicklung von linienartigen Hochwasserschutzsystemen für tiefliegende, hochwassergefährdete Gebiete (Kapitel 6) ermöglichen.

Notwendige Planungsgrundlagen wie Lage der Anlage, vorhandene Baugrundverhältnisse, allgemeine Anforderungen und erforderliche Komponenten der IWA-Testanlage werden im Folgenden näher beschrieben. Neben den theoretischen Überlegungen zur Konzeption der IWA-Testanlage wurden auch kleinmaßstäbliche Modellversuche durchgeführt, um die für den Testdeich geeignete Deichgeometrie sowie die einzusetzenden Deichbaumaterialien zu ermitteln. Zudem wird die geotechnische Nachweisführung zur Planung der IWA-Testanlage mit den ermittelten Randbedingungen dargelegt. Die Konzeption des Testdeichs erfolgte in den Jahren 2017/18 und der Bau im Frühjahr und Frühsommer 2018.

A.1 Lage der IWA-Testanlage

Das THW-Ausbildungszentrum Hoya, an dem seit 1959 Mitglieder des Technischen Hilfswerks THW theoretisch und praktisch ausgebildet werden, stellte zur Errichtung der IWA-Testanlage im nördlichen Bereich des Außengeländes eine Fläche zur Verfügung. Mit einem weiträumigen Außengelände, umfangreicher technischer Ausrüstung sowie Möglichkeiten der Übernachtung und Verpflegung bietet das Ausbildungszentrum einen hervorragenden Standort für die IWA-Testanlage. Für den Betrieb des Testbeckens wichtige technische Einrichtungen sind ein direkt benachbarter Stromanschluss sowie ein Grundwasserbrunnen zur Bereitstellung des benötigten Wassers für die Versuchsdurchführungen. Zudem ist es vorteilhaft, dass das Gelände des THW-Ausbildungszentrums außerhalb des ausgewiesenen Überschwemmungsgebiets der benachbarten Weser (Abb. A-1) liegt, so dass bei Eintritt eines HQ_{100} keine Überflutungsgefahr der Anlage besteht.

Darüber hinaus ist das THW-Ausbildungszentrum Hoya ein Ausbildungszentrum für Deichverteidigung und Hochwasserschutz, an dem neben Angehörigen des THW auch Mitglieder anderer nationaler und auch internationaler Hilfsorganisationen, Mitarbeiter von Wasserwirtschafts- und Katastrophenschutzverwaltungen, Feuerwehren sowie Bundeswehrangehörige teilnehmen, womit der direkte Zugang zu Ansprechpartnern mit Praxisbezug ermöglicht wird.

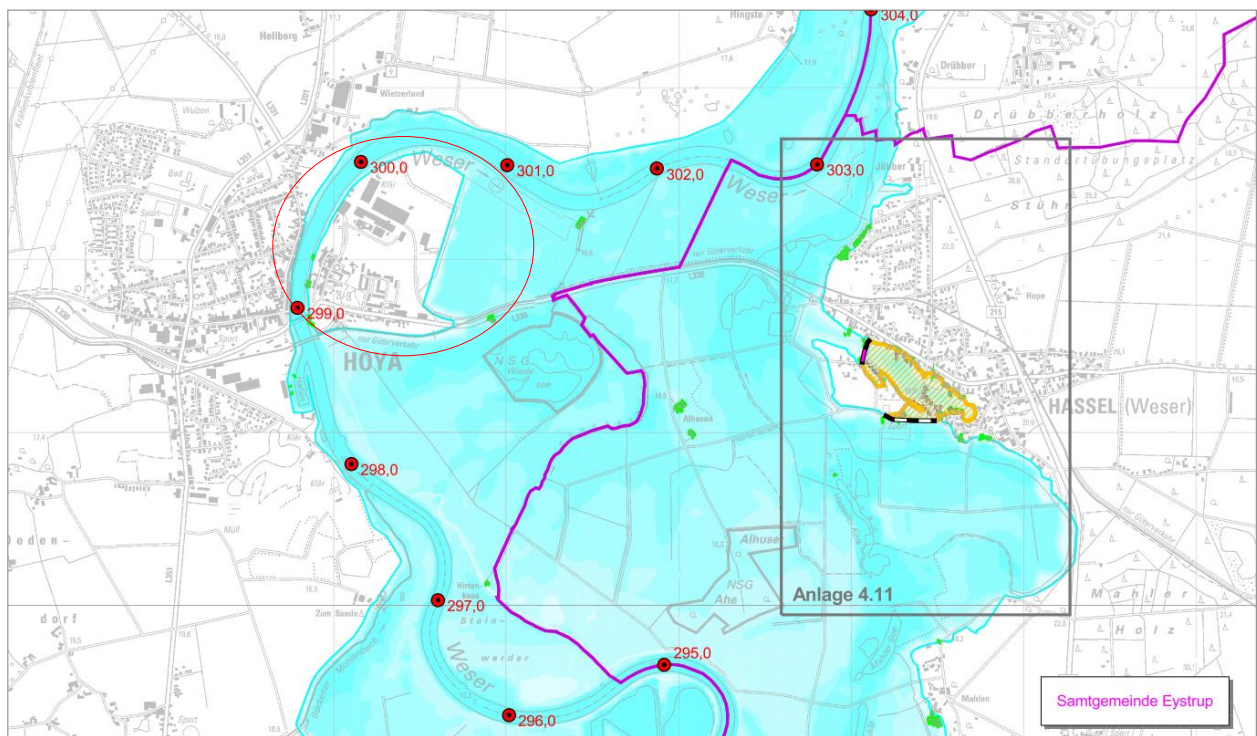


Abb. A-1: Überschwemmungsgebiet bei einem HQ_{100} in der Samtgemeinde Grafschaft Hoya im Landkreis Nienburg, THW-Ausbildungszentrum (roter Kreis) (geändert nach LK Nienburg, 2020)

A.2 Vorhandener Baugrund

Die Erkundung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse im Planungsgebiet ist von großer Bedeutung für die geotechnische Planung der IWA-Testanlage. Ist der vorhandene Baugrund nicht ausreichend tragfähig, können während und nach dem Bau der Testanlage maßgebende Setzungen entstehen, die zu Folgeschäden am Deichkörper und/ oder im Einstaubecken führen. Diese haben wiederum Einfluss auf die generelle Durchführbarkeit wie auf die Messergebnisse bei der Durchführung von Tests und müssen somit vermieden bzw. so gering wie möglich gehalten werden.

Im Jahr 2014 wurde zur Erstellung einer Schüttsilofläche eine Baugrunduntersuchung durchgeführt, deren Profil nur rund 30 m vom geplanten Testdeich entfernt liegt und somit als repräsentativ für die Baumaßnahme angesehen werden kann. Abb. A-2 zeigt das Bodenprofil am Schüttsilo während der Bauphase nach einem bereits erfolgten Bodenaushub von 80 cm. Als oberste Bodenschicht wurde ein Auelehm ermittelt, der in eine Tiefe bis 2,50 m bzw. 3,05 m unter Geländeoberkante (GOK) reicht (ISM, 2014). Auelehm ist eine übliche Bodenart an Fließgewässern und besteht aus tonigem, schwach feinsandigem Schluff über sehr schwach tonigem, schluffigem Feinsand. In den nachfolgenden Schichten bis zur Endteufe von 5,80 m ist ein Fluvialsand vorhanden, der sich aus fein- und grobsandigem Mittelsand zusammensetzt. Für die weitere Betrachtung wird angenommen, dass sich bis zur GOK Auelehm befindet. In dem vorliegenden Gutachten wird die Konsistenz des Auelehms von weich bis steif beurteilt. Zudem wird eine mitteldichte Lagerung der fluviatilen Sande angegeben.

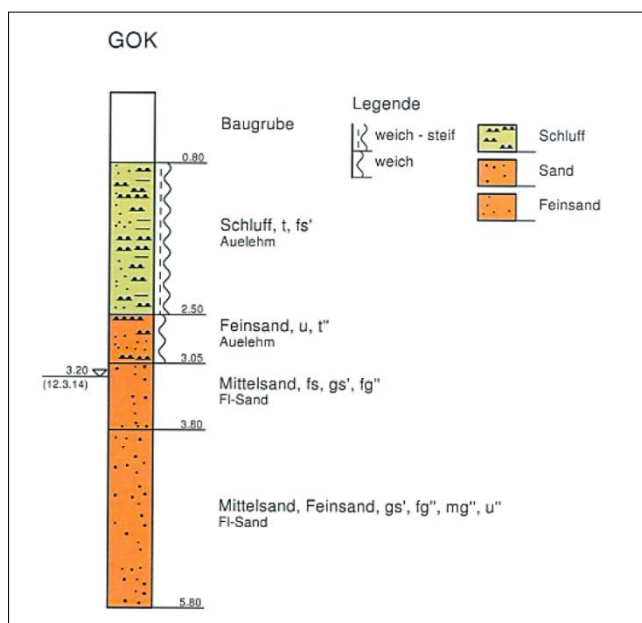


Abb. A-2: Bodenprofil (ISM, 2014)

In Tab. A-1 werden die mittleren bodenmechanische Kennziffern aus dem vorliegenden Baugutachten aufgeführt (ISM, 2014).

Tab. A-1: Mittlere bodenmechanische Kennziffern aus dem vorliegenden Bodengutachten auf dem Gelände des THW-Ausbildungszentrum Hoya (ISM, 2014)

Auelehm [SU*, UM]:

Sand-Schluff-Gemische mit hohen Feinkornanteilen (SU*)

Wichte	γ / γ'	18,0/ 9,0	[kN/m ³]
Steifemodul	E_s	5	[MN/m ²]
Reibungswinkel	φ	27,5	[°]
Kohäsion	c'	2,0	[kN/m ³]
Bodenklasse (DIN 18169)		4	
Frostempfindlichkeitsklasse		3	

Mittelplastische Schluffe (UM)

Wichte	γ / γ'	18,0/ 8,0	[kN/m ³]
Steifemodul	E_s	2-5	[MN/m ²]
Reibungswinkel	φ	25	[°]
Kohäsion	c'	5,0	[kN/m ³]
Bodenklasse (DIN 18169)		4	
Frostempfindlichkeitsklasse		3	

Fluviatilsand [SE]:

Enggestufte Sande (SE)

Wichte	γ / γ'	19,0/ 11,0	[kN/m ³]
Steifemodul	E_s	40-80	[MN/m ²]
Reibungswinkel	φ	32,5	[°]
Kohäsion	c'	0	[kN/m ³]
Bodenklasse (DIN 18169)		3	
Frostempfindlichkeitsklasse		1	

Das Grundwasser lag zum Zeitpunkt der Probenahme am 12.03.2014 auf einer Höhe von 3,20 m unterhalb GOK. Abb. A-3 zeigt die Höhenlinien im Bereich des THW-Ausbildungszentrums Hoya, wonach sich das geplante Testgelände (rotes Rechteck) unterhalb der 17,5 m Normalhöhennull-Linie befindet. Nach dem Niedersächsischen Bodeninformationssystem (NIBIS) kann die genaue Höhenlage des betrachteten Bereichs zu Normalhöhennull (NHN) +17,25 m ausgegeben werden (LBEG, 2018). Dementsprechend befindet sich der Grundwasserstand gemäß der Bodenprobe auf NHN +14,05 m.



Abb. A-3: Geländehöhenlage am THW-Ausbildungszentrum Hoya (geändert nach LBEG, 2018)

Neben der Darstellung der Geländehöhen sind in NIBIS auch Informationen zur Lage der Grundwasseroberfläche enthalten. Zur Überwachung der Grundwasserqualität betreibt der Niedersächsische Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN) etwa 11.000 Grundwassermessstellen in Niedersachsen, an denen auch die Grundwasserstandhöhen gemessen werden (NLWKN, 2021a) und entsprechend die Grundwasseroberfläche anhand von Höhenlinien dargestellt werden kann. In Abb. A-4 ist die Grundwasseroberfläche im Bereich Hoya dargestellt, die zwischen den Höhenlinien NHN +15,0 m und NHN +12,50 m liegt (roter Kreis) (LBEG, 2018). Dieser Wert wird auch durch die Bohrprobe mit 14,05 m bestätigt (ISM, 2014).

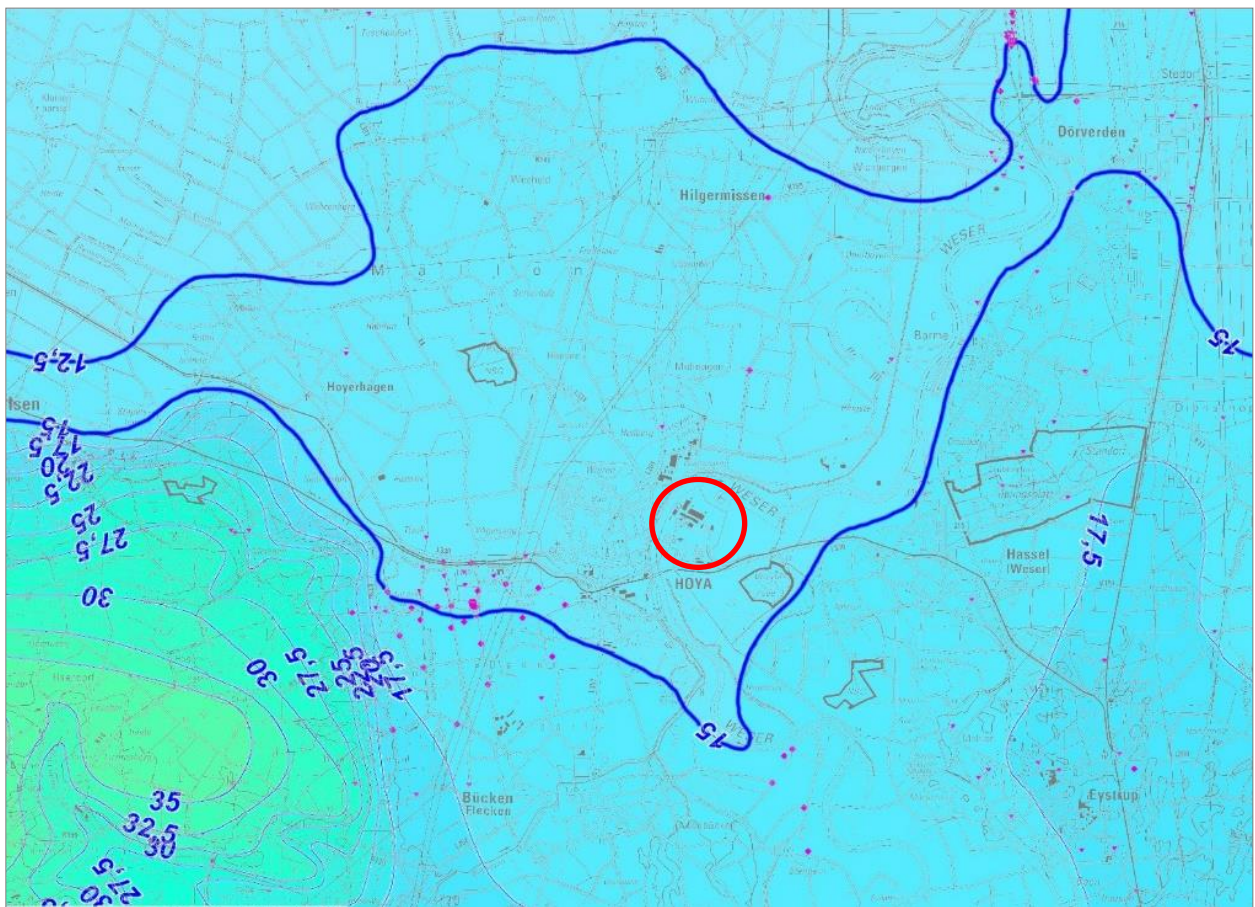


Abb. A-4: Lage der Grundwasseroberfläche im Bereich Hoya, Standort des THW-Ausbildungszentrums Hoya (roter Kreis) (geändert nach LBEG, 2018)

Allerdings korrespondiert der Grundwasserstand auf dem Testgelände aufgrund der Wesernähe (500 m) mit den Wasserständen der Weser. Anhand der Messwerte des 800 m weseraufwärts des Projektgebiets liegenden Weserpegels Hoya, kann ein Bereich der möglichen Wasserstandschwankungen definiert werden. Werden die zur Verfügung gestellten kennzeichnenden Wasserstände, basierend auf einer 10-Jahresmessreihe (2011 bis 2020), betrachtet, liegt der Schwankungsbereich zwischen dem mittleren höchsten Wert des betrachteten Zeitraums (MHW) und dem mittleren niedrigsten Wert des betrachteten Zeitraums (MNW) bei 1,92 m (Tab. A-2).

Tab. A-2: Kennzeichnende Wasserstände des Pegels Hoya (WSA-Weser, 2021)

Amtlicher Pegel Hoya Pegelnull: 11,16 m NHN	Kennzeichnende Wasserstände		
	m	m NHN	Zeitraum
MNW	3,50	14,66	01.11.2011 – 31.10.2020
MW	3,77	14,93	01.11.2011 – 31.10.2021
MHW	5,42	16,58	01.11.2011 – 31.10.2022
HHW	8,12	19,28	02.1946

Im Jahr 1946 wurde der höchste bisher gemessene Wasserstand (HHW) gemessen, der 2,70 m höher lag als der MHW des Zeitraums 2011 bis 2020. Die angegebenen Werte beziehen sich auf den Pegelnullpunkt (PNP), der bei PNP = 11,16 m NHN liegt (NLWKN, 2021b). Mit einer

Umrechnung der kennzeichnenden Wasserstände auf m NHN wird deutlich, dass der mittlere Wert des betrachteten Zeitraums (MW) bei m NHN + 14,93 m liegt und somit etwa 1,0 Meter höher ist als der gemessene Grundwasserstand zum Zeitpunkt der geotechnischen Untersuchung am Schüttsilo im März 2014. Im Hochwasserfall kann die Weser den Grundwasserleiter mit Wasser speisen und den Grundwasserstand erhöhen. In konservativer Annahme wird als bemessungsrelevanter Grundwasserstand ein Wert von NHN +15,0 m (2,25 m unter GOK) und somit gleich dem mittleren Wasserstand der Weser angenommen.

A.3 Allgemeine Anforderung an die IWA-Testanlage

Die IWA-Testanlage soll zur Durchführung realitätsnaher Versuche mit Deichverteidigungssystemen auf der Außen- und Binnenböschung eines Flussdeichs sowie mit linienartigen Schutzsystemen im Staubecken dienen. Die folgenden Anforderungen sind somit an die IWA-Testanlage zu stellen:

- Wirklichkeitsnaher Aufbau (Deichhöhe, Kronenbreite, Böschungsneigung, Deichbaustoffe)
- Zeitlich variierender Einstau verschiedener Wasserstände sowie Halten bestimmter Wasserstände über einen längeren Zeitraum
- Messung der Sickerlinienlage bzw. der Durchsickerung im Deichkörper
- Messung der Sickerwassermengen hinter linienförmigen Schutzsystemen im Staauraum
- Sicheres Aufbringen und Rückbauen der Deichverteidigungsmaßnahme
- Ausreichender Platz zur Installation linienartiger Schutzsysteme im Staauraum
- Dichtigkeit des Testbeckens in Relation zum umgebenden Gelände
- Einhaltung des zur Verfügung stehenden Finanzbudgets für den Bau der Testanlage

Während eines Hochwasserereignisses sind im Regelfall nicht die neu errichteten oder sanierten Drei-Zonen-Deiche durch akutes Versagen gefährdet, sondern vor allem die bestehenden älteren homogen aufgebauten Deiche (Kapitel 2.2.2.3). Diese wurden entgegen dem heutigen Stand der Technik nach DIN 19712 häufig mit einer steileren Böschungsneigung als 1:3 errichtet und weisen zumeist eine schmalere Deichkrone als 3 m auf. Die Planung des Testdeichs erfolgt auf der Grundlage eines wirklichkeitsnahen Altdeichs.

Flussdeiche werden im Hochwasserfall durch langanhaltende Einstauperioden beansprucht, die insbesondere am Unterlauf von Flüssen mehrere Wochen anhalten können. Für realitätsnahe Tests der Deichverteidigungssysteme sind der Testdeich und das Einstaubecken so zu errichten, dass der Wassereinstau über einen längeren Zeitraum höhenstabil gewährleistet werden kann, so dass nach einiger Zeit von annähernd stationären Sickerverhältnissen im Deich ausgegangen werden kann.

Zur Kontrolle der Sickerlinienlage im Deich während der Versuchsdurchführung ist der Deichkörper mit entsprechender Messtechnik auszustatten. Hiermit kann im Versuch die Eignung, der Einsatz- und die Leistungsfähigkeit von zu testenden Deichverteidigungssystemen geprüft werden.

Bei Einstau sickert Wasser durch den Deichkörper und tritt bei langen Einstauperioden an der Binnenböschung aus. Anfallendes Sickerwasser ist kontrolliert zu sammeln und mit erforderlicher Pumpentechnik zurück in den Einstaubereich zu fördern. Mit zwischengeschalteter Messtechnik soll die aktuelle Sickerwassermenge sowie eine ggf. eintretende Änderung der Sickerrate bei

Aufbringen eines Schutzsystems auf der Außenböschung des Testdeichs bzw. bei einem Test linienförmiger Schutzsysteme erfasst werden. Bei letzteren ist die Erfassung der an den Systemrändern bzw. durch das System selbst durchsickernden Wassermengen zur Prüfung der generellen Eignung sowie der Einsatz- und die Leistungsfähigkeit der Systeme von Bedeutung.

Der Testdeich und die Oberflächenbeschaffenheit der Deichböschungen sind so auszuführen, dass der Deich im eingestauten Zustand von Helfern gefahrlos betreten und die Deichverteidigungsmaßnahme durchgeführt werden kann. Auch nach Durchführung des Versuchs muss das Deichverteidigungssystem ohne stärkere Schädigungen der Deichböschungen rückbaubar sein.

Bei Deichverteidigungsmaßnahmen auf der wasserseitigen Deichböschung besteht häufig das Erfordernis, die Maßnahme über den Deichfuß hinaus auf dem Deichvorland aufzubringen, so dass hierfür ein ausreichender Platz im Einstaubereich zu berücksichtigen ist. Dieser Bereich ist zudem von essentieller Bedeutung für Versuchsdurchführung mit Systemen des linienartigen Hochwasserschutzes.

Zur Prüfung von Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit der zu testenden Hochwasserschutzsysteme ist eine konstante Wasserspiegellage im Einstaubereich erforderlich. Somit ist eine Dichtung des Einstaubbeckens vorzusehen, so dass Sickerverluste in den Untergrund und durch die Konstruktion des Einstaubbeckens vermieden werden. Dies dient gleichermaßen zum Schutz vor Vernässung des umliegenden Geländes sowie zur Einsparung des benötigten Wassers für die Versuchsdurchführungen.

Im Forschungsprojekt DeichSCHUTZ stand für die Herstellung der Testanlage lediglich ein Finanzbudget von etwa 30.000 € zur Verfügung, weshalb die Erarbeitung einer kostengünstigen jedoch trotzdem die geforderten Funktionen erfüllenden Konstruktion von elementarer Bedeutung war.

A.4 Grundlagenermittlung zum Bau der IWA-Testanlage

Für die Durchführung der geplanten Versuche war es von Bedeutung, eine funktionale, praktikable und wirtschaftliche Bauart für den Einstau der erforderlichen Wassermengen zu erarbeiten. Zudem war der vorhandene Baugrund ebenso zu beachten wie die Gewährleistung praktikabler Einstauzeiten in den Versuchsdurchführungen und die Wahrung einer dem Aufbau von Altdeichen entsprechenden Deichkonstruktion und Deichgeometrie. Zur Bestimmung der Sickerlinienlage während der Versuchsdurchführung sowie zur Messung von anfallendem Sickerwasser war zudem eine geeignete Messtechnik zu wählen.

A.4.1 Einstaubecken

Das zur Verfügung stehende Testgelände an dem THW-Ausbildungszentrum Hoya weist eine Fläche von rund 900 m² auf, auf dem ein Testdeich mit möglichst großer Abmessung errichtet werden sollte. Für die Simulierung von Hochwasserereignissen gehört auch die Erstellung eines U-förmigen Einstaubbeckens, dessen offene Seite durch den Testdeich geschlossen wird. Die Art der Konstruktion des Einstaubbeckens hat einen direkten Einfluss auf die mögliche Länge des Testdeichs. Im Folgenden werden zur Ermittlung einer Vorzugsvariante verschiedene Aufbauarten des Einstaubbeckens technisch wie wirtschaftlich beschrieben.

A.4.1.1 Konstruktionsvariante 1 – Spundwandverbau

Die Konstruktionsvariante 1 zur Ausbildung des Einstaubbeckens sieht einen Spundwandverbau als Begrenzung vor, der in Abb. A-5 beispielhaft dargestellt ist.



Abb. A-5: Stützwand mit Spundbohlen

Da eine seitliche Abstützung der Spundwand nicht zwingend erforderlich ist, bietet diese Variante mit 25 m x 28 m die größtmögliche Ausnutzung der bereitgestellten Fläche.

A.4.1.2 Konstruktionsvariante 2 – Winkelstützwand

Die Einfassung des Einstaubbeckens kann ebenfalls mit einer Winkelstützwand aus bewehrten Betonfertigteilen (Abb. A-6) realisiert werden (Konstruktionsvariante 2).

Aufgrund der Einstauhöhe von 3,0 m ist das Betonteil durch einen Erdkörper zu stützen. Dieser kann mit einer Böschungsneigung von 35° sowie einer Kronenbreite von 1,50 m errichtet werden, welche im fertigen Zustand auch begehbar sein sollten.

Durch die hinterfüllte Winkelstützmauer wird deutlich mehr Platz für die Einfassung des Einstaubbeckens in Anspruch genommen als beim Einsatz einer Spundwand, wodurch sich die nutzbare Fläche für den Testdeich sowie die Grundfläche des eingestauten Bereichs auf 15 m x 23,5 m verringert.



Abb. A-6: Betonfertigteil einer Winkelstützwand (links); Eingebaute Winkelstützwand mit Betonfertigteilen (rechts)

A.4.1.3 Konstruktionsvariante 3 – Kunststoffbewehrter Erdwall

Der seitliche Abschluss des Testdeichs und die Einfassung des Einstaubbeckens werden in der Konstruktionsvariante 3 mit einem Erdwall realisiert. Hierfür muss aus platztechnischen Gründen eine möglichst steile Böschungsneigung konzipiert werden. Die maximal herzustellende Böschungsneigung ist abhängig von der Höhe des Erdwalls sowie vom Bodenmaterial und den zugehörigen Bodenkenngößen Wichte, Reibungswinkel und Kohäsion. Anhaltswerte für maximale Böschungsneigungen können für Böschungen ohne Durchsickerung an Baugruben aus DIN 4124 entnommen werden. Bei der Verwendung von nichtbindigem Bodenmaterial ist eine Böschungsneigung bei einer geplanten Höhe von 3,5 m von 45° realisierbar. Wird für die Erstellung des Erdwalls bindiges Bodenmaterial eingesetzt, so kann die Böschungsneigung 60° betragen. Der Platzbedarf zur Herstellung des Erdwalls beider genannten möglichen Böschungsneigungen ist jedoch so hoch, dass nur eine geringe Fläche für die Installation der Schutzsysteme zur Verfügung stehen würde. Steilere Böschungsneigungen bis zum senkrechten Verbau können jedoch durch den Einsatz von Geogittern erreicht werden. Beim Konzept der Kunststoffbewehrten Erde werden Geogitter lagenweise eingebaut, an der Böschungsfront umgeschlagen und wieder in den Erdkörper eingebunden (Abb. A-7).



Abb. A-7: Prinzip der Kunststoffbewehrten Erde (Huesker, 2014)

Das Geogitter besteht aus einem hochzugfesten Kunststoff, mit dem eine extrem hohe Festigkeit bei niedriger Dehnung erreicht wird. Die Längs- und Querbewehrungsstäbe werden fest miteinander verschweißt, so dass ein starkes, knotenfestes Geogitter für Bodenbewehrungsanwendungen entsteht (Abb. A-8). Gemäß eines Stabilitätsversuchs, durchgeführt an der Bauhaus-Universität Weimar, ist es möglich, auf vier mit diesem Material bewehrten Schottersäulen einen rund 2 Tonnen schweren Transporter abzustellen (Abb. A-8), ohne ein Versagen der Standfähigkeit des Haufwerkes hervorzurufen (Naue, 2020).



Abb. A-8: Secugrid Q-Matte der Firma Naue (links); Stabilitätsversuch mit Secugrid der Firma Naue (rechts), (Naue, 2020)

Durch Verwendung eines Geogitters wird die platzsparende Herstellung des Einstaubereichs mit einer senkrechten Erdwand als wasserseitigen Abschluss sowie einer landseitigen Böschungsneigung von 1:1 ermöglicht. Bei der Konstruktionsvariante 3 wird wie bei der Konstruktionsvariante 2 eine maximale Aufbaufläche von 15 m x 23,5 m ermöglicht.

A.4.1.4 Gegenüberstellung der Konstruktionsvarianten des Einstaubeckens

Zur Findung einer wirtschaftlichen Konstruktionsvariante des Einstaubeckens wurde eine überschlägige Kostenschätzung durchgeführt. Hierbei wurden vorerst allein die Materialkosten ohne Gerätekosten betrachtet. Für die Herstellung jeder Konstruktionsvariante ist gleichermaßen eine Baustelleneinrichtung mit schweren Baugeräten vorzuhalten. Ebenfalls ist jeweils eine Dichtung zum Untergrund sowie ein begehbare Steg am oberen Rand des Einstaubeckens vorzusehen. Auch diese beiden Konstruktionselemente wurden im Vergleich nicht eingepreist.

Ebenfalls zunächst nicht berücksichtigt wurden anfallende Lohnkosten. Eine Einbindung der Lohn- und Gerätekosten in die Ermittlung der wirtschaftlichen Vorzugsvariante wäre lediglich dann erforderlich gewesen, wenn die Materialkosten verschiedener Konstruktionsvarianten nur geringe Unterschiede aufgewiesen hätten.

Die zu vergleichenden ermittelten Materialkosten der drei Konstruktionsvarianten sind in Tab. A-3 gegenübergestellt.

Tab. A-3: Kostenzusammenstellung der Konstruktionsvarianten des Einstaubeckens

	Konstruktionsvariante 1 Spundwand	Konstruktionsvariante 2 Winkelstützwand	Konstruktionsvariante 3 Kunststoffbewehrte Erde
	[€]	[€]	[€]
Baustoffkosten	68.400	17.500	5.200
Erdkörper	-	5.600	5.600
Gesamt	68.400	23.100	10.800

Die Materialkosten der Spundwand sind deutlich höher als diejenigen der Winkelstützwand und des Kunststoffbewehrten Erdkörpers. Die überschlägig berechneten Materialkosten mit 68.400 € für Konstruktionsvariante 1 liegen weit über dem verfügbaren Finanzbudget des Projekts DeichSCHUTZ zur Herstellung der Testanlage von 30.000 €. Aus diesem Grund wurde die Konstruktionsvariante 1 – Begrenzung des Einstaubeckens mit einer Spundwandeneinfassung – keiner weiteren Betrachtung unterzogen.

Bei der Erstellung des Einstaubeckens mit einer Winkelstützwand – Konstruktionsvariante 2 – belaufen sich die Materialkosten auf etwa 23.100 €. Im Vergleich dazu betragen die Materialkosten der Konstruktionsvariante 3 – Kunststoffbewehrter Erdkörper – mit 10.800 € nur knapp die Hälfte. Die entstehenden Lohnkosten für den Bauaufwand des Stützkörpers sind in Konstruktionsvariante 2 und Konstruktionsvariante 3 als nahezu identisch einzuschätzen, da der Stützkörper in beiden Fällen lagenweise aufgebaut und verdichtet werden muss. Auch die Baustelleneinrichtung für den Stützkörper mit den benötigten Baumaschinen ist in beiden Varianten etwa gleich. Allerdings wird für das Aufstellen der einzelnen Winkelstützfertigteile zusätzlich ein Autokran benötigt. Unter Berücksichtigung der großen Differenz der ermittelten Materialkosten der einzelnen Konstruktionsvarianten wurde der seitliche Abschluss des Einstaubeckens mit der Konstruktionsvariante 3 - Kunststoffbewehrter Erdkörper – geplant und letztendlich auch ausgebildet. Diese Variante bietet eine funktionale und wirtschaftliche Lösung mit einer maximalen Deichlänge von 15 m und einer Gesamtlänge von 23,5 m zur Ausbildung des Testdeichs und des Einstaubereichs. Zudem ist es möglich, den Stützkörper relativ einfach

zurückzubauen, sofern die IWA-Testanlage nicht mehr benötigt werden sollte und zu räumen wäre.

A.4.2 Testdeich

Mit der gewählten Konstruktionsvariante des Einstaubeckens wird der Bau eines 15 m langen Testdeichs ermöglicht. Zudem steht eine Geländebreite von etwa 23,5 m für die Wahl einer geeigneten Deichgeometrie und einer ausreichenden Fläche im Einstaubereich zur Installation verschiedener Hochwasserschutzsysteme zur Verfügung. Zur Bestimmung der Vorzugsvariante der Deichgeometrie des Testdeichs und des zur Erstellung desselben geeigneten Baumaterials sind zum Test einzustellende hydraulische Belastungen des Testdeichs auf der Basis der Betrachtung vergangener Hochwasserereignisse sowie den in der Realität vorhandenen Altdeichprofilen zu untersuchen.

A.4.2.1 Hydraulische Belastung des Testdeichs

Bei den Versuchsdurchführungen an der IWA-Testanlage soll ein Hochwasserereignis simuliert werden. Hierfür wird das Einstaubecken mit Wasser befüllt und über einen gewissen Zeitraum im eingestauten Zustand gehalten. Je nach Einstaudauer wird dadurch der Testdeich und dessen Deckschicht einer starken Belastung unterzogen. Die zu testenden Deichverteidigungssysteme sollen erst dann auf den Deich aufgebracht werden, wenn sich eine stationäre Sickerlinie eingestellt hat. Die hierfür erforderliche Zeitspanne ist stark abhängig vom gewählten Erdmaterial und der Durchlässigkeit des Deichkörpers (siehe Kapitel A.4.2.4). Im Folgenden werden die Wasserstandsganglinien unterschiedlicher Hochwasserereignisse an Elbe, Donau und Werra analysiert, um eine erste Einschätzung zur maßgebenden Dauer einer Hochwasserwelle zu erhalten. Des Weiteren wird die für die Befülldauer des Einstaubeckens relevante Zeitspanne des Hochwasseranstiegs analysiert. Abb. A-9 zeigt die Wasserstandsganglinie des Pegels Dresden vom 05.08. bis 23.08.2002. In der betrachteten Zeitspanne schwankt der Wasserstand zwischen 120 cm und 940 cm. Die Differenz von rund 8,0 m entspricht in etwa der Höhe eines dreistöckigen Hauses.

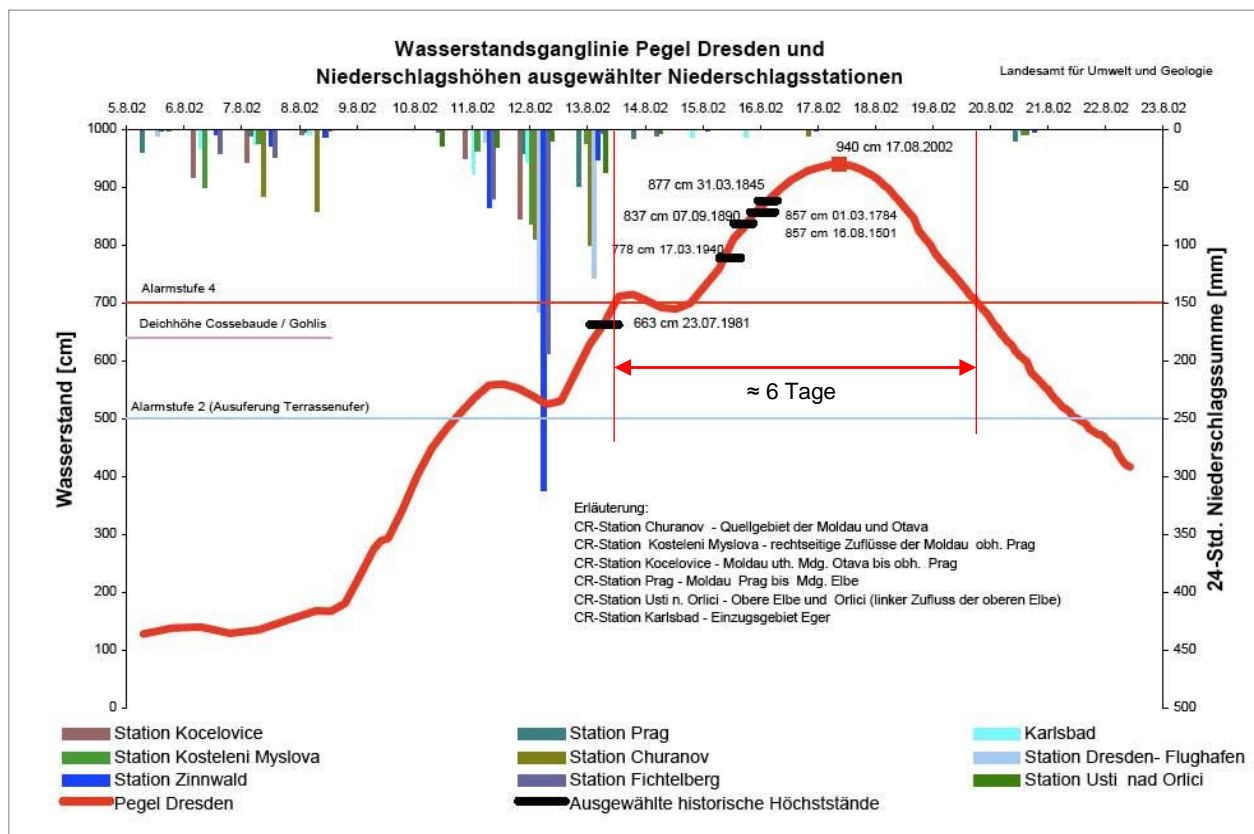


Abb. A-9: Wasserstandsganglinie Pegel Dresden und Niederschlagshöhen im Dresdener Elbe-Einzugsgebiet im Februar 2002 (geändert nach LfULG, 2002).

Die Alarmstufe 4 (Kapitel 2.1.2) hielt am Pegel Dresden während des Hochwassers im Jahr 2002 rund 6 Tage (≈150 Std.) an, an denen die Hochwasserschutzdeiche mit sehr hohen Wasserständen belastet wurden. Bei der Betrachtung des in Abb. A-9 dargestellten Hochwasseranstiegs wird deutlich, dass dieser in drei Etappen mit schneller Zunahme des Pegelstands erfolgt ist. Die Dauer des ersten Anstiegs belief sich auf etwa 48 Stunden. Der zweite Anstieg fand innerhalb von 24 Stunden statt und der letzte dauerte wiederum etwa 48 Stunden bis zur Einstellung des höchsten Wasserstands an.

Abb. A-10 zeigt vorhergesagte Wasserstände des Hochwasserereignisses am Elbpegel Dresden im Sommer 2013, die tatsächlich eingetretene Wasserstandsganglinie sowie die unterschiedlichen Alarmstufen. Auch 2013 musste die Alarmstufe 4 ausgerufen werden, da der Bemessungshochwasserstand an den Hochwasserschutzdeichen erreicht bzw. überschritten wurde. Die Alarmstufe 4 dauerte, wie im Jahr 2002, etwa 6 Tage. Bei der Betrachtung des Anstiegs der Hochwasserwelle wird deutlich, dass dieser relativ konstant mit einem Gradienten von $\pm 0,95$ m/d über einen Zeitraum von 6 Tagen verlief.

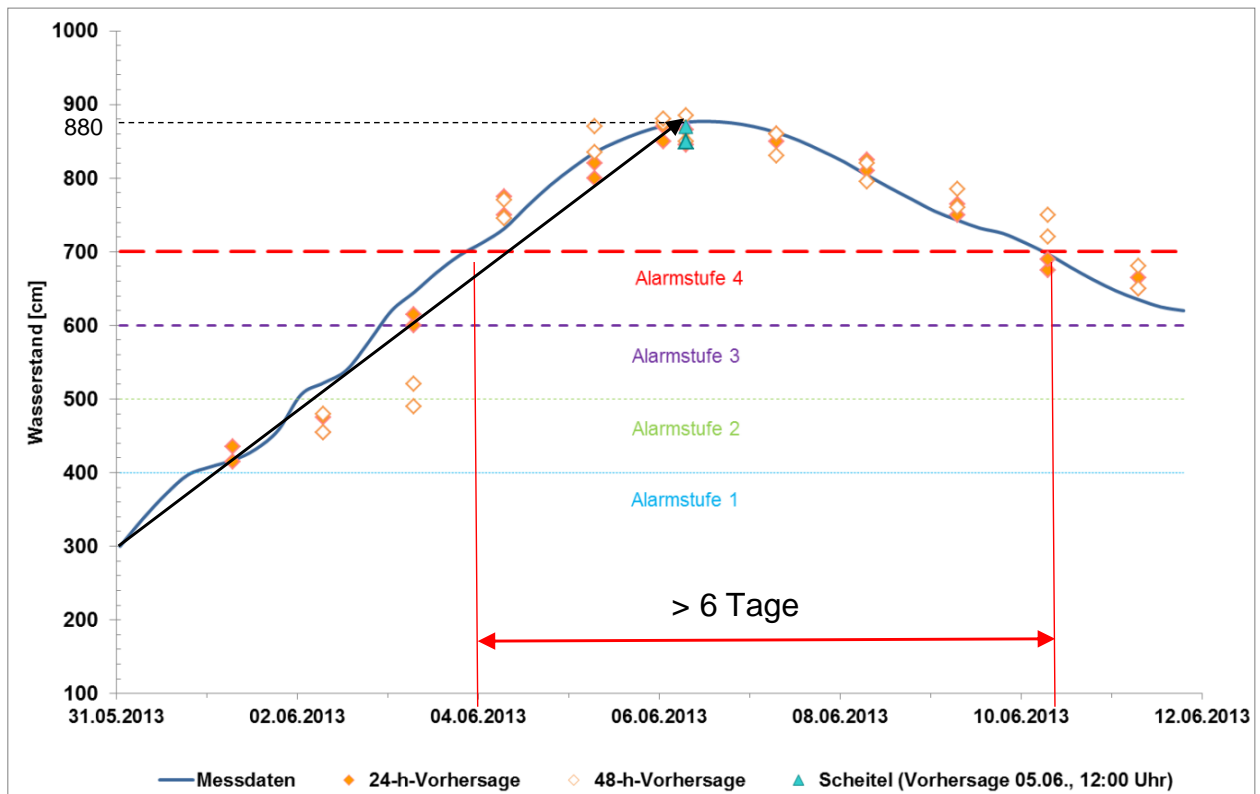


Abb. A-10: Vorhergesagte und gemessene Pegelstände an der Elbe in Dresden (geändert nach LfULG 2014)

Auch in der Werra trat im Sommer 2013 ein Extremhochwasserereignis ein. Hier wurden zeitweise sogar die höchsten bisher gemessenen Wasserstände (HHW) am Pegel Heldra (Hessen) überschritten, wobei der stark erhöhte Wasserstand über Tage anhielt, siehe violette Linie in Abb. A-11. Des Weiteren sind in der Abbildung die unterschiedlichen Hochwassermeldestufen (MST) dargestellt, die in Hessen in drei Stufen eingeteilt werden. Die Meldestufe 3 entspricht in Hessen der Alarmstufe 4 in Sachsen. An der Werra wurde diese Stufe an rund fünf Tagen überschritten, wobei sich die Wasserstände zuvor bereits über einen Zeitraum von vier Tagen im Bereich der Meldestufe 3 befanden. Somit waren die vorhandenen Deiche etwa 200 Stunden mit hohen Wasserständen belastet. Anders als bei den zuvor beschriebenen Hochwasserwellen an der Elbe fand hier ein sehr schneller Wasseranstieg statt, der durch starke Regenfälle im ostdeutschen Einzugsgebiet der Werra verursacht wurde (HLUG, 2013). Vom Start des Hochwasserereignisses bis zum Erreichen der Meldestufe 3 vergingen etwa 24 Stunden.

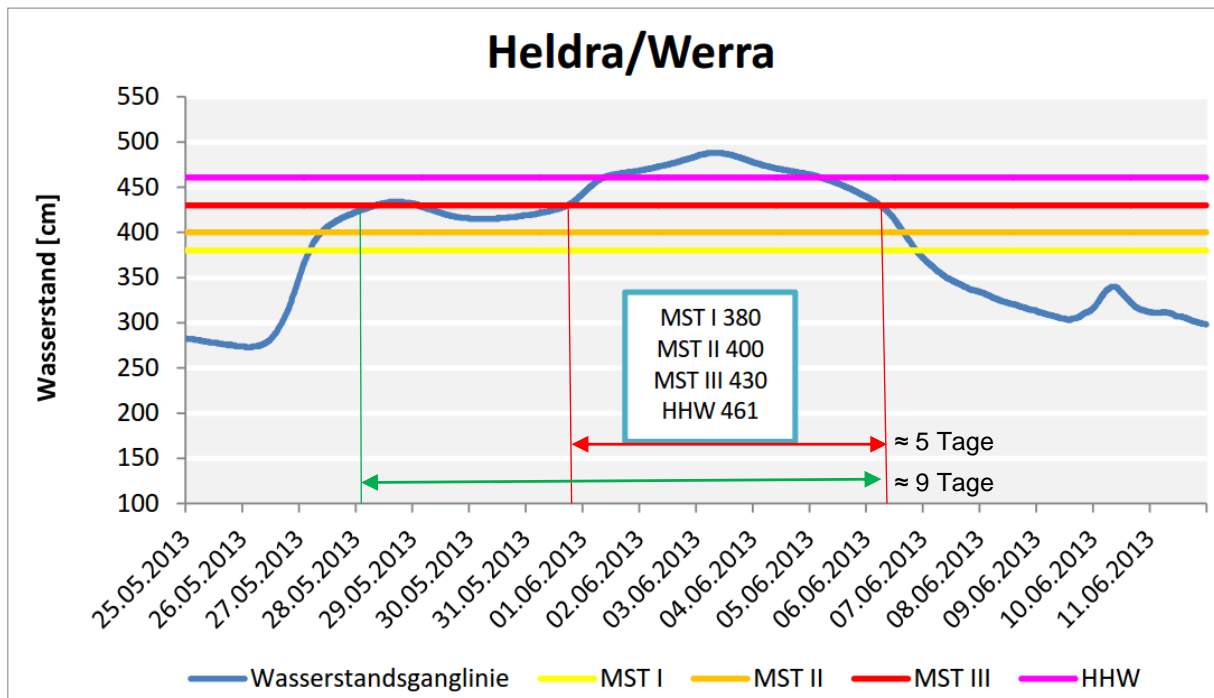


Abb. A-11: Pegelstände beim Hochwasser im Mai/Juni 2013 in Heldra an der Werra, Hessen (geändert nach HLUG, 2013)

Ein weiteres Beispiel eines Extremhochwassers wird anhand der Wasserstandsganglinie am Pegel der Drei-Flüsse-Stadt Passau im August 2002 beschrieben. In Abb. A-12 links ist die Zusammenführung der Flüsse Donau, Inn und Ilz in Passau und rechts der Verlauf der Hochwasserwelle dargestellt. Mit Überschreitung der Meldestufe 4 von vier Tagen ist die Belastung der Deiche geringer als bei den zuvor beschriebenen Hochwasserereignissen an Elbe und Werra. Das Beispiel Passau zeigt jedoch, dass auch größere Flüsse mit jeweils erhöhten Wasserständen in einem dicht besiedelten Gebiet zusammenlaufen und ein Extremhochwasserereignis hervorrufen können. Der Wasseranstieg erfolgte sehr rasch. Innerhalb von 48 Stunden stieg der Wasserstand um rund 5 m vom Niedrigwasserstand bis zum Scheitelwert von 10,8 m an.

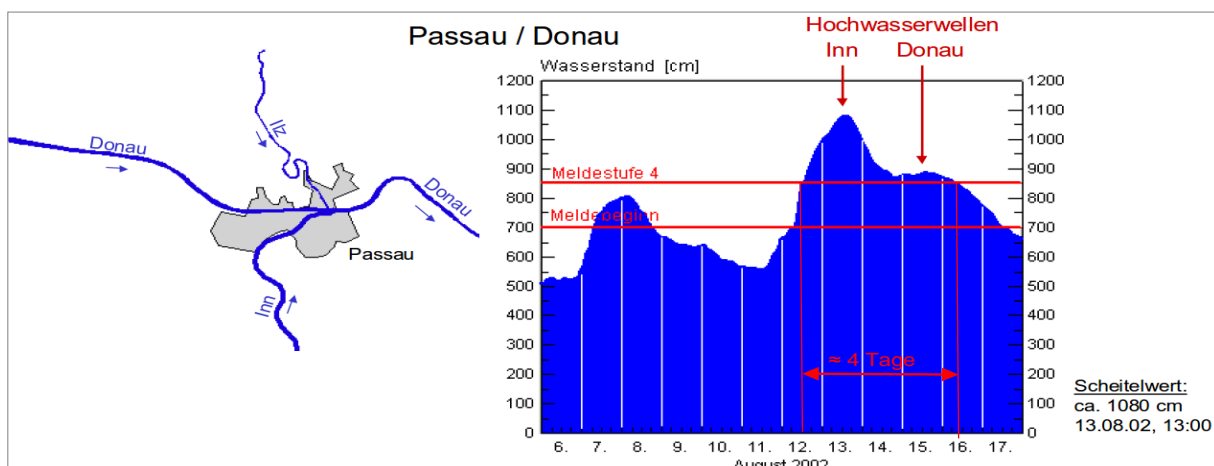


Abb. A-12: Zeitliche Abfolge der Hochwasserwellen von Donau und Inn in Passau (geändert nach BLfW, 2002)

Generelle Aussagen über die Dauer von hohen Wasserständen während eines Extremhochwasserereignisses sind nicht möglich. Die beschriebenen Auswertungen der Hochwasserwellen an Elbe, Werra und Donau weisen Pegelstände im Bereich des Bemessungshochwasserstandes (BHW) über einen Zeitraum von rund 100 bis 200 Stunden auf. Für die weiteren Betrachtungen werden diese Zeitspannen als Planungsgrundlage gewählt.

Auch über die Anstiegsrate kann keine generelle Aussage getroffen werden, da diese abhängig von der Ausprägung des Flusses und seines Einzugsgebiets ist. In den beschriebenen Beispielen fand ein Anstieg der Hochwasserwelle vom Mittelwasserstand bis zum Erreichen der höchsten Alarmstufe oder dem Scheitelwert der Hochwasserwelle innerhalb eines Zeitraums von 24 bis 100 Stunden statt. Zur Sicherstellung eines praktikablen Versuchszeitraums wird eine Befülldauer bis zum maximalen Wasserstand am Testdeich von 30 Stunden angesetzt. Hiermit wird die Simulation eines realitätsnahen Anstiegs einer Hochwasserwelle gewährleistet und es wird neben der Einstellung einer praktikablen Versuchsdauer auch die Beanspruchung des Testdeichs insbesondere hinsichtlich der Dauer des Einstaus der Grasnarbe in Grenzen gehalten.

A.4.2.2 Aufbau von Altdeichen

Historische Deiche und Deiche, deren Aufbau nicht dem Stand der heutigen Technik entsprechen (Kapitel 2.2.2.3), werden häufig als Altdeiche bezeichnet. Aufgrund langer Planungs- und Genehmigungsverfahren, kurzer saisonbedingter Bauphasen für Um- oder Neubaumaßnahmen sowie begrenzter zur Verfügung stehender Finanzmittel weisen viele Deichabschnitte auch heute noch den Querschnitt und Aufbau eines Altdeichs auf. Auf Basis einer Befragung der für den Hochwasserschutz zuständigen Ministerien der Bundesländer kann die Länge der vorhandenen Deiche sowie der erforderliche Sanierungsbedarf an den tideunabhängigen Fließgewässern in Deutschland eingeschätzt werden. In einzelnen Bundesländern konnten die Auskünfte nicht auf Ministerialebene gegeben werden und es wurde für die Anfrage auf untergeordnete Bezirke/Ämter verwiesen. Hier stellte sich ebenfalls das Problem, dass einigen Bezirken/Ämtern keine Angaben zu den Deichzuständen vorlagen, so dass die Auflistung Lücken aufweist. In Tab. A-4 ist das nach den einzelnen Bundesländern aufgelistete Ergebnis der Befragung dargestellt. Von den insgesamt 8.293 erfassten Deichkilometern weisen 2.452 km einen Sanierungsbedarf auf. Dieser bezieht sich gemäß den befragten Institutionen größtenteils auf einen veralteten Aufbau der Deichkörper, aber auch auf fehlende Freibordhöhen infolge flussgebietsabhängiger Erhöhungen des Bemessungshochwasserstands. Wie viele Deichkilometer einen veralteten Aufbau aufweisen und an wie vielen Deichkilometern Minderhöhen am Freibord vorhanden sind, wurde lediglich vereinzelt dargestellt. Somit ist keine genaue Differenzierung mit den zur Verfügung gestellten Informationen möglich. Zudem weisen die angegebenen Werte nicht die exakte Länge aller in Deutschland vorhandenen Hochwasserschutzdeiche auf. Sie beziehen sich auf die Gewässer 1. Ordnung und zum Teil auch auf Gewässer 2. Ordnung. An kleineren Flusssystemen sind an den Gewässern 2. Ordnung oder 3. Ordnung oftmals nur kleinere Verwallungen vorhanden, die gemäß der Auskunft gebenden Institutionen generell nicht den Aufbau eines 3-Zonen-Deiches nach DIN 19712 aufweisen bzw. überhaupt aufgelistet werden.

In Bremen und Niedersachsen wurden keine Angaben zu den Deichzuständen entlang der tideunabhängigen Fließgewässer gegeben. Allerdings konnte ein Sanierungsbedarf der sogenannten Schutzdeiche aufgelistet werden. Schutzdeiche werden in Bremen und

Niedersachsen als Hochwasserschutzdeiche bezeichnet, die oberhalb von Sperrwerken an Tidegewässern liegen und das Hinterland vor Überflutungen aus dem Oberflächenwasser schützen, sobald das Sperrwerk infolge einer Sturmflut geschlossen werden muss.

Sofern es sich bei einem Fließgewässer um eine staugeregelte Bundeswasserstraße handelt, obliegt die Unterhaltung der permanent eingestauten Dämme des staugeregelten Flussabschnitts der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV). Neben der Funktion, den Zielwasserstand im eingestauten Bereich zu halten, können die Stauhaltungsdämme auch die Aufgabe des Hochwasserschutzes erfüllen.

Insgesamt ist eine flächendeckende und detaillierte Betrachtung aller Hochwasserschutzdeiche entlang der deutschen Fließgewässer nur bedingt möglich. Es kann jedoch festgestellt werden, dass ein großer Anteil der Hochwasserschutzdeiche den Aufbau eines Altdeiches aufweisen, womit die Gefahr eines Stabilitätsversagens während eines extremen Hochwasserereignisses besteht. Es ist zu beachten, dass der Sanierungsbedarf an den Hochwasserschutzdeichen nicht mit einem ungenügenden Hochwasserschutz gleichzusetzen ist. Die Wahrscheinlichkeit einer erforderlichen Durchführung von Deichverteidigungsmaßnahmen an Altdeichen ist allerdings signifikant größer als an Deichen, die nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik errichtet werden.

Tab. A-4: Vorhandene Hochwasserschutzdeiche aufgelistet nach den Bundesländern und deren Sanierungsbedarf

Bundesland	Gesamtdeichlänge [km]	Sanierungsbedarf [km]	Quelle
Baden-Württemberg	1.000	360	(UM-BW, 2020)
Bayern	1.421	84	(Müller, 2020)
Berlin	-	-	(Rutke, 2020)
Brandenburg	1.131	k.A.	(Marquardt, 2020)
Niedersachsen/Bremen	598	400	(NLWKN, 2020)
Hamburg	39	39	(LSBG, 2015), (Schaper, 2020)
Hessen	129	36	(Densky, 2020)
Mecklenburg-Vorpommern	122	75	(StALU-WM, 2019)
Nordrhein-Westfalen	530	224	(Bowkun, 2020), (Heisterkamp, 2020), (Nellessen, 2020), (Windau, 2020)
Rheinland-Pfalz	214	33	(Koch, 2020), (Haas, 2020)
Saarland	k.A.	k.A.	
Sachsen	679	399	(Schöne, 2020)
Sachsen-Anhalt	1.350	414	(Dörre, 2020)
Schleswig-Holstein	650	k.A.	(Krüger, 2020)
Thüringen	430	387	(TMUEN, 2016), (Pehlke, 2020)
Gesamt	8.293	2.452	

Eine allgemeingültige Beschreibung des Aufbaus eines Altdeichs kann nicht gegeben werden. Einerseits hängen die Deichgeometrien von örtlich unterschiedlichen Belastungen aber auch Planungs- und Baugewohnheiten ab. Andererseits wurde als Baumaterial zum größten Teil örtlich vorhandenes Bodenmaterial unterschiedlicher Charakteristika verwendet, wodurch nicht nur die Durchlässigkeit des Deichkörpers, sondern auch die gesamte Deichgeometrie beeinflusst werden. Beispielhaft sind in Abb. A-13 bis Abb. A-16 vier Altdeichprofile aus dem brandenburgischen, etwa zehn Kilometern langen Elbabschnitt im Landkreis Prignitz oberhalb von Wittenberge dargestellt. Allein auf dieser kurzen Strecke sind sehr große Abweichungen hinsichtlich Geometrie, Aufbau und verwendeter Bodenmaterialien vorhanden. Abb. A-13 zeigt ein Deichprofil mit einer wasserseitigen Böschungsneigung von 1:2 im Fußbereich sowie von 1:3 im oberen Bereich. Auf der Landseite ist ebenfalls im oberen Bereich eine Böschungsneigung von 1:3 vorzufinden, die sich am Deichfuß auf 1:6 abflacht. Im Deichkörper ist überwiegend ein stark schluffiger, schwach wasserdurchlässiger Sand (SU* nach DIN 18196) eingebracht worden. Im Deichkern wurde ein leicht plastischer Schluff (UL nach DIN 18196) verwendet. Unterhalb des Deichkörpers befindet sich eine Schicht aus stark bindigem Material, die aus mittelplastischen bis ausgeprägt plastischen Tonen (TM-TA nach DIN 18196) besteht.

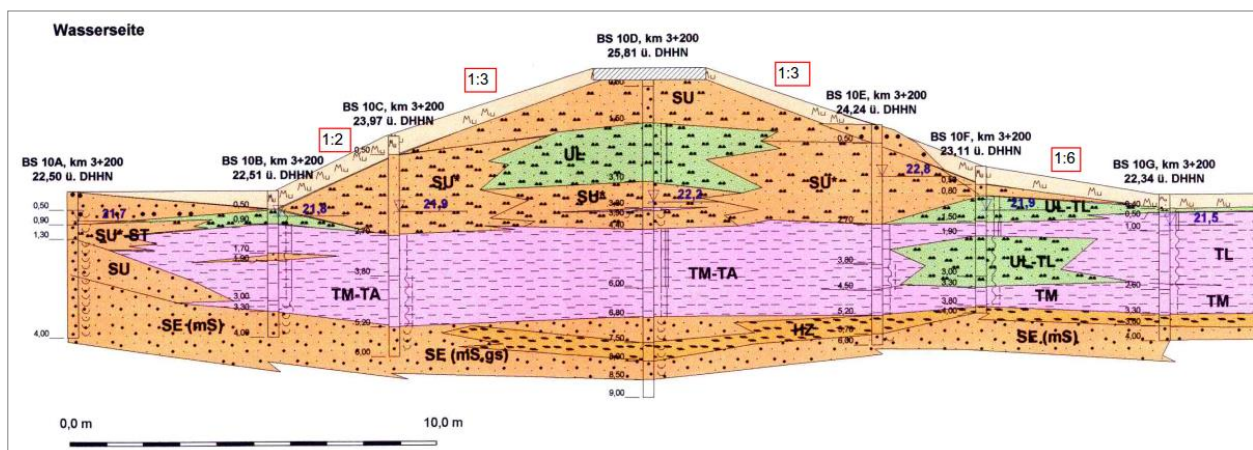


Abb. A-13: Deich-km 3+200 Standort: Rühstädter Bogen, E-km ca. 441,2 (LUGV, 2015)

Ein Vergleich des Deichprofils in Abb. A-13 mit dem 5 km flussabwärts gelegenen Deichprofil in Abb. A-14 zeigt, dass die wasserseitige Böschungsneigung im letzteren Abschnitt flacher angelegt ist und die landseitige Böschung deutlich steiler ausgebildet wurde. Das verwendete Bodenmaterial im Deichkörper ist mit stark schluffigem Sand (SU*) bis leicht plastischem Schluff (UL) nahezu identisch.

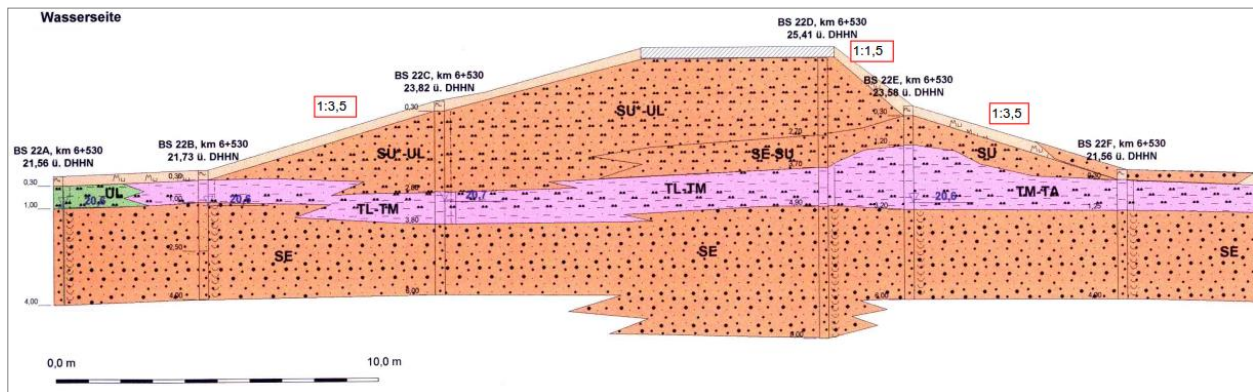


Abb. A-14: Deich-km 6+500 Standort: Kreisstraße unterhalb der Ortslage Bälow, E-km ca. 446,2 (LUGV, 2015)

Rund zwei Kilometer weiter flussabwärts ist wiederum ein abweichender Aufbau vorzufinden (Abb. A-15). Hier fanden bereits auf der Wasserseite Sanierungsarbeiten statt, bei denen am Deichfuß eine stabilisierende Steinschüttung sowie eine als Dichtungsschicht fungierende Tonschicht aufgebracht wurden. Der Deichkörper besteht hier jedoch aus einem locker gelagerten Feinsand (SE nach DIN 18196).

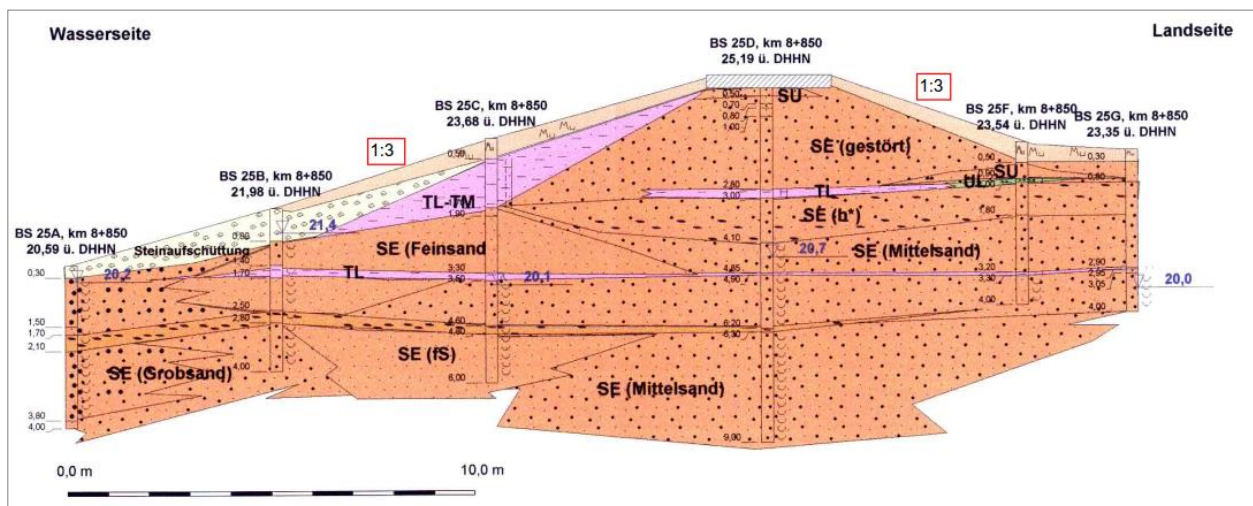


Abb. A-15: Deich-km 8+800 Standort: bewaldete Binnendüne zwischen Bälow und Hinzdorf (Scharleuk), E-km ca. 446,8 (LUGV, 2015)

Weitere rund 5 km flussabwärts ist im Deichkern sowohl schluffiger bis toniger Sand (SU*-ST) als auch Feinsand (SE) anzutreffen (Abb. A-16). Die Deichkrone besteht hier zudem aus Feinsand.

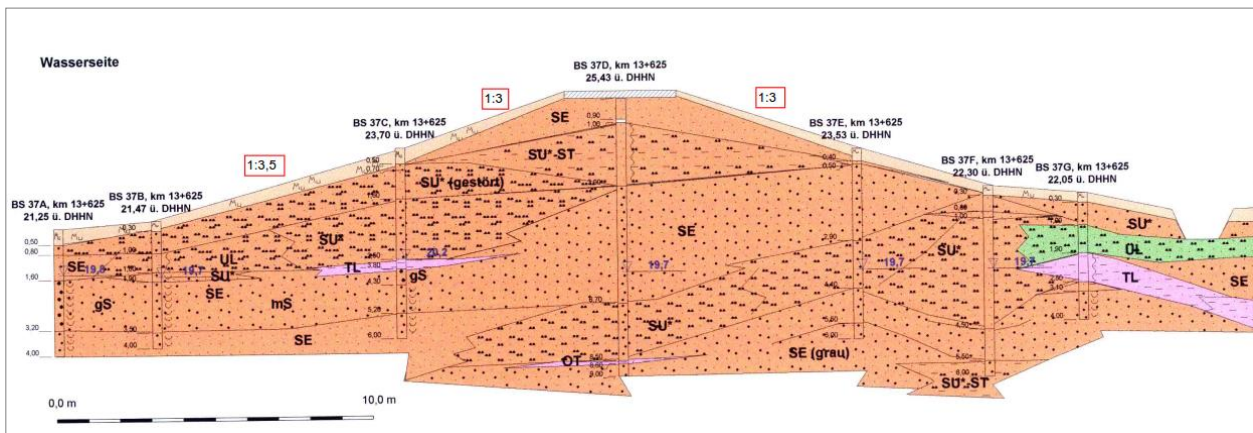


Abb. A-16: Deich-km 13+600 Standort: kurz oberhalb der Eisenbahnbrücke in Wittenberge, E-km ca. 451,5 (LUGV, 2015)

Ein weiteres Altdeichprofil liegt für einen rund 100 km flussabwärts gelegenen Abschnitt bei Neuhaus an der Elbe vor. Die Böschungsneigung des Neuhauser Altdeichs ist im oberen Bereich mit einer Neigung von 1:2 steiler ausgebildet als in Wittenberge. Allerdings fällt die Böschungsneigung im Fußbereich mit 1:3,25 am Außendeich und mit 1:12,5 am Binnendeich flacher aus. Als Deichbaumaterial wurde hier ein Mittelsand verwendet (Abb. A-17).

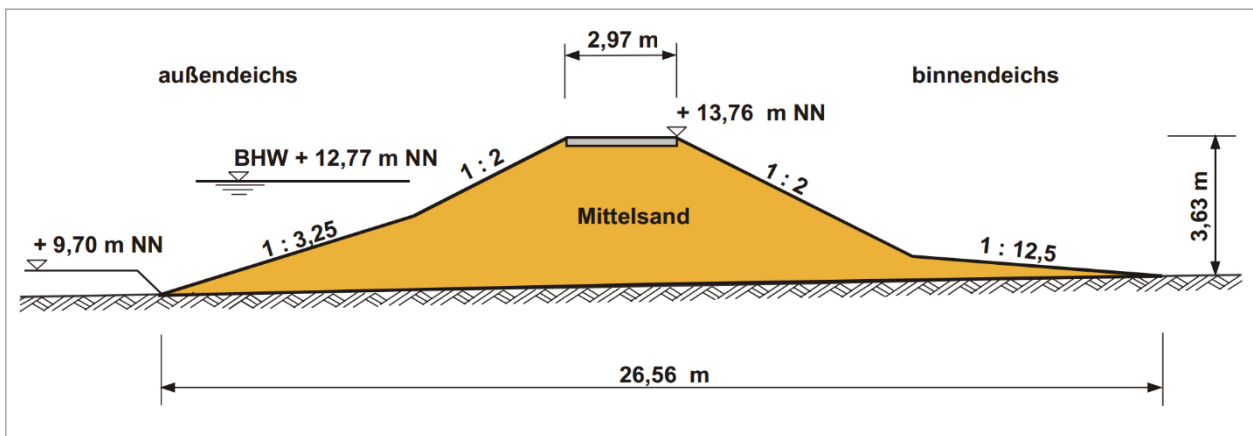


Abb. A-17: Altdeich des Neuhauser Deich- und Unterhaltungsverbandes, Deich-km 31+000 (Müller, 2006)

Der am Nebenfluss der Elbe Jeetzel in Niedersachsen gelegene Altdeich (Abb. A-18) wurde dagegen mit einer Böschungsneigung von 1:3 auf der Wasser- wie Luftseite ausgeführt und der Deichkörper wurde aus Feinsand bis kiesigem Grobsand hergestellt. Die Höhe des Deichs liegt bei 2,45 m und weist eine 2,50 m breite Deichkrone auf. Auffällig ist hier zudem, dass der aktuelle Bemessungshochwasserstand mit +15,92 m NN etwa 30 cm oberhalb der Deichkrone mit +15,65 m NN liegt.

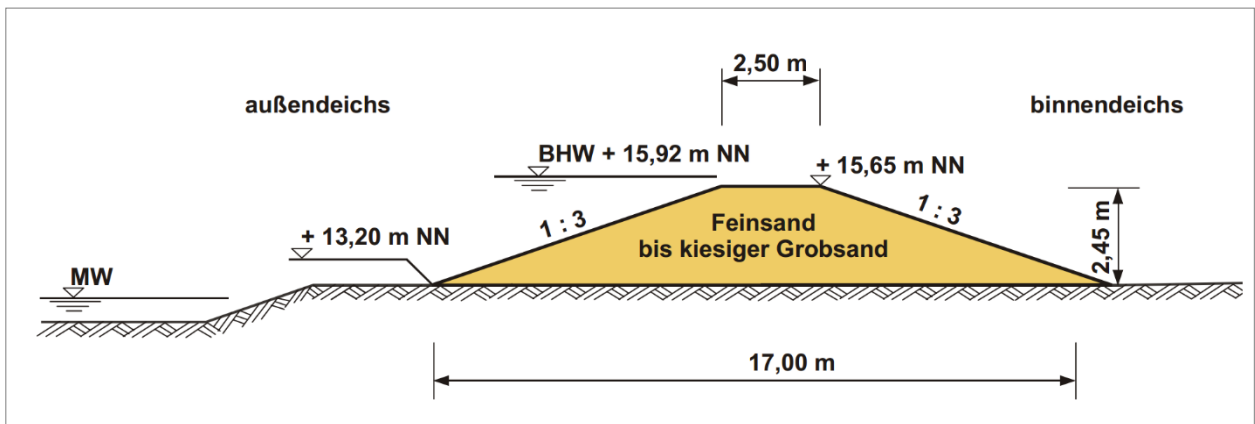


Abb. A-18: Altdeich des Jeetzeleichverbandes mit neuem Bemessungswasserstand, Deich-km 21+740 (Müller, 2006)

In Abb. A-19 ist eine weitere Sanierungsmaßnahme für einen Altdeich dargestellt. Diese wurde an einem Rheindeich in der Nähe der niederländischen Grenze bei Bislich eingesetzt. Der Altdeich ist in den Abmaßen beträchtlich kleiner als der sanierte Deich (gestrichelte Linie). Zudem wurde auch hier der Altdeich als homogener Deich unter Verwendung bindigen Bodens hergestellt.

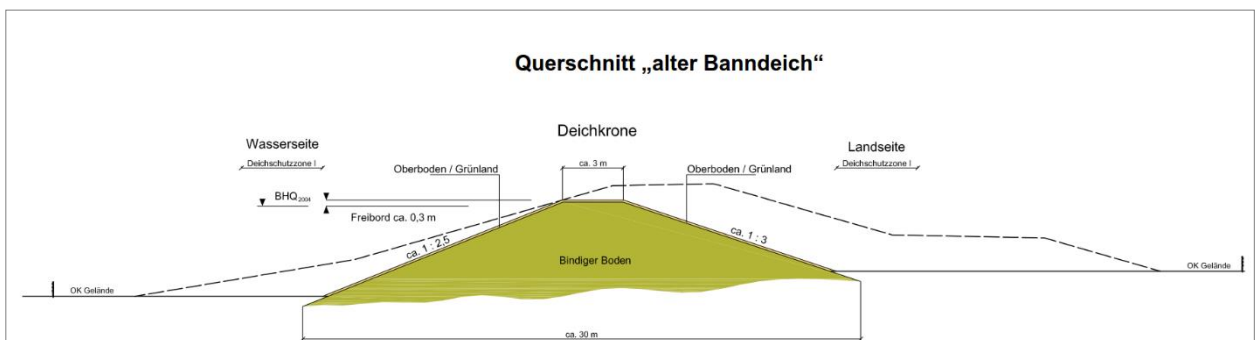


Abb. A-19: Sanierung des Rheindeichs in Bislich (DV-BL, 2020)

In Abb. A-20 ist ein Deichprofil in der Ortslage Oiste an der Mittelweser abgebildet, welches eine wasserseitige Böschungsneigung von 1:3, eine luftseitige Böschungsneigung von 1:2 sowie eine 2,50 m breite Deichkrone aufweist. Die Deichhöhe beträgt 3,50 m über Geländeoberkante.

In Abb. A-21 sind zugehörige Bodenprofile vom Weserdeich bei Oiste dargestellt, die einen schluffigem Sand (Su) als Deichkörper ausweisen.

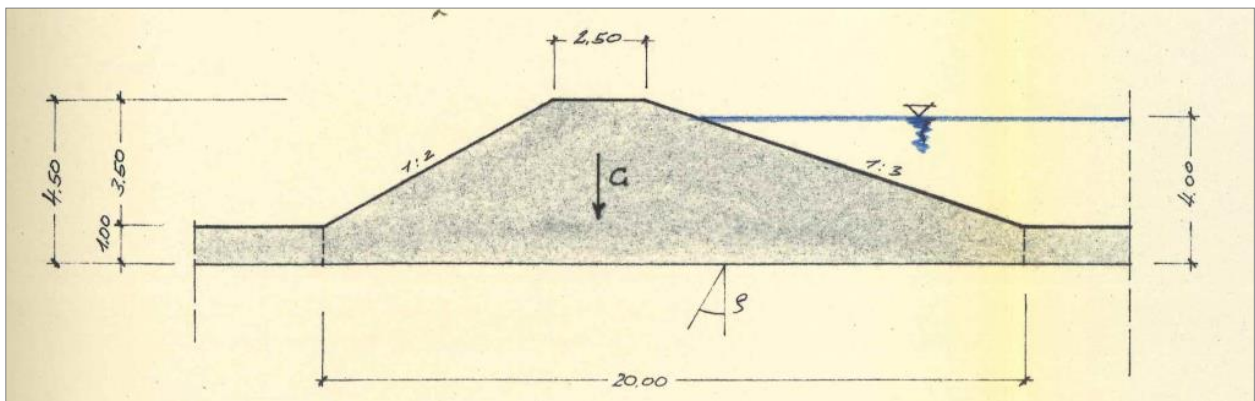


Abb. A-20: Weserdeich in Oiste (MWV, 2015)

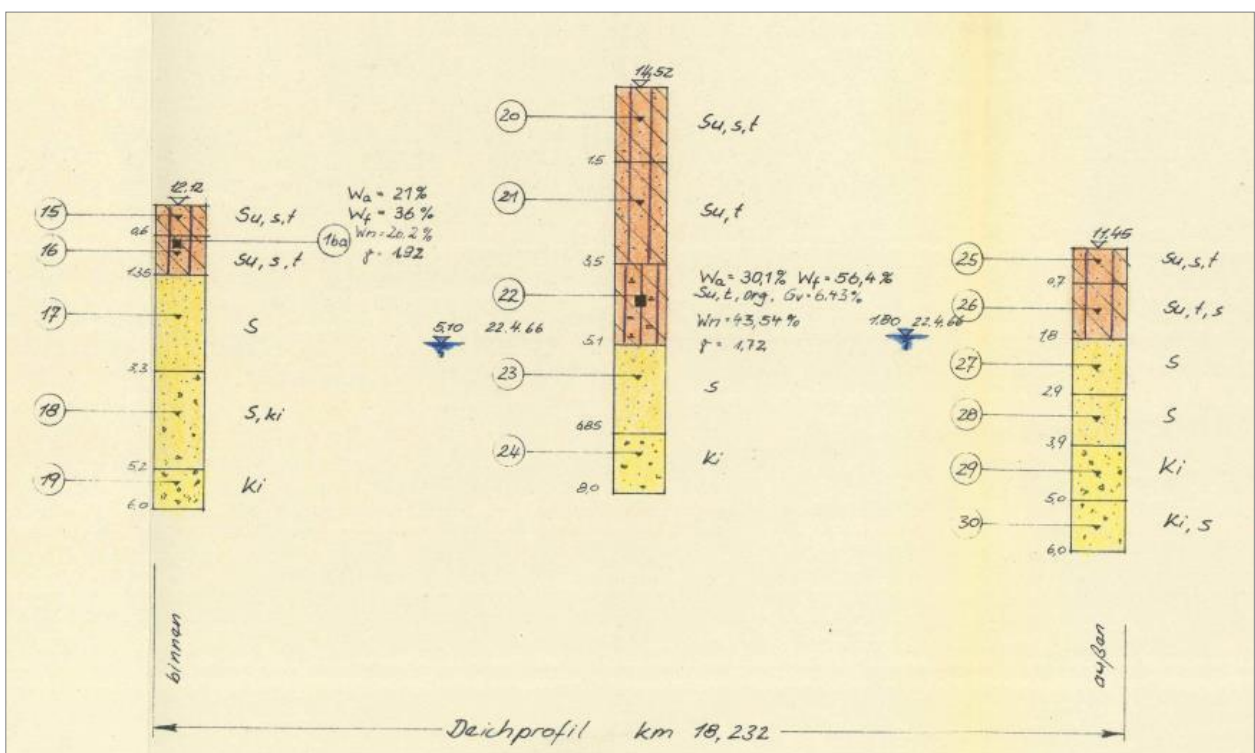


Abb. A-21: Bodenprofile des Weserdeichs in Oiste (MWV, 2015)

Abb. A-22 zeigt ein Altdeichprofil vor einer geplanten Sanierungsmaßnahme etwa 50 km oberhalb von Leipzig an der Mulde. Auch dieser Deich weist einen homogenen Aufbau mit dichtem Deichbaumaterial im Deichkörper auf. Die wasserseitige Böschungsneigung beträgt 1:3 bei einer 2,0 m breiten Deichkrone und einer Deichhöhe von 2,50 m. Auf der Landseite befindet sich zudem eine Berme mit einem Deichverteidigungsweg.

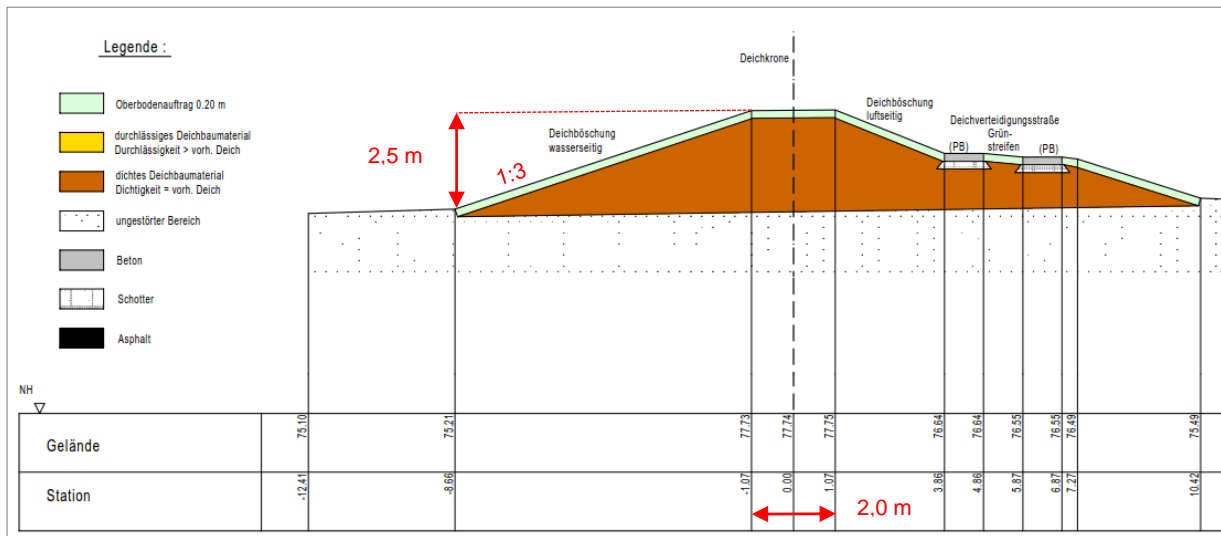


Abb. A-22: Deichprofil an der Mulde bei Greppin (geändert nach LHW, 2015)

Die unterschiedlichen, in Abb. A-13 bis Abb. A-22 dargestellten Aufbauvarianten von Altdeichen werden im Folgenden zusammenfassend aufgelistet:

- Böschungsneigungen zwischen 1:1,5 und 1:3,5
- Generell homogener Aufbau bei Verwendung unterschiedlicher Materialien im Deichkörper; spezielle Dichtungs- bzw. Dränschichten sind in den Profilen nicht vorhanden
- Verwendung bindiger und nichtbindiger Böden im Deichkörper
- Kronenbreite 2,0 m bis 4,50 m
- Deichhöhe 2,45 m bis rund 4,0 m

A.4.2.3 Geometrie des Testdeichs

Der Testdeich soll in seiner Geometrie einem typischen Altdeich nachempfunden werden, wobei die in Kapitel A.3 beschriebenen Anforderungen an den Testdeich zu erfüllen sind. Bei den in Kapitel A.4.2.2 betrachteten Altdeichen sind Deichhöhen zwischen 2,45 m und 4,0 m vorgefunden worden. Des Weiteren ist darauf zu achten, dass der Testdeich in einem Einstaubecken errichtet werden muss, der die Simulation eines Hochwasserereignisses und ausreichend Platz für Versuche mit linienartigen Hochwasserschutzsystemen ermöglichen soll. Hierfür ist auf dem Gelände des THW-Ausbildungszentrum Hoya eine Fläche von 900 m² zur Verfügung gestellt worden. Mit der gewählten Konstruktion zur Erstellung des Einstaubeckens aus Kapitel A.4.1 wird eine maximale Deichlänge von 15 m und eine Gesamtlänge von etwa 23,5 m zur Ausbildung des Testdeichs in der Breite sowie des Einstaubereichs ermöglicht.

Die Höhe des Testdeichs wird auf 3,0 m festgelegt. Dies bietet einerseits eine bei Altdeichen durchaus realistische Deichhöhe und andererseits wird der Materialeinsatz zum Bau des Testdeichs nicht unnötig in die Höhe getrieben, was hinsichtlich der zur Verfügung stehenden begrenzten finanziellen Mittel für die Realisierung elementar ist. Zudem vergrößert sich mit der Deichhöhe auch die Deichlagerbreite, und es würde sich bei Vergrößerung der Deichhöhe unter Berücksichtigung der begrenzt zur Verfügung stehenden Baufläche die Grundfläche im

Einstaubereich verringern (Abb. A-23). Die Deichlagerbreite ist darüber hinaus auch von der Deichkronenbreite sowie der Böschungsneigung abhängig. Als Kronenbreite werden 2,0 m angenommen. Hierbei ist neben dem Platzbedarf bei größeren Kronenbreiten auch zu berücksichtigen, dass die Dauer zum Erreichen einer stationären Sickerlinie im Deich nicht nur vom Material, sondern auch von der Breite des Testdeichs bestimmt wird. Je breiter der Deich, desto länger ist die erforderliche Versuchsdauer und desto stärker ist die Beanspruchung der Deckschicht des Testdeichs. In Abb. A-23 sind drei Deichprofile mit verschiedenen Böschungsneigungen bei einer Deichhöhe von 3,0 m sowie einer Kronenbreite von 2,0 m dargestellt. Die einzelnen Deichprofile unterscheiden sich wie folgt:

- Deichprofil 1: Böschungsneigung: 1 : 1,5 (grün)
- Deichprofil 2: Böschungsneigung: 1 : 2,0 (schwarz)
- Deichprofil 3: Böschungsneigung: 1 : 3,0 (rot)

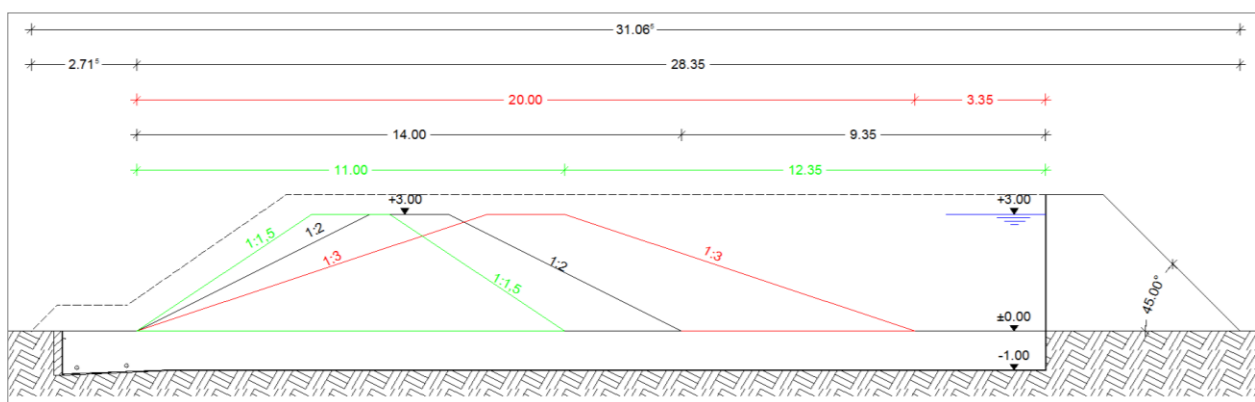


Abb. A-23: Darstellung der Deichprofile 1 (grün), 2 (schwarz) und 3 (rot)

Beim Deichprofil 1 wird der Deichkörper mit einer inneren und äußeren Böschungsneigung von 1:1,5 hergestellt. Aus der festgelegten Deichhöhe und Kronenbreite resultiert eine Deichlagerbreite von 11,0 m. Dementsprechend groß ist mit 12,35 m der verfügbare Platz zum Aufbringen der Deichverteidigungsmaßnahme über den wasserseitigen Deichfuß hinaus sowie für Versuchszwecke mit linienartigen Hochwasserschutzsystemen. Die Querschnittsfläche des Deichprofils 1 ist mit 19,50 m² vergleichsweise gering und bei einer Länge von 15,0 m werden etwa 300 m³ als verdichtetes Deichbaumaterial benötigt.

Das Deichprofil 2 weist eine beidseitige Böschungsneigung von 1:2 auf. Der Deich nimmt mit einer Lagerbreite von 14 m etwas mehr Fläche des Einstaubbeckens in Anspruch als im Fall Deichprofil 1, eine Restbreite im Einstaub Becken von 9,35 m ist allerdings weiterhin gegeben. Die vorhandene Querschnittsfläche des Deichprofils 2 beläuft sich auf 24 m². Aufgrund dessen wird für den 15 m langen Testdeich 360 m³ verdichtetes Bodenmaterial benötigt.

Für das Deichprofil 3 wird mit einer Deichlagerbreite von 20 m in Relation zu den anderen Deichprofilen der größte Flächenanteil im Einstaub Becken verbaut. Grund hierfür ist die flache Böschungsneigung von 1:3. Zudem wird bei einer Querschnittsfläche von 33 m² für die Herstellung rund 500 m³ verdichtetes Bodenmaterial benötigt. Ferner bietet das Deichprofil 3 mit einer Restbreite von 3,35 m am Grund die im Vergleich zum Deichprofil 1 und 2 kleinste wasserseitige Fläche für das Aufbringen von Deichverteidigungssystemen und linienartigen Hochwasserschutzsystemen.

In Tab. A-5 werden die Charakteristika der einzelnen Deichprofile zusammenfassend dargestellt und miteinander verglichen.

Tab. A-5: Vergleich der Profilvarianten

		Deichprofil 1	Deichprofil 2	Deichprofil 3
Böschungsneigung	[-]	1:1,5	1:2	1:3
Querschnittsfläche	[m ²]	19,5	24,0	33,0
Bodenmaterial	[m ³]	300	360	500
Deichlagerbreite	[m]	11,0	14,0	20,0
Restbreite im Einstaubecken	[m]	12,35	9,35	3,35

Neben den Parametern des Bodenmaterials und der Restbreite im Einstaubecken ist zu beachten, dass für das Einstellen einer stationären Sickerlinie bei einem flachgeneigten Deich mehr Zeit erforderlich ist als bei steileren Deichböschungen, da bei letzteren die Sickerlänge bis zum Erreichen der Luftseite kürzer ist. Das Deichprofil 1 bietet aufgrund der geringsten Baustoffmenge die wirtschaftlichste Lösung. Auch die Einstellung einer stationären Sickerlinie würde sich mit dem Deichprofil 1 am schnellsten erfolgen. Allerdings wurden bei der Recherche nach Altdeichen nur wenige Deiche mit einer Böschungsneigung von 1:1,5 vorgefunden. Ferner wurden an diesen gering standsicheren Altdeichen oftmals bereits Sanierungsmaßnahmen durchgeführt. Das Deichprofil 3 stellt wegen der großen Menge an benötigtem Bodenmaterial die unwirtschaftlichste Lösung dar. Zudem bietet diese Variante aufgrund der flachen Böschungsneigung die geringste Restbreite im Einstaubereich. Zum Bau des Testdeichs wird somit das Deichprofil 2 mit einer Böschungsneigung von 1:2 gewählt, womit eine realitätsnahe Darstellung einer Altdeichgeometrie gewährleistet wird, der Einsatz an Bodenmaterial begrenzt ist und eine ausreichend große Testfläche im Bereich des Einstaubeckens verbleibt.

A.4.2.4 Material des Deichkörpers

Die in Kapitel A.4.2.2 beschriebenen Altdeiche bestehen weitestgehend aus feinsandigem Boden mit bindigen Anteilen wie Schluff oder Lehm. Häufig stellt dieses Material den örtlich vorhandenen Boden dar. In Kapitel A.2 ist das Bodenprofil des vorhandenen Baugrunds am wesernahen Testgelände beschrieben, welches im oberen Bereich aus einer Schluff- und Feinsandschicht bestehen (Abb. A-2). Zum Vergleich wurden weitere Bodenprofile nahe der Flüsse Rhein und Elbe betrachtet (Abb. A-24). Auch hier wurde jeweils im oberen Bereich eine Schluffschicht vorgefunden, die in einen Grobsand bzw. Mittelsand übergeht.

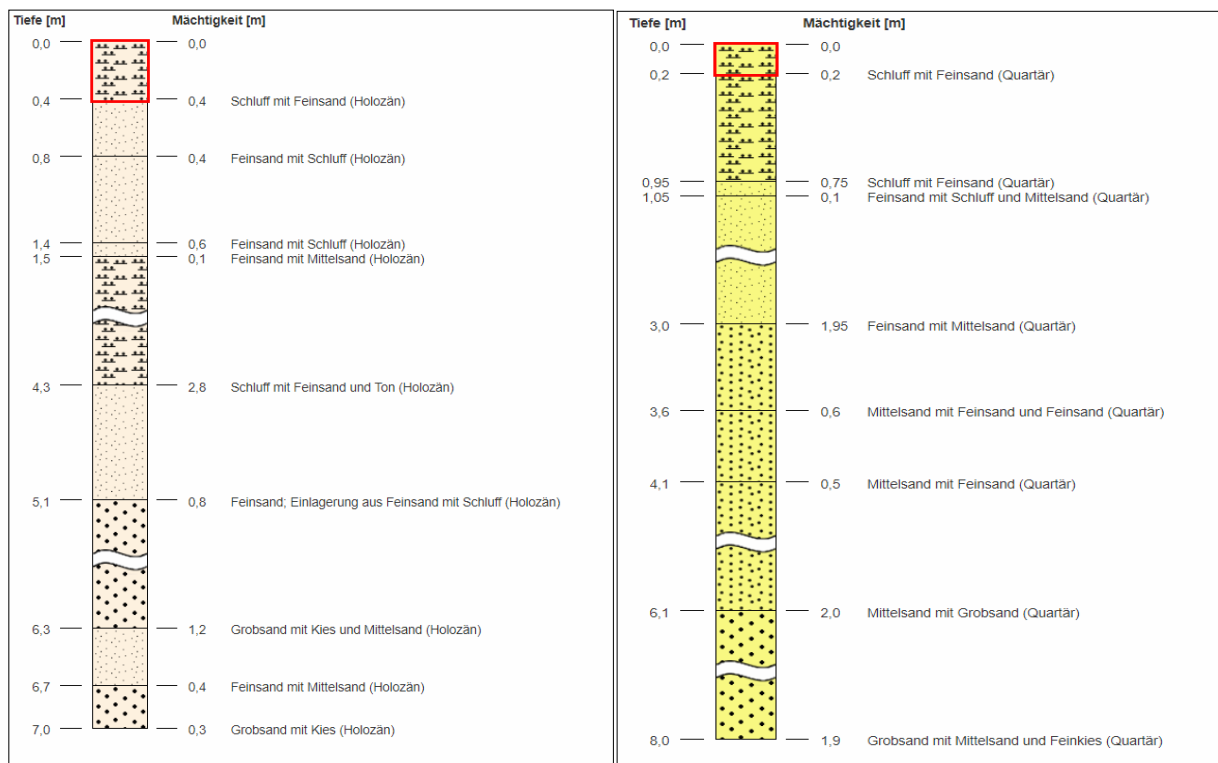


Abb. A-24: Bodenprofil: 429 DBG.-FRIEMERSHEIM (ID: DABO_132987), bei Duisburg am Rhein (links); Bodenprofil: Artlenburg Flecken 2 Profillinie IX (ID: BDN_2628IG0034), bei Lauenburg an der Elbe (rechts); (BGR, 2020)

Unter Berücksichtigung der vorliegenden Informationen zu Altdeichen sowie zu den Bodenprofilen wird für den Testdeich ein Deichbaumaterial aus schluffigem Sand gewählt, der der Bodengruppe SU bzw. SU* nach DIN 18196 entspricht. Der Unterschied zwischen SU und SU* besteht in den vorhandenen Massenanteilen des Feinkorns. Ist ein Anteil von mehr als 15 % der Korndurchmesser kleiner als 0,063 mm, so liegt ein Boden der Gruppe SU* vor. Bei weniger als 15 % Massenanteile des Feinkorns, ist ein Boden der Gruppe SU gegeben.

Bei der Wahl eines geeigneten Bodenmaterials zur Herstellung des Testdeichs ist nicht allein die Bodengruppe maßgebend. In Tab. A-6 sind Kenngrößen der einzelnen Bodengruppen anhand von Erfahrungswerten nach EAU 2012 aufgelistet. Die Kenngrößen können ein gewisses Spektrum aufweisen. Zum Beispiel liegt die Wichte (γ_k) der Bodengruppe SU* bzw. SU in einem Bereich von 16,0 kN/m³ bis 19,5 kN/m³. Auch der Reibungswinkel (φ'_k), der bei der Berechnung der Standsicherheit einzusetzen ist, kann für diese Bodengruppen zwischen 30° und 40° liegen.

Tab. A-6: Charakteristische Werte von Bodenkenngrößen anhand von Erfahrungswerten (Auszug und geändert nach EAU, 2012)

Nr.	Bodenart	Boden- gruppe nach DIN 18196 ¹⁾	Sondier- spitzen- widerstand	Konsistenz im Ausgangs- zustand	Wichte		Zusammen- drückbarkeit ²⁾ Erst- belastung ³⁾ $E_S = v_e \sigma_{at}$ $(\sigma/\sigma_{at})^{w_e}$		Schерparameter des entwässerten Bodens		Schерparam- eter des nicht entwässerten Bodens	Durch- lässigkeit- beiwert	Bemer- kungen
					γ_k	γ'_k	v_e	w_e	ϕ'_k	c'_k			
			q_c		kN/m ³	kN/m ³			Grad	kN/m ²	kN/m ²	m/s	
8	Sand, weit oder intermit- tierend gestuft	SW, SI $6 \leq U^{4)} \leq 15$	< 7,5		16,5	9,0	200	0,70	30,0–32,5			5×10^{-4}	
			7,5–15		18,0	10,5	400	0,60	32,5–37,5			bis	
			> 15		19,5	12,0	600	0,55	35,0–40,0			2×10^{-5}	
9	Sand, weit oder intermit- tierend gestuft	SW, SI $U^{4)} > 15$	< 7,5		17,0	9,5	200	0,70	30,0–32,5			1×10^{-4}	
			7,5–15		19,0	11,5	400	0,60	32,5–37,5			bis	
			> 15		21,0	13,5	600	0,55	35,0–40,0			1×10^{-5}	
10	Sand, $d < 0,06$ mm < 15%	SU, ST	< 7,5		16,0	8,5	150	0,80	30,0–32,5			2×10^{-5}	
			7,5–15		17,0	9,5	350	0,70	32,5–37,5			bis	
			> 15		18,0	10,5	500	0,65	35,0–40,0			5×10^{-7}	
11	Sand, $d < 0,06$ mm > 15%	SÜ, SÜ	< 7,5		16,5	9,0	50	0,9	30,0–32,5			2×10^{-6}	
			7,5–15		18,0	10,5	250	0,75	32,5–37,5			bis	
			> 15		19,5	12,0			35,0–40,0			1×10^{-9}	

Das Hauptaugenmerk soll hier jedoch vorerst auf den Durchlässigkeitsbeiwert k_k (im weiteren k-Wert genannt) gerichtet werden. Dieser Wert beschreibt die Durchlässigkeit des Bodens und hängt von der Korngröße, der Kornzusammensetzung und dem Porenvolumen des Bodens ab. Somit hat der einen starken Einfluss auf die Sickerrate. Der k-Wert wird laut Tab. A-6 bei der Bodengruppe SU* bzw. SU mit einer Spannweite von $k = 2 \cdot 10^{-5}$ bis $k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s angegeben. Welchen Einfluss diese Werte auf die Durchsickerung des Testdeichs haben, wird anhand des folgenden Berechnungsbeispiels deutlich. Nach Kozeny (1953) kann die überschlägige Sickerwassermenge (q) bei einer gewählten Deichgeometrie (Abb. A-25) wie folgt berechnet werden:

$$q = 0,435 * \frac{h_0 + h_A}{L} * h_0 * k \quad \text{Gl. A-1}$$

$$h_A = c * \frac{h_0^2}{L} \quad \text{Gl. A-2}$$

$$c = 0,4551 * m - 0,1025 \quad \text{Gl. A-3}$$

mit:

q	Sickerwassermenge	[m ³ /s*m]
h_0	Wasserstand	[m]
h_A	Höhe luftseitiger Austritt	[m]
k	Durchlässigkeitsbeiwert	[m/s]
c	Dimensionsloser Beiwert	-
1:m	Böschungsneigung	-
L	Länge am Grund vom wasserseitigen Eintritt bis zum Deichfuß	[m]

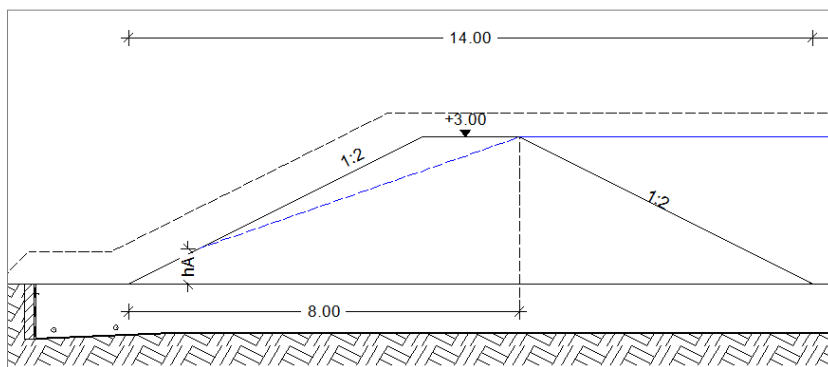


Abb. A-25: Systemskizze Testdeich mit vereinfacht dargestellter Sickerlinie

Die Berechnung der Sickerwassermenge nach Kozeny unter Verwendung verschiedener Durchlässigkeitsbeiwerte ist in Tab. A-7 zusammengefasst. Je kleiner der k-Wert, desto geringer ist auch die Menge des austretenden Qualmwassers. Ferner unterscheiden sich die geringsten und größten Sickerwasseraustrittsmengen bei Ansatz der verschiedenen k-Werte am 15 m langen Testdeich signifikant. Beim kleinsten angegebenen k-Wert der Bodengruppe SU* mit $k = 1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ wird nach Ausbildung einer stationären Sickerlinie eine Sickerwassermenge von rund $q = 0,03 \text{ l/h}$ erwartet, wobei mit dem größten k-Wert von $2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ der Bodengruppe SU die Sickerwassermenge rund $q = 690 \text{ l/h}$ beträgt. Neben der Sickerwassermenge ist auch die Dauer zur Entstehung der gewünschten stationären Sickerlinie im Testdeich stark abhängig vom k-Wert.

Tab. A-7: Berechnung der Sickerwassermenge nach Kozeny am 15 m langen Testdeich unter Ansatz verschiedener k-Werte

k-Wert [m/s]	c	h_A [m]	q [m ³ /s*m]	q Gesamt [l/h]
$1 \cdot 10^{-9}$	0,8077	0,91	6,38E-10	0,03
$1 \cdot 10^{-8}$	0,8077	0,91	6,38E-09	0,34
$1 \cdot 10^{-7}$	0,8077	0,91	6,38E-08	3,44
$1 \cdot 10^{-6}$	0,8077	0,91	6,38E-07	34,43
$1 \cdot 10^{-5}$	0,8077	0,91	6,38E-06	344,30
$2 \cdot 10^{-5}$	0,8077	0,91	1,28E-05	688,61

Neben der analytischen Berechnung nach Kozeny wurden auch numerische Berechnungen mit den Programmen GGU-FLOW 2D und GGU-TRANSIENT durchgeführt, mit denen die Zeit bis zum Einstellen einer stationären Sickerlinie im betrachteten Deichprofil abgeschätzt werden kann. Die eingesetzten Deichmodelle gleichen sich im Aufbau, weisen jedoch einen variablen k-Wert im Deichkörper auf. Das Grundmodell ist in Abb. A-26 dargestellt und spiegelt die gewählte Deichgeometrie wider.

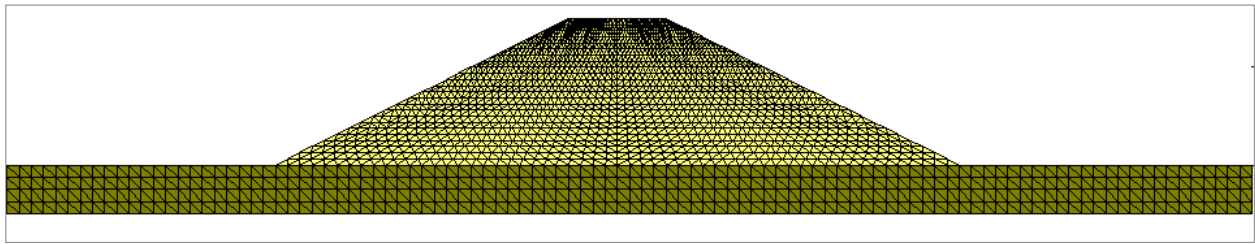


Abb. A-26: Grundsystem des Deichmodells für die numerische Untersuchung

Im Grundmodell wird ein auelehmhaltiger Untergrund (dunkelgrün) mit einer Mächtigkeit von 1,0 m und einem k -Wert von $1 \cdot 10^{-10}$ m/s angesetzt, womit eine gewisse Unterströmung des Testdeichs ermöglicht wird.

Die Ergebnisse werden in Form von Äquipotentiallinien wiedergegeben, deren Farbkennung die Größe des vorhandenen Potentials darstellt. In Abb. A-27 ist ein Strömungsnetz eines durchsickerten Deichs bestehend aus Äquipotentiallinien und jeweils im rechten Winkel dazu liegenden Stromlinien dargestellt. Äquipotentiallinien sind Linien gleicher Standrohrspiegelhöhen und nicht zu verwechseln mit Linien gleichen Wasserdrucks. Stromlinien sind Linien, die die Bewegungsrichtung der Wasserteilchen wiedergeben. Die oberste Stromlinie wird auch als Sickerlinie bezeichnet.

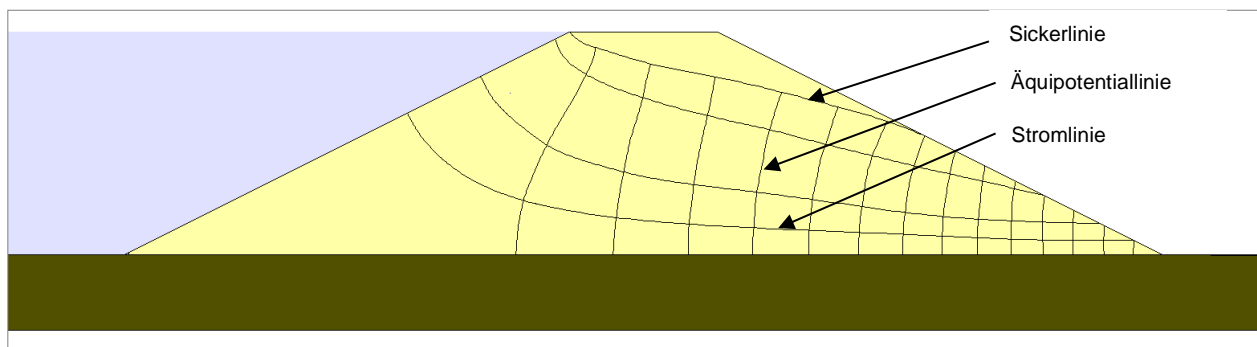


Abb. A-27: Strömungsnetz einer Sickerströmung durch einen homogen aufgebauten Hochwasserschutzdeich

Bei gleichbleibendem Wasserstand und stationärem Verlauf der Sickerströmung ändert sich das Strömungsnetz nicht. Sobald der Wasserstand variiert, liegt eine instationäre Sickerströmung im Deich vor. Somit verändern sich auch das Strömungsnetz und die zugehörigen Äquipotentiallinien sowie die Lage der Sickerlinie. Mit der Software GGU-TRANSIENT kann eine instationäre Berechnung durchgeführt werden, die die Simulation eines Hochwasseranstiegs bzw. des Befüllens des Eintaubeckens ermöglicht. Wie in Kapitel A.4.2.1 beschrieben, steigt der Wasserstand bei Hochwasser über eine gewisse Zeit an, erreicht einen Maximalwert, der über eine gewisse Zeitdauer gehalten wird und sinkt dann wieder ab. Bis zum Erreichen extremer Hochwasserstände wird somit eine gewisse Zeit benötigt, die für folgende Berechnungen mit einer Dauer bis zum maximalen Einstau von 30 Stunden angesetzt wird. Mit einer Einstaukapazität von 555 m^3 und einer Befülldauer von 30 Stunden wird eine Pumpenleistung von mindestens $18,5 \text{ m}^3/\text{h}$ benötigt. Somit liegt in den ersten 30 Stunden der Berechnung ein stetig ansteigender Wasserstand vor, der dann nach Erreichen einer Stauhöhe von 3,0 m konstant gehalten wird, womit sich in der Folge eine stationäre Sickerlinie einstellen kann. Der

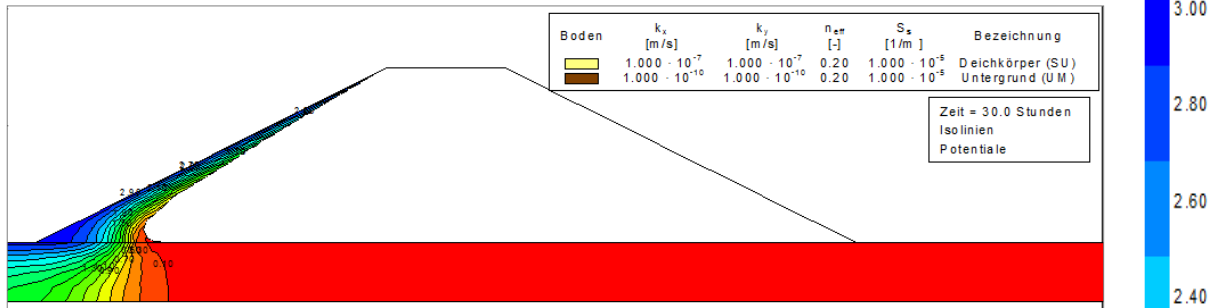
Grad des Anstiegs und somit auch die zeitliche Lage der Sickerlinie sind abhängig vom angesetzten k-Wert. In den Berechnungen sind folgende k-Werte für das Material des Deichkörpers betrachtet worden:

- k-Wert = $1 \cdot 10^{-7}$ m/s
- k-Wert = $1 \cdot 10^{-6}$ m/s
- k-Wert = $5 \cdot 10^{-6}$ m/s
- k-Wert = $1 \cdot 10^{-5}$ m/s

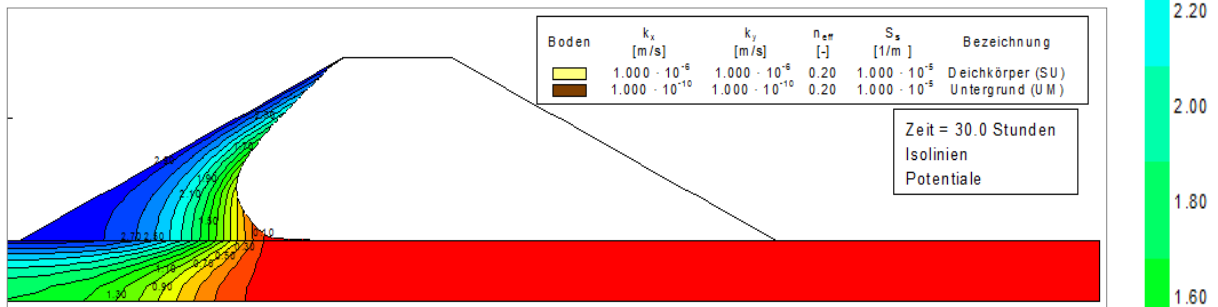
In Abb. A-28 bis Abb. A-30 werden die sich bei den vier gewählten k-Werten berechneten Äquipotentiallinien zum Zeitpunkt der Füllung des Eintaubeckens nach 30 Stunden, nach 50 Stunden Einstaudauer sowie eine Gegenüberstellung verschiedener Einstaudauern in denen die Sickerlinienlage im Testdeich als stationär anzusehen ist dargestellt. Die Einstaudauern beziehen sich auf den Start der Beckenbefüllung.

Mit dem GGU Programm PLGW-7 ist es möglich, die berechneten Ergebnisse aus GGU-TRANSIENT und FLOW 2D in gewünschten Zeitschritten grafisch auszugeben. Abb. A-28 zeigt die Lage der Sickerlinien der betrachteten k-Werte nach Beendigung der Befüllung des Eintaubeckens. Beim Deichprofil mit einem k-Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s ist nach 30 Stunden eine verhältnismäßig geringe Steigung der Sickerlinie im Deichkörper zu erkennen. Der Deichkörper mit einem k-Wert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s zeigt aufgrund der größeren Durchlässigkeit des Deichkörpers jedoch bereits einen erkennbaren Anstieg der Sickerlinie. Dies spiegelt sich auch in den Ergebnissen zu den k-Werten $1 \cdot 10^{-6}$ sowie $5 \cdot 10^{-6}$ m/s wider.

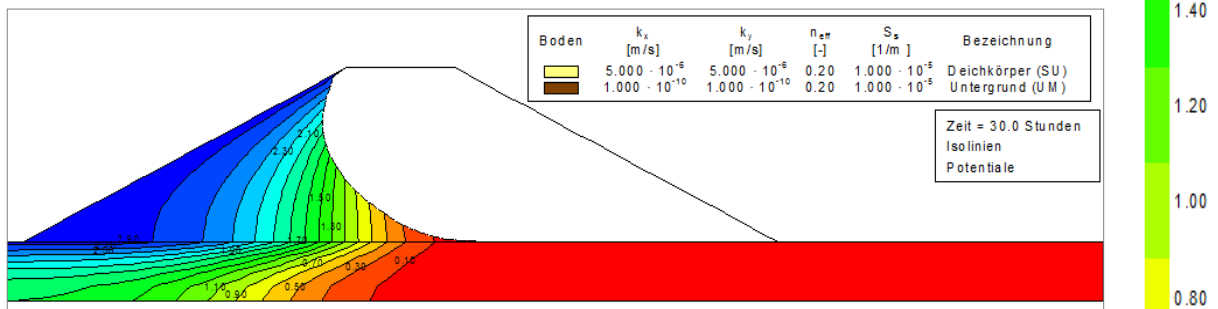
k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-7}$ m/s 30 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-6}$ m/s 30 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $5 \cdot 10^{-6}$ m/s 30 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-5}$ m/s 30 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs

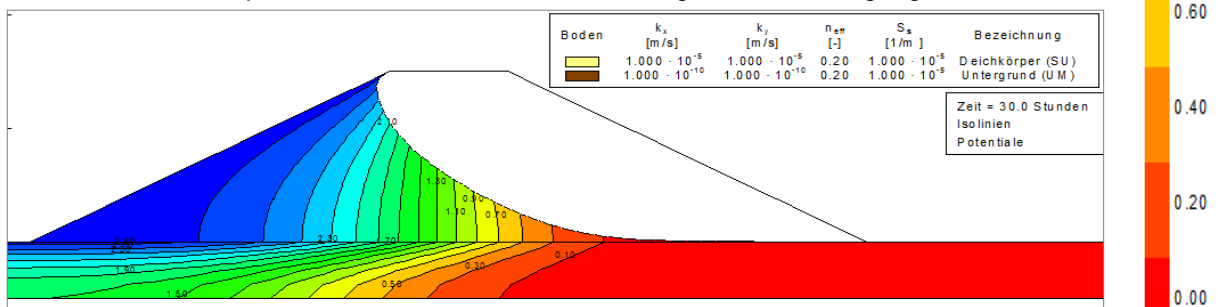
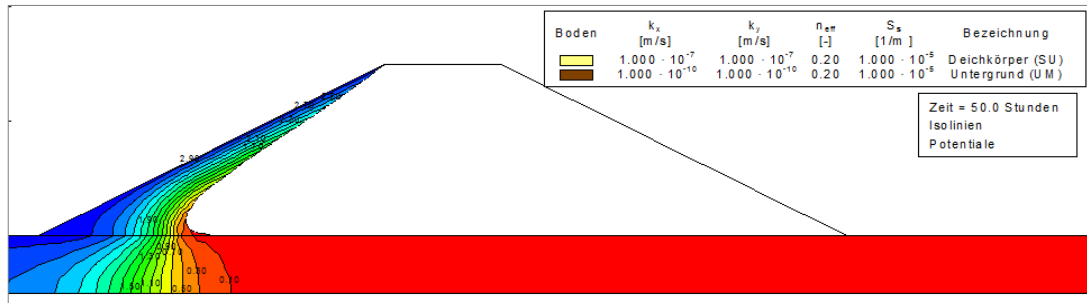


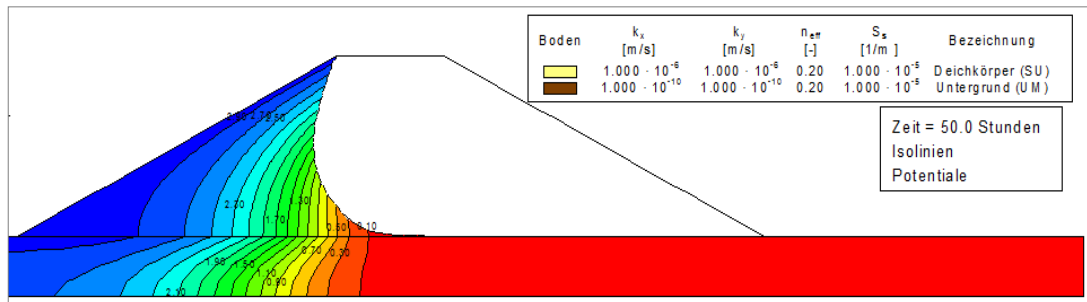
Abb. A-28: Sickerlinienhöhen mit den ausgewählten k-Werten 30 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs

In Abb. A-29 ist die Lage der Sickerlinie nach einer Einstaudauer von 50 Stunden dargestellt. Auch nach dieser Zeit ist beim Deichkörper mit einem k -Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s kein deutlicher Anstieg der Sickerlinie zu erkennen. Anders hingegen sieht es beim Deichkörper mit einem k -Wert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s aus. Hier hat sich nach einer Befülldauer von 50 Stunden eine ausgeprägte Sickerlinienlage im Testdeich eingestellt. Auch in den Deichprofilen mit den k -Werten $3 \cdot 10^{-6}$ und $5 \cdot 10^{-6}$ m/s fand eine sichtbare Steigerung der Sickerlinienhöhe statt.

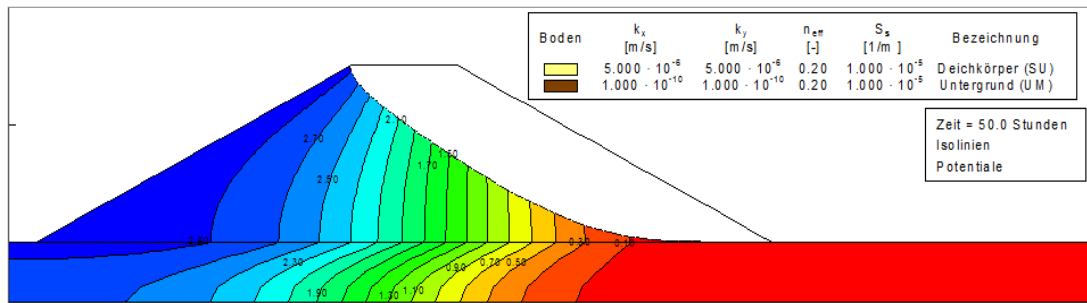
k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-7}$ m/s 50 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-6}$ m/s 50 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $5 \cdot 10^{-6}$ m/s 50 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-5}$ m/s 50 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs

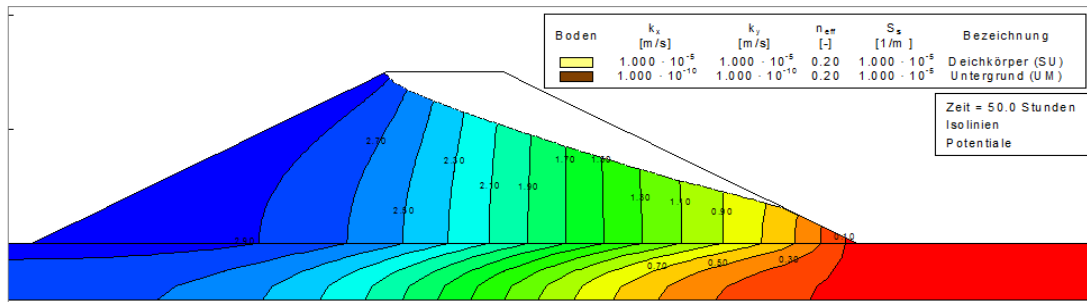
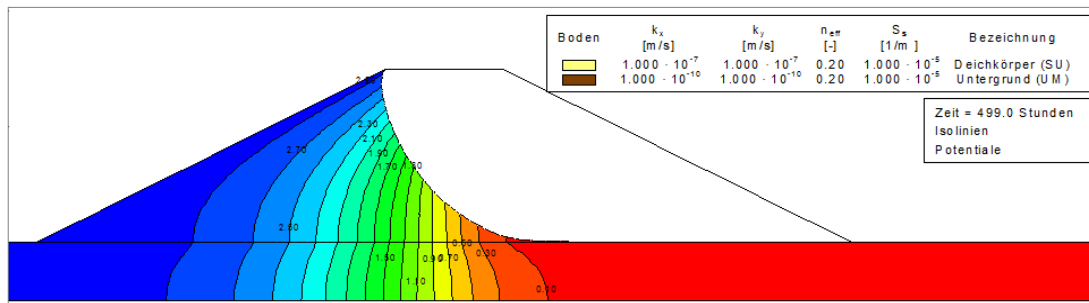


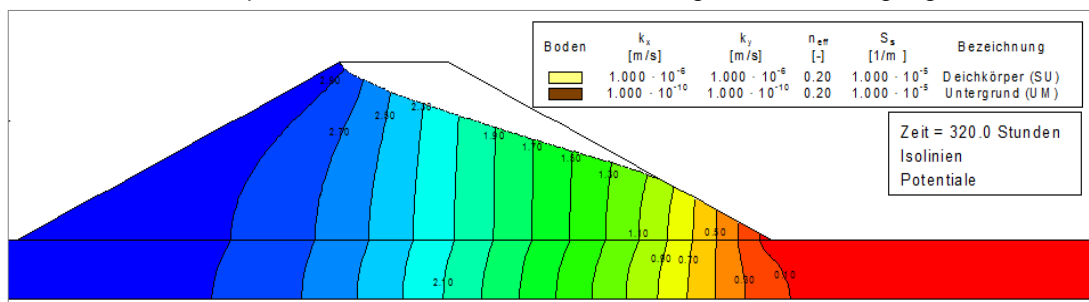
Abb. A-29: Sickerlinienhöhe mit den ausgewählten k -Werten 50 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs

Abb. A-30 zeigt, abgesehen von der Berechnung mit einem k-Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s, die Stauzeiten bis zur Einstellung einer stationären Sickerlinienlage sowie die jeweilige Sickerlinie in dem Zustand selbst. Bei einem sehr geringen k-Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s stellt sich dagegen auch nach 500 Stunden bzw. nach 20 Tagen keine stationäre Sickerlinie ein. Der bordvolle Einstau von über 20 Tagen stellt kein realistisches Hochwasserereignis an einem Flussdeich dar (Kapitel A.4.2.1), weshalb eine Ausführung des Deichkörpers mit einem derart geringen k-Wert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s nicht weiter in Betracht gezogen wird.

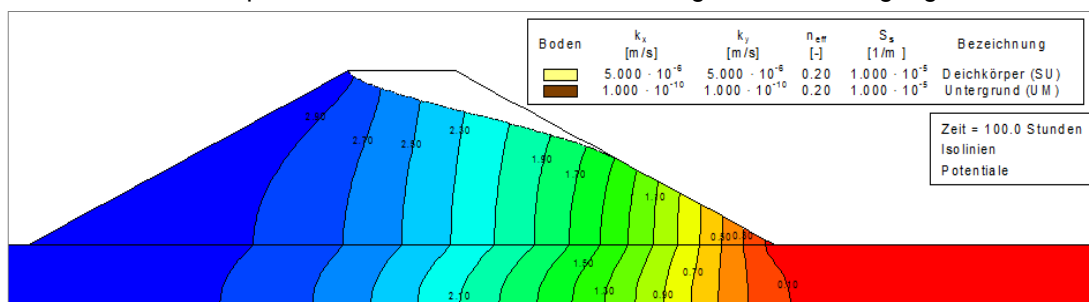
k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-7}$ m/s 500 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-6}$ m/s 320 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $5 \cdot 10^{-6}$ m/s 100 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs



k-Wert des Deichkörpers $1 \cdot 10^{-5}$ m/s 65 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs

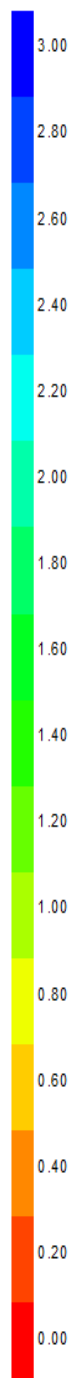
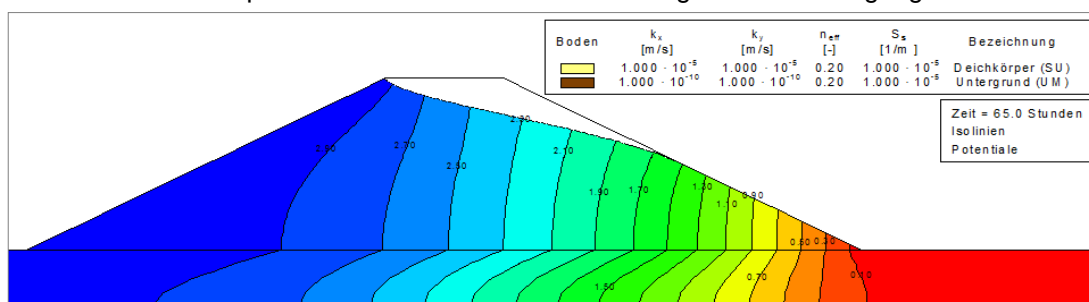


Abb. A-30: Sickerlinienhöhen mit den ausgewählten k-Werten nach unterschiedlichen Einstaudauern nach Beginn des Füllvorgangs

Wird hingegen der Testdeich mit einem Bodenmaterial erstellt, das einen k-Wert von $1 \cdot 10^{-6}$ m/s aufweist, stellt sich laut Berechnung eine stationäre Sickerlinie nach etwa 320 Stunden bzw. etwa 13 Tagen ein. Bei einem k-Wert von $5 \cdot 10^{-6}$ m/s ist die stationäre Sickerlinie nach etwa 100 Stunden (4 Tage) und bei einem k-Wert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s nach etwa 65 Stunden (3 Tage) erreicht. Je größer der k-Wert gewählt wird, desto kürzer ist die Zeit zur Erreichung eines stationären Zustands. In Tab. A-8 sind die Ergebnisse der einzelnen Berechnungen zusammenfassend dargestellt.

Tab. A-8: Berechnungsanalyse der k-Werte

gew. Bodengruppe nach DIN 18196	gew. k-Wert im Deichkörper	Zeit bis zur Einstellung einer stationären Sickerlinie
	[m/s]	[h]
SU*	$1 \cdot 10^{-7}$	> 500
SU*	$1 \cdot 10^{-6}$	≈ 320
SU	$5 \cdot 10^{-6}$	≈ 100
SU	$1 \cdot 10^{-5}$	≈ 65

Die Wahl eines geeigneten Bodenmaterials wird in Abhängigkeit von der bis zum Erreichen einer stationären Sickerlinie im Testdeich benötigten Einstaudauer getroffen. Eine weitere Forderung ist, dass die Einstaudauer eine realitätsnahe Zeitspanne annimmt, in der eine simulierte Hochwasserwelle auf einen extremen Hochwasserstand ansteigen und dort verweilen kann. Während des gewählten Belastungszeitraums von 100 bis 200 Stunden (Kapitel A.4.2.1) sind auch die zu betrachtenden Deichverteidigungssysteme aufzubringen und die Änderung der Sickerlinie zeitabhängig zu messen. Bei Betrachtung der ermittelten Zeiten nach Tab. A-8 fällt die Wahl des Deichbaumaterials auf eine Bodengruppe SU nach DIN 18196 mit einem k-Wert größer $1 \cdot 10^{-6}$ und kleiner $1 \cdot 10^{-5}$ m/s. Unter Verwendung dieser Bodengruppe ist die gewünschte Durchsickerung und das Einstellen einer stationären Sickerlinienlage während eines Zeitraums von 100 bis 200 Stunden gewährleistet.

Nach Breddin (1961) können erste Einschätzungen zur Größenordnung des k-Werts anhand der Korngrößenverteilung getroffen werden (Abb. A-31). Für die Wahl eines geeigneten Bodens wurden mehrere Bodenproben aus umliegenden Sandgruben zwischen Bremen und Hoya entnommen, mit denen Sieblinienanalysen durchgeführt wurden (Abb. A-32). Werden die aufgeführten Sieblinien und zugehörigen k-Werte nach Breddin (1961) mit den Sieblinien der gewonnenen Bodenproben verglichen, weist das Bodenmaterial aus der Sandgrube in Osterholz am ehesten den geforderten k-Wert zwischen 1×10^{-6} und 1×10^{-5} m/s auf, so dass dieses Material für den Bau des Testdeichs ausgewählt und näher untersucht wurde.

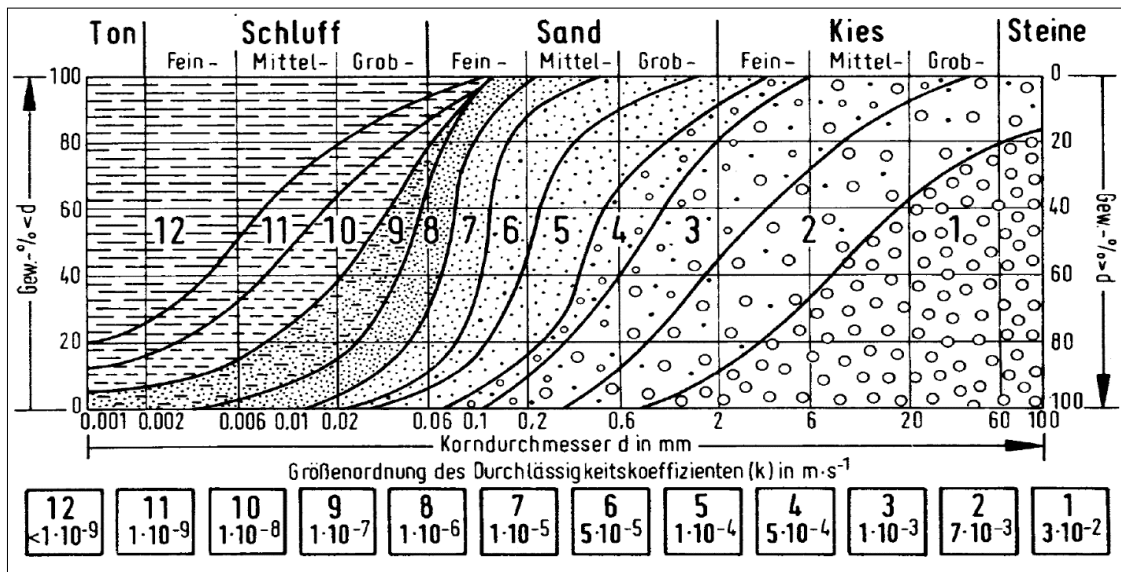


Abb. A-31: Größenordnung des Durchlässigkeitsbeiwerts anhand der Korngrößenverteilung (Breidin, 1961)

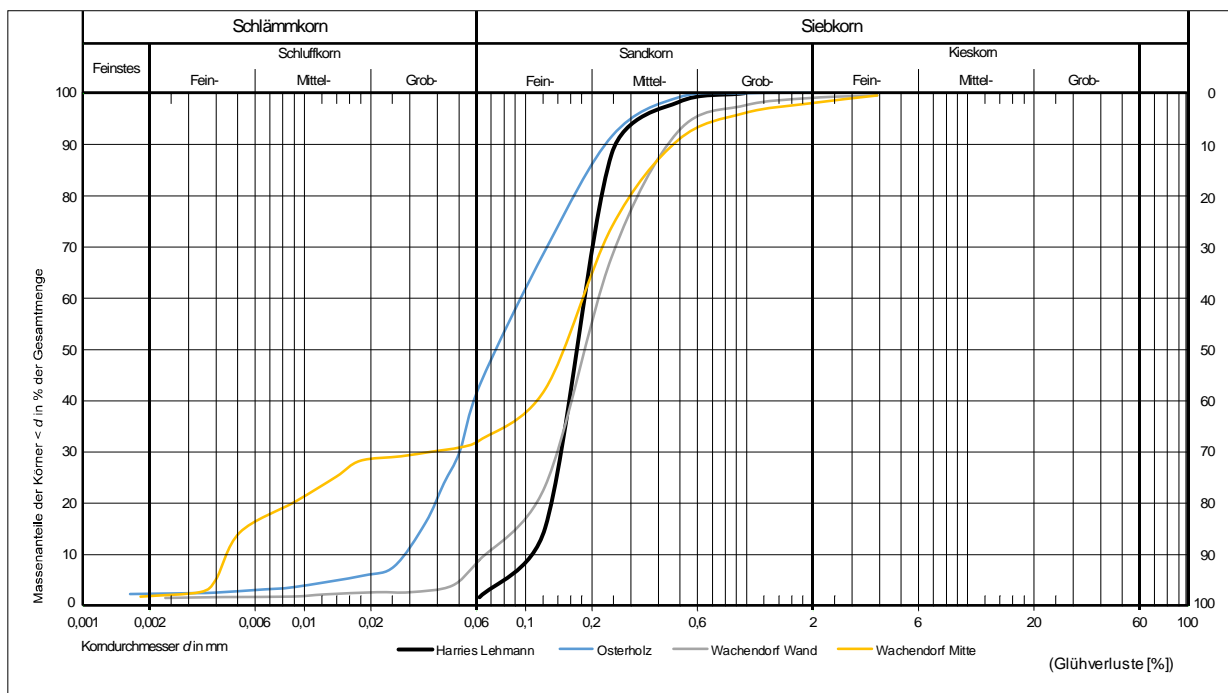


Abb. A-32: Sieblinien der entnommenen Proben aus verschiedenen Sandgruben zwischen Bremen und Hoya

Zur Ermittlung des Durchlässigkeitsbeiwerts des gewählten Bodenmaterials aus der Sandgrube Osterholz wurden zwei unterschiedliche geotechnische Laborversuche durchgeführt. Zum einen kann der k -Wert durch die Verwendung einer Triaxialzelle gemäß DIN 18130-1 und zum anderen mit Hilfe eines Permeameters (Abb. A-33) ermittelt werden. Die Ergebnisse beider Laborversuche sind in Abb. A-34 dargestellt und zeigen, dass der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens in Abhängigkeit von der Trockendichte im Bereich $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ und $1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ liegt. Die Laborversuche wurden zu unterschiedlichen Zeitpunkten sowie mit unterschiedlichen Bodenproben aus der Sandgrube in Osterholz durchgeführt. Werden die Sieblinien der

zugehörigen Bodenprobe für den Laborversuch in Abb. A-35 betrachtet, wird deutlich, dass die Bodenprobe für den Versuch an der Triaxialzelle einen erhöhten Schluffanteil aufweist und dementsprechend auch eine geringere Durchlässigkeit des Bodenmaterials vorliegt. Ein exakter k-Wert kann für den Boden somit nicht bestimmt werden, da dieser zum einen aus durchlässigem Sand und zum anderen aus weniger durchlässigem Schluff besteht. Ist ein größerer Schluffanteil in der Probe vorhanden, so stellt sich ein kleinerer k-Wert ein.



Abb. A-33: Versuchsaufbau Triaxialzelle (links); Versuchsaufbau Permeameter, Geotechnisches Labor der Hochschule Bremen (rechts)

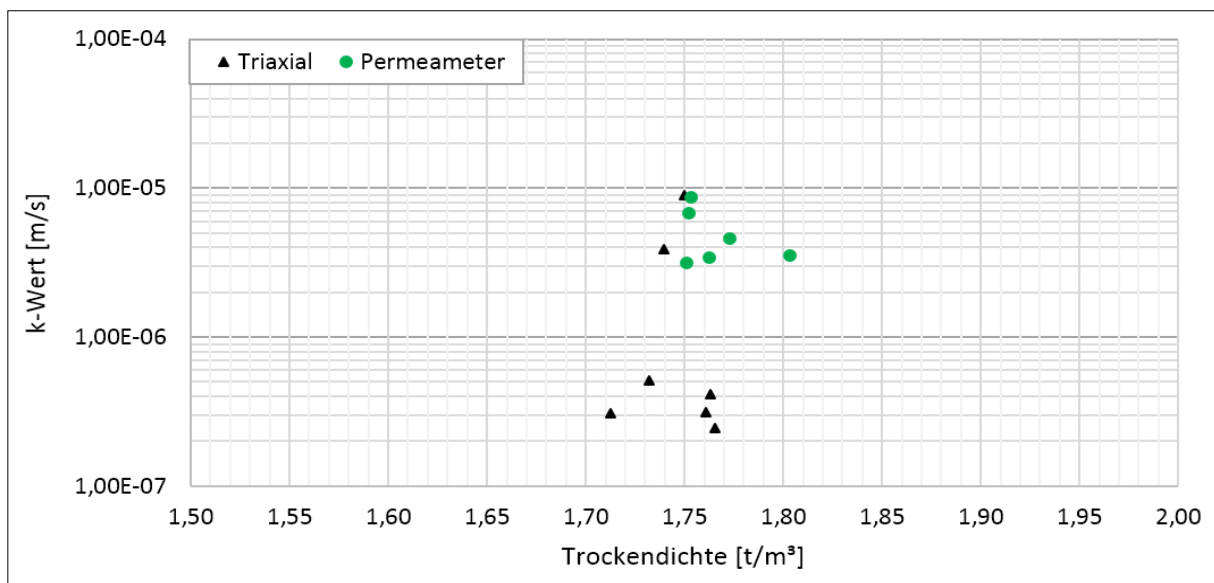


Abb. A-34: Versuchsergebnisse der Labortests zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts von

Bodenproben der Sandgrube Osterholz

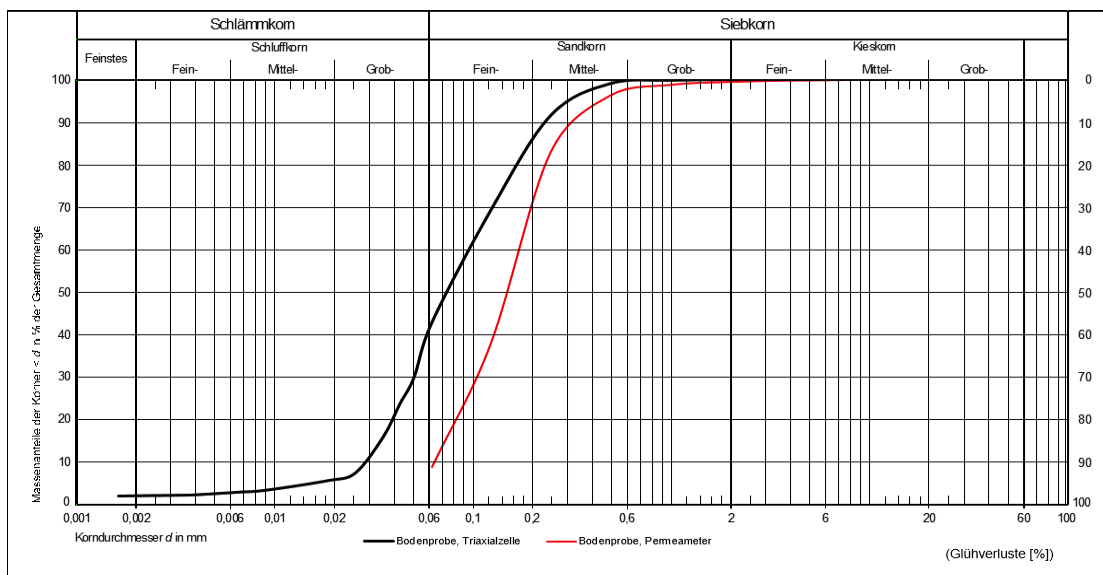


Abb. A-35: Körnungslinien der Bodenproben für die Laborversuche mit dem Permeameter und der Triaxialzelle zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts

Neben der Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwerts wurden auch die Scherparameter des Bodens ermittelt, die für erdstatische Berechnungen von Bedeutung sind. Die erforderlichen Parameter wurden mit dem direkten Scherversuch im Kastenschervergerät nach DIN 18137-1 durchgeführt. Hierbei werden insgesamt drei Probekörper in jeweils zwei übereinander liegende starre Rahmen eingebracht, konsolidiert und mit unterschiedlichen vertikalen Lasten beansprucht. Infolge der Verschiebung der Rahmen werden die Probekörper abgeschert und der Scherwiderstand wird in Abhängigkeit vom Scherweg gemessen. Abb. A-36 zeigt die Ergebnisse des Kastenscherversuchs mit dem zur Erstellung des Deichkörpers ausgewählten Bodenmaterial. Werden die gemessenen Scherfestigkeiten aus den einzelnen Laststufen miteinander verbunden, entsteht eine Schergerade. Die Neigung dieser Schergerade stellt den Reibungswinkel des untersuchten Bodens dar. Bei nichtbindigen Böden verläuft diese Gerade wegen der mangelnden Kohäsion durch den Ursprung des Diagramms. Anders hingegen bei bindigen Böden, hier kann der Wert der Kohäsion über den Schnittpunkt der Schergeraden mit der Scherfestigkeits-Achse bestimmt werden.

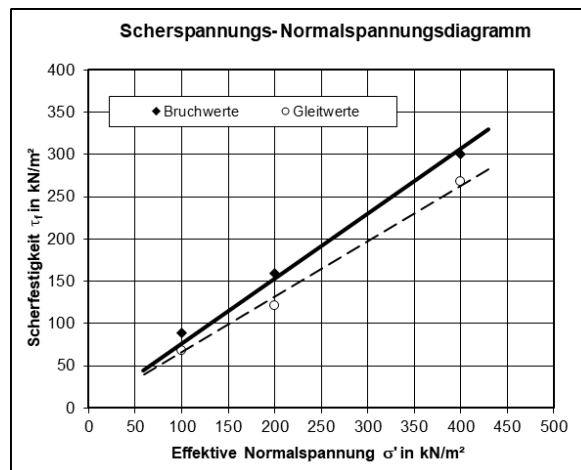


Abb. A-36: Scherspannungs-Normalspannungs-Diagramm des ausgewählten Deichbaumaterials SU

In Tab. A-9 sind die ermittelten Bodenkennwerte des ausgewählten Bodenmaterials der Sandgrube Osterholz dargestellt.

Tab. A-9: Ermittelte Bodenkennwerte des ausgewählten Deichbaumaterials der Sandgrube Osterholz

Bodengruppe nach DIN 18196	Wichte		Scherparameter des entwässerten Bodens		Durchlässigkeitsbeiwert
	feucht	unter Auftrieb	Reibungswinkel	Kohäsion	
SU	γ_k	γ'_k	φ'_k	c'_k	k-Wert
	kN/m ³	kN/m ³	Grad	kN/m ²	m/s
	19,0	11,0	37,5	0	1 x 10 ⁻⁷ bis 1 x 10 ⁻⁵

A.4.2.5 Bodenaufbau des Einstaubereichs

Aufgrund der Nähe zur Weser sowie der unmittelbaren Nähe zur alten Deichtrasse von Hoya bietet der am Planungsort vorhandene Boden optimale Eigenschaften für einen realitätsnahen Aufbau der Deichbasis. Laut des Bodenaufschlusses aus Kapitel A.2 liegt eine Auelehmschicht mit einer Mächtigkeit von etwa 2,50 m vor. Für geotechnische Betrachtungen wurden vom vorhandenen Boden Proben entnommen und im Labor untersucht. Bei der Bestimmung der Kohäsion wurde ein Wert von 22 kN/m² ermittelt. Dieser Wert ist vergleichsweise hoch. Auf der sicheren Seite liegend wird für erdstatische Berechnungen ein ungünstigerer Wert von 5 kN/m² (EAU, 2012) für die Bodengruppe angesetzt. Die gewählten Bodenkennwerte sind in Tab. A-10 gelistet.

Tab. A-10: Gewählte Bodenkennwerte des vorhandenen Baugrunds an der IWA-Testanlage

Bodengruppe nach DIN 18196	Wichte		Scherparameter des entwässerten Bodens		Durchlässigkeitsbeiwert
	feucht	unter Auftrieb	Reibungswinkel	Kohäsion	
UM	γ_k	γ'_k	φ'_k	c'_k	k-Wert
	kN/m ³	kN/m ³	Grad	kN/m ²	m/s

	18,0	10,0	24	5	5×10^{-11}
--	------	------	----	---	---------------------

A.4.3 Messtechnik

A.4.3.1 Bestimmung der Sickerlinienlage im Testdeich

Um die numerisch ermittelten stationären und instationären Sickerlinienverläufe mit den in der Realität auftretenden Verläufen zu vergleichen und zur Prüfung der Eignung sowie der Einsatz und die Leistungsfähigkeit der Deichverteidigungssysteme, ist der Testdeich mit einer entsprechenden Messtechnik auszurüsten. Hierfür wurde der Einsatz dreier unterschiedlicher Messverfahren – FDR Sensoren (Frequency Domain Reflectometry), Tensiometer (Abb. A-37) und Druckmessdosen (Abb. A-38) – näher geprüft.



Abb. A-37: FDR Sensor für Bodenfeuchtemessung (links); Tensiometer für Bodenfeuchtemessung (rechts), (MMM Tech-Support, 2020)



Abb. A-38: Druckmessdose für Wassersäulenmessung

Tensiometer sowie FDR Sensoren messen jeweils den Feuchtegehalt direkt am Einbauort. Ist ein vollkommen gesättigter Boden vorhanden, befindet sich die Sickerlinie oberhalb des Messensors. Im teilgesättigten Bereich liegt die Sickerlinie dagegen unterhalb der Messstelle. Um den Verlauf der Sickerlinie genau abbilden zu können, ist eine große Anzahl an Messsensoren auf verschiedenen Höhen im Deichprofil notwendig. Dadurch entsteht eine hohe Anzahl an Fehlstellen im Deichkörper, da jeder Sensor zur Datenübertragung zudem mit einem nach außen zu führenden Kabel auszustatten ist. Darüber hinaus kann die eingebaute Messtechnik im Falle einer Störung oder eines Defekts nur durch Öffnen des Testdeichs geborgen und wiederinstandgesetzt werden.

Druckmessdosen hingegen messen den hydrostatischen Druck und können in Pegelrohren installiert werden, die seitlich am Eintaubecken befestigt sind. Diese können wiederum an einem unter dem Testdeich verlaufenden Drainagerohr angeschlossen werden, wobei der Wasserspiegel im Pegelrohr mit steigender Sickerlinienlage ansteigt. Das zugehörige Kabel kann aus dem Pegelrohr an die Oberfläche geführt und an einen Datenlogger zur Aufnahme und Speicherung der Messwerte angeschlossen werden. So entstehen kaum Fehlstellen im Deichkörper, und die Druckmessdosen können für Wartungszwecke ohne großen Aufwand geborgen werden. Die Funktionalität der Erfassung der Sickerlinienlage über seitlich angebrachte Pegelrohre wurde zunächst am kleinmaßstäblichen Deichmodell im Maßstab 1:20 und 1:10 getestet und für praktikabel befunden (Kapitel A.5). Somit wurden als Monitoringsystem zur Erfassung der Sickerlinienlage im Deichkörper Druckmessdosen gewählt. Zudem können die Druckmessdosen aufgrund ihrer flexiblen örtlichen Einsatzmöglichkeit auch für Testzwecke zur Erfassung möglicher Einstauhöhen beim Test linienartiger Hochwasserschutzsysteme genutzt werden.

A.4.3.2 Erfassung der Sickerwassermenge

Neben der Ermittlung der Sickerlinienlage im Deichkörper soll auch anfallendes Sickerwasser, das oberflächlich an der landseitigen Deichböschung austritt sowie unter dem Deichkörper durchsickert, messtechnisch erfasst werden. Da die Testanlage auf einer Art Wanne aus einer wasserundurchlässigen Kunststoffdichtungsbahn erstellt wird, kann das anfallende Sickerwasser nicht in den Untergrund abgeführt werden und würde sich im Bereich des Deichfußes auf der Binnenseite sammeln. Aufgrund dessen ist ein Entwässerungssystem zu installieren, das das Sickerwasser sammelt und mit Hilfe von Pumpentechnik zurück in den Eintaubereich fördert. Hierfür ist im Eintaubecken ein Sickerschacht anzuordnen, dem unter- und oberirdisch anfallendes Sickerwasser zugeführt werden kann.

Der für die Auswertung der Versuchsdurchführungen benötigte Volumendurchfluss kann mit unterschiedlichen Messverfahren ermittelt werden. Die für den Einsatz am Testgelände praktikabelsten Messverfahren sind Magnetisch-Induktive Durchflussmesser (MID) und Ultraschall-Durchflussmesser (USD) (Abb. A-39). Beim MID wird das Messgerät in der rückführenden Wasserleitung zwischengeschaltet, wobei das USD von außen an der Wasserleitung zu installieren ist.



Abb. A-39: Magnetisch-Induktiver Durchflussmesser MID (links); Ultraschall-Durchflussmesser USD (rechts), (Nivus, 2020)

Da an der Testanlage mobil einzusetzende und leicht handhabbare Druckschläuche aus der Feuerwehrausrüstung eingesetzt werden, an dem die Montage eines USD aufgrund des flexiblen und vor allem nicht dauerhaft unter Druck stehenden Schlauchs problematisch ist, wird als Messtechnik das MID gewählt. Auch diese Messtechnik ist flexibel einsetzbar, so dass hiermit auch eine Erfassung der Sickerwassermenge zur Prüfung linienartiger Hochwasserschutzsysteme ermöglicht wird.

A.4.4 Zusammenfassung der Grundlagenermittlung

Wegen der Bruchgefahr sogenannter Altdeiche ohne Dichtungsschicht und Auflastfilter und des hiermit verbundenen Einsatzbedarfs von Deichschutzkonstruktionen während extremer Hochwasserereignisse wird der geplante Testdeich in Anlehnung an entsprechende Altdeiche konzipiert. Als Deichgeometrie wurde unter Berücksichtigung technischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte eine Höhe von 3,0 m, eine Böschungsneigung von 1:2 auf der Wasser- und Luftseite sowie eine Kronenbreite von 2,0 m gewählt. Zur Herstellung des homogenen Deichkörpers wird ein Erdmaterial der Bodengruppe SU nach DIN 18196 verwendet. Zur Gewährleistung der Einstellung einer stationären Sickerlinie im Deich nach 100 bis 200 Stunden Einstauzeit ist ein Boden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert zwischen $k = 1 \cdot 10^{-6}$ und $1 \cdot 10^{-5}$ m/s einzusetzen. Für den Einstau des Testdeichs wird ein U-förmiges Einstaubecken mit Hilfe eines innenseitig senkrecht und außenseitig geböschert ausgeführten Erdwalls errichtet. Für eine ausreichende Stabilität wird der Erdwall aus Kunststoffbewehrter Erde ausgeführt und mit Kunststoffdichtungsbahnen gedichtet. Die offene Flanke des Einstaubeckens wird durch den Testdeich geschlossen. Zum Test von Deichschutzsystemen sowie zur Messung des zeitlichen Verlaufs der Sickerlinienlage wird eine Messtechnik im Testdeich installiert, mit der die Sickerlinie im Deichkörper während der Testläufe gemessen, gespeichert und ausgegeben werden kann. Hierfür werden Druckmessdosen in Pegelrohren eingebaut, die seitlich am Einstaubecken befestigt und an einem unter dem Testdeich verlaufenden Drainagerohr angeschlossen sind. Diese Konstruktion ermöglicht nicht zuletzt eine einfache und schadfreie Bergung und ggf. Reparatur oder Auswechslung der Messtechnik. Zudem dienen die Druckmessdosen gleichermaßen zur Erfassung und Speicherung von Einstauhöhen zu testender linienartiger Hochwasserschutzsysteme. Zur Messung des anfallenden Sickerwassers wird ein Magnetisch-Induktiver Durchflussmesser in die Wasserleitung zwischengeschaltet, die das durchgesickerte Wasser zurück in den Einstaubereich fördert.

A.5 Aufbau kleinmaßstäblicher Deichmodelle

Auf Basis der Grundlagenermittlung wurden im Nasslabor der Hochschule Bremen kleinmaßstäbliche Modelldeiche im Maßstab 1:20 und 1:10 errichtet. Mit den Modelldeichen sollte einerseits das Sickerverhalten sowie die Eignung des beprobten Deichbaumaterial bzgl. der Standsicherheit infolge des Wassereinstaus untersucht werden. Zudem sollten auch erste Erkenntnisse über die Funktionstauglichkeit des zu entwickelnden Deichschutzsystems gewonnen werden.

Der Modelldeich im Maßstab 1:10 wurde in einer vorhandenen Fließrinne errichtet und diente zudem zur Entwicklung und Überprüfung der Funktionstauglichkeit des geplanten Monitoringsystems zur Bestimmung der Sickerlinienlage im Testdeich. Hierfür wurden kleine Schläuche mit vorgesetzten Filtern mittig im Sohlbereich der Fließrinne befestigt und seitlich am

Beckenrand hochgeführt. Hiermit ist es möglich, den vorhandenen hydrostatischen Druck an den einzelnen Einbauorten der Röhren darzustellen (Abb. A-40).

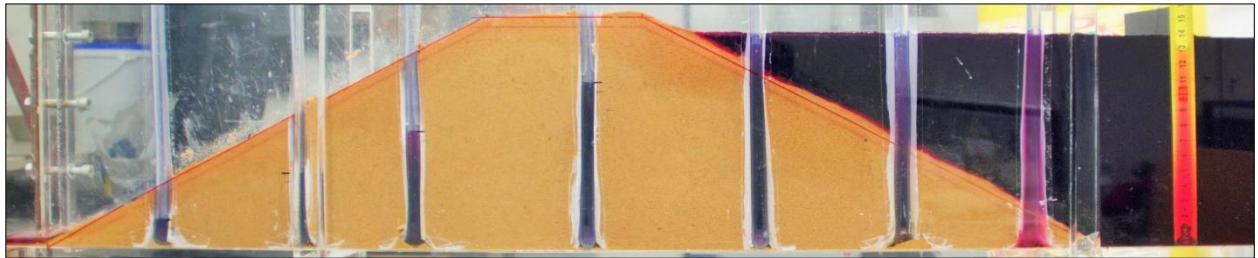


Abb. A-40: Monitoringsystem unter Verwendung von Röhren zur Betrachtung der Sickerlinienlage im Labordeich im Maßstab 1:20

Die gewonnenen Erkenntnisse konnten anschließend in den Bau des kleinmaßstäblichen Teststands mit einem Modelldeich im Maßstab 1:10 eingebunden werden. Hierfür wurde ein wasserdichtes Eintaubecken aus Siebdruckplatten und Plexiglas errichtet. Der Modelldeich besteht aus einem schluffhaltigen Sand auf einem Untergrund aus Auelehm. Mit einer Höhe von 0,30 m und einer Lagerbreite von 1,40 m wurde der kleinmaßstäbliche Modelldeich so im Eintaubecken positioniert, dass auf der Wasserseite eine ausreichend große Fläche zum Aufbringen von Labormodellen an Deichschutzsystemen zur Prüfung ihrer Funktionalität auf der wasserseitigen Deichböschung verbleibt. Zwischen der ersten Bodenschicht und dem Deichkörper wurden in Anlehnung an die zuvor durchgeführten Versuche im gleichmäßigen Abstand neun perforierte Schläuche eingebaut, die seitlich am Deichkörper hochgeführt wurden. Eine gute Darstellung der Wasserspiegellage in den Schläuchen wird durch die Zugabe von Färbemittel erreicht. In Abb. A-41 ist der Versuchsstand mit den Maßen 3,00 m x 0,90 m x 0,80 m (LxBxH) während eines Einstauversuchs dargestellt.



Abb. A-41: Versuchsstand mit Modelldeich im Maßstab 1:10 im Nasslabor der Hochschule Bremen

Im ersten Einstauversuch wurden der zeitliche Verlauf der Durchsickerung des Deichkörpers sowie die Funktionalität des eingebauten Monitoringsystems untersucht. Zudem wurden die äußerlichen Veränderungen des Modelldeichs während der Versuchszeit mit langanhaltend hohen Wasserständen betrachtet. Dabei stellte sich heraus, dass das Deichbaumaterial im Bereich des Böschungsfußes auf der trockenen Seite bei Volleinstau (30 cm) und hoher Sickerlinienlage stark aufweichte und zu rutschen begann (Abb. A-42). Das Abrutschen des

Böschungsfußes ist ein erstes Anzeichen eines bevorstehenden Deichversagens. Um dies zu verhindern, wurde der Wasserstand um wenige Zentimeter gesenkt. Mit einem Wasserstand von 25 cm konnten die Rutschungen während der Versuche nahezu gestoppt und die erforderlichen Reparaturarbeiten am Modelldeich in Grenzen gehalten werden.



Abb. A-42: Rutschung am Deichfuß des Modelldeichs im Maßstab 1:10 bei bordvollem Einstau

Während der Versuche wurde die Menge des anfallenden Sickerwassers zur Bestimmung der Systemdurchlässigkeit des Modelldeichs dokumentiert. Für spätere Vergleichsrechnungen ist es von Vorteil, die Systemdurchlässigkeit des kleinmaßstäblichen wie auch später des naturmaßstäblichen Modelldeichs zu kennen. Die Laborergebnisse der Durchlässigkeitsbeiwerte aus den Stichproben des ausgewählten Bodenmaterials geben lediglich eine Tendenz über die Durchlässigkeit des Testdeichs an, können jedoch aufgrund der Inhomogenität des Boden- und Korngefüges sowie infolge von Randeffekten keinen exakten Wert für das Gesamtsystem geben. Daher wird für anstehende geohydraulische Berechnungen die Systemdurchlässigkeit (k_s) der Modelldeiche betrachtet. Diese kann mit entsprechenden Berechnungsverfahren über die Deichgeometrie und dem anfallenden Sickerwasser während der Versuche nach Umstellen des Ansatzes von Kozeny (Gl. A-1) wie folgt ermittelt werden:

$$k_s = \frac{q}{0,435 * \frac{h_0 + h_A}{L} * h_0}$$

Gl. A-4

Insgesamt wurden sechs Einstauversuche zur Bestimmung der Systemdurchlässigkeit durchgeführt. Mit dem eingebauten Bodenmaterial konnte für den kleinmaßstäblichen Modelldeich (Maßstab 1:10) eine Systemdurchlässigkeit von $k_s = 5 \times 10^{-5}$ m/s ermittelt werden, also der fünffache Wert der in der Planung als Maximalwert angesetzten Durchlässigkeit. Wegen der hohen Sensitivität des Durchlässigkeitsbeiwerts gegen leichte Verschiebungen des Schluffgehalts im Boden und der Ausprägung von Randeffekten an den Kontaktzonen zwischen Deichkörper und Beckeneinfassung aus Plexiglas sowie Siebdruckplatten, wurde der leicht

erhöhte Durchlässigkeitsbeiwert akzeptiert und davon ausgegangen, dass auch im großmaßstäblichen Modell bei Einsatz des gewählten Bodenmaterials und der gewählten Deichgeometrie relativ zur ursprünglichen Planung leicht erhöhte Sickerraten und verringerte Versuchszeiten realisiert werden.

A.6 Geotechnische Berechnungen

Neu zu errichtende Hochwasserschutzdeiche müssen nach DIN 19712 insbesondere allen auf sie einwirkenden hydraulischen Belastungen aus einem festgelegten Hochwasserstand standhalten. Auch darüber hinausgehende Wasserstände sind zu beachten, denen entsprechende Einwirkungen und Bemessungssituationen zugewiesen werden. Bei Baumaßnahmen an bestehenden Hochwasserschutzdeichen gelten die gleichen Anforderungen wie bei Neuanlagen, und die Bauwerke sind dementsprechend an die aktuellen Regelwerke anzupassen. Der zu errichtende Testdeich soll in Anlehnung an einen Altdeich erstellt werden, jedoch werden die geotechnischen Nachweise aus Sicherheitsgründen nach dem heutigen Stand der Technik geführt.

Bevor auf die zu führenden geotechnischen Nachweise für den Bau des Testdeichs und des Kunststoffbewehrten Erdkörpers eingegangen wird, werden die theoretischen Grundlagen der Nachweisführung näher erläutert.

A.6.1 Berechnungsgrundlagen

Die Nachweise basieren grundsätzlich auf dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte nach den europäischen Regelungen DIN EN 1997-1 Eurocode 7 (EC 7) „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“ sowie auf die zu diesem Regelwerk ergänzende DIN 1054 „Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“. In der DIN 19712 „Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern“ und im DWA Merkblatt 507-1 „Deiche an Fließgewässern; Teil 1: Planung, Bau und Betrieb“ (DWA, 2011) sind die erforderlichen Nachweise speziell auf Deiche an Fließgewässern abgestimmt. Letzteres stellt einen planungsfreundlichen Leitfaden für die Abarbeitung sämtlicher Nachweise dar und wurde im Folgenden eingesetzt. Für die erdstatischen Berechnungen werden die ermittelten Bodenkennwerte aus den durchgeführten Laborversuchen sowie aus dem vorliegenden Bodengutachten (ISM, 2014) verwendet.

A.6.2 Geotechnische Kategorien

Zur Definition von Mindestanforderungen an Umfang und Qualität geotechnischer Berechnungen, werden die geplanten Baumaßnahmen in Geotechnische Kategorien eingestuft. Nach DIN EN, 1997-1 werden die folgenden drei Geotechnischen Kategorien unterschieden:

- Geotechnische Kategorie 1:
Umfasst Baumaßnahmen mit geringem Schwierigkeitsgrad hinsichtlich der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit.
- Geotechnische Kategorie 2
Gilt für konventionelle Gründungen und Bauwerke ohne ungewöhnliches Risiko und normalen Baugrund- und Belastungsverhältnisse
- Geotechnische Kategorie 3
Baumaßnahmen mit hohem Schwierigkeitsgrad bzw. Baumaßnahmen, die nicht zu den Geotechnischen Kategorien 1 und 2 zählen

Wie in Kapitel 2.2.2.2 beschrieben, werden Deiche gemäß der Schutzbedürftigkeit, des Schadenspotenzials sowie der Deichhöhe in verschiedene Klassen unterteilt, die wiederum den entsprechenden Geotechnischen Kategorien zugeordnet werden (DWA, 2011). Mit einer Deichhöhe von 3,0 m und der Annahme, dass der Testdeich einem homogen aufgebauten Hauptdeich gleicht, wird dieser der Deichklasse 1 zugeordnet und entspricht damit laut Tab. A-11 der Geotechnischen Kategorie 3.

Tab. A-11: Prinzipielle Einordnung von Deichen in Geotechnische Kategorien nach DWA, 2011

Deichklasse	Geotechnische Kategorie (GK)
Klasse 1	GK 3
Klasse 2	GK 3
Klasse 3	GK 1

A.6.3 Erforderliche Nachweise am Testdeich

Nach DWA, 2011 müssen verschiedene Nachweise hinsichtlich der Standsicherheit von Deichen geführt werden, die in zwei Hauptgruppen und verschiedene Untergruppen gegliedert werden. Die erste Hauptgruppe wird durch die hydraulischen und die zweite Hauptgruppe durch die geotechnischen Nachweise beschrieben. Als Grundlage dieser Nachweise dienen die ermittelten hydraulischen Einwirkungsgrößen aus Kapitel A.4.2.1 sowie die numerischen Berechnungen mit GGU FLOW 2D und GGU-TRANSIENT aus Kapitel A.4.2.4. In Abb. A-43 sind die Haupt- und Untergruppen in einer Übersicht dargestellt.

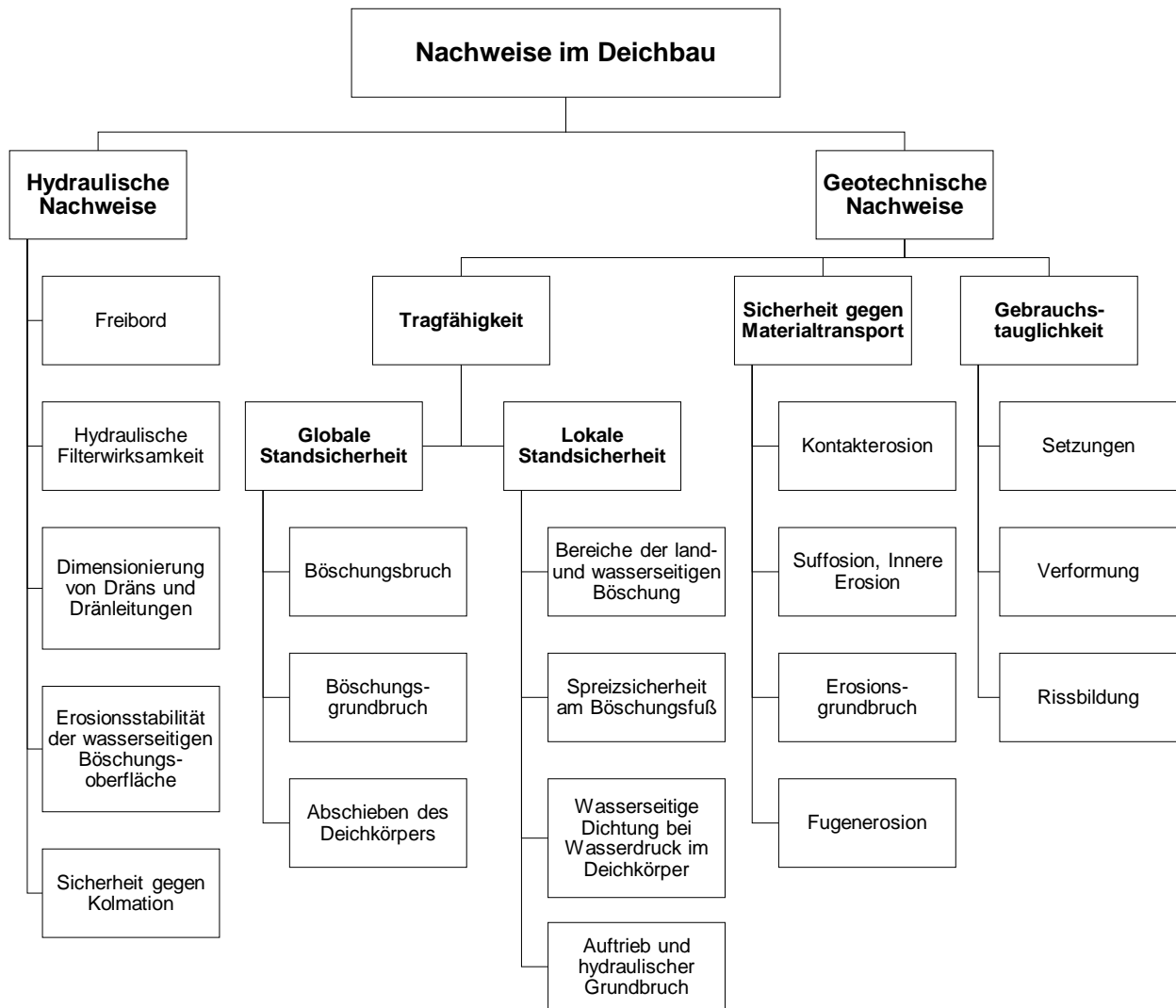


Abb. A-43: Übersicht über die erforderlichen Berechnungen und Nachweise (DWA, 2011)

A.6.4 Hydraulische Nachweise

Für die hydraulischen Nachweise müssen folgende Punkte betrachtet werden:

- Freibord
- Hydraulische Filterwirksamkeit
- Dimensionierung von Dräns und Drainageleitung
- Erosionsstabilität der wasserseitigen Böschungsoberfläche
- Sicherheit gegen Kolmation

Eine Berechnung der erforderlichen Freibordhöhe kann für den geplanten Testdeich vernachlässigt werden, da aufgrund der Größe des Einstaubeckens mit sehr geringen Belastungen aus Windstau und Wellenaufbau zu rechnen ist.

Nach DWA (2011) ist der Nachweis für die hydraulische Filterwirksamkeit im Grenzbereich zweier Deichzonen, z. B. im Übergang von Dichtungsschicht und Stützkörper oder im Übergang von Stützkörper und Dränkörper, zu führen. Da der Aufbau des Testdeichs einem homogen aufgebauten Altdeich gleicht, liegen keine Grenzbereiche unterschiedlicher Deichzonen vor. Der Nachweis der hydraulischen Filterwirksamkeit kann somit ebenfalls entfallen.

Ebenfalls entfallen kann der Nachweis der Erosionsstabilität der wasserseitigen Böschungsoberfläche. Eine dortige Erosion kann durch eine an der Deckschichtoberfläche einwirkende Strömungskraft des vorbeifließenden Wassers hervorgerufen werden. Eine entsprechende Strömungswirkung liegt im Einstaubecken jedoch nicht vor.

Zur Vermeidung der Vernässung des umliegenden Geländes und der Einsparung von Wasser wird das gesamte Einstaubecken vertikal sowie in einer Tiefe von 1,0 m horizontal mit einer Kunststoffdichtungsbahn eingefasst. Um das anfallende Sickerwasser binnenseitig aufzunehmen und wieder in das Einstaubecken mit Hilfe von Pumpentechnik zurückzuführen, wird an der Rasenoberfläche ein Entwässerungssystem sowie ein Sickerschacht benötigt. Für die Dimensionierung des Entwässerungssystems kann mit Hilfe GGU FLOW 2D die anfallende Sickerwassermenge ermittelt werden. Um eine zu geringe Dimensionierung der Drainageleitung zu vermeiden, wurden die Laborergebnisse des Durchlässigkeitsbeiwerts mit der ermittelten Systemdurchlässigkeit des kleinmaßstäblichen Modelldeichs verglichen und der ungünstigste Durchlässigkeitsbeiwert ausgewählt, der bei $5 \cdot 10^{-5}$ m/s liegt, siehe Kapitel A.4.2.4 und Kapitel A.5. Anhand der Berechnung wird im Bereich des Deichfußes bei einem Deichkörper mit einem k-Wert von $5 \cdot 10^{-5}$ m/s ein Durchfluss von etwa $0,11 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ erwartet (Abb. A-44). Nach DWA (2011) sind Drainageleitungen so zu bemessen, dass sie das zu erwartende Sickerwasser mit mindestens der doppelten Sicherheit abführen können. Somit ist das Entwässerungssystem mit einer Abführkapazität von mindestens $0,22 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}$ am Testdeich zu installieren. Dies entspricht einer maximal zu fördernden Sickerwassermenge über die gesamte Deichlänge von 15 m von rund $3,3 \text{ m}^3/\text{h}$.

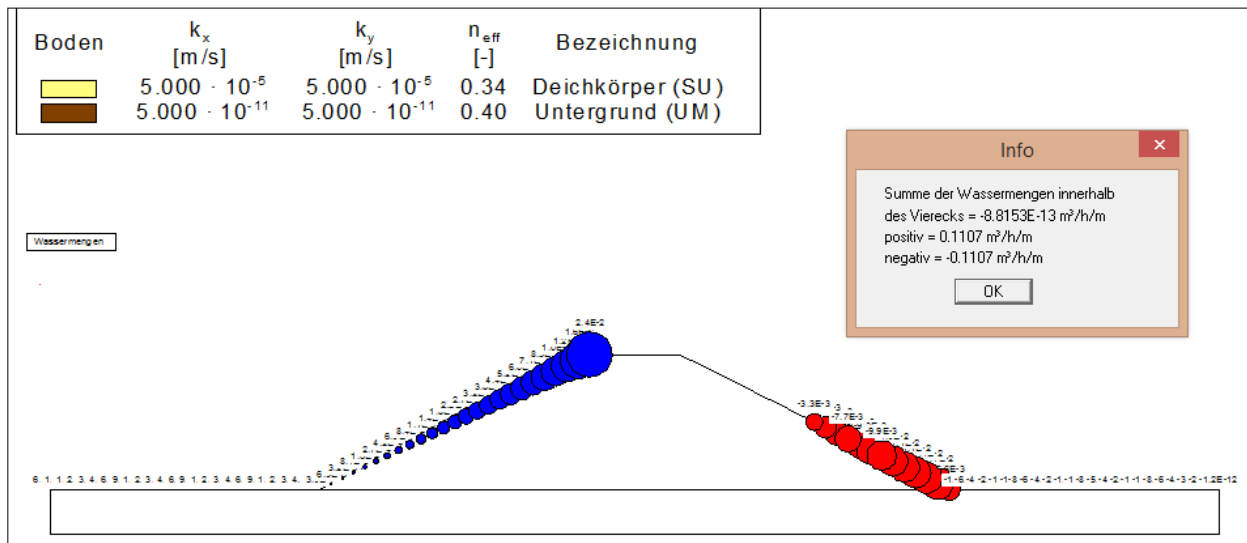


Abb. A-44: Grafische Darstellung des Sickerwassereintrags (blaue Kreise) und austretenden Sickerwassermengen (rote Kreise) am Testdeich berechnet mit GGU-SSFLOW2D

Bei der Kolmation werden Sedimentteilchen mit der Sickerströmung transportiert und lagern sich im vorhandenen Porenraum des Korngerüsts ab. Dadurch verringern sich das vorhandene Porenvolumen und dementsprechend auch die Durchlässigkeit des Bodenmaterials. Ein Zusetzen des Porenraums durch Kolmation kann gemäß des Merkblatts „Materialtransport im Boden“ (BAW, 2013a) ausgeschlossen werden, wenn gilt, dass die repräsentative Öffnungsweite des Filters mit $d_{15,F}/5$ kleiner ist als der repräsentative Durchmesser des Bodens d_i . Der homogen aufgebaute Testdeich weist keine Filterschicht auf. Auf dem Deichkörper wird allerdings für den Rasenbewuchs ein Mutterboden vorgesehen, so dass hier eine Überprüfung der Kolmation im Bereich der angrenzenden Bodenschichten durchzuführen ist. Die hierfür benötigten Eingangswerte werden aus der erstellten Sieblinie der zu verwendenden Bodenmaterialien in Abb. A-45 entnommen.

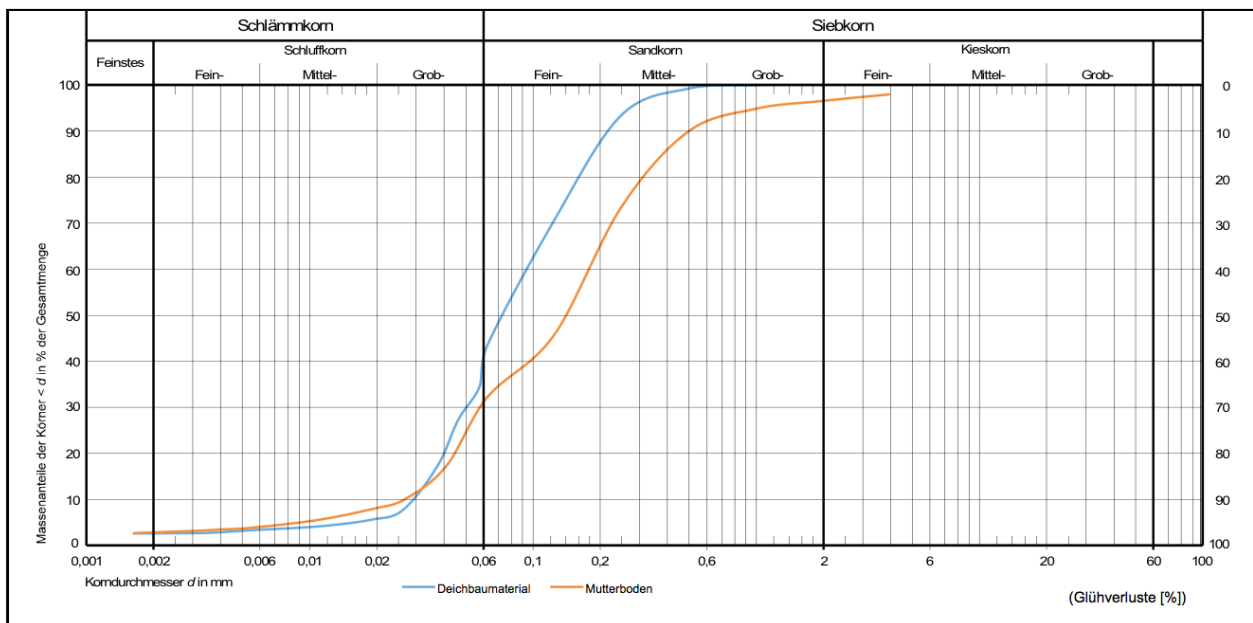


Abb. A-45: Körnungslinien der ausgewählten Bodenmaterialien

Der Nachweis kann wie folgt geführt werden:

$$\frac{d_{15,F}}{5} < d_i \quad \text{Gl. A-5}$$

$$d_i = \frac{1}{9} \sum_{i=1}^9 d_{(10 \cdot i)} = \frac{d_{10} + d_{20} + \dots + d_{80} + d_{90}}{9} \quad \text{Gl. A-6}$$

mit:

d_i	Repräsentative Durchmesser des Bodens	[mm]
d_x	Korndurchmesser bei x Masse-% Siebdurchgang	[mm]
Index F	Index für „Filter“ (bzw. an Kontaktfläche für grobe Seite)	

Die repräsentative Öffnungsweite des Bodens ist mit $d_{15,F}/5 = 0,076$ mm kleiner als der repräsentative Durchmesser des Bodens mit $d_i = 0,098$ mm. Somit ist die Sicherheit gegen Kolmation des einzubauenden Bodens erbracht.

A.6.5 Geotechnische Nachweise

Die geotechnischen Nachweise für Hochwasserschutzdeiche werden für verschiedene Grenzzustände geführt. Grenzzustände werden laut DIN EN 1990 sehr allgemein als Zustände definiert, bei deren Überschreitung die Anforderungen an das Tragwerk nicht mehr erfüllt werden.

Nach DIN EN 1990 werden folgende Grenzzustände unterschieden:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS, Ultimate Limit State)
Zustand des Tragwerks, bei dessen Überschreitung rechnerisch ein Einsturz zu erwarten ist
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS, Serviceability Limit State)
Zustand des Tragwerks, bei dessen Überschreitung die für die Nutzung festgelegten Bedingungen nicht mehr erfüllt sind

Die Grenzzustände der Tragfähigkeit werden nach DIN EN 1997-1 in weitere fünf Versagensarten unterteilt:

- Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder des Baugrunds (EQU, Equilibrium)
- Inneres Versagen des Bauwerks oder seiner Bauteile (STR, Structural)
- Versagen oder große Verformung des Baugrunds (GEO, Geotechnical)
- Verlust der Lagesicherheit des Bauwerks oder des Baugrunds infolge Aufschwimmen (UPL, Uplift)
- Hydraulischer Grundbruch, innere Erosion (HYD, Hydraulic)

Je nach Versagensmechanismus werden dem Grenzzustand GEO zwei weitere Nachweisverfahren zugeordnet. Im Grenzzustand GEO-2 wird das Versagen von Bauwerken und Bauteilen untersucht, wobei im Grenzzustand GEO-3 der Verlust der Gesamtstandsicherheit betrachtet wird (DIN 1054).

Die Nachweise können gemäß DWA (2011) wie folgt zusammengestellt werden:

- Nachweis ausreichender lokaler und globaler Standsicherheit (GEO-2 bzw. GEO-3)

- Nachweis gegen das Versagen durch hydraulischen Grundbruch (HYD) und Aufschwimmen (UPL)
- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS)
- Nachweis der Sicherheit gegen Materialtransport (HYD)

Beim Nachweis der Grenzzustände der Tragfähigkeit im Boden ist zu zeigen, dass der Bemessungswert der Beanspruchungen nicht größer ist als die Bemessungswerte der Widerstandsgrößen:

$$E_d \leq R_d$$

Gl. A-7

mit:

E_d Bemessungswert der Beanspruchungen

R_d Bemessungswerte der Widerstandsgrößen

A.6.5.1 Einwirkung

Zur Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchungen für die geotechnischen Nachweise sind die Werte der charakteristischen Einwirkungen nach DIN EN 1990 mit Teilsicherheitsbeiwerten zu erhöhen. Durch Einbindung der Teilsicherheitsbeiwerte werden Unsicherheiten bei den Lastannahmen berücksichtigt, die abhängig von der Art der Einwirkung sind.

$$E_d = E_k * \gamma_f \quad \text{bzw.} \quad E_d = \sum E_{k,i} * \gamma_f$$

Gl. A-8

mit:

E_d Bemessungswert der Beanspruchungen

E_k Charakteristischer Wert der Einwirkungen

γ_f Teilsicherheitsbeiwert

Nach DWA, 2011 werden die Einwirkungen wie folgt unterteilt:

- Ständige Einwirkungen (G)
 - Eigenlasten
 - Auflasten
 - Gegebenenfalls Erddruck
- Veränderliche Einwirkungen (Q)
 - Beanspruchungen aus dem Bemessungshochwasser (BHW)
 - Beanspruchungen aus dem BHW bei schnell fallendem Wasserstand im Gewässer
 - Verkehrslasten
 - Beanspruchungen aus einem bauzeitlichen Bemessungshochwasserstand (BauHW)
 - Bauzeitlich erhöhte Verkehrslasten
- Außergewöhnliche Einwirkungen (A)
 - Das Bemessungshochwasser überschreitende Hochwasser
 - Ausfall von Dichtungen oder Dräns

Die genannten Einwirkungen werden wiederum nach DIN 1054 in vier unterschiedliche Bemessungssituationen eingestuft:

- Ständige Bemessungssituation BS-P (Persistant)
Entspricht den ständigen und veränderlichen Einwirkungen auf das Bauwerk
- Vorübergehende Bemessungssituation BS-T (Transient)
Umfasst zeitlich begrenzte Zustände, wie z. B. derjenige der Bauwerksherstellung
- Außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A (Accidental)
Beinhaltet außergewöhnliche Situationen, die sich für das Bauwerk ergeben; unter anderem auch ungewöhnlich große Einwirkungen sowie gleichzeitig, voneinander unabhängig auftretende Einwirkungen
- Bemessungssituation Erdbeben BS-E (Earthquake)
Beinhaltet die Belastung bei Erdbeben

Der Testdeich befindet sich nicht im Erdbebengebiet und wird darüber hinaus während der Bauphase nicht eingestaut. Auf Grund dessen sind die Bemessungssituationen BS-T sowie BS-E in den geotechnischen Berechnungen nicht zu berücksichtigen.

In Tab. A-12 sind die Teilsicherheitsbeiwerte nach den entsprechenden Grenzzuständen sowie nach Einwirkungsart und Bemessungssituation zusammengefasst.

Tab. A-12: Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruhedruck	γ_{G-E0}	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlusts der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				
^b nur im Sonderfall nach 7.6.3.1 A (2).				

A.6.5.2 Widerstand

Beim Baugrund werden die Widerstände in zwei Arten unterschieden, einerseits die Scherfestigkeit des Bodens, andererseits die Bodenwiderstände. Mit der Scherfestigkeit wird die Fähigkeit von Böden zur Aufnahme von Beanspruchungen quer zur Längsachse beschrieben. Sie ist abhängig von den charakteristischen geotechnischen Kenngrößen Kohäsion und Reibungswinkel. Abgeleitete Größen aus den charakteristischen Scherparametern sind die Bodenwiderstände, wie z. B. der Erdwiderstand, Grundbruchwiderstand oder Gleitwiderstand, können wiederum in andere Nachweise eingesetzt werden. In Tab. A-13 und Tab. A-14 sind die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte zur Berücksichtigung von Unsicherheiten in der Bestimmung von Materialeigenschaften/ Widerständen aufgeführt.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_f} \quad \text{bzw.} \quad R_d = \sum \frac{R_{ki}}{\gamma_f} \quad \text{Gl. A-9}$$

mit:

- R_d Bemessungswert der Widerstände
- R_k Charakteristischer Wert der Widerstände
- γ_f Teilsicherheitsbeiwert

Tab. A-13 Teilsicherheitsbeiwerte für geotechnische Kenngrößen nach DIN 1054

Bodenkenngroße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,25	1,15	1,10

Tab. A-14: Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände nach DIN 1054

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Bodenwiderstände				
— Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
— Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen				
— Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
— Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten				
— Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
— Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
Herausziehwiderstände				
— Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
— Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
— Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Scherfestigkeit				
— Siehe Tabelle A 2.2				
Herausziehwiderstände				
— Siehe STR und GEO-2				

A.6.6 Nachweis der Tragfähigkeit

Für die Grenzzustände der Tragfähigkeit sind globale und lokale Standsicherheiten zu prüfen. Bei den globalen Standsicherheiten handelt es sich um die Sicherheit gegen Bruchzustände im Boden, bei denen die Gleitfläche verhältnismäßig tief in den Boden einschneidet. Die lokale Standsicherheit wird durch die Sicherheit gegen oberflächennahe Brüche im Boden beschrieben.

Zu den globalen Standsicherheiten zählen laut DWA (2011):

- Böschungsbruch
- Böschungsgrundbruch
- Abschieben des Deichkörpers

Unter den lokalen Standsicherheiten sind folgende Punkte nach DWA (2011) zu berücksichtigen:

- Bereiche der land- und wasserseitigen Böschungen
- Spreizsicherheit am Böschungsfuß
- Wasserseitige Dichtung bei Wasserdruck im Deichkörper
- Auftrieb und hydraulischer Grundbruch

Im Folgenden werden die globalen wie lokalen Standsicherheiten näher betrachtet.

A.6.6.1 Globale Standsicherheit

Die globale Standsicherheit beinhaltet die Berechnung des Böschungsbruchs und Böschungsgrundbruchs und wird nach DIN 4084 „Geländebruchberechnung“ unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzepts geregelt. Als Böschungsbruch wird ein Versagen des Bodenmaterials innerhalb der Böschung beschrieben. Geht die Gleitfläche, auf dem der Erdkörper abgleitet, über den Böschungsfuß hinaus, entsteht ein Böschungsgrundbruch. Weiterhin ist der Nachweis gegen Abschieben des Deichkörpers Bestandteil der globalen Standsicherheit (Abb. A-46).

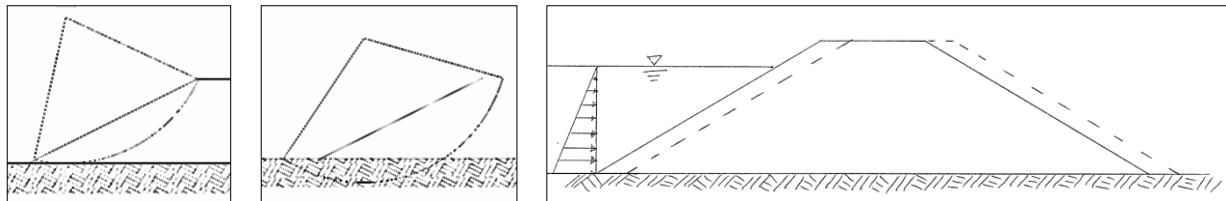


Abb. A-46: Böschungsbruch (links); Böschungsgrundbruch (Mitte); Abschieben des Deichs (rechts)

Die Nachweise des Böschungsbruchs und Böschungsgrundbruchs können mit verschiedenen Verfahren durchgeführt werden. In Abhängigkeit vom Bauwerk und den gegebenen Untergrundverhältnissen müssen nach DIN 4084 verschiedene Verfahren in Betracht gezogen werden, die sich hinsichtlich der Gleitflächen wie folgt unterscheiden:

- Verfahren mit einsinnig gekrümmten Gleitlinien
 - Lamellenverfahren
 - Kreisförmige Gleitlinien
 - Nichtkreisförmige Gleitlinien
 - Lamellenfreie Verfahren
- Verfahren mit geraden Gleitlinien
 - Allgemeine gerade Gleitlinien
 - Böschungspallele gerade Gleitlinie
- Verfahren der zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien
 - Blockgleit-Verfahren
 - Verfahren mit inneren Gleitlinien

Gemäß DIN 4084 sind bei Geländesprüngen mit Stützbauwerken und bei Böschungen, die konstruktive Elemente beinhalten, die Verfahren mit geraden Gleitlinien bzw. mit zusammengesetzten Bruchmechanismen mit geraden Gleitlinien zu verwenden. In den anderen Fällen sind die einsinnig gekrümmten Gleitlinien zu wählen.

Liegt ein homogener Aufbau des betrachteten Bauwerks vor, so kann das Lamellenverfahren mit kreisförmigen Gleitflächen nach Bishop (1954) gewählt werden. Bei einem mehrschichtigen Untergrund sollte das Verfahren nach Janbu (1955) angewandt werden, bei dem der Nachweis mit polygonalen Gleitflächen berechnet wird (Boley, 2019).

Die Berechnung wird mit dem GGU STABILITY Programm durchgeführt, in dem die verschiedenen Nachweisverfahren zur Verfügung stehen. Da ein homogen aufgebauter Deich

vorliegt, kann das vereinfachte, aber nichtsdestotrotz den Stand der Technik darstellende Verfahren nach Bishop zum Einsatz kommen.

Der Nachweis wird nach DIN 4084 wie folgt geführt:

$$\mu = \frac{E_{Md}}{R_{Md}} \leq 1 \quad \text{Gl. A-10}$$

$$E_M = r * \sum_i (G_i + P_{vi}) * \sin\vartheta_i + \sum M_s \quad \text{Gl. A-11}$$

$$R_M = r * \sum_i \frac{(G_i + P_{vi} - u_i * b_i) * \tan\varphi_i + c_i * b_i}{\cos\vartheta_i + \mu * \tan\varphi_i * \sin\vartheta_i} \quad \text{Gl. A-12}$$

mit:

μ	Ausnutzungsgrad	[-]
E_M	Beanspruchung (Moment)	[kNm/m]
R_M	Resultierendes Moment aus Widerständen um den Gleitkreismittelpunkt	[kNm/m]
r	Radius des Gleitkreises	[m]
G_i	Totale Eigenlast einer Lamelle	[kN/m]
P_{vi}	Last, auf eine Lamelle vertikal einwirkend	[kN/m]
ϑ	Neigungswinkel der Gleitlinie gegen die Horizontale in der Schwerelinie einer Lamelle	[°]
φ	Reibungswinkel	[°]
M_s	Einwirkendes Moment der in G_i und P_i nicht enthaltenen Einwirkung um den Mittelpunkt eines Gleitkreises	[kNm/m]
u_i	Porenwasserdruck auf eine Gleitfläche und andere Begrenzungsflächen eines Gleitkörpers	[kN/m ²]
b_i	Breite einer Lamelle	[m]
c_i	Kohäsion in der Gleitfläche einer Lamelle	[kN/m ²]

Beim Nachweisverfahren wird ein kreisförmiger Bruchkörper in mehrere fiktive, senkrechte Lamellen eingeteilt, deren Einwirkungen und Widerstände jeweils in die Berechnung eingehen. In Abb. A-47 ist das Prinzip des Rechenverfahrens sowie eine Einzellamelle mit zugehörigen Kräftepaaren dargestellt.

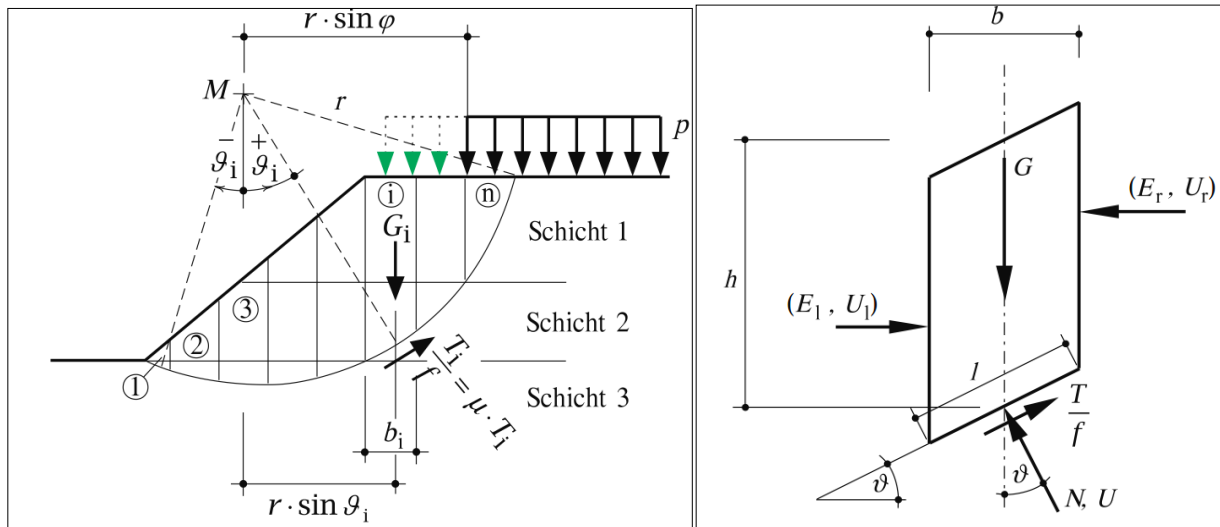


Abb. A-47: Bruchkörper mit Lamelleneinteilung bei einer Böschung (links); Darstellung einer Einzellamelle mit zugehörigen Kräften (rechts), (Schmidt et al, 2017)

G_i	Eigengewicht der Lamelle	[kN/m]
T_i	Scherwiderstand in der Bruchfuge mit $T = c \cdot l + N + \tan \varphi$	[kN/m]
N	Normalkraft in der Bruchfuge	[kN/m]
E_r, E_1	Seitlicher Erddruck	[kN/m]
b	Breite der Lamelle	[m]
h	Höhe der Lamelle	[m]
U, U_r, U_1	Porenwasserdruckkräfte	[kN/m]
ϑ	Gleitflächenwinkel	[°]
r	Radius	[m]
M	Momente um den Mittelpunkt des Gleitkreises	[kNm/m]
φ	Reibungswinkel	[°]

Für die Böschungsbruchberechnungen mit GGU STABILITY sind die hydraulischen Randbedingungen im geplanten Testdeich eine wichtige Eingangsgröße. Mit GGU FLOW 2D ist es möglich, aus dem erstellten numerischen Modell das generierte Netz mit der stationären Sickerlinie sowie den zugehörigen Porenwasserdrücken auszugeben und in GGU STABILITY einzubinden. Auch für den instationären Zustand der Sickerlinie können die Porenwasserdrücke mit beliebiger Einstauzeit ausgegeben werden. Hierfür muss jedoch das Programm GGU PLGW verwendet werden. Als Eingangswert für die Berechnungen wurde die ermittelte Systemdurchlässigkeit des kleinmaßstäblichen Labordeichs aus Kapitel A.5 gewählt. Abb. A-48 gibt den Verlauf der Sickerlinien im Testdeich mit einem k -Wert von $5 \cdot 10^{-5}$ m/s zu unterschiedlichen Einstauzeiten wieder. Es wird ersichtlich, dass die Sickerlinienlage simultan mit zunehmendem Wasserstand steigt. Eine stationäre Sickerlinienlage wurde bereits 10 Stunden nach Erreichen des geplanten bordvollen Wassereinstaus von 30 Stunden ermittelt.

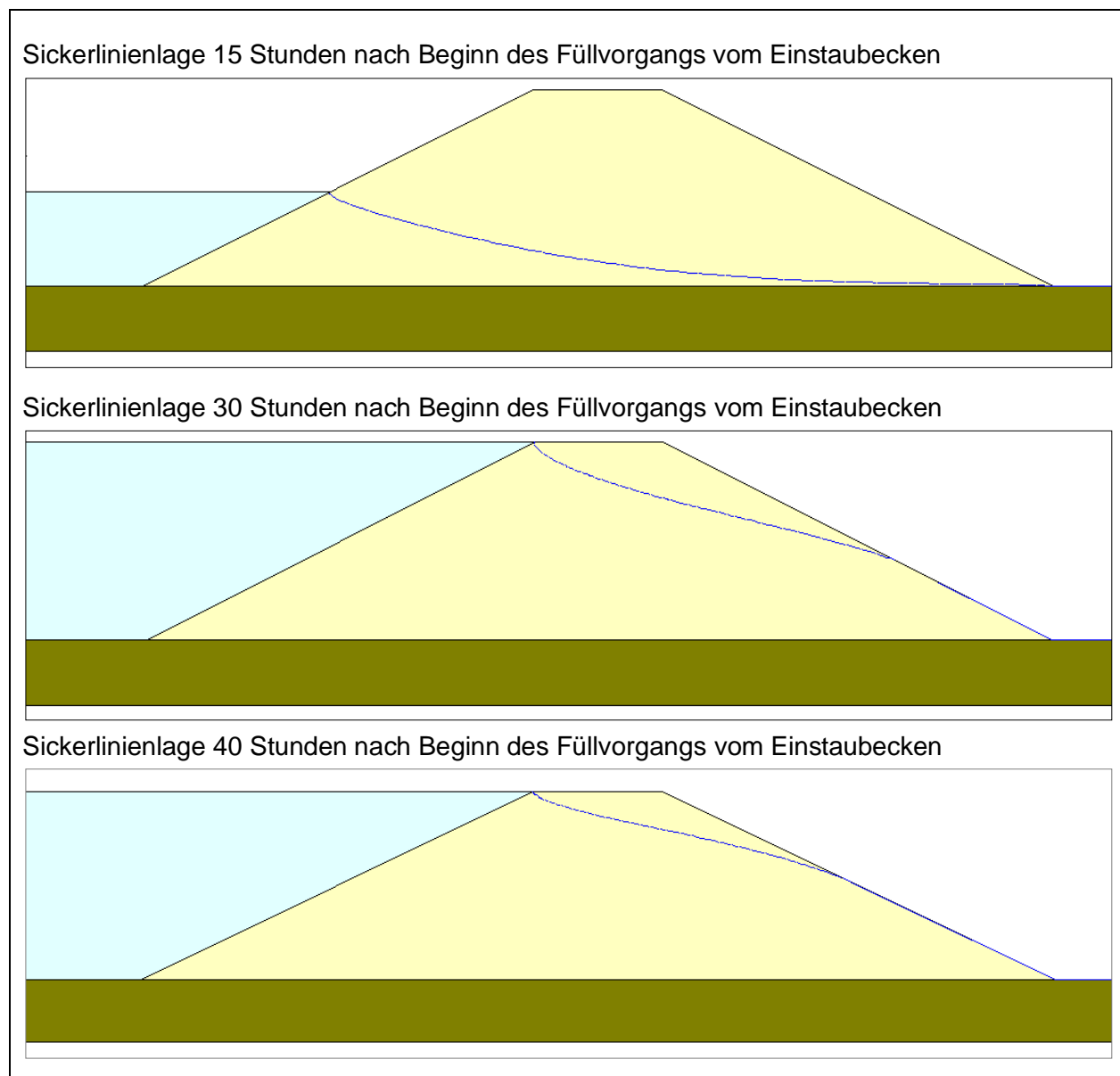


Abb. A-48: Darstellung der Berechnungsergebnisse des Sickerlinienverlaufs im Testdeich 15, 30 und 40 Stunden nach Beginn des Füllvorgangs vom Eintaubecken mit GGU PLGW

Die Standsicherheitsnachweise werden mit Teilsicherheitsbeiwerten entsprechend der Einwirkungen und der zugehörigen Bemessungssituationen geführt. Tab. A-15 zeigt eine Übersicht über die zu berücksichtigenden Bemessungssituationen und Einwirkungen am Beispiel eines Deichs der Klasse I.

Tab. A-15: Übersicht über zu berücksichtigende Bemessungssituationen und Einwirkungen am Beispiel eines Deichs der Klasse I nach DIN E 19712 (DWA, 2011)

Einwirkungen		Bemessungssituation					
		BS-P ständig		BS-T vorübergehend		BS-A außergewöhnlich	
		(Hochwasser- zustand)		(Bau- und Revisionszustand)		(Besondere Belastungen und Situationen)	
		P.1	P.2	T.1		A.1	A.2
Ständige	Eigenlasten und Auflasten	X	X	X	X	X	X
Veränderliche	Verkehrslasten	X	X	X	X	X	X
	Beanspruchungen durch BHW	X				X	
	Beanspruchungen durch aus BHW fallenden Wasserspiegel		X				
	Beanspruchungen durch BauHW			X			X
Außergewöhnliche	Beanspruchungen durch Wasserstand „bordvoll“ ^{a)}				X		
	Beanspruchungen infolge Versagens von Dichtungen bzw. Dräns ^{b)} und Sonstiges ^{c)}					X	X
ANMERKUNGEN							
a) Dies entspricht bei Deichen einem wasserseitigen Einstau bis zur wasserseitigen Böschungsschulter ohne Berücksichtigung von lokalen Über- oder Unterhöhen (z. B. aus Überfahrten oder Überlaufstrecken) und konstruktiv erforderlichen Überhöhungen.							
b) Die Systemsicherheit von Dichtungs- und Dränelementen ist zu berücksichtigen. Bei nachweislich erosionsstabilen Systemen darf gegebenenfalls ein Teilversagen angesetzt werden. Das Maß des Versagens ist jeweils systemabhängig festzulegen.							
c) Sonstiges: z. B. Windwurf, Kolkbildung, bergbauliche Einwirkungen.							

Der Wasserstand im Einstaubecken wird gleich der Höhe des Testdeichs mit 3,0 m angenommen, so dass ein bordvoller Einstau angenommen wird. Dies entspricht gemäß Tab. A-15 einer außergewöhnlichen Belastung und der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird aufgrund dessen mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-A nachgewiesen.

Im Berechnungsprogramm werden unterschiedliche Gleitkreise berücksichtigt, deren Gleitfugen sowohl im Deich als auch teilweise im Grund liegen können. Somit werden der Böschungsbruch und der Böschungsgrundbruch in der Berechnung berücksichtigt. Der ungünstigste Gleitkreis aus der Berechnung wird im Ergebnis dargestellt. Nach einer Einstaudauer von 40 Stunden ist die Sickerlinie im Testdeich als stationär anzusehen, da kein weiterer Anstieg in den instationären Berechnungen zu verzeichnen war. Bei der Betrachtung der Berechnungsergebnisse in Abb. A-49 wird deutlich, dass der maximale Ausnutzungsgrad $\mu = 1,78$ beträgt und somit der Grenzzustand der Standsicherheit deutlich überschritten wurde. Es ist ersichtlich, dass der ungünstige Gleitkreis oberflächennah verläuft. Dies spiegelt den Beginn der Schadensbildung wider, aus dem weitere und größere Schäden entstehen können.

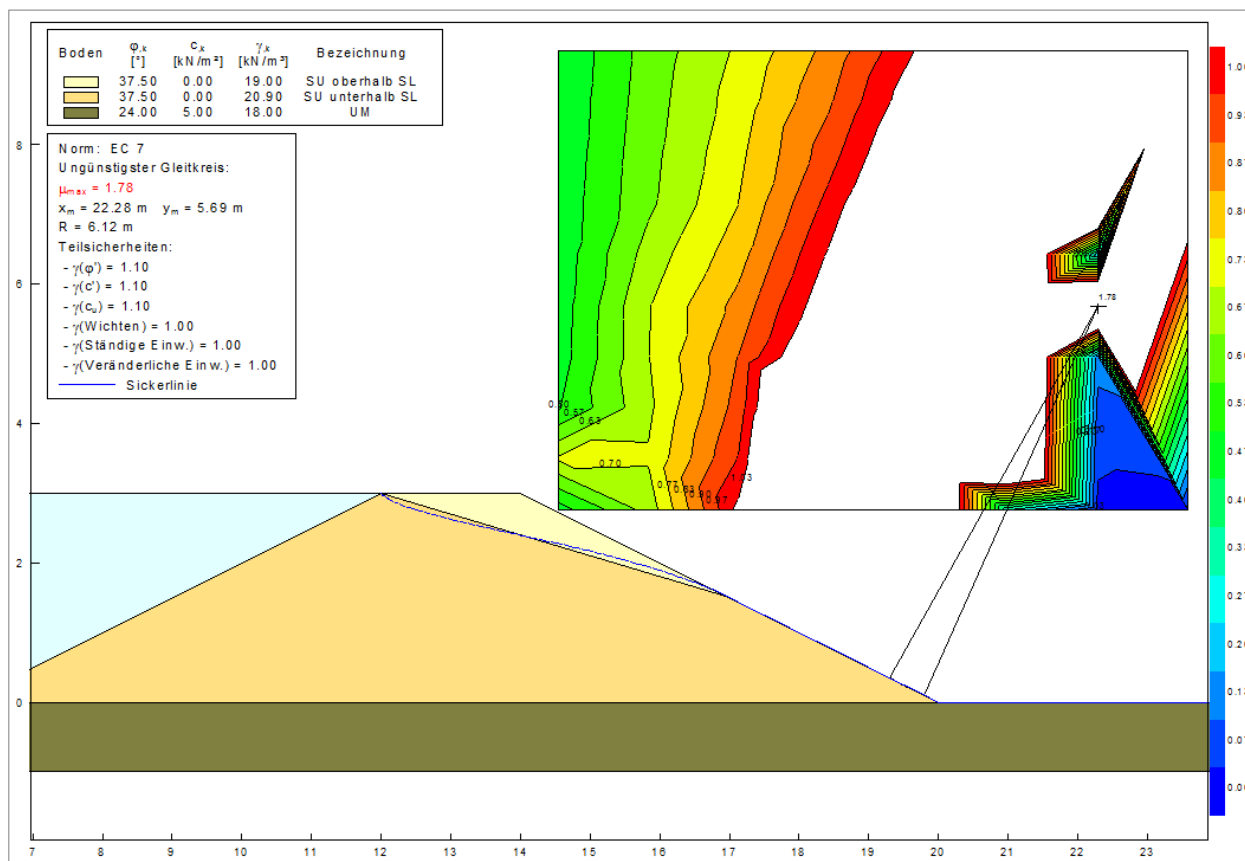


Abb. A-49: Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises nach 40 Stunden Einstaudauer bei einem Wasserstand von 3,0 m

Gemäß der durchgeführten Berechnung sollten keine Versuche am Testdeich mit bordvollem Einstau durchgeführt werden. Das Risiko des Deichversagens wird auch anhand der Tests am kleinmaßstäblichen Testdeich bei bordvollem Einstau bestätigt, bei denen es zu einem Abrutschen der Binnenböschung kam. Die weiteren geotechnischen Untersuchungen werden mit einem um das Maß der Mindestfreibordhöhe herabgesetzten Wasserstand durchgeführt. Dieser beträgt bei einem Deich der Klasse 1 mit einer Höhe von 3,0 m 0,50 m (DWA, 2011), womit der Maximalwasserstand im Einstaubecken zu 2,50 m gesetzt wird. Der Freibord wird als vertikaler Abstand zwischen dem Bemessungshochwasserstand und der Deichkrone definiert. Somit liegt die Einstauhöhe auf Höhe des Bemessungshochwasserstands eines Deichs, der wiederum gemäß Tab. A-15 mit den Teilsicherheitsbeiwerten einer ständigen Bemessungssituation (BS-P) zu berechnen ist. In Abb. A-50 ist das Ergebnis mit der neu ermittelten stationären Sickerlinie dargestellt und zeigt mit $\mu = 1,97$ sogar eine höhere Ausnutzung als beim bordvollen Einstau, was zum einen auf die höher anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte in der Berechnung sowie auf die weiterhin hohe Sickerlinienlage im Deichkörper zurückzuführen ist.

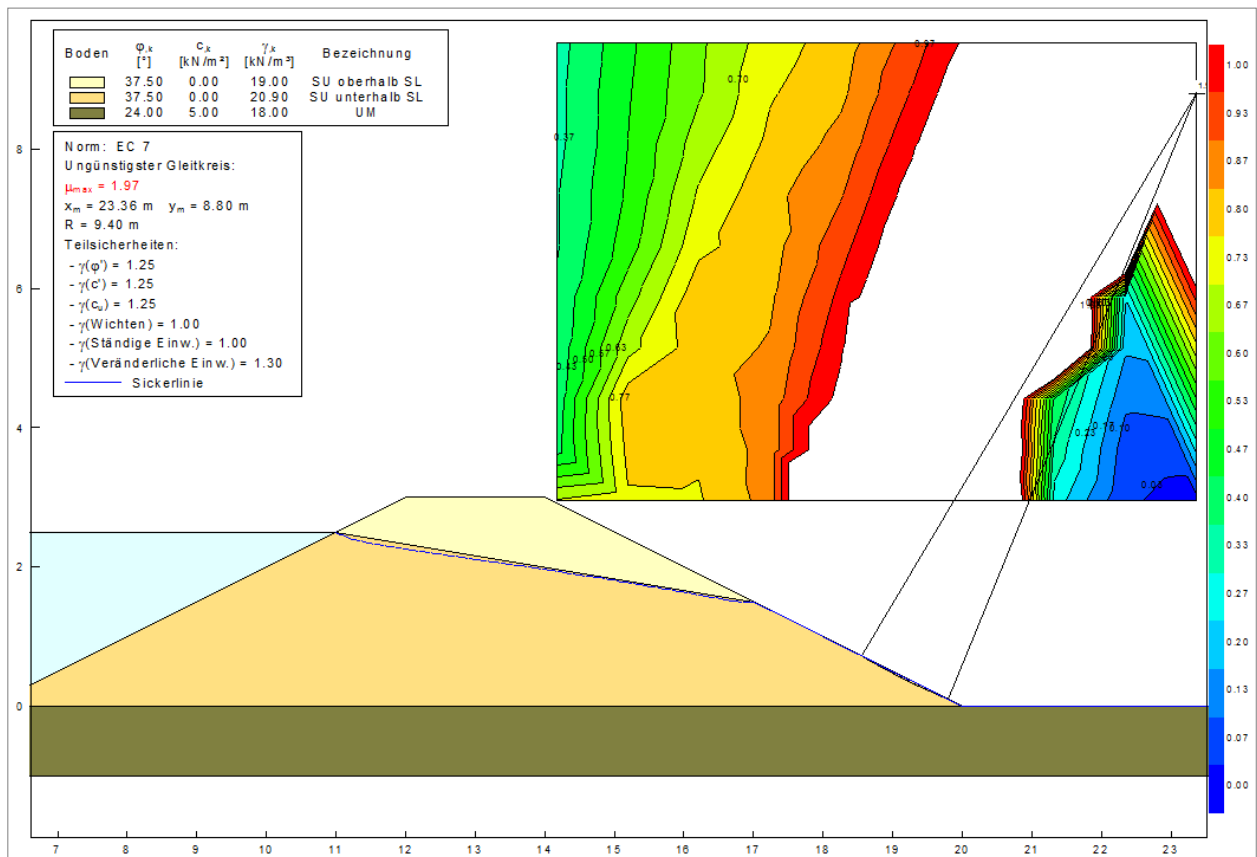


Abb. A-50: Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises nach 40 Stunden Einstaudauer bei einem Wasserstand von 2,50 m

Bei den Versuchen am kleinmaßstäblichen Modell (Kapitel A.5) konnte beobachtet werden, dass mit zunehmendem Sättigungsgrad bzw. bei voller Sättigung des Deichbaumaterials der Böschungsfuß an der Binnenseite stark aufweichte und im weiteren Verlauf immer größere Bereiche der Böschung abrachen. In der Realität werden Deiche mit einer Grasnarbe hergestellt, die den oberflächennahen Bereich durch eine gut ausgebildete Verwurzelung verfestigen. Laut dem Merkblatt der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) „Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen“ (BAW, 2011) kann für die Überprüfung der Standsicherheit bestehender Dämme mit dichtem, lückenlosem Grasbewuchs eine oberflächennahe Schicht von 0,20 m berücksichtigt werden, der eine Durchwurzelungskohäsion mit einem charakteristischen Wert von maximal $c_{w,k} = 7$ kN/m² zugewiesen werden kann. Mit der simulierten Rasennarbe und einem Wasserstand von 3,0 m konnte der Nachweis mit $\mu = 1,00$ (Abb. A-51) erbracht werden. Beim Wasserstand von 2,50 m wurde ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 1,04$ erreicht und dementsprechend wurde die Sicherheit gegen Böschungsbruch nur geringfügig überschritten (Abb. A-52). Da sich der Testdeich auf dem Übungsgelände des THW-Ausbildungszentrums Hoya befindet und die eingestauten Wassermengen mit maximal 550 m³ begrenzt sind, würde bei einem Deichversagen ein nur geringer Überschwemmungsschaden auf dem Testgelände entstehen. Somit ist das Schadenspotenzial im Vergleich zu dem eines Deichversagens in einem dicht besiedelten Gebiet verhältnismäßig gering. Da grundsätzlich während der Versuchsdurchführung jemand vor Ort ist und bei drohendem Versagen den Versuch umgehend abbrechen kann sowie eine geringfügige Überschwemmung des umliegenden Bereichs in Kauf

genommen werden kann, wurde eine erneute Berechnung ohne Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte durchgeführt. Beim bordvollen Einstau mit einer Stauhöhe von 3,00 m wurde somit ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,91$ sowie $\mu = 0,84$ bei einer Stauhöhe von 2,50 m erzielt. Hiermit kann von einer für die geplanten Versuchszwecke ausreichenden Standsicherheit des geplanten Deichbauwerks ausgegangen werden.

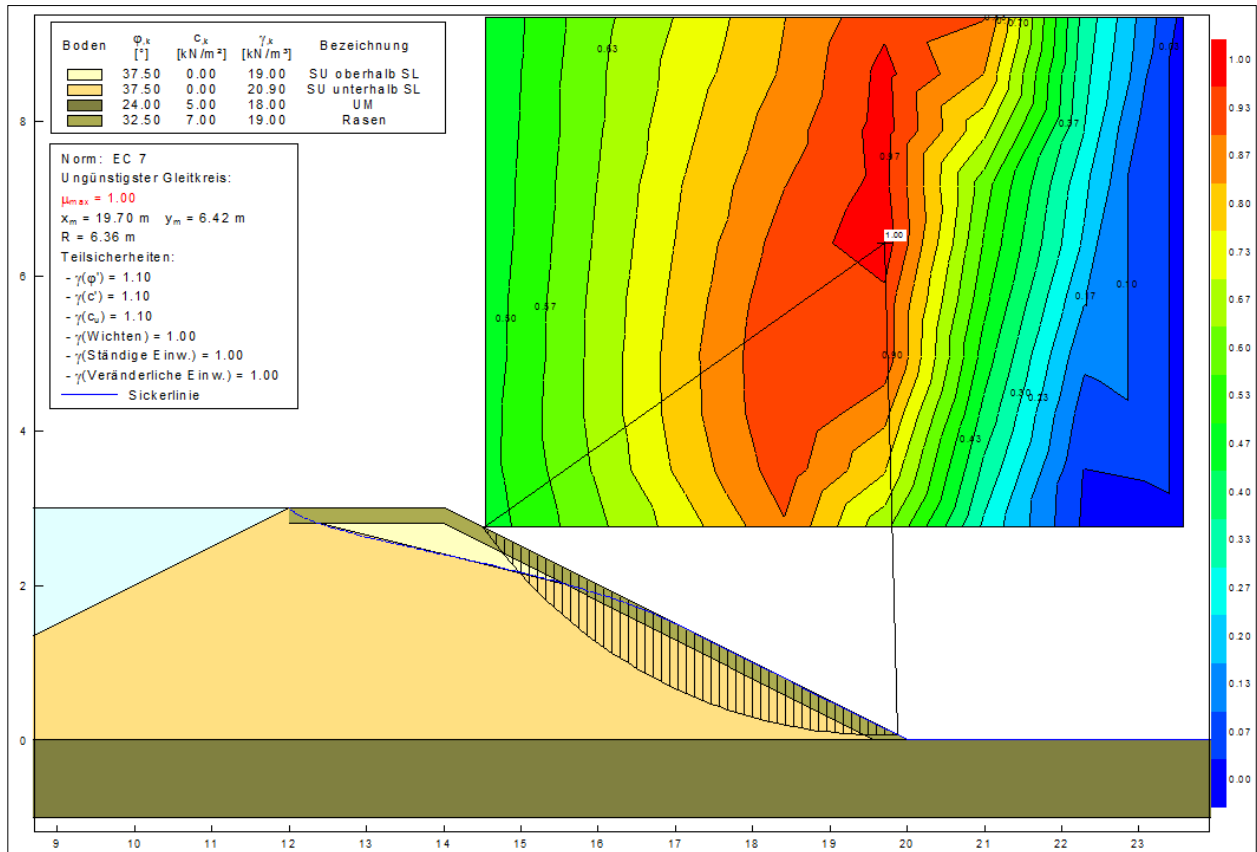


Abb. A-51: Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises bei stationärer Sickerlinienlage und einem Wasserstand von 3,0 m sowie einer simulierten Rasennarbe

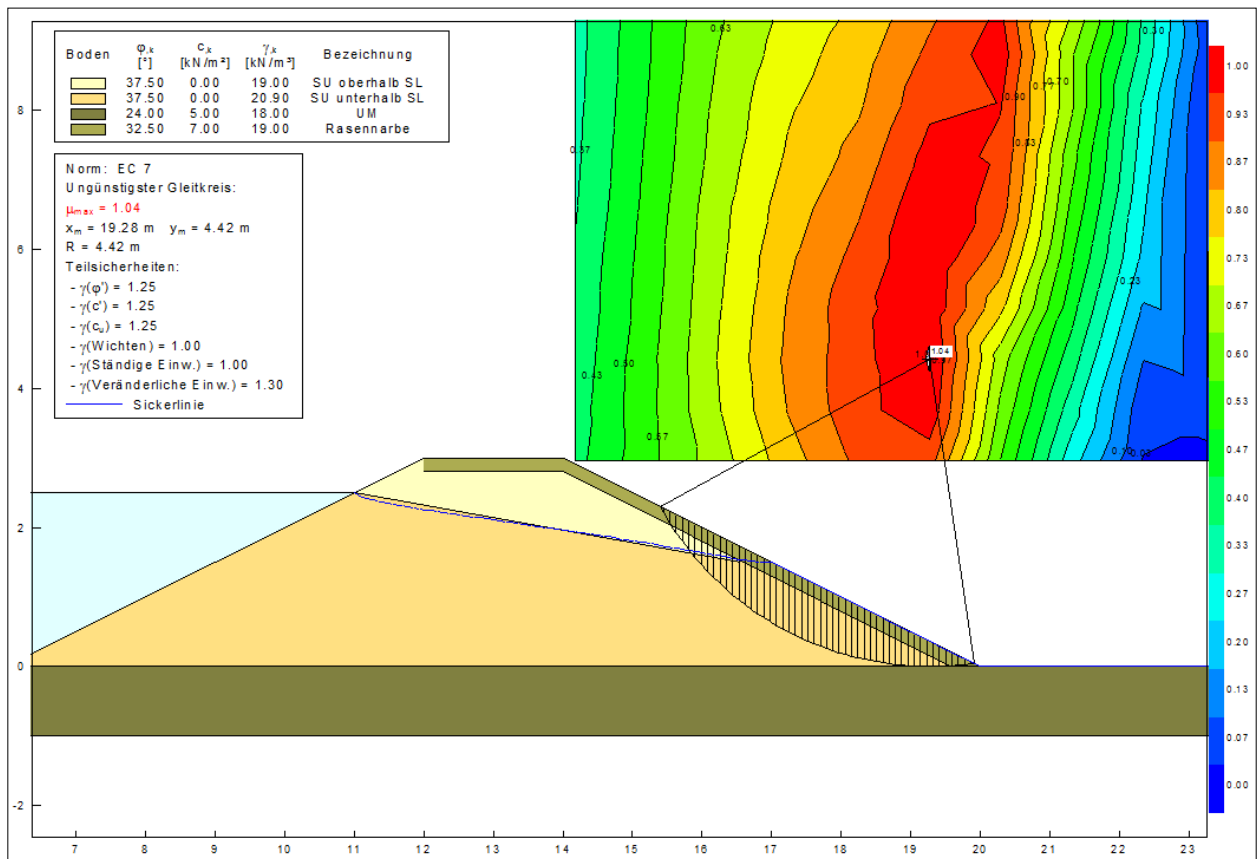


Abb. A-52: Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises bei stationärer Sickerlinienlage und einem Wasserstand von 2,50 m sowie einer simulierten Rasennarbe

Die Berechnungsergebnisse spiegeln allerdings auch die im kritischen Bereich liegende Standsicherheit von belasteten Altdeichen während eines Hochwasserereignisses wider, von denen aktuell noch viele Kilometer als erste Hochwasserschutzlinie entlang deutscher Fließgewässer vorhanden sind. Das tatsächlich einzubauende Bodenmaterial kann ggf. abweichende und somit auch minderwertigere Bodenkennwerte aufweisen, so dass die nachgewiesene Böschungsstandsicherheit ggf. in Realität nicht erbracht werden kann. Aufgrund dessen sind die Versuche am Testdeich unter strengster Beobachtung und mit einem Maximalwasserstand von 2,50 m durchzuführen. Bei dem geringsten Anschein einer Schadensbildung muss der Wassereinstau unterbrochen und Wasser zur Senkung der Einstauhöhe kontrolliert abgepumpt werden.

Für die Standsicherheit der wasserseitigen Böschung kann der fallende Wasserstand im Eintaubecken einen kritischen Zustand darstellen. Bei schnellem Abfall des Wasserspiegels liegt die Sickerlinie im Deichkörper höher als im Eintaubecken, und es herrscht im Inneren des Deichs ein Wasserüberdruck, der die wasserseitige Böschung stark belastet. Die Böschung kann abrutschen, und die gesamte Standsicherheit ist gefährdet. Nach DWA (2011) kann in erster Näherung ein Außenwasserstand von $h/3$ als ungünstigster Wert angenommen werden. Für die Berechnung ist die Lage der Sickerlinie bei einem Wasserstand von 1,0 m zu ermitteln. Hierbei wird im numerischen Modell eine Dauer von 50 Stunden angenommen, bis sich der Wasserstand von 2,5 m auf 1,0 m durch kontrolliertes Abpumpen gesenkt hat. In Abb. A-53 ist die Berechnung

mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Bemessungssituation BS-P dargestellt und zeigt, dass der Standsicherheitsnachweis an der wasserseitigen Böschung mit einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 0,84$ erbracht wird.

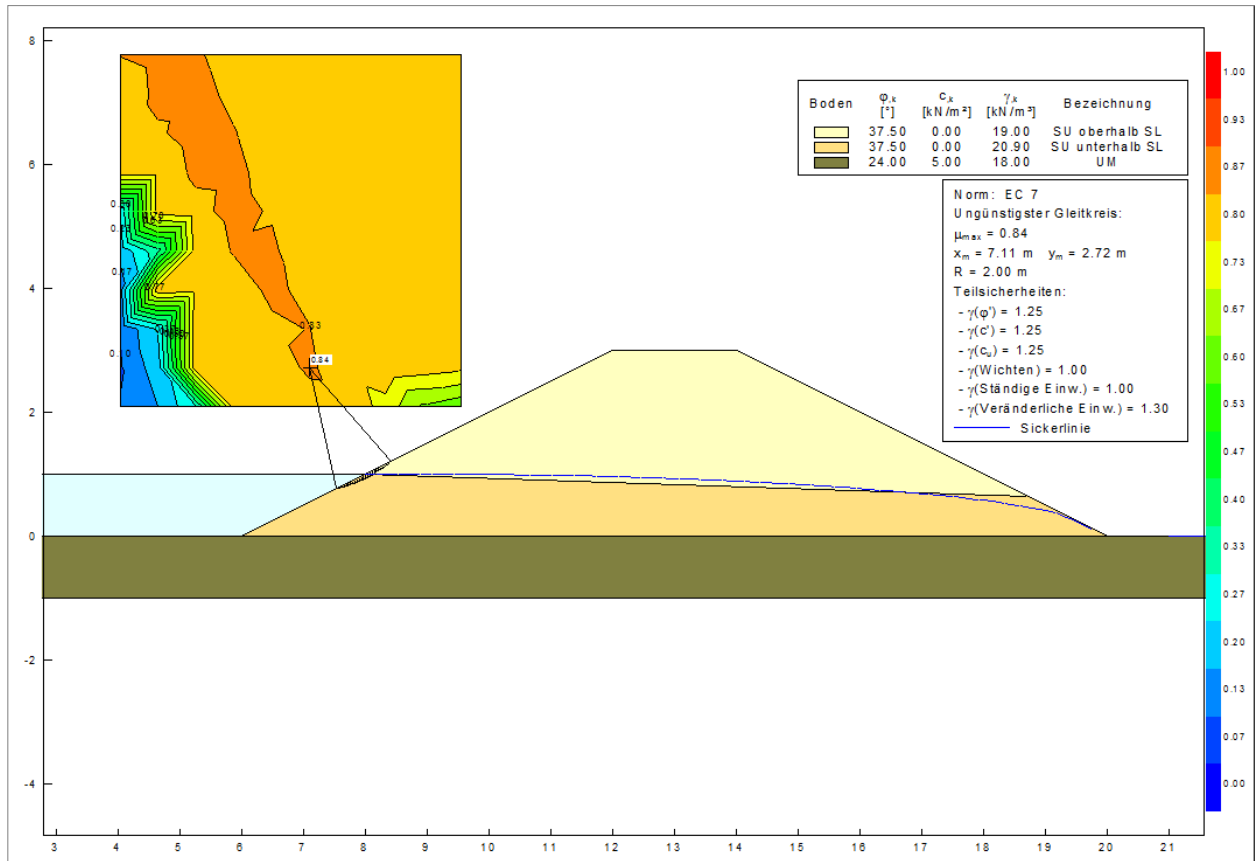


Abb. A-53: Darstellung des ungünstigsten Gleitkreises auf der wasserseitigen Böschung bei einem auf 1,0 m abgesenkten Wasserstand

Da der Testdeich während des Wassereinstaus horizontal ausgerichtete Einwirkungen erfährt, ist der Nachweis der Gleitsicherheit nach DIN 1054 mit dem Grenzzustand GEO 2 (Tab. A-12) und der Bemessungssituation BS-T (Tab. A-14) zu erfüllen. Die Nachweisführung lautet wie folgt:

$$H_d \leq R_d$$

Gl. A-13

mit:

H_d Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Sohlfläche [kNm/m]

R_d Bemessungswert des Widerstands [kNm/m]

Die horizontalen Kräfte ergeben sich aus dem ständigen Anteil ($H_{G,k}$) und dem veränderlichen Anteil ($H_{Q,k}$) der charakteristischen Einwirkungen und den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten (γ_G, γ_Q).

$$H_d = H_{G,k} * \gamma_G + H_{Q,k} * \gamma_Q \quad \text{Gl. A-14}$$

mit:

H_d	Bemessungswert der Beanspruchung parallel zur Sohlfläche	[kNm/m]
$H_{G,k}$	Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkungen	[kNm/m]
$H_{Q,k}$	Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkungen	[kNm/m]
γ_G, γ_Q	Teilsicherheitsbeiwerte	[-]

Der Gleitwiderstand (R_d) berechnet sich aus dem charakteristischen Gleitwiderstand (R_k) sowie dem entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert ($\gamma_{R,h}$).

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_{R,h}} \quad \text{Gl. A-15}$$

mit:

R_k	Charakteristischer Wert des Gleitwiderstands	[kNm/m]
$\gamma_{R,h}$	Teilsicherheitsbeiwert	[kNm/m]

Für die Ermittlung des charakteristischen Gleitwiderstandes (R_k) muss zwischen drei Fällen unterschieden werden:

- Beanspruchung eines wassergesättigten Bodens (Anfangszustand)

$$R_k = A * c_{u,k} \quad \text{Gl. A-16}$$

mit:

A	Maßgebende Sohlfläche für die Kraftübertragung	[m ²]
$c_{u,k}$	Charakteristischer Wert der Kohäsion des undränierten Bodens	[kN/m ²]

- Bei vollständiger Konsolidierung des Bodens (Endzustand)

$$R_k = V'_k * \tan\varphi_k \quad \text{Gl. A-17}$$

mit:

V'_k	Rechtwinklig zur Sohle einwirkende charakteristische Beanspruchung	[kN/m]
φ_k	Charakteristischer Reibungswinkel des Bodens in der Bruchfläche	[°]

- Bei vollständiger Konsolidierung des Bodens und durch zusätzlichen Verlauf der Bruchfläche durch den Boden (Endzustand)

$$R_k = V'_k * \tan\varphi_k + A * c_{u,k} \quad \text{Gl. A-18}$$

mit:

V'_k	Rechtwinklig zur Sohle einwirkende charakteristische Beanspruchung	[kN/m]
φ_k	Charakteristischer Reibungswinkel des Bodens in der Bruchfläche	[°]
A	Maßgebende Sohlfläche für die Kraftübertragung	[m ²]
$c_{u,k}$	Charakteristischer Wert der Kohäsion des undränierten Bodens	[kN/m ²]

Für den Gleitsicherheitsnachweis wird der Deich im definierten Grenzzustand mit bordvollem Wasserstand und der zugehörigen stationären Sickerlinienlage belastet, da hier die größte horizontale Belastung aus dem Wasserstand von 3,0 m zu erwarten ist (Abb. A-54). Zudem wird der Gleitsicherheitsnachweis mit dem Widerstand im Anfangszustand nach Gl. A-16 und im Endzustand nach Gl. A-17 berechnet.

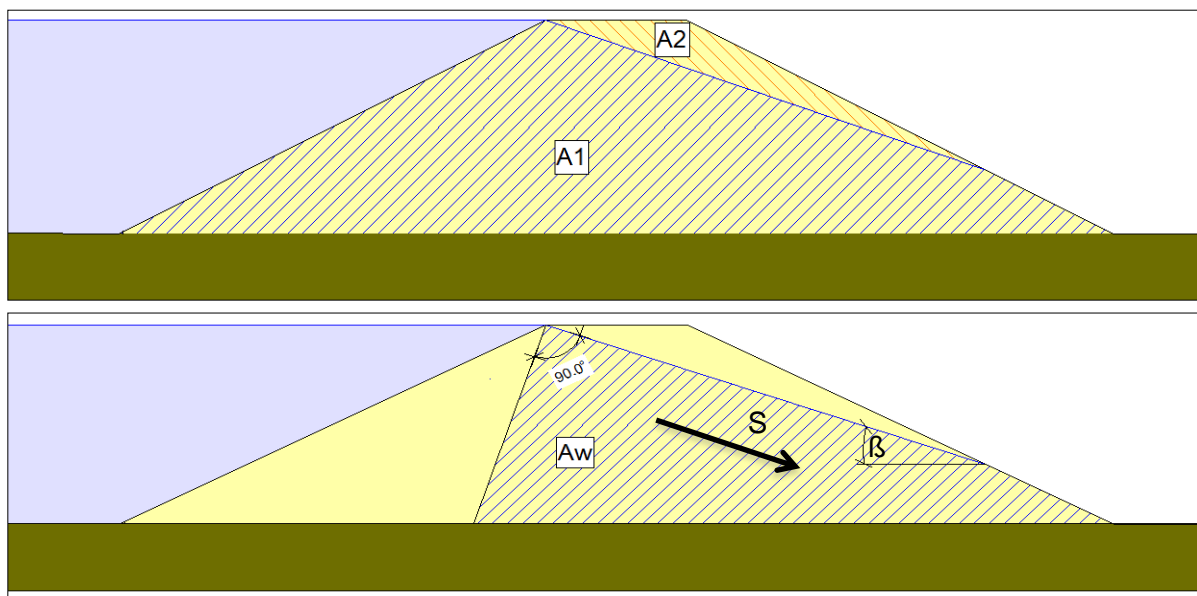


Abb. A-54: Systemskizzen für den Nachweis Abgleiten

Als Eingangsgrößen für den Gleitsicherheitsnachweis, werden folgende Werte definiert:

Deichkörper:

Bodengruppe	SU	
Wichte / Wichte unter Auftrieb	$\gamma / \gamma' =$	19/10,9 [kN/m ³]
Reibungswinkel	$\varphi =$	37,5 [°]
Fläche unterhalb der Sickerlinie	$A_1 =$	21,8 [m ²]
Fläche oberhalb der Sickerlinie	$A_2 =$	2,09 [m ²]
Fläche unterhalb der Sickerlinie zur Berechnung der Strömungskraft	$A_w =$	14,5 [m ²]
Deichlagerbreite	$l =$	14 [m]
Winkel der geradlinig angenommenen Sickerlinie	$\beta =$	18,7 [°]

Untergrund:

Bodengruppe	UM		
Wichte / Wichte unter Auftrieb	$\gamma / \gamma' =$	18/*9,8	[kN/m ³]
Reibungswinkel	$\varphi =$	24	[°]
Sohlfläche	A =	14	[m ² /m]
Kohäsion des undränierten Bodens	$c_{u,k}$	5	[kN/m ²]

Die horizontale Einwirkung, die mit der Strömungskraft im Deichkörper infolge der Durchsickerung beschrieben wird, kann wie folgt berechnet werden:

$$S = A_w * \gamma_w * \sin\beta \quad \text{Gl. A-19}$$

$$S_H = S * \cos\beta \quad \text{Gl. A-20}$$

$$S_V = S * \sin\beta \quad \text{Gl. A-21}$$

mit:

S	Strömungskraft	[kN/m]
S _H	Horizontaler Anteil der Strömungskraft	[kN/m]
S _V	Vertikaler Anteil der Strömungskraft	[kN/m]
A _w	Fläche unterhalb der Sickerlinie	[m ²]
γ_w	Wichte Wasser	[kN/m ³]
β	Winkel der geradlinig angenommenen Sickerlinie	[°]

Durch Einsetzen der vorhandenen Eingangsgrößen in Gl. A-19 bis Gl. A-21 und unter Beachtung der Teilsicherheitsbeiwerte der Bemessungssituation BS-A wird eine Strömungskraft von $S_d = 51$ kN/m sowie ein horizontaler Anteil von $S_{H,d} = 48$ kN/m und ein vertikaler Anteil von $S_{V,d} = 16$ kN/m ermittelt.

Der Widerstand wird nach dem Anfangszustand nach Gl. A-16 und dem Endzustand nach Gl. A-17 ermittelt. So ergibt sich unter Beachtung des Teilsicherheitskonzepts ein Widerstand im Anfangszustand von $R_d = 63,6$ kN/m und im Endzustand von $R_d = 118,3$ kN/m

Der Nachweis der Gleitsicherheit im Anfangszustand wird wie folgt geführt:

$$\frac{H_d}{R_d} = \frac{S_{H,d}}{R_d} = \frac{48 \text{ kN/m}}{63,6 \text{ kN/m}} = 0,75 < 1$$

Der Nachweis der Gleitsicherheit im Endzustand wird wie folgt geführt:

$$\frac{H_d}{R_d} = \frac{S_{H,d}}{R_d} = \frac{48 \text{ kN/m}}{118,3 \text{ kN/m}} = 0,40 < 1$$

Hiermit wird der Nachweis der Gleitsicherheit des Testdeichs im Anfangs- und Endzustand mit einem Wasserstand von 3,0 m erbracht.

A.6.6.2 Lokale Standsicherheit

Die lokale Standsicherheit beinhaltet die Nachweise lokaler Bereiche der Deichböschung, die Spreizsicherheit am Böschungsfuß sowie die Standsicherheit der wasserseitigen Dichtung infolge des Wasserdrucks im Deichkörper. Weiterhin ist der Nachweis gegen Auftrieb und hydraulischen Grundbruch Bestandteil der lokalen Standsicherheit.

In DIN 19712 wird für den Standsicherheitsnachweis des oberflächennahen Böschungsbruchs auf das Merkblatt der BAW „Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD)“ (BAW, 2011) verwiesen. Laut diesem Merkblatt ist bei Deichen aus nichtbindigen Deichbaumaterial eine ausreichende lokale Standsicherheit von oberflächennahen Bereichen an der Böschung eingehalten, wenn gilt:

$$\text{Oberhalb der Sickerlinie: } \tan \beta \leq \tan \varphi'_d \quad \text{Gl. A-22}$$

$$\text{Unterhalb der Sickerlinie: } \tan \beta \leq 0,5 * \tan \varphi'_d \quad \text{Gl. A-23}$$

mit:

β	Böschungsneigung	[°]
φ'_d	Bemessungswert des wirksamen Reibungswinkels des Bodens	[°]

Mit der vorhandenen Böschungsneigung $\beta = 26,6^\circ$, dem Reibungswinkel des Deichbaumaterials $\varphi' = 37,5^\circ$ und der Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwert $\gamma = 1,0$ folgt daraus:

$$\text{Oberhalb der Sickerlinie: } \tan \beta = \tan 26,6^\circ = 0,50 \leq \tan \left(\frac{37,5}{1,0} \right) = 0,77$$

$$\text{Unterhalb der Sickerlinie: } \tan \beta = 0,50 > 0,5 * \tan \left(\frac{37,5}{1,0} \right) = 0,38$$

Der Nachweis der lokalen Standsicherheit der oberflächennahen Bereiche ist oberhalb der Sickerlinie erbracht. Unterhalb der Sickerlinie gelingt dies jedoch nicht. Grund hierfür ist die in Anlehnung an einen Altdeich gewählte Böschungsneigung von 1:2. Nach DIN 19712 sollten Hochwasserschutzdeiche mit einer Böschungsneigung von 1:3 oder flacher errichtet werden. Das MSD empfiehlt eine Böschungsneigung von mindestens der Hälfte des einzubauenden Reibungswinkels (BAW, 2011). Da für die äußere Geometrie des Testdeichs bewusst eine ungünstige Böschungsneigung gewählt wurde, bei der lokal Schäden an der Böschungsoberfläche infolge eines langen und hohen Wassereinstaus entstehen können, ist die luftseitige Deichböschung während der Versuchsdurchführung genauestens zu beobachten, und im Falle eines auftretenden Schadens sind umgehend Gegenmaßnahmen zu treffen.

In Abhängigkeit vom Deichaufbau, von der Deichgliederung und vom Untergrund können Spreizspannungen in Schichtgrenzen und in Bereichen mit geringerer Scherfestigkeit entstehen, die zu einem lokalen Standsicherheitsversagen des Böschungsfußes führen können. Der Nachweis ist gemäß DIN 19712 und DWA (2011) nach Brauns (1980) oder nach Kast (1985) zu führen. Da sich die Nachweisführung auf die Spreizsicherheit von Böschungen auf geneigtem

Gelände bezieht, kann der Nachweis aufgrund der geraden Aufstandsfläche am Testgelände mit einem vereinfachten Nachweis aus Witt (2009) wie folgt geführt werden:

$$\mu = \frac{E_{ah} + W}{T_{vorh}} = \frac{\tan\beta * \left(K_{ah (Deich)} + \frac{\gamma_w}{\gamma_{Deich}} \right)}{\tan\varphi_{Untergrund}} \leq 1,0 \quad \text{Gl. A-24}$$

$$K_{ah (Deich)} = \left[\frac{\cos\varphi}{1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi - \sin(\varphi - \beta)}{\cos\beta}}} \right]^2 \quad \text{Gl. A-25}$$

mit:

μ	Ausnutzungsgrad	[-]
E_{ah}	Erddruck	[kN/m]
W	Wasserdruck	[kN/m]
T_{vorh}	Gleitwiderstand am Deichfuß	[kN/m]
β	Böschungsneigung	[°]
K_{ah}	Erddruckbeiwert für einen Wandreibungswinkel $\delta_a = 0$	[-]
γ_w	Wichte Wasser	[kN/m ³]
γ_{Deich}	Wichte unter Auftrieb des Deichbaumaterials	[kN/m ³]
φ	Reibungswinkel	[°]

Unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte nach dem Grenzzustand GEO 2 und der Bemessungssituation BS-P sowie der erforderlichen Eingangsgrößen ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 2,08$. Der Nachweis einer ausreichenden Spreizsicherheit am Böschungsfuß ist dementsprechend nicht erbracht. Wird auch hier der Nachweis ohne Teilsicherheitsbeiwerte wie beim Nachweis des Böschungsbruchs bzw. Böschungsgrundbruchs durchgeführt, liegt der Ausnutzungsgrad mit $\mu = 1,41$ weiterhin deutlich über dem zulässigen Wert aus Gl. A-24.

Bei der Betrachtung der Spreizsicherheit ohne einwirkenden Wasserdruck, wird ein Ausnutzungsgrad mit den erforderlichen Teilsicherheitsbeiwerten von $\mu = 0,57$ ermittelt und ist demnach für den nicht eingestauten Zustand erbracht.

Der Vergleich verdeutlicht die Sensitivität der lokalen Standsicherheit bezüglich der Durchsickerung bzw. der Sickerlinienlage in einem homogen aufgebauten Hochwasserschutzdeich. Während der Versuchsdurchführungen ist der Böschungsfuß genauestens zu beobachten und bei dem geringsten Anschein einer Schadensbildung müssen Sicherungsmaßnahmen getroffen bzw. der Wassereinstau unterbrochen und Wasser zur Senkung der Einstauhöhe kontrolliert abgepumpt werden.

Der Standsicherheitsnachweis der Böschungsdichtung infolge Wasserdruck im Deichkörper kann entfallen, da keine wasserseitige Dichtung vorgesehen wird.

Auch der Nachweis gegen Auftriebssicherheit und Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch kann aufgrund des gewählten Untergrundaufbaus aus einer gering durchlässigen Auelehmschicht und einer wasserundurchlässigen Kunststoffdichtungsbahn sowie einer

konstruktiven Druckentlastung durch den Einbau eines landseitigen Sickerschachtes vernachlässigt werden.

Auf der luftseitigen Böschung kann die Oberfläche infolge oberflächlich ablaufenden Sickerwassers erodieren. Die Strömungsgeschwindigkeit und Wassermenge sind verhältnismäßig gering, so dass eine gut ausgebildete Grasdecke als ausreichender Erosionsschutz angenommen werden kann. Zudem kann auf der Oberfläche der luft- und wasserseitigen Böschung eine Schädigung durch Bewuchs oder Wühltierbefall entstehen. Dies ist vor jeder Versuchsdurchführung zu überprüfen und im Schadensfall fachgerecht zu beheben.

A.6.7 Sicherheit gegen Materialtransport

Infolge der Durchsickerung des Testdeichs kann die Strömungskraft des Wassers im Boden Teile der Kornfraktionen von Bodenschichten oder den gesamten Boden in Bewegung setzen. In DWA (2011) werden mögliche Formen des Materialtransportes für einen üblichen Deichaufbau in folgende drei Bewegungsarten unterschieden:

- Suffosion
- Kontakterosion (Senkrecht und parallel zu den Schichtgrenzen)
- Rückschreitende Erosion (Piping)

Gemäß DIN 1054 sind im für die Praxis als Leitfaden dienenden Merkblatts "Materialtransport im Boden (MMB)" (BAW, 2013a) die erforderlichen Nachweise gegen Materialtransport aufgeführt und anzuwenden. Für die Nachweisführung gegen Suffosion eines nicht-kohäsiven Bodenmaterials ist im Vorhinein zu prüfen, ob sichergestellt ist, dass kein Transport von Feinbestandteilen des Bodens infolge der vorhandenen Poren- und Korngeometrie möglich ist (geometrisches Kriterium). Das geometrische Kriterium ist nach MMB (BAW, 2013a) erfüllt, wenn die Ungleichförmigkeitszahl (C_u) < 8 und eine stetige Körnungslinie vorliegt.

Die Ungleichförmigkeitszahl wird wie folgt berechnet:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Gl. A-26}$$

mit:

d_{60}	Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang	mm
d_{10}	Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang	mm

Die erforderlichen Parameter für den vereinfachten Nachweis können aus den Körnungslinien des Deichbaumaterials in Abb. A-55 abgelesen werden:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,093}{0,029} = 3,2 \leq 8$$

Mit einer Ungleichförmigkeitszahl von $C_u = 3,2$ und einer vorliegenden stetigen Körnungslinie ist das geometrische Kriterium nach MMB (BAW, 2013a) erfüllt und der vereinfachte Nachweis gegen Suffosion ist erbracht.

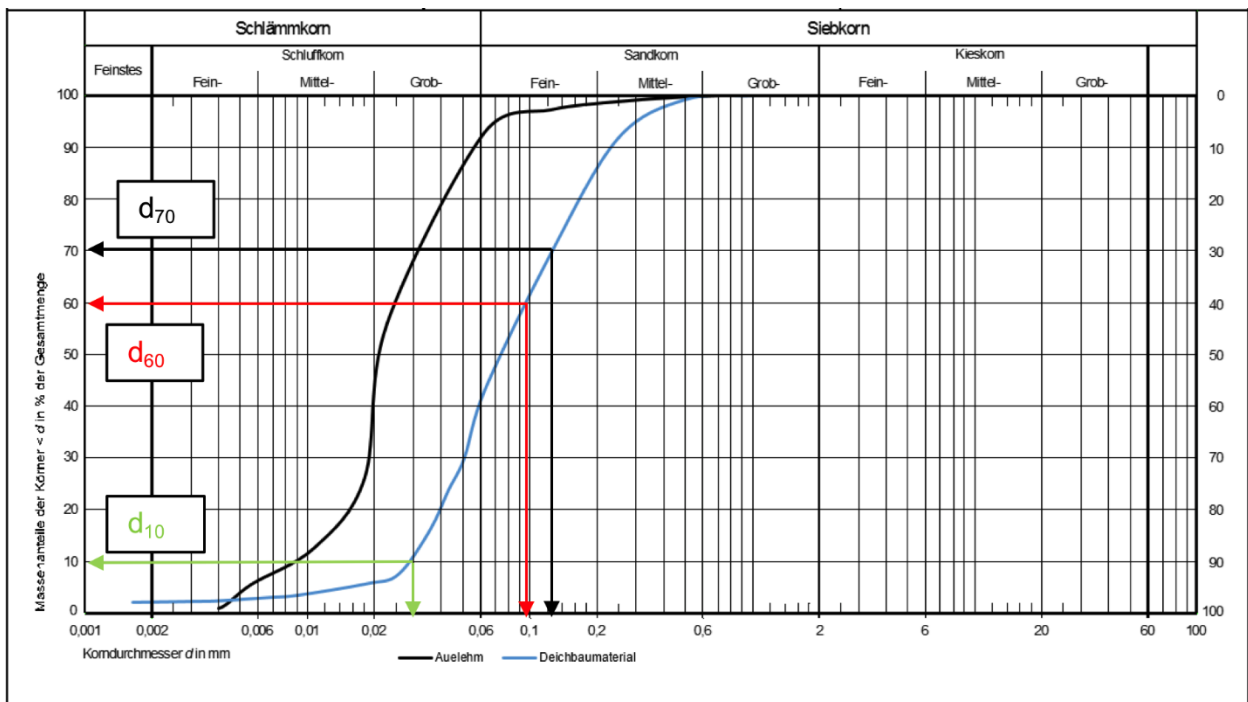


Abb. A-55: Körnungslinien von den ausgewählten Bodenmaterialien für den Bau des Testdeichs

Bei kohäsiven Böden wie dem Auelehm – anstehend in der Bodenschicht unter dem Testdeich – kann aufgrund der Fixierung durch die Kohäsionskräfte von einer Suffosionssicherheit ausgegangen werden (BAW, 2013a).

Eine Kontakterosion kann an der Schichtgrenze von fein- zu grobkörnigen nicht-kohäsiven Bodenmaterialien stattfinden, sofern eine senkrechte Durchsickerung vom feinen zum gröberen Erdstoff oder eine Durchsickerung parallel zur Schichtgrenze auftritt. Da der Testdeich aus einem homogen aufgebauten Erdkörper besteht, kann hier der Nachweis gegen Kontakterosion senkrecht zur Schichtgrenze entfallen. Bei der parallel verlaufenden Schichtgrenze zwischen Auelehm und Deichkörper ist der Nachweis gegen Kontakterosion jedoch erforderlich. Gemäß BAW (2013a) wird der Nachweis der geometrischen Sicherheit gegen Kontakterosion durch die Verfahren von Terzaghi, Cistin und Ziems, Lafleur sowie Myogahara empfohlen. Die Anwendungsgrenzen der unterschiedlichen Verfahren zeigt Tab. A-16.

Tab. A-16: Anwendungsgrenzen der Nachweisverfahren gegen Kontakterosion (BAW, 2013a)

Verfahren	$C_{U, F}$	$C_{U, B}$	Filter	Boden	hydraulischer Gradient i
Terzaghi	≤ 2	≤ 2	$d \leq 100 \text{ mm}$	-	≤ 8
Cistin und Ziems	≤ 18	≤ 20	$d \leq 100 \text{ mm}$	-	≤ 9
Lafleur	< 27	-	sandiger Kies $0,06 < d < 50 \text{ mm}$ $d_{15} > 0,2 \text{ mm}$	kohäsionslose Böden $d < 50 \text{ mm}$	≤ 8
Myogahara	-	-	GW, GE oder größer		-

Die Ungleichförmigkeit der vorhandenen Böden kann mit den Körnungslinien in Abb. A-55 und der Gl. A-26 zu $C_{U, F} = 3,2$ für den Deichkörper (Index "F" steht für Filter bzw. das gröbere

Bodenmaterial) und zu $C_{U,B} = 2,7$ für den Auelehm (Index "B" steht für Boden bzw. das feinere Bodenmaterial) ermittelt werden. Da der Korndurchmesser des Deichbaustoffes geringer ist als $d=100$ mm und auch ein geringeres hydraulisches Gefälle als $i = 9$ vorhanden ist, wird das Verfahren nach Cistin und Ziems angewendet.

Der Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion ist erbracht, wenn:

$$A_{50, \text{vorh.}} < A_{50, \text{zul}}$$

Gl. A-27

mit:

$A_{50, \text{vorh.}}$	Vorhandenes Abstandsverhältnis	-
$A_{50, \text{zul}}$	Zulässiges Abstandsverhältnis	-

Das vorhandene Abstandsverhältnis $A_{50, \text{vorh.}}$ wird aus den d_{50} -Werten der zu untersuchenden Materialien (Boden $d_{50, B}$, Filter $d_{50, F}$) wie folgt bestimmt:

$$A_{50, \text{vorh.}} = \frac{d_{50, F}}{d_{50, B}}$$

Gl. A-28

mit:

$d_{50, F}$	Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang des Filters	mm
$d_{50, B}$	Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang des Bodens	mm

Das zulässige Abstandsverhältnis $A_{50, \text{zul}}$ kann in Abhängigkeit von den vorhandenen Ungleichförmigkeiten des Filters ($C_{U, F}$) und des Bodens ($C_{U, B}$) gemäß Abb. A-56 ermittelt werden und ist mit $A_{50, \text{zul}} = 14$ größer als $A_{50, \text{vorh.}} = 2,95$. Dementsprechend ist der Nachweis gegen Kontakterosion infolge Durchsickerung parallel zur Schichtgrenze erbracht.

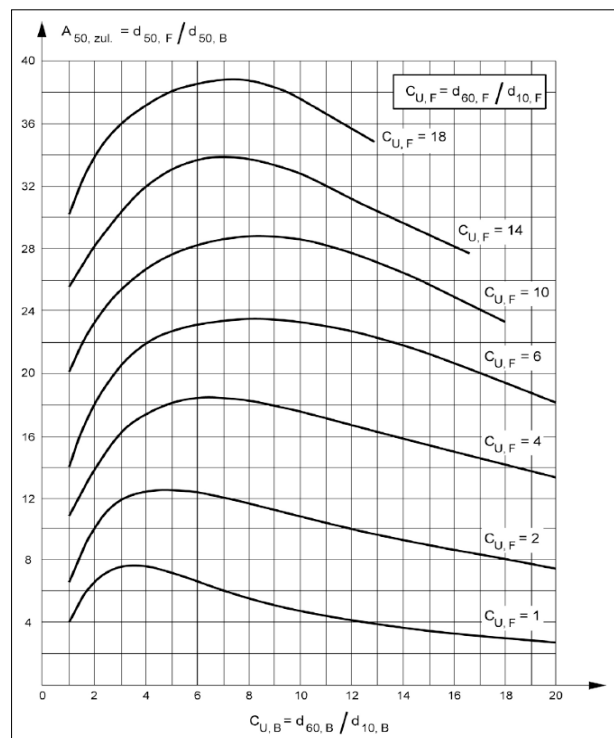


Abb. A-56: Zulässiges Abstandsverhältnis $A_{50, \text{zul}}$ nach Cistin und Ziems (BAW, 2013a)

Im Anschlussbereich zwischen Deich und Beckeneingrenzung entsteht eine Bauwerksfuge, in der eine Fugenerosion (Piping) entstehen kann. Für einen konstruktiven Schutz gegen Piping wird im Bereich des Testdeichs eine strukturierte Kunststoffdichtungsbahn eingebaut. Diese liefert einen verbesserten Verbund zwischen Bodenmaterial und Kunststoffdichtungsbahn. Weiterhin wird rechtwinklig zur Beckeneingrenzung und mittig im Testdeich eine senkrecht verlaufende Dichtung von 1,0 m Länge unter Verwendung der strukturierten Kunststoffdichtungsbahn eingebaut, die den Fließweg der Sickerströmung vergrößert und der Fugenerosion entgegenwirkt.

Entsprechend der geführten Nachweise sowie der konstruktiven Maßnahmen ist eine ausreichende Sicherheit gegen Materialtransport im Anschlussbereich zwischen Deich und Beckeneingrenzung gegeben.

A.6.8 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Gemäß DWA (2011) ist die Gebrauchstauglichkeit eines Deichs gegeben, wenn sich die festgelegten Nutzungseigenschaften des Bauwerks bzw. von Bauwerksteilen in vorgegebenen Toleranzen halten. Dabei ist nachzuweisen, dass aufgrund von Setzungen, Verformungen oder Rissbildung die Standsicherheit erhalten bleibt.

Bei Setzungen verringert sich die Freibordhöhe am Deich und der Deich kann infolgedessen im Hochwasserfall früher überströmt werden. Dadurch können Erosionen an der luftseitigen Böschung hervorgerufen werden, die grundsätzlich die Gefahr des Standsicherheitsverlustes in sich bergen. Da das Einstaubecken kontrolliert befüllt sowie entleert wird, ist der Nachweis nicht zu erbringen.

Verformungen und Rissbildungen können die Funktionstüchtigkeit von Dichtungen und Dräns an Mehr-Zonen-Deichen verringern, so dass sich ein konzentrierter Austritt von Bodenmaterial in diesem Bereich einstellen kann. Der geplante Testdeich weist jedoch einen homogen aufgebauten Deichkörper ohne Dichtung und Dränbereich auf, weshalb der entsprechende Nachweis entfallen kann.

Unter Berücksichtigung der vorhandenen 3,05 m mächtigen Auelehmschicht auf dem Testgelände wird jedoch eine Konsolidationsberechnung zur rechnerischen Abschätzung der voraussichtlichen Konsolidation am Testdeich durchgeführt. Der Testdeich kann somit um das ermittelte Setzungsmaß erhöht werden, damit eine Endhöhe von 3,0 m nach Konsolidierung gewährleistet werden kann. Für die Berechnungen werden hier nur die bindigen Bodenschichten betrachtet, da angenommen wird, dass eine Setzung der tieferliegenden Sandschichten bereits durch die Auelehmschicht weitestgehend stattgefunden hat. Zudem findet bei nichtbindigen Böden aufgrund der hohen Durchlässigkeit eine direkte Abgabe des Porenwassers statt und es stellt sich nahezu gleichzeitig mit der Belastung die Setzung ein. Anders hingegen ist es bei bindigen Böden. Hier fließt das Porenwasser bei Belastung nur sehr langsam ab und behindert die vertikale Verformung des Bodens, aus der eine Setzung mit der Zeit resultiert. Dieser Vorgang wird als Konsolidation bezeichnet und ist erst nach längeren Zeiträumen abgeschlossen. Neben der Durchlässigkeit des Bodens ist der Steifemodul (E_s) eine wichtige Größe der Konsolidationsberechnung. Bei nichtbindigen Böden weist der Steifemodul einen größeren Wert auf als bei bindigen Böden und beschreibt die Verformung eines Bodens in Abhängigkeit der einwirkenden Spannung. Je größer der Steifemodul ist, desto mehr Kraft muss auf eine Fläche

aufgebracht werden, um die gleiche Verformung zu erhalten. Der Steifemodul ist allerdings keine konstante Größe, sondern variiert je nach Spannungsbereich. Im Allgemeinen wird der Steifemodul für die Setzungsberechnung als bereichsweise konstanter Verformungsparameter eingesetzt (Schmidt et al, 2017).

Die Setzungsberechnung wird mit Hilfe des Rechenprogramms GGU CONSOLIDATE durchgeführt und basiert auf der Konsolidationstheorie nach Terzaghi. Dabei wird unter der Annahme der Gültigkeit des Darcy'schen Gesetzes ($v = k * i$) und der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes ($\varepsilon = \sigma' / E_s$) folgende Differentialgleichung zu verschiedenen Zeitpunkten gelöst, und es werden die Setzungen berechnet (GGU, 2012):

$$\frac{\partial(\Delta u(z, t))}{\partial t} = \frac{k * E_s}{\gamma_w} * \frac{\partial(\Delta u(z, t))}{\partial z^2} \quad \text{Gl. A-29}$$

mit:

Δu	Porenwasserüberdruck in Abhängigkeit von z und t	[-]
z	Höhe, an dem die Porenwasserdrücke bestimmt werden	[m]
t	Zeitpunkt, an dem die Porenwasserdrücke bestimmt	[Tag]
E_s	Steifemodul der Schicht	[MN/m ²]
k	Durchlässigkeitsbeiwert der Schicht	[m/s]

Für die Berechnung werden folgende Eingangsgrößen der Bodenkennwerte aus dem vorliegenden Bodengutachten gewählt (ISM, 2014):

SU*

Wichte:	Y/ Y'	=19,0/ 9,0 kN/m ³
Steifemodul	E_s	=5 MN/m ²
k-Wert	k	=5*10 ⁻⁶ m/s

UM

Wichte:	Y/ Y'	=18,0/ 8,0 kN/m ³
Steifemodul	E_s	=2-5 MN/m ²
k-Wert	k	=1*10 ⁻¹⁰ m/s

Mit den Eingangsgrößen und einer gewählten Lastzunahmezeit von 5 Tagen bis zum Erreichen der vollständigen Belastung durch Fertigstellung des Testdeichs wird eine Konsolidation laut GGU CONSOLIDATE infolge der Auflast von rund 8 cm erwartet.

In Abb. A-57 sind die Ergebnisse dargestellt und zeigen den Setzungsverlauf nach 10.000 Tagen (\approx 27 Jahre), anhand derer eine vollständige Konsolidation nach rund 8.000 Tagen (\approx 22 Jahre) stattgefunden hat. Nach etwa 5 Jahren stellt sich eine Setzung von 80 % mit rund 6 cm ein.

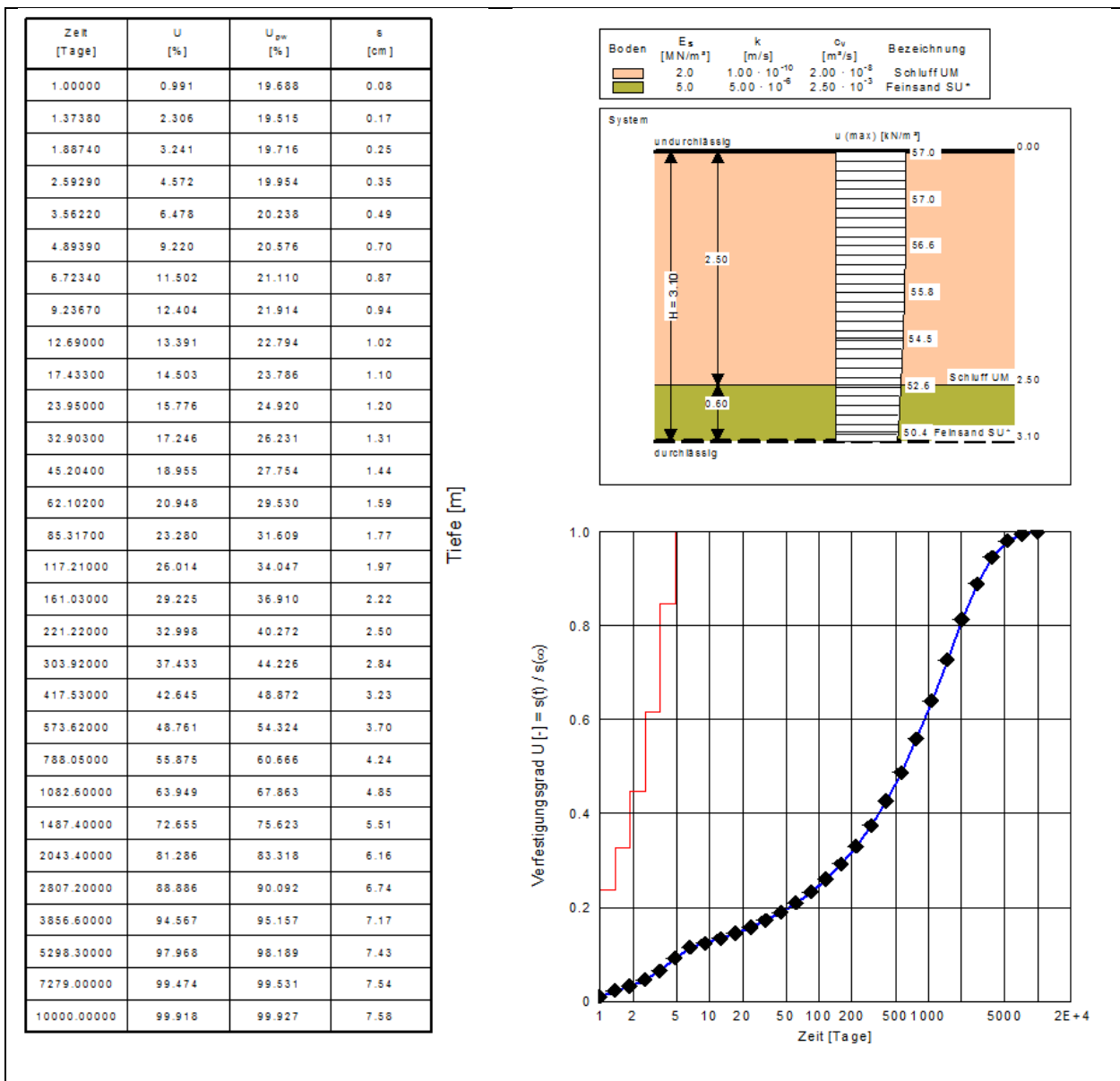


Abb. A-57: Ergebnisse der Setzungsberechnung der IWA-Testanlage im Bereich des Testdeichs mit den gewählten Eingangswerten aus dem vorliegenden Baugrundgutachten laut GGU CONSOLIDATE

Die Ergebnisse der Setzungsberechnungen sind als Richtwerte anzusehen. Es ist nicht davon auszugehen, dass die realisierten Werte millimetergenau mit den berechneten übereinstimmen werden. Mit Änderung des Durchlässigkeitsbeiwertes oder des Steifemoduls können die Ergebnisse der Konsolidationsberechnung stark variieren, so dass die tatsächlich eintretende Konsolidierung nach Fertigstellung der Testanlage zu beobachten ist.

A.6.9 Geotechnische Nachweise des Kunststoffbewehrten Erdkörpers

Sämtliche Berechnungen für die erforderlichen Nachweise des Kunststoffbewehrten Erdkörpers wurden von der Firma Huesker Synthetic GmbH durchgeführt und zur Verfügung gestellt. Die Standsicherheitsberechnungen erfolgten mit dem Programm GGU STABILITY (Huesker, 2016).

In Abb. A-58 ist eine Standsicherheitsberechnung des Kunststoffbewehrten Erdkörpers mit einem Geogitter dargestellt. Der ungünstigste Gleitkreis weist einen Ausnutzungsfaktor von $\mu_{\max} = 0,86$ auf. In dieser Berechnungssituation ist kein Wasser eingestaut und auch kein anfallender Erddruck aus dem Deich vorhanden.

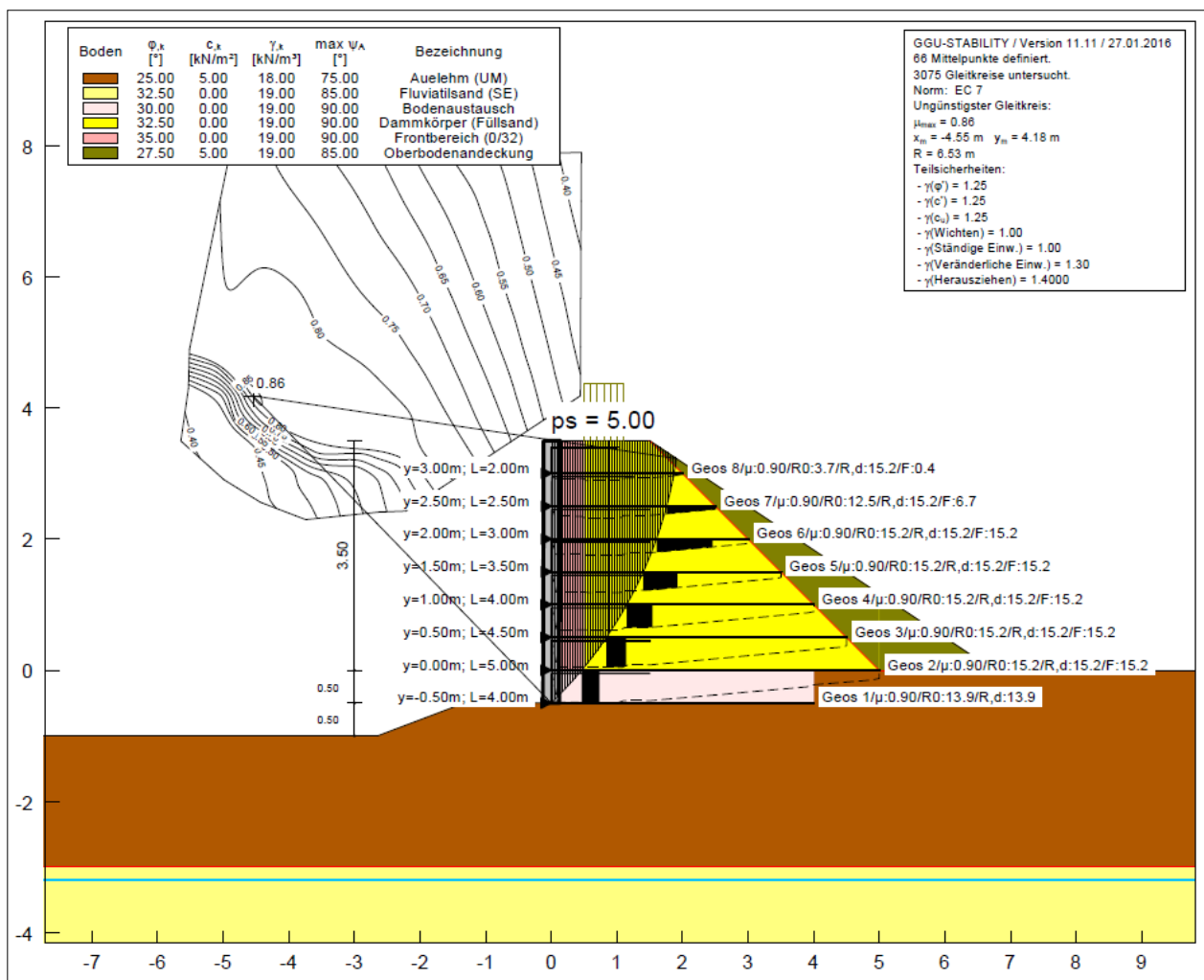


Abb. A-58: Standsicherheitsberechnung des Kunststoffbewehrten Erdkörpers (Huesker, 2016)

Der Nachweis im Bereich des Testdeichs und bordvollem Wassereinstau ist in Abb. A-59 dargestellt und wird mit einer Ausnutzung von 35 % gewährleistet. Diese Darstellungen zeigen, dass mit Hilfe des Geogitters die Erstellung einer senkrechten Wand aus Bodenmaterial in Bezug auf einen Böschungsbruch sowie Böschungsgrundbruch mit ausreichender Sicherheit möglich ist.

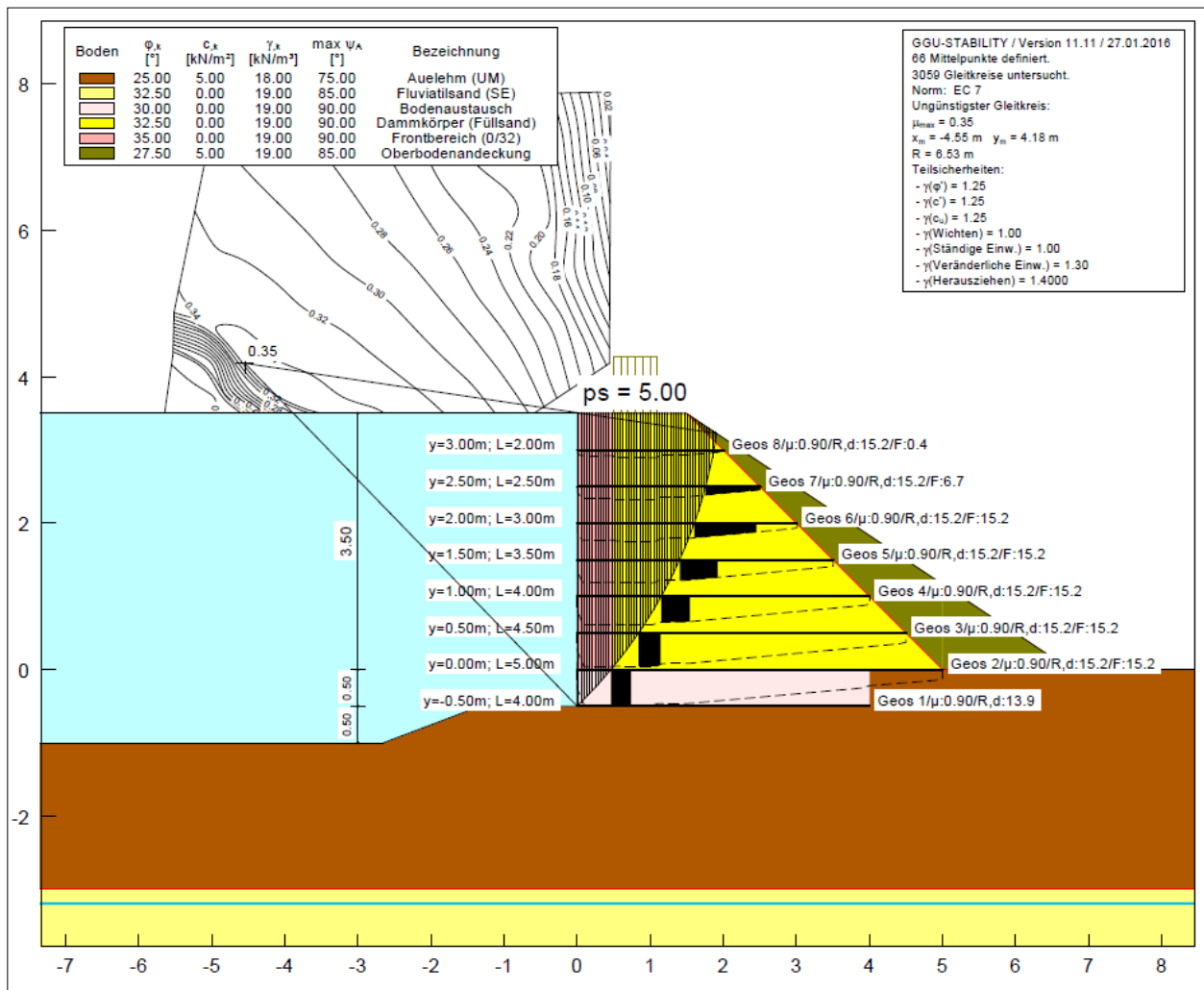


Abb. A-59: Standsicherheitsberechnung des Kunststoffbewehrten Erdkörpers mit Wassereinstau und Erddruck aus dem Testdeich (Huesker, 2016)

A.6.10 Zusammenfassung der geotechnischen Nachweise

Mit den gewählten Deichbaumaterialien, den zugehörigen Bodenkennwerten und einer in den Rechnungen stabilisierend angesetzten Grasnarbe wurde beim Standsicherheitsnachweis des Böschungsbruchs bzw. des Böschungsgrundbruchs mit der Bemessungssituation des bordvollen Einstaus eine Ausnutzung von 100 % ermittelt. Bei der Nachweisführung mit der Bemessungssituation des Bemessungshochwasserstands wurde unter Ansatz der ungünstigeren Teilsicherheitsbeiwerte eine Ausnutzung von 104 % berechnet. Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzepts wurden beim bordvollem Einstau 10 % und beim Bemessungshochwasserstand 25 % Sicherheit eingerechnet, so dass trotz der Überschreitung des Ausnutungsgrads eine ausreichende Sicherheit der globalen Standsicherheit während der Versuchsdurchführung angenommen werden kann.

Der Nachweis der lokalen Standsicherheit der Böschung sowie des Böschungsfußes konnte nicht erbracht werden. Grund hierfür sind die absichtlich ungünstig gewählten Werte der Deichgeometrie und des Deichaufbaus.

Die Versuchsdurchführung mit bordvollem Einstau ist gemäß der durchgeführten globalen Standsicherheitsnachweise theoretisch möglich, sollte allerdings nur unter strenger Beaufsichtigung durchgeführt werden. Auf der sicheren Seite liegend sind die Versuche am Testdeich bei einem Wasserstand von 2,50 m durchzuführen, da sich aufgrund der geringeren Belastung die Sicherheit gegen Bruchversagen erhöht. Aufgrund des hohen Ausnutzungsgrads sowie der kritischen Standsicherheit des Böschungsfußes im eingestauten Zustand sind die Versuche generell unter strenger Beobachtung durchzuführen. Sie sind bei dem geringsten Anschein einer Schadensbildung abzubrechen und das eingestaute Wasser ist in dem Fall kontrolliert abzupumpen.

Die hydraulischen Nachweise und die Nachweise der Sicherheit gegen Materialtransport im Deichkörper in Bezug auf Suffosion sowie Kontakterosion konnten mit den gewählten bzw. anstehenden Bodenmaterialien erbracht werden. Für den Anschlussbereich zwischen Deich und Beckeneingrenzung wurde eine konstruktive Lösung zum Schutz gegen Piping mit Hilfe einer rechtwinklig zur Beckeneingrenzung und mittig im Testdeich verlaufenden Dichtung gewählt.

Die Berechnung der Konsolidation infolge Auflast durch den Testdeich ergaben, dass sich eine vollständige Konsolidation mit etwa 8 cm nach 22 Jahren einstellt.

A.7 Entwurf der IWA-Testanlage

Auf Basis der Grundlagenermittlung wird die IWA-Testanlage auf der zur Verfügung gestellten Fläche am Ausbildungszentrum Hoya konzipiert. Abb. A-60 zeigt den Grundriss der IWA-Testanlage mit der Abmessung von 33,0 m x 28,50 m. In die offene Flanke des U-förmigen Eintaubebeckens wird ein 15 m langer Testdeich eingebaut. Zum Erreichen des Laufstegs auf dem Eintaubecken ohne Querung der Böschung des Testdeichs wird seitlich eine Treppe angeordnet. Die Lage der 14 Drainageleitungen zum Einsatz des Monitoringsystems zur Bestimmung der Sickerlinienlage im Testdeich ist anhand gestrichelter Linien dargestellt. Auf der Landseite ist zudem das Entwässerungssystem mit Sickerschacht dargestellt, das zur Sammlung von anfallendem Sickerwasser und zur Rückführung desselben in den Eintaubereich mit Hilfe von Pumpentechnik dient. Auch im Eintaubereich wird ein Sickerschacht angeordnet, der für die Entleerung des Eintaubereichs sowie zur Sammlung von anfallendem Sickerwasser beim Test linienartiger Hochwasserschutzsysteme eingesetzt wird.

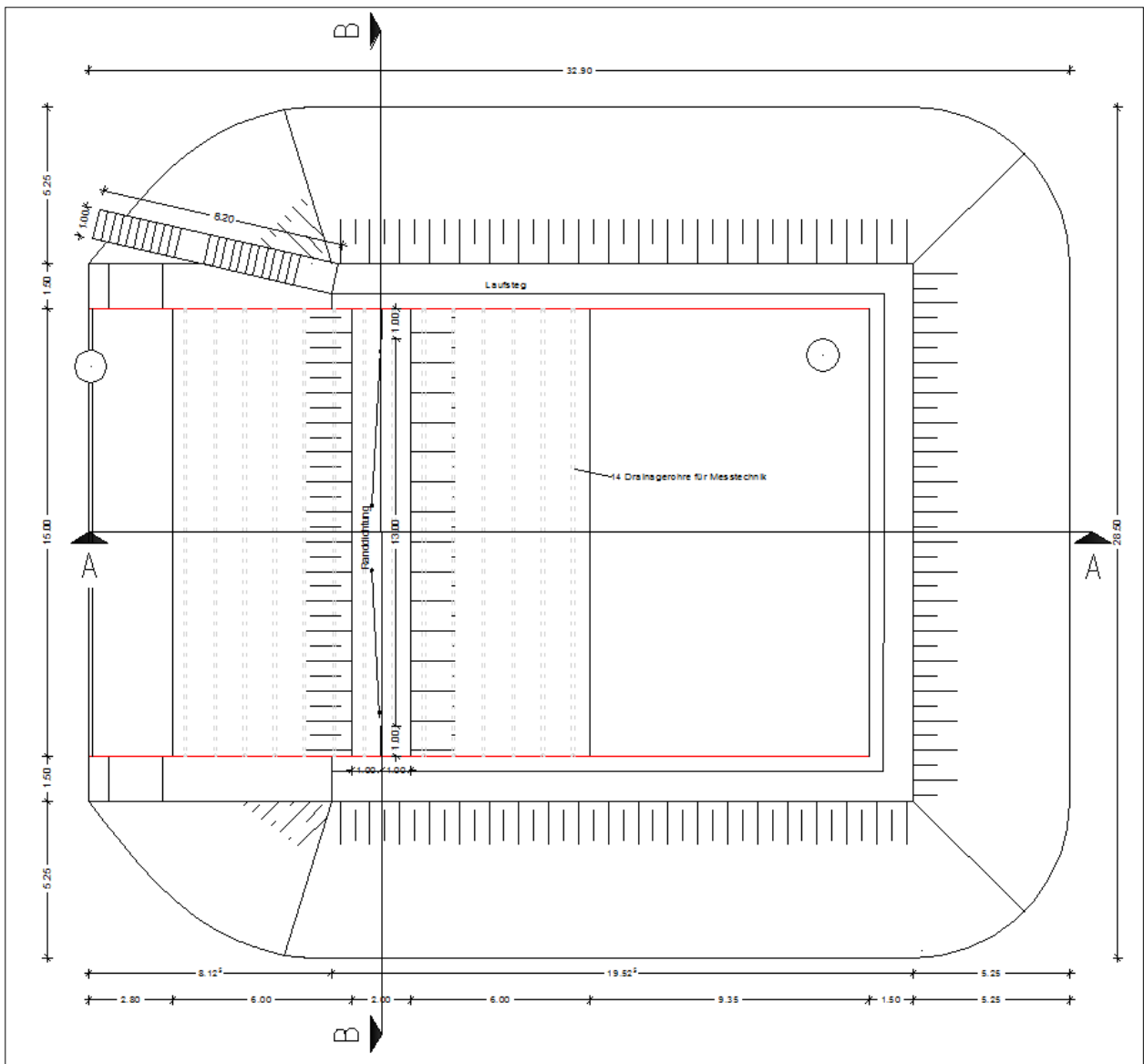


Abb. A-60: Grundriss der Testanlage

Abb. A-61 zeigt den Schnitt A-A aus Abb. A-60, bei dem das Querprofil der Testanlage mit der Testdeichgeometrie und dem Aufbau des Kunststoffbewehrten Erdkörpers ersichtlich wird. Die Überhöhung des Testdeichs um das Maß der berechneten Setzung in Kapitel A.6.8 wird im Querschnitt nicht dargestellt, ist jedoch beim Bau der IWA-Testanlage zu berücksichtigen. Zudem sind die 14 Pegelrohre dargestellt, die an den am Grund liegenden Drainageröhren angeschlossen werden und zur Installation der Druckmessdosens dienen. Wegen der beträchtlichen Absturzhöhe von 3,80 m im Einstaubereich wurde ein Geländer als Absturzsicherung eingeplant. In Abb. A-62 wird das Längsprofil anhand des Schnitts B-B dargestellt. Hier sind nochmals der Aufbau des Kunststoffbewehrten Erdkörpers sowie die Absturzsicherung dargestellt.

B Bau der IWA-Testanlage

In 2016 erfolgte der Bau der IWA-Testanlage und wurde in den folgenden Arbeitsschritten durchgeführt, die im weiteren Verlauf näher erläutert werden:

- Vorbereitende Maßnahmen
- Bau des Einstaubeckens
- Bau des Testdeichs
- Bau einer Absturzsicherung
- Installation der Messtechnik
- Installation des Wasserspeichers

B.1 Vorbereitende Maßnahmen

Abb. B-1 zeigt die Lage der geplanten Testanlage auf dem Gelände des THW-Ausbildungszentrums Hoya. Im Planungsbereich sind Teile eines Trümmerkegels für die Ausbildung von Spürhunden vorhanden, der im Vorfeld der Baumaßnahme zurückgebaut werden musste. Auch wurde ein kleiner Baum- bzw. Buschbestand sowie Teile eines alten, nicht mehr für den Hochwasserschutz genutzten Deichs vorgefunden, die für den Bau der Testanlage zu entfernen waren.



Abb. B-1: Lage der Testanlage auf dem Gelände des THW-Ausbildungszentrums Hoya (Foto: geändert nach Google Earth)

Die notwendige Beräumung wurde unter Einsatz von schwerem, beim THW-Ausbildungszentrum zur Verfügung stehendem Baugerät durchgeführt (Abb. B-2), so dass ein Planum für den Bau der Testanlage geschaffen werden konnte (Abb. B-3).



Abb. B-2: Entfernung des Baumbestands im Bereich der geplanten Testanlage



Abb. B-3: Fertiggestelltes Planum

B.2 Einstaubecken

Im gesamten Bereich des Einstaubeckens ist für einen realitätsnahen Aufbau eines Flussdeichs im Modell eine Auelehmschicht mit einer Mächtigkeit von 1,0 m einzubauen. Der Einbau einer darunter liegenden Kunststoffdichtungsbahn verhindert zudem die Durchfeuchtung des angrenzenden Gebiets. Für diesen Aufbau bedarf es eines 1,0 m tiefen Bodenaushubs auf dem Testgelände. Gemäß des vorliegenden Bodengutachtens (ISM, 2014) ist im Bereich der zu erstellenden Testanlage bereits ein auelehmhaltiger Boden vorzufinden. Da dieser Boden als Untergrund unter dem Testdeich verwendet werden soll, wurde die obere Bodenschicht bis zur Oberkante der Auelehmschicht abgetragen (Abb. B-4).



Abb. B-4: Begradigung der Fläche des Testgeländes

Anschließend wurde der Bodenaushub auf die erforderliche Solltiefe durchgeführt (Abb. B-5), wobei der Aushub für den Wiedereinbau nach der Installation der Kunststoffdichtungsbahn zwischengelagert wurde. In Abb. B-6 ist die fertiggestellte Baugrube dargestellt.



Abb. B-5: Erstellung der Baugrube des Testgeländes



Abb. B-6: Fertiggestellte Baugrube des Testgeländes

Als Bauweise für das U-förmige Einstaubecken wurde, wie in Kapitel A.4.1.3 beschrieben, der mit Hilfe der Bauweise der Kunststoffbewehrten Erde (KBE) ausgeführte Erddamm ausgewählt. Hierfür kam das System „Fortrac“ des Unternehmens HUESKER Synthetic GmbH zum Einsatz. Die KBE wird in acht Arbeitsschritten aufgebaut (Abb. B-7).

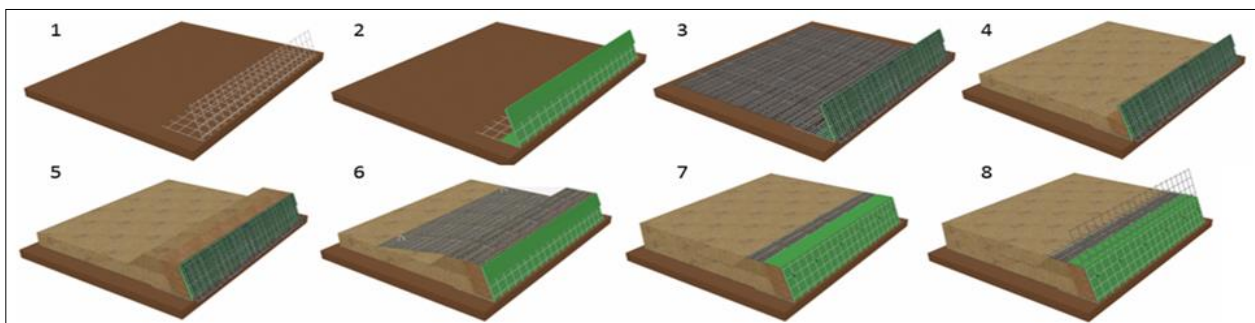


Abb. B-7: Aufbauanleitung KBE Fortrac® Natur S; (HUESKER, 2014)

Im ersten Schritt werden abgewinkelte Stahlgitter als Schalelement aufgestellt, ausgerichtet und miteinander verbunden (1). Darauf folgt das Einlegen einer Erosionsschutzmatte, die das Ausrieseln des Hinterfüllmaterials verhindert (2). Anschließend wird das Geogitter faltenfrei verlegt und ein Rückumschlag von 1,50 m Länge über das Stahlgitter gelegt (3). Um eine Verformung des Stahlgitters beim Bodeneinbau zu verhindern, werden von innen in bestimmten Abständen diagonale Abspannhacken zur Versteifung eingesetzt. Nach Einbau der Abspannhacken wird in einer Breite von 50 cm sowie einer Schichtdicke von 20 – 30 cm ein gut zu verdichtender Boden eingebaut. Die restliche benötigte Breite für den Erdwall wird anschließend mit einem Füllsand aufgefüllt und die gesamte Lage mit entsprechendem Gerät verdichtet (4). Wie zuvor wird im Frontbereich Bodenmaterial bis auf Höhe des Stahlgitters lagenweise und in einer Breite von 50 cm eingebracht und verdichtet (5). Das über dem Stahlgitter hängende Geogitter wird nun zurückgeschlagen und mit Stahlnägeln oder Schüttmaterialien so fixiert, dass es sich an der Abtreppung über den Boden straff spannt (6). Anschließend wird der Rest der Lage eingebracht und verdichtet (7). Für die nächste Lage wird wie im Arbeitsschritt 1 begonnen (8). (Huesker, 2014)

Die einzelnen Arbeitsschritte bis zur Fertigstellung des Kunststoffbewehrten Erdwalls sind am Beispiel der Baumaßnahme des Testgeländes inklusive Bau einer innenliegenden Absturzsicherung in Abb. B-8 bis Abb. B-15 dargestellt.



Abb. B-8: Kunststoffbewehrter Erdwall – Arbeitsschritte 1 bis 3 – Aufstellen Schalelement, Einlegen der Erosionsschutzmatte, Verlegung Geogitter



Abb. B-9: Kunststoffbewehrter Erdwall – Arbeitsschritt 4 – Einbringen und verdichten von Bodenmaterial



Abb. B-10: Kunststoffbewehrter Erdwall – Arbeitsschritt 5 – Einbringen und Verdichten von Bodenmaterial bis auf die Höhenlage des Stahlgitters



Abb. B-11: Kunststoffbewehrter Erdwall – Arbeitsschritt 6 – Rückschlagen und fixieren des Geogitters



Abb. B-12: Kunststoffbewehrter Erdwall – Arbeitsschritt 7 und 8 – Einbringen des restlichen Bodenmaterials der Lage und Aufbau der Folgelage



Abb. B-13: Kunststoffbewehrter Erdwall – Aufbau der dritten Lage



Abb. B-14: Installation der innenliegenden Absturzsicherung



Abb. B-15: Fertigstellung des Kunststoffbewehrten Erdwalls

Das Eintaubecken kann während der Tests mit einem Wasserstand bis zu 3,0 m Höhe eingestaut werden, was einem Füllvolumen von rund 550 m³ entspricht. Zur Vermeidung des Austrags von Sickerwasser im Kunststoffbewehrten Erdwall und somit auch der Gefahr des Austrags von Erdmaterialien infolge des hohen Wasserstandsgradienten wurde das Eintaubecken mit Hilfe einer Kunststoffdichtungsbahn (KDB) gedichtet. Die Verlegung der KDB erfolgte nicht nur entlang der Abschlusskonstruktion, sondern auch flächig unterhalb der Sohle des Eintaubeckens, um einen Wasserverlust in das Erdreich sowie eine Vernässung des umliegenden Bereichs des Testgeländes zu verhindern. Zum Schutz der Durchdringung der KDB wird ein Vlies entlang der Seitenwände und an der Basis verlegt (Abb. B-16). Die 4,0 m breiten Kunststoffdichtungsbahnen werden auf der Sohle verlegt und miteinander im Randbereich verschweißt. Abb. B-17 zeigt die Montage der seitlichen Abdichtung. Dabei wird die KDB vom Kunststoffbewehrten Erdwall über die vertikale Wand und über die Abschrägung bis zur bereits verlegten KDB an der Sohle abgerollt. Die Stöße müssen zur Gewährleistung der Wasserdichtigkeit wie an der Sohle miteinander verschweißt werden. In Abb. B-18 ist die fertige Dichtung des Eintaubeckens dargestellt, bei der auch die an den Seitenwänden befestigten Kunststoffsegel zu sehen sind. Diese dienen der Verlängerung des Sickerwegs im Randbereich des einzubauenden Testdeichs und verhindern somit eine erhöhte Sickerrate während der Versuchsdurchführung.



Abb. B-16: Verlegung eines Vlieses zum Schutz der Kunststoffdichtungsbahn



Abb. B-17: Einbau der Kunststoffdichtungsbahn



Abb. B-18: Dichtung mit einer Kunststoffdichtungsbahn

Zum Schutz vor Durchdringungen der KDB während des Bodeneinbaus wurde im Vorfeld ein Vlies im Sohlbereich verlegt (Abb. B-19). Das Bodenmaterial wurde mit Hilfe des eingesetzten Kettenbaggers in drei Lagen eingebaut und durch flächiges Befahren der Bodenschicht verdichtet.



Abb. B-19: Einbau der Auelehmschicht

Damit das eingestaute Wasser nach den Versuchsdurchführungen mit Deichverteidigungssystemen aus dem Einstaubereich abgepumpt bzw. anfallendes Sickerwasser während der Versuchsdurchführungen mit Schutzsystemen für den linienartigen Hochwasserschutz (Kapitel 7) im Einstaubereich aufgefangen und gemessen werden kann, wurde ein Sickerschacht mit einem Durchmesser von 1,0 m und einer Höhe von 0,90 m am hinteren Ende des Einstaubereichs installiert. Mit einem entsprechenden Gefälle wurde die Oberfläche so modelliert, dass der Wasserzufluss zum und in den Sickerschacht gewährleistet wird. Einen Austrag von Feinmaterialien während des Abpumpens verhindert die Installation eines Schutzvlieses im Kontaktbereich zwischen Sohle und Sickerschacht (Abb. B-20). Abb. B-21 zeigt den fertigen Einbau der Auelehmschicht sowie die verlegten Drainageleitungen auf der Oberfläche der Auelehmschicht. Diese sind Bestandteil des Monitoringsystems zur Bestimmung der Sickerlinienlage im Testdeich. Umschlossen mit Kokosfiltern wird der Eintrag von Sediment in die Drainageleitungen verhindert. Das rechte Ende ist gedichtet, so dass auch hier der Eintrag von Bodenmaterial verhindert wird. Am linken Ende wurde ein Kanalgrundrohr (KG-Rohr) angeschlossen, dass über einen 90° Bogen wieder an die Oberfläche geführt wird. Diese Pegelrohre dienen der Installation der einzusetzenden Messtechnik.



Abb. B-20: Einbau des Wasserseitigen Sickerschachtes



Abb. B-21: Installation der Drainageleitungen

B.3 Testdeich

Der Testdeich wurde als homogener Körper aus einem schluffigen Sand hergestellt (Abb. B-22). Um einen guten Verdichtungsgrad zu erreichen, wurde das Bodenmaterial lagenweise aufgebracht und mit einer motorbetriebenen Baumaschine verdichtet. Zudem fand eine zusätzliche Verdichtung durch dem Kettenbagger statt, mit dem das Bodenmaterial eingebaut und zudem der Testdeich mit der geforderten Böschungsneigung von 1:2 profiliert wurde (Abb. B-23).



Abb. B-22: Einbau des Deichbaumaterials



Abb. B-23: Profilierung des Testdeichs

Im Zuge der Deichprofilierung wurde eine 20 cm dicke Mutterbodenschicht auf der wasserseitigen Deichböschung und im Einstaubereich aufgebracht, die für das Anwachsen der Grasnarbe von Bedeutung ist. Mit der eingebauten Grasnarbe werden zum einen realitätsnahe Versuchsbedingungen für Tests an den Deichverteidigungssystemen gewährleistet und zum anderen eine besondere Untergrundbeschaffenheit für die Versuche an den Systemen des linienartigen Hochwasserschutzes geschaffen. In Abb. B-24 ist der profilierte und für den Einbau des Rollrasens vorbereitete Testdeich dargestellt.

Direkt vor dem Einbau der 50 cm breiten und 2,0 m langen Rollrasenelemente wurde der Mutterboden aufgelockert und bewässert, um eine gute Durchwurzelung des Rasens in die Mutterbodenschicht zu ermöglichen (Abb. B-25). Zur Lagestabilität des Rollrasens auf der Deichböschung wurde dieser mit Holzpflocken gegen Abrutschen gesichert.

Vor den ersten Versuchsdurchläufen musste eine gute Durchwurzelung des Rasens mit der unterliegenden Bodenschicht gewährleistet werden, damit der Testdeich und der Einstaubereich den einwirkenden Belastungen standhalten konnte. Für eine optimale Verwurzelung bedurfte es einer aufwendigen Pflege durch häufiges Bewässern und Mähen der Rasenfläche über sechs Monate. Der vollständige Testdeich mit der angewachsenen Grasnarbe ist in Abb. B-26 dargestellt.



Abb. B-24: Fertiger Deichkörper einschließlich aufgebrachtter Mutterbodenschicht



Abb. B-25: Einbau des Rollrasens

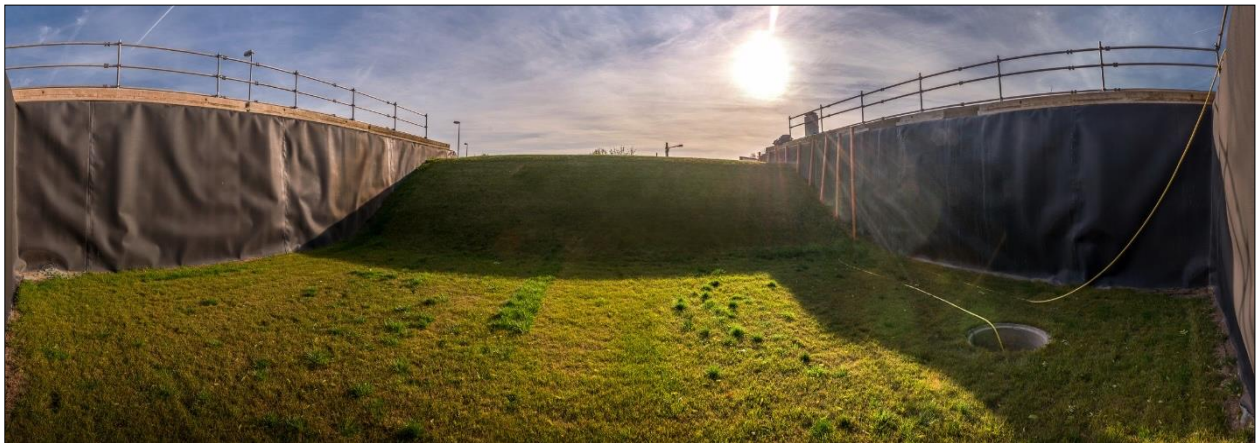


Abb. B-26: Fertiggestellter Testdeich mit angewachsener Grasnarbe

B.4 Aufbau einer Absturzsicherung

Der Kunststoffbewehrte Erdwall dient neben der Möglichkeit der Simulation von Hochwasserereignissen auch als Besichtigungsplattform während der Versuchsdurchführung. Aufgrund der 3,50 m hohen senkrechten Wand im Einstaubereich besteht die Gefahr des Absturzes, so dass nach dem Arbeitsschutzgesetz eine Sicherung des Arbeitsplatzes herzustellen ist (ArbSchG, 1996). Die Arbeitsstättenrichtlinie (ASR A 2.1, 2018) legt fest, dass bei Absturzgefahr eine Umwährung (Geländer) mit einer Höhe von 1,0 m anzubringen ist. Zudem muss diese einer Horizontallast von 1.000 N/m standhalten (ASR A 2.1, 2018). Ein tragfähiges Geländer kraftschlüssig in den Kunststoffbewehrten Erdwall zu verankern ist nicht realisierbar. Aufgrund dessen wurden Betonfertigteile im oberen Randbereich des Einstaubeckens verlegt, welche als Fundament der anzubringenden Absturzsicherung dienen. Für die Gewährleistung der Standfestigkeit war ein Belastungstest am zu installierenden Geländer erforderlich. In Abb. B-27 ist der Zugversuch dargestellt, bei dem ein 2,5 m breites Geländermodell belastet wurde. Die Einwirkung von 1.000 N/m (100 kg/m) konnte problemlos aufgenommen werden. Zudem wurde ein Test zur Ermittlung der maximal aufzunehmenden Kräfte der Befestigungsmaterialien sowie der Schweißnaht am Geländerpfosten durchgeführt. Hierfür musste das Betonfertigteil zusätzlich beschwert werden, bis es bei einer Zugkraft von 5,05 kN (etwa 2,5 kN/ Geländerpfosten) versagte, was einer horizontalen Einwirkung von 2.000 N/m bei einer Stützenweite von 2,50 m entspricht (Abb. B-29).



Abb. B-27: Zugversuch am Geländer



Abb. B-28: Maximal aufgebrachte Zugkraft von 5,05 kN (etwa 505 kg)



Abb. B-29: Beschädigtes Geländer nach maximaler Belastung (links); Einbau der Betonfertigteile (rechts)

Die einzelnen Betonfertigteile wurden mit Hilfe eines Autokrans auf der Oberkante des Eintaubebeckens in einer Flucht verteilt und die entstandenen Zwischenräume mit Beton verfüllt (Abb. B-29). Mit einer Höhe des obersten Holms von 1,10 m erfüllt das Geländer die Anforderungen der ASR A 2.1 (2018). Der unterste Holm wurde direkt oberhalb des Betonfertigteils montiert und dient dem Absturzschutz von Gegenständen, die sich in Bodennähe befinden. Der Zwischenholm wurde anschließend mittig zwischen dem oberen und unteren Holm befestigt. In Abb. B-30 ist die fertiggestellte Absturzsicherung während eines Einstauversuchs dargestellt. Für die sichere Erreichbarkeit der Aussichtsplattform wurde zusätzlich eine Treppe an der Böschung im Frontbereich des Kunststoffbewehrten Erdwalls eingebaut (Abb. B-31). Zur Gewährleistung der Absturzsicherung ist auch hier ein Geländer montiert worden.



Abb. B-30: Fertiggestellte Absturzsicherung während eines Einstauversuchs

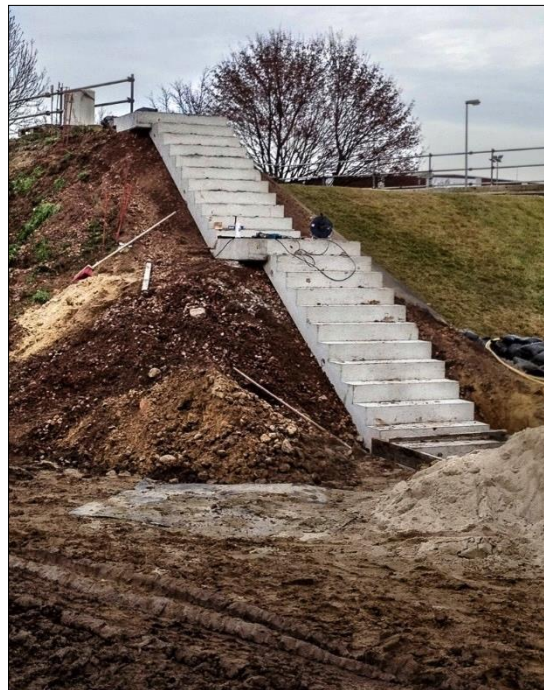


Abb. B-31: Einbau der Treppe

B.5 Messtechnik

Die Messung der Sickerlinienlage im Deichkörper erfolgt über insgesamt 14 Druckmessdosen des Typs ATM/N der Firma Sensoren Transmitter Systeme GmbH, die in hierfür vorgesehene Pegelrohre installiert werden. Der eingestellte Druckbereich beträgt 4,0 m Wassersäule (m WS) und die Messgenauigkeit der Sensoren ist $< 0,09\%$ bei 0 m WS und $< 0,2\%$ bei 4,0 m WS.

Zum Vergleich numerisch ermittelter stationärer und instationärer Sickerlinienverläufe ist Messtechnik im Testdeich zu installieren, mit der die Sickerlinienlage im Deichkörper während der Testläufe gemessen, gespeichert und ausgegeben werden kann. Hierfür wurden insgesamt 14 Druckmessdosen des Typs ATM/N der Firma Sensoren Transmitter Systeme GmbH mit einem eingestellten Druckbereich von 4,0 m Wassersäule in hierfür vorgesehene Pegelrohre installiert. Das an den Druckmessdosen befindliche Kabel führt aus dem Pegelrohr heraus und schließt an der Oberfläche an einem Datenlogger an (Abb. B-32 und Abb. B-33). Durch diese Konstruktion

können die Druckmessdosen ohne großen Aufwand entnommen und für Messungen während der Versuchsdurchführungen an den Systemen für den linienartigen Hochwasserschutz im Einstaubereich genutzt werden. Zur visuellen Kontrolle des Wasserstands im Einstaubereich kommt zudem eine Messlatte zum Einsatz (Abb. B-33).



Abb. B-32: Messkonstruktion am Testdeich mit Pegelrohren



Abb. B-33: Einsatz einer Messlatte im Einstaubereich (links); Angeschlossene Druckmessdosen an den Datenloggern im Messschrank (rechts)

Das während eines Einstaus anfallende Sickerwasser kann binnenseitig mittels einer eingebauten Entwässerungsrinne in einen Sickerschacht geleitet werden (Abb. B-34). Eine installierte Tauchpumpe fördert das Sickerwasser wieder in den Einstaubereich und gewährleistet somit ein konstantes Höhenniveau des Wasserstands. In dem hierfür notwendigen Wasserschlauch ist ein Magnetisch-Induktiver-Durchflusssensor vom Hersteller Siemens, Typ: SITRANS F M MAG 5100 W mit einem Durchmesser von DN 80 sowie einem Messbereich zwischen 0 und 10 m/s und einer Messgenauigkeit von $\pm 0,1 \%$ zwischengeschaltet (Abb. B-35), mit dem das Volumen des zurückgeführten Sickerwassers gemessen werden kann. Dies ermöglicht die Dokumentation einer Sickerratenänderung nach Aufbringen des Schutzsystems.

Gleiches gilt für die Versuchsdurchführungen mit den Systemen des linienartigen Hochwasserschutzes. Unter- und umströmendes Sickerwasser, das an den seitlichen Begrenzungen sowie Elementstößen entsteht, kann sowohl oberflächlich als auch über den Untergrund in den eingebrachten Sickerschacht im Einstaubereich aufgefangen und zurück in den Einstaubereich gepumpt werden. Mit dem zwischengeschalteten Magnetisch-Induktiven-Durchflusssensor kann die anfallende Sickerwassermenge über die Einstaudauer bestimmt werden.



Abb. B-34: Entwässerungsrinne am Testdeich



Abb. B-35: Magnetisch-Induktiver-Durchflusssensor (Siemens, Typ: SITRANS F M MAG 5100 W)

Für die Kalibrierung der Messtechnik wurde das Becken mit einem Wasserstand von 1,30 m geflutet, so dass alle 14 Druckmessdosen einen Wert registrieren konnten. In Abb. B-36 und Abb. B-37 wird die gemessene stationäre Sickerlinienlage mit der nach GGU-Flow 2D berechneten Sickerlinienlage verglichen. Theorie und Praxis zeigen einen nahezu identischen Sickerlinienverlauf. Als Plausibilitätskontrolle wurden zudem visuelle Tests durchgeführt, bei dem zum einen der Wasserstand im Einstaubereich gemessen und zum anderen die Austrittsstelle des Sickerwassers auf der landseitigen Deichböschung erfühlt und anschließend gemessen wurde.

Die ermittelten Werte stimmten mit den gemessenen Werten nahezu überein, so dass davon auszugehen ist, dass die Druckmessdosen realistische Messergebnisse liefern.

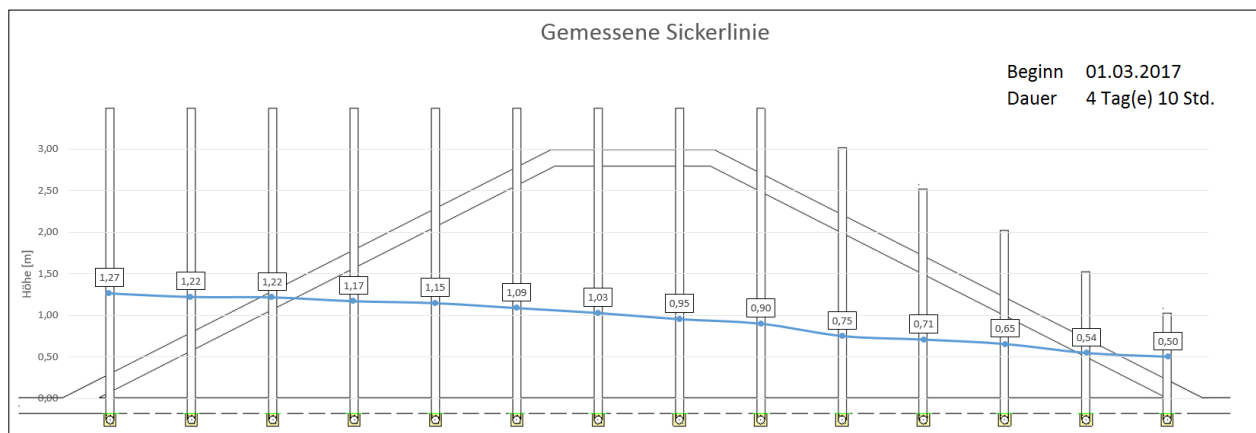


Abb. B-36: Ermittelte Sickerlinienlage nach Kalibrierung der Druckmessdosen bei einem Wasserstand im Eintaubecken von 1,30 m

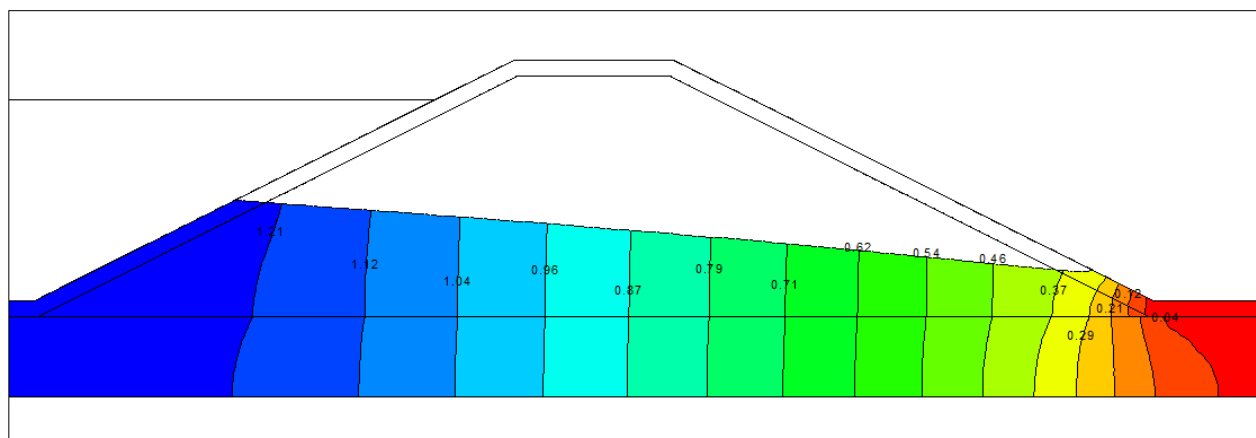


Abb. B-37: Sickerlinienlage laut GGU-Flow 2D mit einem Wasserstand im Eintaubecken von 1,30 m

B.6 Aufbau eines Wasserspeichers

Das benötigte Wasservolumen für die Versuchsdurchführungen wird über einen naheliegenden Grundwasserbrunnen in den Eintaubereich gefördert. Je nach Grundwasserstand fördert der Brunnen zwischen 60 l/min und 100 l/min, womit der Füllvorgang für das maximal benötigte Wasservolumen von etwa 550 m³ allein über den Grundwasserbrunnen rund 6 Tage andauert, was deutlich über den geforderten 30 Stunden aus Kapitel A.4.2.1 liegt. Um den Zeitaufwand des Füllvorgangs zu verkürzen, wurden zwei Wasserspeicher mit einem Füllvolumen von je 50 m³ bestehend aus einem flexiblen Planenwerkstoff konfektioniert. Die fünf Meter breiten und zehn Meter langen Wasserspeicher wurden in unmittelbarer Nähe zur Testanlage und zum Grundwasserbrunnen installiert. Sie können vor Beginn der Versuchsdurchführung aufgefüllt und entsprechend binnen weniger Stunden mit Hilfe von Pumpentechnik in das Eintaubecken entleert werden. Jeweils zwei installierte Füllstutzen ermöglichen zudem parallel die Wasserentnahme für den Füllvorgang des Eintaubeckens sowie die Füllung der Wasserspeicher aus dem Grundwasserbrunnen.

Für die Montage der Wasserspeicher wurde im Vorfeld ein Planum aus Feinsand hergestellt, das mit einem Vlies zum Schutz vor spitzen Gegenständen bedeckt wurde (Abb. B-38). In Abb. B-39 ist die gesamte Testanlage samt gefüllter Wasserspeicher dargestellt.



Abb. B-38: Aufbringen eines Schutzvlieses zum Schutz der Wasserspeicher



Abb. B-39: Gesamte Testanlage mit gefüllten Wasserspeichern

C Herstellerverzeichnis von ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsystemen

Hersteller / Vertrieb	Produkt	Typ	Schutzhöhe [m]	Höhe [m]	Länge [m]	Breite [m]	Gewicht [kg]	Hauptmaterial	Füllmaterial	Internetseite
Aquariwa GmbH	Aquariwa	Becken-system	0,5 - 1,5	0,9 - 1,5	1,0 - 1,5	1,0 - 1,5	15,0 - 55,0	GFK	Wasser, Schüttgut	www.aquariwa.de
	BigBag	Becken-system	k.A.	0,75 - 1,8	0,79 - 0,95	0,79 - 0,95	k.A.	Kunststoff-gewebe	Schüttgut	www.big-bag.com
Fluval Innovations Ltd	Floodstop-Barrier	Becken-system	0,5 - 0,9	0,5 - 1,0	1,0	0,75	10,0 - 26,0	k.A.	Wasser	www.fluval-innovations.co.uk
Fluval Innovations Ltd	Floodstop-Block	Becken-system	k.A.	0,5	1,0	0,5	13,0	k.A.	Wasser	www.fluval-innovations.co.uk
Indutainer	Indutainer	Becken-system	k.A.	1,05	9,3	9,3	7,0	PP, PU, PE	Wasser, Schüttgut	www.indutainer.com
Quick Damm GmbH	Quick Damm	Becken-system	1,0	1,0	2,0	1,0	48 (leer)	Stahl, Geotextil, Plane	Wasser, Schüttgut	www.quick-damm.de
NOAH Systems Hochwasser-schutz	NOAH Hochwasser-schutzwanne	Becken-system	0,25 - 1,25	0,25 - 1,25	0,5 - 3,0	ab 0,30	k.A.	PE	Wasser	www.noah-systems.de
Flexibox Container GmbH	Flexibox HWS System	Becken-system	bis 1,4	0,5 - 1,4	5,0	0,8 - 2,07	20,0	PE, PP	Wasser	www.big-bag.net
ssu-mobiler-hochwasser-schutz GmbH	Floodbag	Becken-system	bis 1,0	0,5	2,0	1,0	k.A.	PVC beschichtetes Polyester-gewebe	Wasser	www.ssu-mobiler-hochwasserschutz.de
RASS International BV	Tube Barrier	Becken-system	0,5	0,7	1,0 - 10,0	2,9	6,5	PVC	-	www.tubebarrier.de
Altrad Plettac ascco GmbH	aqua defence	Bock-system	1,3	1,3	1,3	1,71	58,9	Hartschaum-platten, Stahl, Plane	-	www.plettac-assco.de
ibs-technics	K-System	Bock-system	k.A.	0,5 - 1,5	k.A.	k.A.	k.A.	Aluminium, Stahl, EBDM	-	www.hochwasserschutz.de
Environment Solutions APS	NoFloods ALU Barriere	Bock-system	0,25 - 1,5	0,25 - 1,50	k.A.	k.A.	k.A.	Aluminium	-	www.nofloods.de
RS Stepanek KG	INERO-Flutschutz-barriere	Bock-system	0,5 - 1,7	0,735 - 2,368	0,755 - 1,0	k.A.	10,9 - 39,1	PE-Membran, Aluminium, Stahl	-	www.hochwasserschutz-rs.de
Aqua-Stop	Aqua-Stop-Damm	Damm-system	0,5 - 1,3	bis 1,5	2,0	k.A.	30,0	Aluminium, MonoPan	-	www.aquastop.de
NOAQ Flood Protection	NOAQ Boxwall	Damm-system	0,5	0,5	0,705	0,68	3,4	PP	-	www.noaq.com
Fluval Innovations Ltd	FloodFence	Damm-system	k.A.	0,45	1,0	k.A.	3,4	ABS-Kunststoff	-	www.fluval-innovations.co.uk
Aggeres Flood Solution	Velox	Klapp-system	k.A.	1,0	15,0	k.A.	k.A.	k.A.	-	www.aggeres.com
Lenoir AG	Lenoir Wasser-sperre	Klapp-system	0,15 - 1,0	0,15 - 1,1	5,0 - 20,0	k.A.	k.A.	Polyester-gewebe	-	www.lenoir-aviation.ch
Fluval Innovations Ltd	Pop Up Flood Barriers	Klapp-system	k.A.	0,5 - 1,0	k.A.	k.A.	k.A.	Polyethylen	-	www.fluval-innovations.co.uk

D Physikalische Versuchsreihe von mobilen ortsungebundenen Hochwasserschutzsystemen

D.1 Hydrobaffle

Das von der Firma Hochwasserschutz Agentur angebotene ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsystem Hydrobaffle ist den Schlauchsystemen zugeordnet. Es besteht aus einer PVC-beschichteten Polyestermembran, die zu einem ovalen Schlauch mit einer Kammer konfektioniert ist. Die Kammer wird über Einfüllstutzen auf der Systemoberseite mit Wasser gefüllt. Die Dichtung gegen Wasserdurchtritt wird allein über das Eigengewicht des wassergefüllten Systems sowie der guten Anpassungsfähigkeit an den Untergrund realisiert, so dass keine vorgelagerte Dichtungsbahn notwendig ist. Im Schlauch befindet sich eine wasserdurchlässige Membran, die kraftschlüssig mit der Außenhülle verbunden ist. Wird das System infolge des Wassereinstaus belastet, versucht sich das System über die Längsachse zu verdrehen. Dabei werden Zugkräfte in der Membran aktiviert, die dem seitlichen Verrollen entgegenwirken (Abb. D-1).

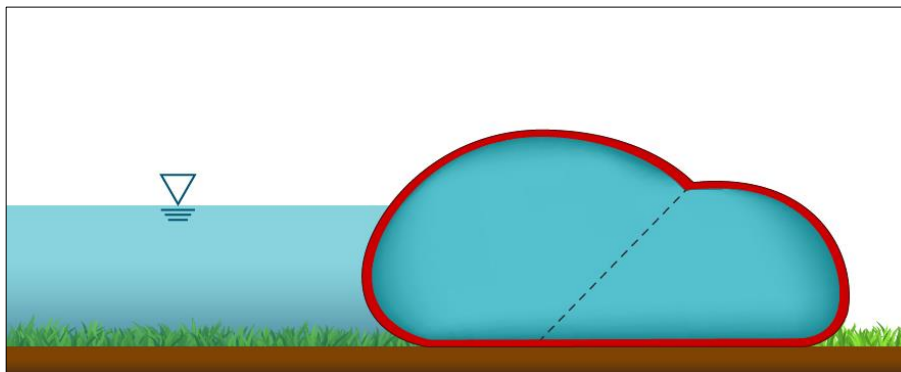


Abb. D-1: Hydrobaffle – Schematische Darstellung (Massolle et al., 2018)

Die Einsatzbereiche des Hydrobaffles sind vielfältig. Im Hochwasserschutz können sie sowohl linienartig als auch für den Objektschutz eingesetzt werden. Aufgrund des strapazierfähigen Materials werden die Systeme auch im praktizierenden Wasserbau für den Wasserrückhalt von temporär freizulegenden wasserbaulichen Anlagen oder Gewässersohlen eingesetzt. Dementsprechend kann der Hydrobaffle auf unterschiedlichen Untergründen eingesetzt werden, zu denen beispielsweise Beton, Asphalt, Kies, Schotter, Gras, sandige und weiche Böden oder Flusssohlen zählen (Hochwasserschutz Agentur, 2021).

Der Hydrobaffle wird in acht Systemgrößen angeboten, deren Schutzhöhen zwischen 0,23 m und 1,83 m liegen (Hochwasserschutz Agentur, 2021). Die angegebenen Schutzhöhen der einzelnen Systemgrößen basieren auf Tests, die vom Hersteller auf flachem und trockenem Untergrund bei einer Anströmgeschwindigkeit von 1,0 m/s durchgeführt wurden. Sie sind dementsprechend abhängig von der Untergrundbeschaffenheit und den möglichen Fließgeschwindigkeiten im Einsatzgebiet. Ein standardisiertes Längenmaß der einzelnen Systeme wird nicht angegeben, es können jedoch Längen zwischen 3,0 m und 32,0 m hergestellt werden. Spezielle Elemente für die Verbindung der Systeme sind nicht notwendig, da die einzelnen Elemente lediglich mit vorgegebener Länge überlappt werden. Dadurch sind Richtungsänderungen in beliebigen Winkeln möglich. Besonders bei den größeren Systemgrößen ist das Bewegen oder Verschieben

der Elemente mit Personen nur bedingt möglich. Daher sind an den Systemenden Hebeschlaufen konfektioniert, an denen Vorrichtungen für den Einsatz mit Baumaschinen befestigt werden können.

Für die Versuchsdurchführung wurde die Systemgröße 3 vom Hersteller zur Verfügung gestellt, die eine Schutzhöhe von 0,69 m und ein Füllvolumen von etwa 25.5 m³ aufweist.

D.1.1 Systemaufbau

Für den Testaufbau wurden zwei Hydrobaffle-Elemente der Systemgröße 3 mit jeweils 10 m Länge und einem Gewicht von 68,5 kg bereitgestellt. Die Einzellänge eines Systems von 10 m ist notwendig, um die geforderte Überlappungslänge und eine ausreichende Dichtigkeit des Randbereichs zu gewährleisten.

Beim ersten Arbeitsschritt wird der Hydrobaffle am gewünschten Standort im Einstaubereich des IWA-Testbeckens positioniert, über die gesamte Länge ausgerollt und auf die vorhandene Systembreite auseinandergefaltet, was mit zwei Personen ohne großem Kraftaufwand umzusetzen ist (Abb. D-2).



Abb. D-2: Hydrobaffle – Aufbau, Arbeitsschritt 1: Ausrollen (links) und Auseinanderfalten des Hydrobaffles (rechts)

Im Anschluss daran wird der nachfolgende Hydrobaffle entlang der geplanten Schutzlinie ausgerollt und auseinandergefaltet. Dabei ist die erforderliche Überlappungslänge von 1,37 m für die Systemgröße 3 einzuhalten (Arbeitsschritt 2). An den Randbereichen werden die Systemenden soweit zurückgeschlagen, dass genügend Schlauchmaterial für das Anpressen des Systems an den Beckenrand infolge der Wasserbefüllung des Hydrobaffles vorhanden ist. (Abb. D-3) Der 3. Arbeitsschritt beinhaltet die Montage der Einfüllwinkel für den Füllvorgang sowie den Einbau des Überlaufrohres. Zudem wird kontrolliert, ob die seitlichen Ventile geschlossen sind. Bei einem Einfüllwinkel gab es Probleme bei der Montage, da das relativ feine Gewinde vom Einfüllwinkel schräg auf die zugehörige Gegenkomponente am Hydrobaffle befestigt wurde. Es konnte mit gewissem Kraftaufwand wieder demontiert und im Anschluss richtig verbunden werden. Im Einsatzfall können hierbei jedoch grundsätzlich Schäden am Gewinde des Einfüllwinkels durch eine falsche Montage entstehen und der Einfüllwinkel kann aufgrund dessen ggf. nicht weiterverwendet werden, so dass der Aufbauvorgang beeinträchtigt werden kann. Werden zudem über das Gewinde des Einfüllwinkels Verunreinigungen durch unsachgemäße

Zwischenlagerung in das innenliegende Gewinde am Hydrobaffle eingeführt, können hierdurch Behinderungen bei der Demontage entstehen.



Abb. D-3: Hydrobaffle – Aufbau, Arbeitsschritte 2 und 3: Ausbreiten des nachfolgenden System-Elements unter Einhaltung der geforderten Überlappungslänge; Einbau der Einfüllwinkel und Überlaufrohre sowie Kontrolle, ob die seitlichen Ventile geschlossen sind.

Im nächsten Arbeitsschritt wird der obenliegende Schlauch mit Wasser befüllt. Der erforderliche Füllgrad ist erreicht, sobald Wasser aus dem installierten Überlaufrohr austritt (Abb. D-4), woraufhin die Wasserzufuhr gestoppt, der Einfüllwinkel und das Überlaufrohr entfernt und die offenen Ventile mit den Verschlusskappen zu schließen sind.



Abb. D-4: Hydrobaffle – Aufbau, Arbeitsschritt 4: Füllen des obenliegenden Hydrobaffles (links), bis Wasser aus dem Überlaufrohr tritt (rechts)

Im Anschluss daran wird der untenliegende Hydrobaffle mit Wasser befüllt. Auch hier ist der erforderliche Füllgrad erreicht, sobald Wasser aus dem Überlaufrohr austritt und die Ventile geschlossen werden können.

Der enorme Wasserbedarf wirkt sich nachteilig auf die Aufbauzeit auf, so dass eine Füllzeit von etwa 30 Minuten pro Element mit der vorhandenen Pumpentechnik benötigt wurde. Aufgrund des großen Wasserbedarfs weist das System allerdings auch ein hohes Eigengewicht auf, so dass es sich dank des flexiblen Materials sehr gut an den Untergrund anpassen kann.

Beim Füllvorgang wurde das Systemende am Randbereich behelfsmäßig mithilfe der Hebeschlaufen und Seile hochgebunden (Abb. D-4), wodurch die Dichtung des Randbereichs optimiert wurde. Nach dem Füllvorgang konnte die behelfsmäßige Konstruktion wieder entfernt werden. Während des Füllvorgangs passte sich das System sehr gut an den Randbereich an.

Für den Aufbau des Hochwasserschutzsystems Hydrobaffle war ein Zeitbedarf von insgesamt 70 Minuten mit zwei Personen notwendig. Abb. D-5 zeigt den fertiggestellten Systemaufbau.



Abb. D-5: Hydrobaffle – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

Bei einer anschließenden Kontrolle der Systemabmessungen im aufgebauten Zustand konnten Abweichungen gegenüber der Herstellerangaben festgestellt werden. Gemäß Herstellerangaben weist das System eine Höhe von 0,92 m und eine Breite von 2,07 m im aufgebauten Zustand auf. Beim Testaufbau waren Höhen zwischen 0,79 m und 0,85 m sowie Breiten zwischen 2,29 m und 2,32 m zu verzeichnen. Die geringste Höhe war am untenliegenden Schlauch im Übergang zum obenliegenden Schlauch zu verzeichnen. Bei weiterer Befüllung würde eine Steigerung der Systemhöhe sowie eine gleichzeitige Schmälerung der Systembreite ermöglicht werden. Allerdings ist aus dem vom Hersteller mitgelieferten Überlaufrohr beim Füllvorgang Wasser ausgetreten, so dass von einem ausreichenden Füllgrad auszugehen war. Der Wasserverlust während des Verschließens der Ventile war sehr gering, so dass hierbei keine maßgebende Minderung der Systemhöhe entstanden ist.

Allgemein kann der Aufbau des Hydrobaffle Systems als einfach und ohne großen Kraftaufwand beschrieben werden. Der maßgebende Anteil der Arbeit wird durch die einzusetzenden Pumpen verrichtet.

D.1.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Im Anschluss an den Systemaufbau wurde der Einstaubereich bis zum Erreichen eines Wasserstands von 0,60 m mit Wasser befüllt (Abb. D-6). Während des Füllvorgangs konnte zu Beginn eine gewisse Verdrehung der Schutzlinie verzeichnet werden. Infolge der hydrostatischen Belastung verdrehte sich das System soweit, bis die innenliegende Membran durch die entstehende Zugkraft aktiviert wurde und somit der Drehbewegung entgegenwirken konnte.

Das System passte sich sehr gut an den Untergrund entlang der Schutzlinie an, so dass hier kein größerer Wasserdurchtritt zu verzeichnen war. Gleichmaßen kann dies auf den Stoßbereich

übertragen werden, da auch hier keine oder nur eine sehr geringe Durchlässigkeit beobachtet werden konnte. Auch an den Randbereichen wurde keine erhöhte Durchlässigkeit wahrgenommen, was auf eine gute Dichtung des Systems zum Randbereich hindeutet, allerdings erzielt durch ein initiales Hochbinden der Systemenden im Randbereich.



Abb. D-6: Hydrobaffle – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m. (Massolle et al., 2018)

Nach etwa zwei Stunden war der Bereich hinter der Schutzlinie soweit durchfeuchtet, dass die Messung zur Ermittlung der Sickerrate beginnen konnte. Abb. D-7 zeigt die Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m am Hochwasserschutzsystem Hydrobaffle in Abhängigkeit des Messzeitraums. Im Messzeitraum von etwa 3,5 Stunden wurden aufgrund der geringen Wasserdurchlässigkeit des Systems nur drei Messungen durchgeführt. Die gute Dichtung zum Untergrund bestätigt auch der ermittelte Wert der stationären Sickerrate von etwa 25 l/h/m.

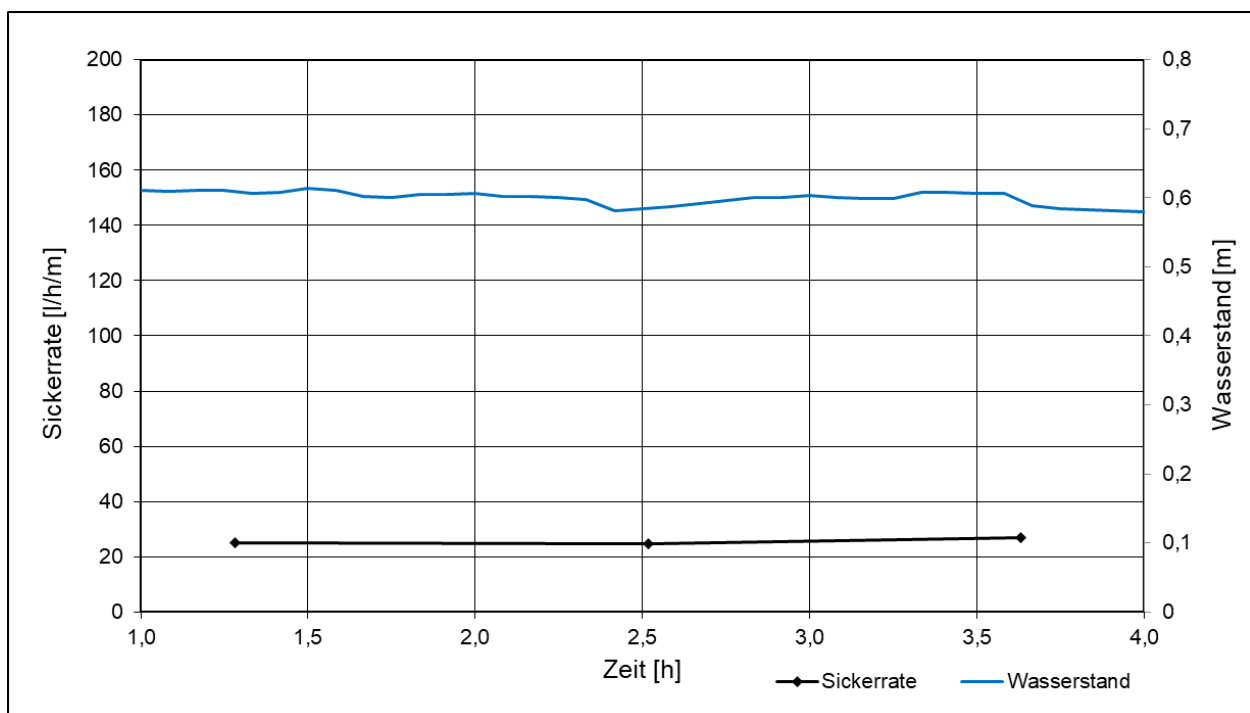


Abb. D-7: Hydrobaffle – Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.1.3 Maximale hydrostatische Belastung

Für die Ermittlung der maximal möglichen hydrostatischen Belastung wurde der Wasserstand im Einstaubereich im ersten Schritt auf eine Einstauhöhe von 0,69 m aufgestaut, was einer Schutzhöhe gemäß des Herstellers entspricht (Abb. D-7). Beim Einstau auf 0,69 m und während der halbstündlichen Belastungsphase konnten keine Verformungen oder Bewegungen am System erkannt werden, so dass der Wasserstand weiter erhöht wurde.



Abb. D-8: Hydrobaffle – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,69 m

Bereits nach geringer Überschreitung der maximal angegebenen Stauhöhe begann sich das System bei einer Einstauhöhe von ca. 0,72 m über die Längsachse zu verdrehen, was mit steigendem Wasserstand kontinuierlich zunahm. Mit der Verdrehung war auch eine Steigerung der Systemhöhe zu verzeichnen. Bei einem Wasserstand von 0,76 m konnte das System der hydrostatischen Belastung allerdings nicht mehr standhalten und versagte (Abb. D-9).



Abb. D-9: Hydrobaffle – Belastungstest: Starke Systemverdrehung kurz vor dem Versagen (links); Systemversagen bei einer Einstauhöhe von 0,76 m (rechts)

Abb. D-10 zeigt den Verlauf der Einstauhöhen während des Belastungstests zur Ermittlung der maximalen hydrostatischen Belastung. Zudem werden die Systemhöhe und die Schutzhöhe nach Herstellerangaben dargestellt. Im Rahmen des Belastungsversuchs konnte ein maximaler

Wasserstand von 0,76 m ermittelt werden, der die gegebene Schutzhöhe von 0,69 m um 7 cm übersteigt.

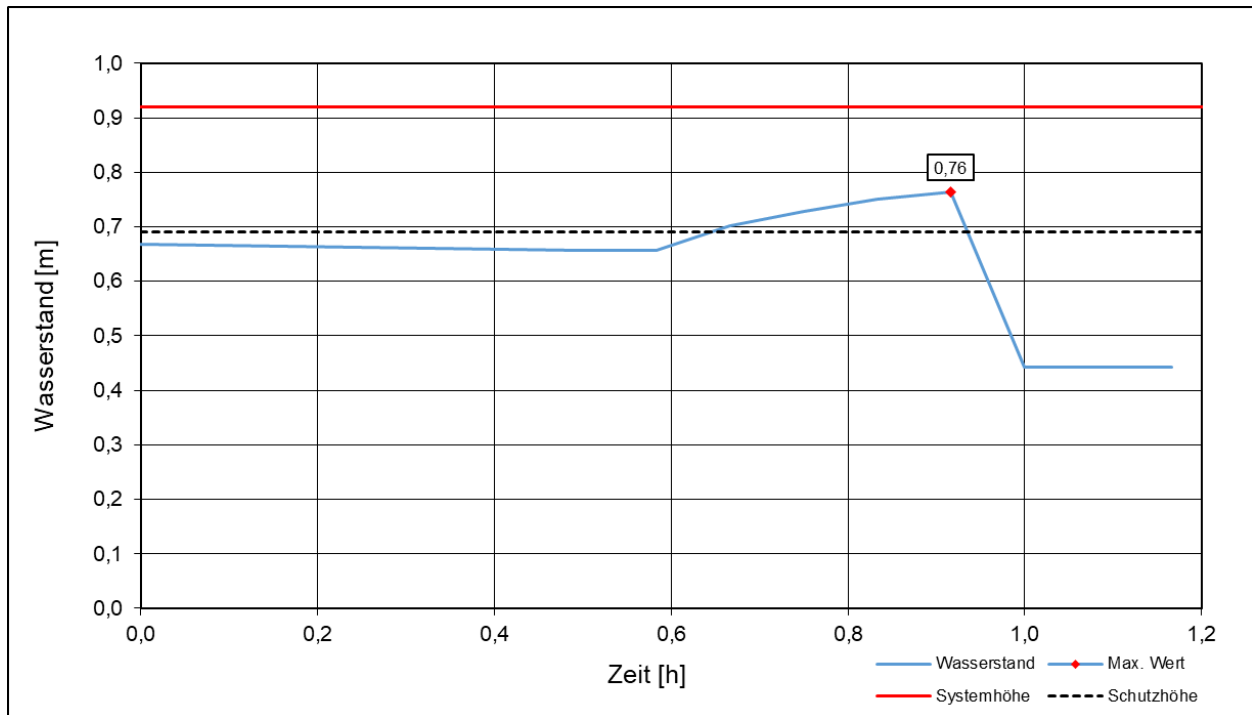


Abb. D-10: Hydrobaffle – Belastungstest: Verlauf der Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit

D.1.4 Systemrückbau

Der Systemrückbau des mobilen Hochwasserschutzsystems Hydrobaffle kann in zwei im Folgenden beschriebenen Varianten erfolgen.

In der ersten Variante wird das System mithilfe von Pumpentechnik entleert. Hierfür wird im ersten Arbeitsschritt ein seitliches Ventil geöffnet und der Einfüllwinkel sowie ein formstabiler Saugschlauch montiert (Abb. D-11). Das Wasser wird solange abgepumpt, bis die Pumpe kein Wasser mehr fördert.

In der zweiten Variante erfolgt das Entleeren des Hydrobaffles über die Ventile. Die seitlich angebrachten Ventile werden hierfür geöffnet und das Wasser gelangt über den freien Ausfluss aus dem System (Abb. D-11).



Abb. D-11: Hydrobaffle – Rückbau, Arbeitsschritt 1: Leeren des Hydrobaffles mithilfe von Pumpentechnik (links); Leeren des Hydrobaffles über den freien Ausfluss (rechts)

Die folgenden Arbeitsschritte sind für beide Varianten identisch. In die an den Systemenden befindlichen Hebeschlaufen können z. B. Stangen eingebracht werden, die als Hilfsmittel zum Bewegen der Schläuche dienen können. So kann das System diagonal über sich selbst gezogen werden und das im Innern der Konstruktion befindliche Wasser fließt an das entgegengesetzte Systemende und kann aus den geöffneten Ventilen abfließen (Abb. D-12). Noch einfacher erfolgt die Entleerung, wenn das System auf eine Böschung gezogen werden kann. Sind am Einsatzort Maschinen mit Hebefunktionen vorhanden, kann das System an den Hebeschlaufen hochgezogen werden, was den Entleerungsvorgang deutlich optimieren kann. Sind die Systeme leergelaufen, werden sie auf das Packmaß (80 cm) zusammengefaltet und anschließend zusammengerollt sowie für den Abtransport bereitgestellt (Abb. D-12).



Abb. D-12: Hydrobaffle – Rückbau, Arbeitsschritte 2 und 3: Anheben der Schläuche und diagonales Verschieben zur Leitung des Wassers zu den geöffneten Ventilen (links); Falten und zusammenrollen der einzelnen Schläuche (rechts)

Für das Entleeren des Systems mit der Pumpenvariante war ein Zeitbedarf von 30 Minuten erforderlich. Die Entleerung über den freien Ausfluss dauerte etwa 45 Minuten. Die Pumpenvariante sollte allerdings nur in Betracht gezogen werden, wenn das im System befindliche Wasser wieder verwendet oder nicht im ausreichenden Maß abgeführt werden kann, da umliegende Schutzgüter beschädigt werden könnten. Andernfalls kann die Leerung von

mehreren Systemen über den freien Ausfluss erheblich schneller vonstatten gehen, da sämtliche Systeme gleichzeitig geöffnet werden können. Zum Zusammenfalten und Einrollen der genutzten Systemelemente wurden unter Einsatz von zwei Personen 10 Minuten benötigt. Unter der Annahme, dass der Rückbau mit der freien Entwässerung beider Systeme zeitgleich erfolgt, ist ein Zeitbedarf für den Rückbau von insgesamt 55 Minuten mit zwei Personen zu verzeichnen.

D.2 Tiger Dam

Das Tiger Dam-System ist ein mit Wasser befüllbares Schlauchsystem, bestehend aus gewebeverstärkten PVC-Schläuchen. Der amerikanische Hersteller U.S. Flood Control (USFC) bietet vier unterschiedliche Systemgrößen an, die auch auf dem europäischen Markt über das Tochterunternehmen European Flood Control (EFC) vertrieben werden. Die Systemgrößen werden anhand der Schlauchdurchmesser von etwa 46 cm (18"), 61 cm (24"), 91 cm (36") und 1,06 m (42") definiert (USFC, 2021). Jede Systemgröße weist eine Standardlänge von 15 m auf. Unter Verwendung eines Schlauchs der geringsten Systemgröße wird eine Systemhöhe von 0,46 m erreicht. Werden größere Systemhöhen benötigt, können bis zu zehn Schläuche pyramidenförmig übereinandergestapelt werden, um eine Gesamthöhe von bis zu 1,62 m zu realisieren. Unter Verwendung der größten Systemgröße können die Schläuche gemäß USFC (2021) bis auf eine Höhe von 9,75 m gestapelt werden. Der Hersteller liefert somit Informationen zu den möglichen Systemhöhen, jedoch nicht zu den möglichen Schutzhöhen der einzelnen Systemhöhen. Laut EFC (2014) liefert allerdings die geringste Systemgröße Schutzhöhen von 0,4 m bis 1,0 m, wobei im letzteren Fall insgesamt sechs Schläuche pyramidenförmig übereinandergestapelt werden, womit eine Systemhöhe von 1,25 m erreicht wird.

Die Schläuche sind mit Befestigungsriemen untereinander zu verbinden, so dass eine Verdrehung der Einzelschläuche infolge der entstehenden Reibungskräfte an den Kontaktstellen zwischen den Schläuchen verhindert wird. Zusätzlich ist das System an temporären Ankern im Untergrund zu befestigen und mit Keilen zu stabilisieren. Wahlweise kann das System auch zur Verringerung der Wasserdurchlässigkeit mit einer vorgelagerten Dichtungsbahn auf der Wasserseite bedeckt werden. Die Dichtungsbahn ist zusätzlich mit Sandsäcken zu beschweren (Abb. D-13).

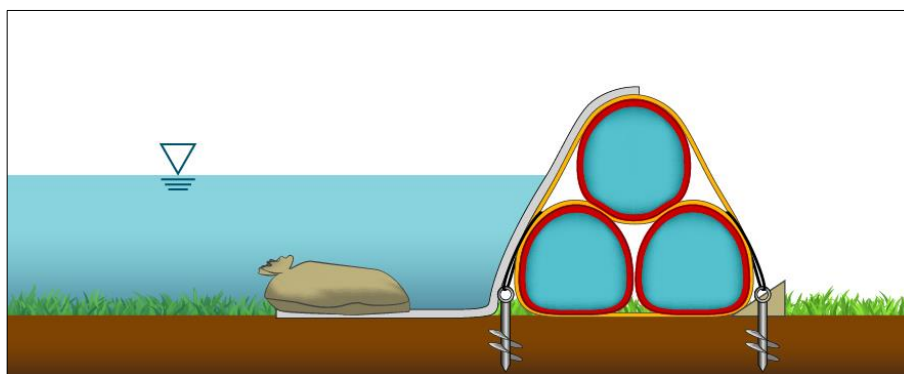


Abb. D-13: Tiger Dam – Schematische Darstellung (Massolle et al., 2018)

Zum Verbinden oder Kürzen der Schläuche in der Länge werden wasserundurchlässige und passgenaue Aufsteck- und Abziehmanschetten genutzt. Spezielle Applikationen für Richtungsänderungen sind nicht vorhanden. Aufgrund des flexiblen Schlauchmaterials können die Systeme allerdings in jedem beliebigen Winkel verlegt werden (USFC, 2021). Der Einsatzbereich des Tiger Dam-Systems ist vielfältig. Neben dem mobilen Hochwasserschutz kann das System auch auf Baustellen zur Wasserumleitung bzw. Wasserrückhalt genutzt werden sowie als Wasserspeicher. Dementsprechend wird auch der Systemaufbau auf unterschiedlichen Untergründen wie beispielsweise Asphalt, Beton, Gras oder Sand ermöglicht.

Gemäß USFC (2021) wurden verschiedene Systemgrößen des Tiger Dam-Systems nach den Prüfkriterien des Zertifizierungsprogramms von FM Approvals erfolgreich getestet und zertifiziert (Abb. D-14).



Abb. D-14: Tiger Dam – Zertifikat "FM-Approved" des mobilen Hochwasserschutzsystems Tiger Dam (USFC, 2021)

Im Rahmen der Zertifizierung wurde die kleinste Systemgröße zu einer Pyramide mit drei Schläuchen aufgebaut und die restlichen Systemgrößen mit einem einzelnen Schlauch getestet. Von den kleineren Systemgrößen liegen keine Beschreibungen und Testergebnisse der durchgeführten Tests vor. In Ward (2013) werden allerdings die Versuchsdurchführung und die Ergebnisse vom Test des Tiger Dams mit der Systemgröße von 1,06 m (42") als Einzelschlauch in den Versuchshallen vom Engineer Research and Development Centre (ERDC) des US Army Corps of Engineers in Vicksburg beschrieben. Das ERDC ist keine Zertifizierungsanstalt, es kann allerdings von den Herstellern zur Durchführung von Tests gemäß der Prüfkriterien nach FM Approvals beauftragt werden. Das Testprotokoll kann dann für die Zertifizierung von FM Approvals verwendet werden. Beim Testaufbau wurde im Vorfeld eine Kunststoffdichtungsbahn im Testbereich ausgelegt und an einem Ende mit Silikon, Flüssigkleber sowie mit starkhaftendem Klebeband am Beckenboden fixiert und abgedichtet. Anschließend wurde das Tiger Dam-Systementsprechend der Aufbaugeometrie nach ANSI/FM-Approvals 2510 (Kapitel 6.4.2) auf der Dichtungsbahn positioniert und mit Wasser befüllt. Nach der Befüllung erfolgte die Befestigung des Systems am Beckenboden mithilfe von Befestigungsriemen und Bodenankern. Die Dichtungsbahn wurde im folgenden Arbeitsschritt über die Oberseite des Systems auf die Einstauseite geführt und wiederum mit Silikon, Flüssigkleber sowie starkhaftendem Klebeband am Beckenboden fixiert und abgedichtet sowie mit Sandsäcken beschwert (Abb. D-15).



Abb. D-15: Tiger Dam – Testaufbau vom Tiger Dam (42") im Engineer Research am Development Centre vom US Army Corps of Engineers in Vicksburg (Ward, 2013)

Für die Installation der etwa 30 m langen Barriere war gemäß Ward (2013) ein Zeitbedarf von etwa 4,5 Stunden mit neun Personen erforderlich. Das System wurde nach den Prüfkriterien in Tab. 6-14 belastet und es konnte bei einer Wassertiefe von 0,3 m eine Sickerrate von etwa 7,5 l/h/m ermittelt werden. Bei einer Wassertiefe von 0,60 m stieg die Sickerrate auf 74,5 l/h/m an und bei 0,90 m wurde eine Sickerrate von 178 l/h/m bestimmt. Infolge eines Defekts an der Dichtungsbahn während des Einstauversuchs mit 0,90 m stieg allerdings die Sickerrate auf etwa 660 l/h/m an (Abb. D-16). Trotz des Schadens wurde keine negative Auswirkung auf die Standsicherheit verzeichnet und das System widerstand problemlos der Wellenbewegung, dem Treibgutprall, dem Strömungstest sowie der Überströmung.



Abb. D-16: Tiger Dam – Beschädigte Dichtungsbahn im linken Bereich des Testaufbaus (Ward, 2013)

Ein erneuter Systemaufbau mit Verwendung einer verstärkten Kunststoffdichtungsbahn, einer längeren Aushärtungszeit (1 Tag) für die Silikonabdichtung unter der Dichtungsbahn sowie der Verwendung einer größeren Anzahl an Sandsäcken zur Beschwerung der Dichtungsbahn auf der Wasserseite wirkte sich positiv auf die Sickerrate aus. Bei einem Wasserstand von 0,90 m wurde unter dem optimierten Aufbau eine Sickerrate von etwa 30 l/h/m ermittelt (Ward, 2013).

Für den Versuchsaufbau an der IWA-Testanlage wurden drei Schläuche der kleinsten Systemgröße (0,46 m) zur Verfügung gestellt, die jeweils ein Füllvolumen von 2,75 m³ aufweisen und zu einer Pyramide übereinandergestapelt wurden, so dass eine Schutzhöhe von 0,85 m gewährleistet werden soll (EFC, 2014). Das System qualifiziert sich nur unter Verwendung der Dichtungsbahn mit Verklebung und Fixierung auf dem Untergrund für eine "FM-Approved" Zulassung. Eine entsprechende Aufbauvariante kann in der IWA-Testanlage jedoch nicht realisiert werden. Aufgrund des Rasenuntergrunds ist keine Verklebung und Fixierung der Dichtungsbahn an den Untergrund möglich, so dass die Dichtungsbahn lediglich mit Sandsäcken beschwert wurde. Laut den Schulungsunterlagen des Herstellers (EFC, 2014) kann das Tiger Dam-System mit oder ohne zusätzliche Dichtungsbahn auf der Wasserseite verwendet werden. Zudem ist auf der Homepage des Herstellers auch der Einsatz der Systeme ohne Befestigung an Bodenankern dargestellt (USFC, 2021), so dass ebenfalls eine Variante ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und Befestigung in den Untergrund untersucht wurde.

D.2.1 Systemaufbau

Beim ersten Arbeitsschritt werden die Befestigungsriemen in einem Abstand von etwa 2,0 m ausgelegt, wobei der Abstand zwischen Beckenrand und dem ersten Befestigungsriemen 1,50 m betrug. Die genaue Lage der Befestigungsriemen und die anschließenden Zwischenschritte waren aus den vorliegenden Herstellerinformationen nicht direkt ersichtlich, so dass zu Beginn des Aufbaus bereits eine Abstimmung zwischen den Helfern erforderlich war. Wird im Ernstfall ungeschultes Personal für den Aufbau des Tiger Dam-Systems eingesetzt, kann es besonders beim pyramidenförmigen Aufbau mit mehr als drei Schläuchen zu Problemen und somit zum Zeitverzug beim Aufbau kommen. Ist das Prinzip der Verbindung verstanden, bieten die Befestigungsriemen jedoch ein schnelles und gut funktionierendes Hilfsmittel, um die einzelnen Schläuche miteinander zu verbinden. Bei der Verlegung der Befestigungsriemen ist darauf zu achten, dass die an einem Ende der Befestigungsriemen fest verbundenen Metallringe zur Wasserseite ausgerichtet sind. Anschließend wird im 2. Arbeitsschritt der erste der 27 kg schweren Schläuche an der gewünschten Position ausgerollt und direkt angrenzend der zweite Schlauch (Abb. D-17).



Abb. D-17: Tiger Dam – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Auslegen der Befestigungsriemen (links); Positionieren und Ausrollen der Tiger Dam Schläuche (rechts)

Nach Ausrichtung der Schläuche werden im 3. Arbeitsschritt die Systemenden bis an die auf dem Schlauch markierte Stelle umgeschlagen und die passgenauen Manschetten über das zusammengeklappte Systemende gezogen (Abb. D-18). Eine Längsverbinding von einzelnen Systemelementen wurde in der Versuchsdurchführung nicht getestet. Nach bisherigem Kenntnisstand ist jedoch davon auszugehen, dass das Überstülpen der Manschetten zur Längsverbinding praktikabel und einfach durchzuführen ist. Über die Funktionstauglichkeit kann keine Aussage getroffen werden. Die Wasserbefüllung der Schläuche im 4. Arbeitsschritt erfolgt mit einem speziellen, vom Hersteller mitgelieferten Adapter. Der Vorteil des Einlaufventils liegt darin, dass bei der Entnahme des Einfüllstutzens das Ventil automatisch schließt und kein Verlust des eingestauten Wassers zu verzeichnen ist, bzw. die Einsatzkräfte nicht durch heraustretendes Wasser beeinträchtigt werden. Während des Füllvorgangs ist das Überlaufventil zu öffnen, damit die ggf. vorhandene Luft im Inneren des Systems entweichen kann. Der erforderliche Füllgrad im Schlauch ist erreicht, sobald eine etwa 20 cm hohe Wassersäule aus dem Überlaufventil austritt (Abb. D-18). Das Überlaufventil ist nach Beendigung der Wasserzufuhr zu schließen.



Abb. D-18: Tiger Dam – Arbeitsschritte 3 und 4: Zusammenfalten der Enden und Überziehen der Hussen (links); Befüllen der Tiger Dam Schläuche bis zum richtigen Füllgrad (rechts)

Im 5. Arbeitsschritt werden die Befestigungsriemen von der trockenen Seite aus über die gefüllten Schläuche gelegt und durch die Metallringe geführt sowie festgezogen. Das durchgeführte Ende des Befestigungsriemens verbleibt vorerst auf der Wasserseite. Sind alle Befestigungsriemen verzurrt, wird der dritte Schlauch im 6. Arbeitsschritt mittig auf den untenliegenden Schläuchen positioniert und ausgerollt. Auch hier werden die Enden entsprechend der vorgegebenen Länge umgeschlagen und die Manschetten übergestülpt. Als Lagesicherung für den Füllvorgang können die Sicherungskeile verwendet werden (Abb. D-19).



Abb. D-19: Tiger Dam – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Verzurren der untenliegenden Schläuche (links); Ausrollen des obenliegenden Schlauchs und Sicherung mit Keilen (rechts)

Der folgende Arbeitsschritt beschreibt die Wasserbefüllung sowie das Verzurren des obenliegenden Schlauches. Nach Erreichen des erforderlichen Füllgrads im Schlauch werden die Befestigungsriemen von der Wasserseite aus auf die zu schützende Seite verlegt und an den am Riemen befindlichen Metallringen befestigt. Anschließend werden die zur Lagesicherung des obenliegenden Schlauches eingesetzten Schutzkeile auf der wasserabgewandten Seite verteilt, was einem seitlichen Verschieben des Systems zusätzlich entgegenwirken soll. Die Hauptsicherung der Standsicherheit wird über das Befestigen der Schläuche an den einzubringenden Erdankern gewährleistet. Bis zu diesem Arbeitsschritt wird die Aufbauvariante ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Bodenverankerung beschrieben. Der Zeitaufwand konnte hier mit etwa 50 Minuten bestimmt werden.

Für die Aufbauvariante mit vorgelagerter Dichtungsbahn und mit Bodenverankerung wurden anschließend im Bereich der ersten Befestigungsriemen vom Randbereich aus sowie an jedem zweiten Befestigungsriemen die Anker in den Boden eingebracht. Eine Befestigung näher am Beckenrand war nicht möglich, da die Kunststoffdichtungsbahn des Einstaubeckens vom Fußbereich aus in einem Winkel von 45° ins Beckeninnere verlegt wurde. Das Einbringen der Bodenanker im Randbereich hätte zur Beschädigung der Beckendichtung führen können, was zu vermeiden war. Die 15 m lange Schutzlinie konnte somit an vier Punkten mit jeweils zwei Erdankern gesichert werden. Für das Einbringen der Erdanker können Erdbohrmaschinen verwendet werden, die den Arbeitsschritt erheblich vereinfachen können. Es können aber auch behelfsmäßig Metallstangen verwendet werden (Abb. D-20). Mit der Verbindung des Systems an den Untergrund durch Verwendung von Erdankern wird eine hohe Sicherheit gegen seitliches Verrutschen infolge hoher Belastungen gewährleistet. Für das Einbringen der Erdanker ist jedoch ein nicht unerheblicher Zeit- und Kraftaufwand notwendig.

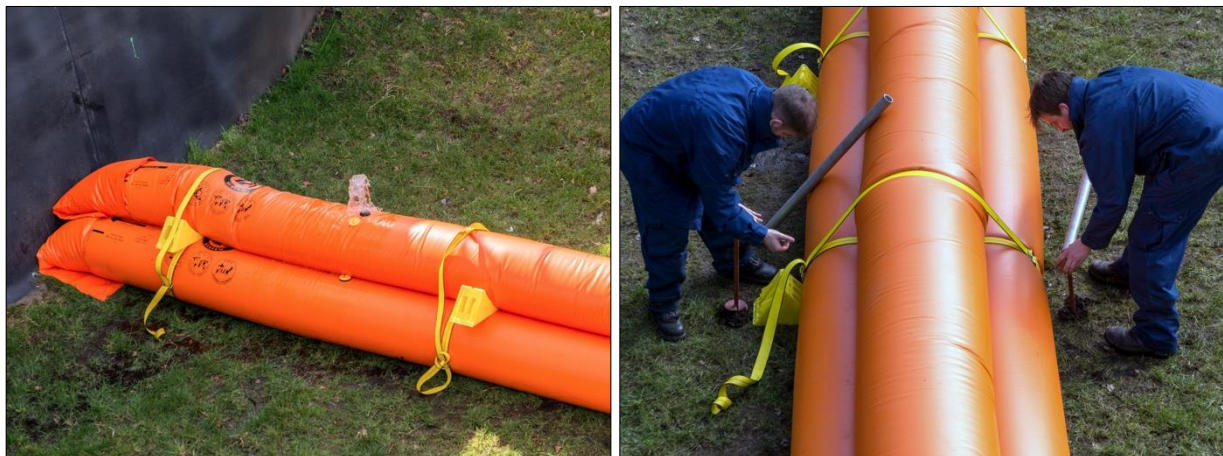


Abb. D-20: Tiger Dam – Aufbau, Arbeitsschritte 7 und 8: Füllen des oberliegenden Schlauchs bis zum erforderlichen Füllgrad und anschließend Verzurren der Schläuche (links); Umstellen der Keile an den unterliegenden Schlauch, Einbringen der Bodenanker und Befestigen an den Befestigungsriemen (rechts)

Im letzten Arbeitsschritt wird eine Dichtungsbahn auf der Wasserseite aufgebracht und mit Sandsäcken beschwert. Die Dichtungsbahn im Versuchsaufbau wies eine Abmessung von 2,0 m x 20 m auf. Der obere Bereich der Dichtungsbahn wurde mit Klebeband am oberliegenden Schlauch befestigt (Abb. D-21). Abb. D-21 zeigt zudem die Randabdichtung, die mit Sandsäcken und durch Verkleben der vorgelagerten Dichtungsbahn mit stark haftendem Klebeband an der Kunststoffdichtungsbahn des Eintaubebeckens erfolgte. Da die einzelnen Schlauchenden infolge der umgeschlagenen Manschette konisch zusammenlaufen, konnte die erforderliche Schutzhöhe nicht über die gesamte Länge der Schutzlinie erreicht werden. Mit dem Verbau von mehreren Sandsäcken im Randbereich war ein Ausgleichen der Minderhöhen möglich (Abb. D-20).



Abb. D-21: Tiger Dam – Aufbau, Arbeitsschritt 9: Aufbringen der vorgelagerten Dichtungsbahn und Beschwerung mit Sandsäcken (links), Ausbildung der Randabdichtung mit Sandsäcken und verkleben der vorgelagerten Dichtungsbahn mit stark haftendem Klebeband (rechts)

Der Zeitaufwand für den Aufbau des Hochwasserschutzsystems Tiger Dam mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung betrug 80 Minuten bei einem Einsatz von zwei Personen. Neben den Systemkomponenten dienten etwa 70 Sandsäcke zur Beschwerung der

Dichtungsbahn. Im Vergleich zum Zeitbedarf des Testaufbaus bei der Zertifizierung mit 4,5 Stunden unter Einsatz von 9 Personen (Ward, 2013) erfolgte der Aufbau im IWA-Testbecken deutlich schneller. Hierbei ist jedoch zu erwähnen, dass die Aufbaulänge bei der Zertifizierung 30 m betrug und das System mit einem Schlauchdurchmesser von 1,06 m eine etwas größere Systemhöhe aufwies und somit mehr Wasser gepumpt werden musste. Abb. D-22 zeigt den fertiggestellten Systemaufbau. Beim Aufbau des Systems musste zudem eine Minderhöhe von 11 cm im Vergleich zu den Herstellerangaben festgestellt werden. Mit einer vorhandenen Systemhöhe von 0,79 m ist dementsprechend auch die Überprüfung der angegebenen Schutzhöhe von 0,85 m im Einstauversuch nicht realisierbar.



Abb. D-22: Tiger Dam – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung

Für die Aufbauvariante ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Befestigung mit Bodenankern wurde nach Beendigung des ersten Versuchsdurchlaufs mit Dichtungsbahn und Befestigung der Einstaubereich entleert und die entsprechenden Komponenten entfernt. Da aufgrund der Wetterlage die Seitenwände des Einstaubeckens feucht waren, konnte für die Dichtung des Randanschlusses kein Klebeband verwendet werden, da es nur auf trockenem Untergrund haftet. Daher wurden Abschnitte der Dichtungsbahn auf dem System und entlang der Seitenwände des Einstaubeckens hochgeführt und mit Sandsäcken beschwert bzw. wurden diese so eng wie möglich an die Seitenwand gepresst. Abb. D-23 zeigt den Testaufbau ohne Dichtungsbahn und ohne Bodenverankerung. Wird der erforderliche Aufwand für die Montage der Erdanker und der vorgelagerten Dichtungsbahn von der gesamten Aufbauzeit abgerechnet, ist für die Aufbauvariante ohne Erdanker und ohne Dichtungsbahn ein Zeitaufwand von 50 Minuten bei einem Einsatz von zwei Personen erforderlich.



Abb. D-23: Tiger Dam – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie ohne vorgelagerter Dichtungsbahn und ohne Bodenverankerung

D.2.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

D.2.2.1 Tiger Dam mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung

Zur Prüfung der Standsicherheit des Tiger Dam-Systems sowie zur Ermittlung der Sickerrate bei einem Wasserstand von 0,60 m wurde der Einstaubereich bis zum Erreichen des Zielwasserstands mit Wasser befüllt (Abb. D-24). Während des Füllvorgangs konnte eine geringe Verschiebung der Schläuche von wenigen Zentimetern beobachtet werden. Dies stoppte jedoch, sobald die mit den Erdankern und dem System verbundenen Befestigungsriemen unter ausreichender Zugkraft standen. An einem Randbereich war aufgrund der Systemverschiebung die Randabdichtung abgängig und musste erneut behelfsmäßig mit Sandsäcken gesichert werden. Im Vergleich zur intakten Randabdichtung auf der gegenüberliegenden Seite des Einstaubereichs war an der nachträglich behelfsmäßig gesicherten Randabdichtung keine erhöhte Durchlässigkeit zu verzeichnen.

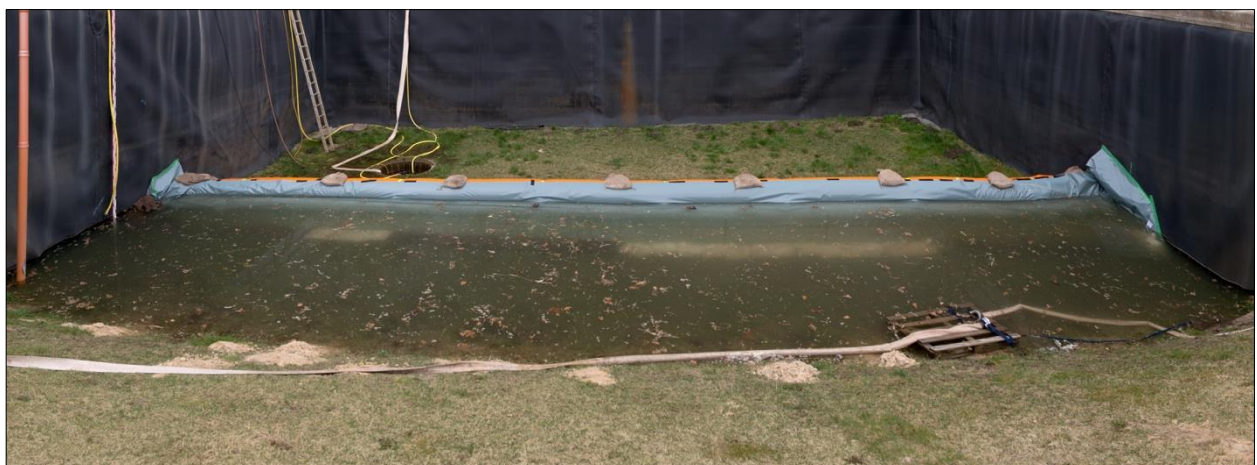


Abb. D-24: Tiger Dam – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Nachdem ein Wasserstand von 0,60 m im Einstaubereich erreicht und dieser über 60 Minuten konstant gehalten wurde, konnte mit der Messung zur Ermittlung der Sickerrate begonnen

werden. Die erste Messung ergab eine Sickerrate von etwa 164 l/h/m (Abb. D-25). Während der Messung konnte eine stetige Minderung der Sickerrate verzeichnet werden, so dass nach etwa 1,5 Stunden die Sickerrate auf 136 l/h/m gesunken war. Es ist anzunehmen, dass sich das System mit der Zeit bzw. mit weicher werdendem Boden besser an den Untergrund anpasste und sich somit die Wasserdurchlässigkeit verringerte. Wegen der instationären Sickerrate blieb das System über Nacht und somit über einen Zeitraum von 18 Stunden ohne weitere Messtätigkeit eingestaut. Das anfallende Sickerwasser wurde während dieser Zeit mithilfe einer im Sickerschacht installierten Tauchpumpe mit automatischer Ein- und Ausschaltfunktion zurück in den Einstaubereich gefördert, wodurch ein konstanter Wasserstand gewährleistet werden sollte. Nach der Messpause musste festgestellt werden, dass der Wassersand im Einstaubereich um 5 cm gesunken war und der Wasserstand wieder auf 0,60 m anzuheben war. Abb. D-25 zeigt, dass bereits nach der unterbrochenen Messtätigkeit mit etwa 160 l/h/m eine höhere Sickerrate vorhanden war als vor der Messpause. Die dann folgende Steigerung der Sickerrate ist auf die Wasserstandserhöhung um 5 cm nach der Messpause zurückzuführen. Die Sickerrate pendelte sich im Anschluss bei etwa 175 l/h/m ein. Bei einer Begehung des eingestauten Systems musste festgestellt werden, dass an der zuvor behelfsmäßig gesicherten Randabdichtung ein erhöhter Wasseraustritt vorhanden war. Das Ende der Dichtungsbahn wurde erneut mithilfe von Sandsäcken an den Beckenrand gepresst, jedoch blieb der erhoffte Effekt einer Sickerratenminderung aus und die gemessenen Sickerraten blieben konstant, siehe Abb. D-25.

Die in Ward (2013) dargelegten Messergebnisse der Zertifizierung des Tiger Dams nach FM Approvals mit einer nahezu konstanten Sickerrate von 30 l/h/m beim optimierten Versuchsaufbau (Kapitel D.2), konnten im Rahmen der Versuchsdurchführung in der IWA-Testanlage nicht bestätigt werden, was vermutlich auf die stark abweichende Verlegeweise der Dichtungsbahn zurückzuführen ist.

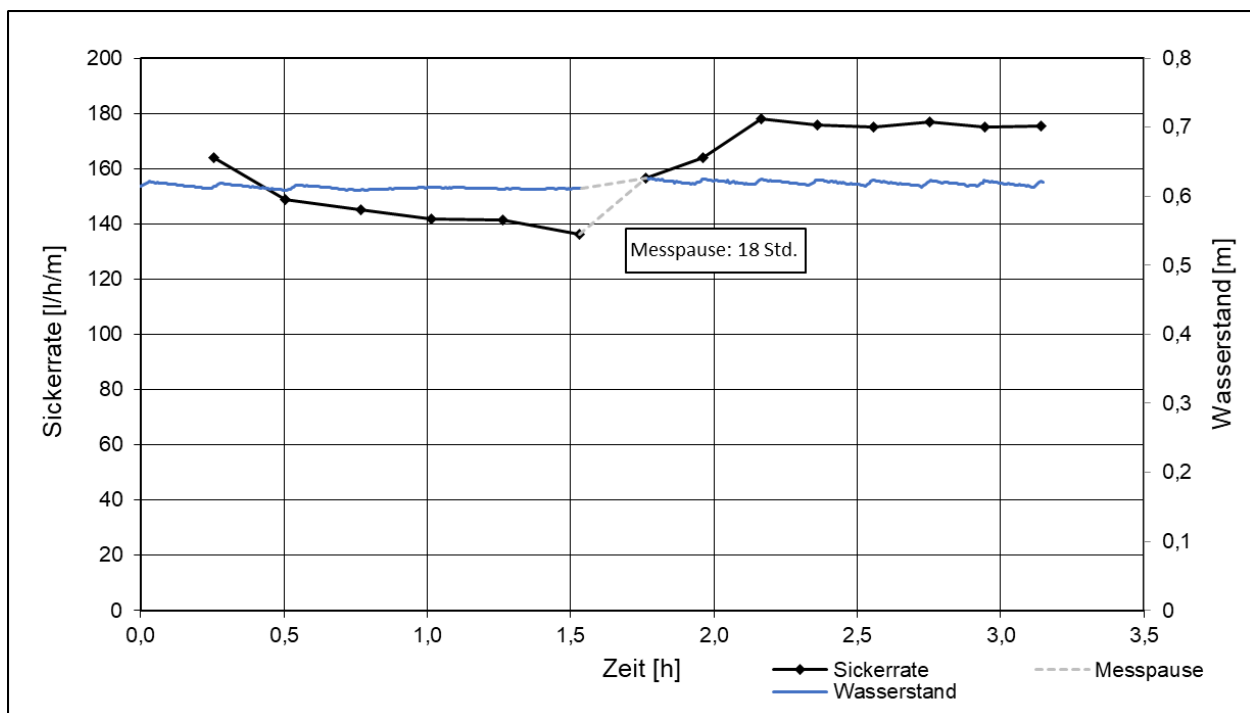


Abb. D-25: Tiger Dam – Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.2.2.2 Tiger Dam ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Bodenverankerung

Beim hydrostatischen Belastungstest ohne die Komponenten "vorgelagerte Dichtungsbahn" und "Bodenverankerung" wurde beim Befüllen des Einstaubereichs bereits frühzeitig eine deutlich erhöhte Durchlässigkeit festgestellt, da sich der Sickerschacht innerhalb kürzester Zeit füllte und das darin aufgefangene Sickerwasser zurück in den Einstaubereich gefördert werden musste. Zudem konnte beobachtet werden, dass ab einem Wasserstand von etwa 0,40 m eine zunehmende Verschiebung des Systems erfolgte. Zur Visualisierung des Verschiebungsmaßes wurden Holzplatten im Bereich der Sicherungskeile positioniert und Markierungen am Boden gesetzt. Die Holzplatten wurden so positioniert, dass diese keine Stützfunktion übernahmen und sich bei fortschreitender Systemverschiebung mitbewegten (Abb. D-26). Mit stetiger Systemverschiebung erhöht sich auch das erforderliche Wasservolumen im Einstaubereich zur Haltung des Wasserstands bzw. zum Wasserstandsanstieg, so dass eine Minderung der Anstiegsrate zu verzeichnen war. Bei einem Wasserstand von 0,57 m wurde mittig der Schutzlinie eine Systemverschiebung von etwa 16 cm gemessen. Zudem stieg der Wasserdurchtritt am System so weit an, dass die vorhandene Pumpentechnik an ihre Grenzen geriet und der Wasserstand im zu schützenden Bereich anstieg. Infolgedessen wurde der Versuch abgebrochen und die Wasserzufuhr gestoppt. Eine Testdurchführung bis zu einem Wasserstand von 0,60 m war demzufolge nicht möglich. Anhand des MID konnte eine maximale Pumpleistung der Tauchpumpe von etwa 35 m³/h abgelesen werden, was bezogen auf die 15 m lange Schutzlinie etwa 2.300 l/h/m entspricht, wobei jedoch ein bereits vorhandener teilweiser Rückstau im zu schützenden Bereich zu beachten ist.

Abb. D-27 zeigt den Verlauf der Einstauhöhen bezogen auf die Einstauzeit der untersuchten Varianten ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Befestigung des Systems an Erdankern. Die maximale Einstauhöhe lag bei 0,57 m, was aufgrund der vorangegangenen seitlichen Verschiebung jedoch nicht als Schutzhöhe anzusehen ist. Als Schutzhöhe wird hier der Wasserstand angesehen, bei dem die maßgebende seitliche Verschiebung begann, was bei einem Wasserstand von 0,40 m der Fall war. Die ermittelte Schutzhöhe liegt damit deutlich unter der angegebenen Schutzhöhe des Herstellers von 0,85 m. Da die Standsicherheit bei einem erforderlichen Wasserstand von 0,60 m nicht erbracht wurde entfällt der Versuch "Maximale hydrostatischen Belastung" für die Aufbauvariante ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Bodenverankerung in Kapitel D.2.3.



Abb. D-26: Tiger Dam – Belastungstest: Kontrolle der Systemverschiebung mit Holzplatten (links) Systemverschiebung bei einem Wasserstand von etwa 50 cm

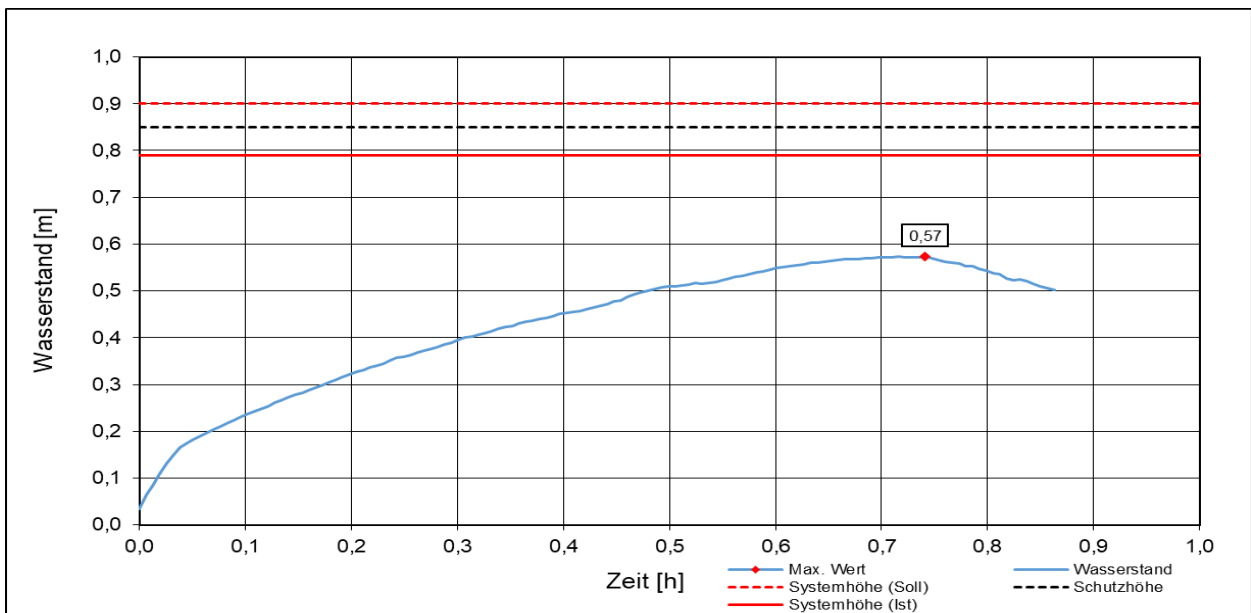


Abb. D-27: Tiger Dam – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit von der Einstauzeit mit der Aufbauvariante ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Erdanker sowie Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) und der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

D.2.3 Maximale hydrostatische Belastung

D.2.3.1 Tiger Dam mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung

Für die maximal mögliche hydrostatische Belastung des Tiger Dam-Systems mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung wurde der Wasserstand im Einstaubereich kontinuierlich erhöht. Mit steigender Belastung wurde nur im Nachgang anhand der Videodokumentation eine geringe Verformung des Systems in Form einer Kombination aus Verschiebung und Verdrehung beobachtet. Die Verschiebung des Systems wurde im Bereich der Sicherungskeile ersichtlich, da sich diese mit der Zeit weiter in das System eindrückten. Die Verdrehung war durch eine Veränderung der Ventillage am oberliegenden Schlauch zu erkennen. Die Veränderungen lagen jeweils im Zentimeterbereich und können im Einsatz als unproblematisch angesehen werden. Der Wasserstand konnte soweit erhöht werden, bis am linken Randbereich (Sicht von der Deichkrone in den Einstaubereich) Wasser über eine Breite von etwa 1,0 m über die Systemoberkante floss. Beim Volleinstau mit einem Wasserstand von 0,79 m konnte keine Beeinträchtigung der Standsicherheit beobachtet werden (Abb. D-28).



Abb. D-28: Tiger Dam – Belastungstest: Volleinstau des Tiger Dam-Systems bei einem Wasserstand von 0,79 m

Abb. D-29 zeigt den Verlauf der Einstauhöhen bezogen auf die Einstauzeit. Zudem werden die Soll- und Ist-Höhen des Systems dargestellt. Mit 0,79 m ist die vorhandene Systemhöhe des Tiger Dam um 0,11 m geringer als die Systemhöhe von 0,90 m nach Herstellerangaben. Zudem wird vom Hersteller die Schutzhöhe des Systems zu 0,85 m angegeben, was mit der vorhandenen Minder-Systemhöhe nicht gewährleistet werden konnte. Bei der Variante mit vorgelagerter Dichtungsbahn und Befestigung des Systems an Erdankern konnte die Schutzhöhe gleich der vorhandenen Systemhöhe zu 0,79 m gesetzt werden.

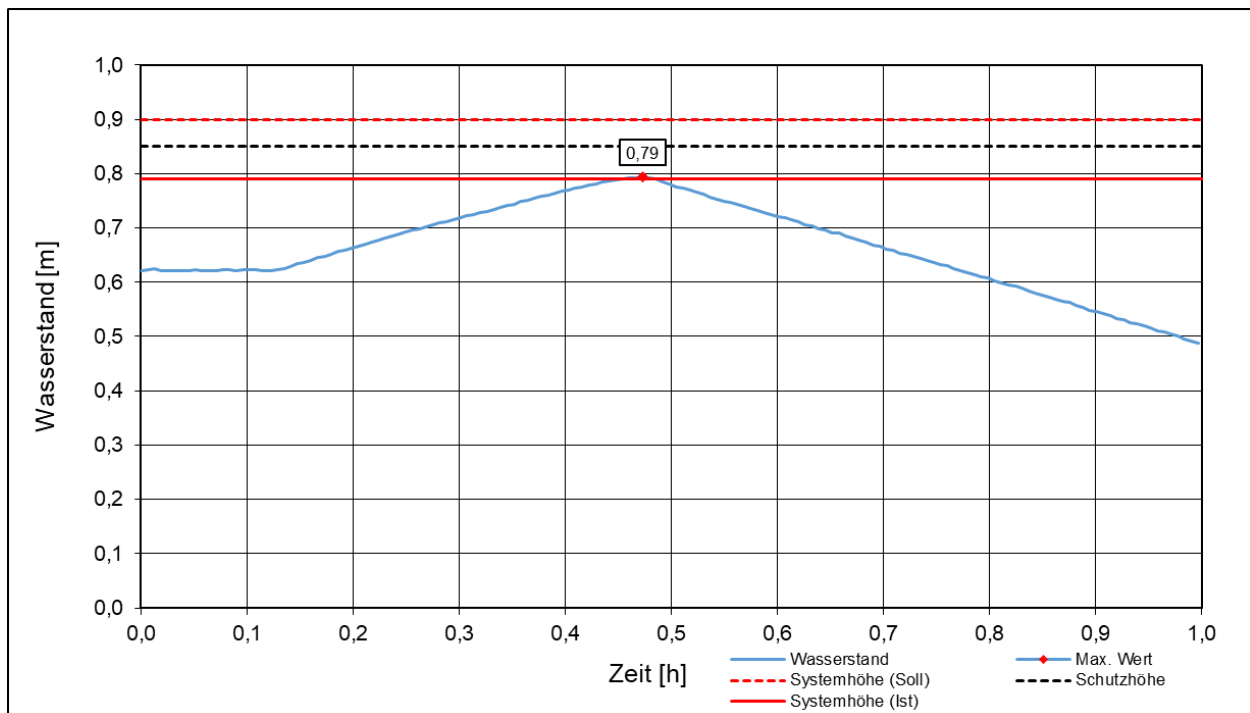


Abb. D-29: Tiger Dam – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit von der Einstauzeit für die Aufbauvarianten mit und ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und Erdanker sowie Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) und der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

D.2.4 Systemrückbau

Der Rückbau des Tiger Dam-Systems mit und ohne vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung ist unkompliziert und kann mit wenigen Arbeitsschritten durchgeführt werden. Die Arbeitsschritte des Systemrückbaus sind bei beiden betrachteten Aufbauvarianten nahezu identisch. Bei der Aufbauvariante ohne vorgelagerter Dichtungsbahn und Bodenverankerung fallen die Arbeitsschritte für den Rückbau dieser Komponenten nicht an und die Rückbauzeit reduziert sich. Im Folgenden wird der Rückbau mit den Komponenten "vorgelagerte Dichtungsbahn" und "Bodenverankerung" beschrieben.

Im 1. Arbeitsschritt werden die Sandsäcke von der vorgelagerten Dichtungsbahn entfernt und die Dichtungsbahn wird demontiert (Abb. D-30). Die Entleerung der wassergefüllten Schläuche erfolgt durch Eindrücken des innenliegenden Verschlusses am Ventil (2. Arbeitsschritt). Mit leichter Drehung des innenliegenden Verschlusses kann das Ventil in der offenen Position arretiert werden. Während das Wasser frei herausläuft, werden die Befestigungsriemen und die Befestigung an den Erdankern gelöst sowie letztere durch Herausdrehen entfernt (Abb. D-30).



Abb. D-30: Tiger Dam – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Entnahme der Sandsäcke sowie der vorgelagerten Dichtungsbahn (links); Öffnen des Ventils vom obenliegenden Schlauch, Lösen der Befestigung und Entfernung der Erdanker (rechts)

Dank des geringen Eigengewichtes der einzelnen Schläuche von 27 kg können diese für die Restentleerung hochgehoben und das Wasser in Richtung Ventil geleitet werden (3. Arbeitsschritt) (Abb. D-31). Nach vollkommener Entleerung werden die einzelnen Schläuche im 4. Arbeitsschritt zusammengerollt und für den Abtransport bereitgestellt.

Für den Rückbau des Tiger Dam-Systems der geringsten Systemgröße, bestehend aus drei Schläuchen, war ein Zeitbedarf von insgesamt 75 Minuten mit zwei Personen erforderlich. Wird der Rückbau der Erdanker und der vorgelagerten Dichtungsbahn nicht in der Gesamtzeit berücksichtigt, wird für die Aufbauvariante ohne vorgelagerte Dichtungsbahn und ohne Bodenverankerung ein Zeitaufwand von 60 Minuten für den Rückbau erforderlich.



Abb. D-31: Tiger Dam – Rückbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Entleerung der Schläuche durch anheben des Schlauchs (links); Zusammenrollen der entleerten Schläuche und Bereitstellen für den Abtransport (rechts)

D.3 Mobildeich

Der Mobildeich ist den Schlauchsystemen zugeordnet und wird gemäß des Herstellers neben dem Hochwasserschutz Einsatz auch zum Trockenlegen von Baustellen oder für die industrielle Wasserhaltung eingesetzt (Mobildeich, 2021). Aufgrund der verschiedenen Einsatzbereiche ist es möglich, das System auf unterschiedlichen Untergründen wie Kies/Schotter, Sand, Pflastersteinen, Asphalt/Beton, Gras oder sogar im Wasser zu errichten. Gefertigt wird der Mobildeich in 2er- und 3er-Modulen. Bei einem 2er-Modul liegen zwei Schläuche nebeneinander. Das 3er-Modul beschreibt eine pyramidenartige Aufbauform aus drei Schläuchen. In beiden Varianten werden die aus gewebeverstärktem PVC bestehenden Schläuche bei der Produktion mit einem Netz fest ummantelt. Dies verhindert die Verdrehung des Einzelschlauchs infolge der entstehenden Reibungskräfte an den Kontaktstellen der einzelnen Schläuche nach der Befüllung mit Wasser. Es werden Standardmodule in Längen zwischen 10 m und 40 m sowie in sechs verschiedenen Durchmessern zwischen 0,45 m und 1,5 m angeboten. Systemhöhen können bis zu 2,6 m realisiert werden (Mobildeich b, 2014). Nach Aussage des Herstellers stehen sogar Systemgrößen bis 3,5 m als 2er-Modul zur Verfügung. Im Allgemeinen wird die Systemhöhe mit der Stauhöhe gleichgesetzt, so dass gemäß des Herstellers ein Volleinstau der Systeme gewährleistet werden kann. Die Dichtung des Systems erfolgt mit einer vorgelagerten Dichtungsbahn, die über das System und am wasserseitigen Untergrund verlegt wird und je nach Untergrund unterschiedlich beschwert werden kann. Auf Rasen empfiehlt der Hersteller die Beschwerung mithilfe einer Stahlkette oder Sandsäcken (Abb. D-32). Zudem wird eine Variante durch Eingraben des vorderen Endes der Dichtungsbahn beschrieben. Ist eine feste und glatte Untergrundbeschaffenheit vorhanden, so können auch speziell entwickelte Klemmprofile eingesetzt werden, die kraftschlüssig zu montieren sind (Mobildeich b, 2014).

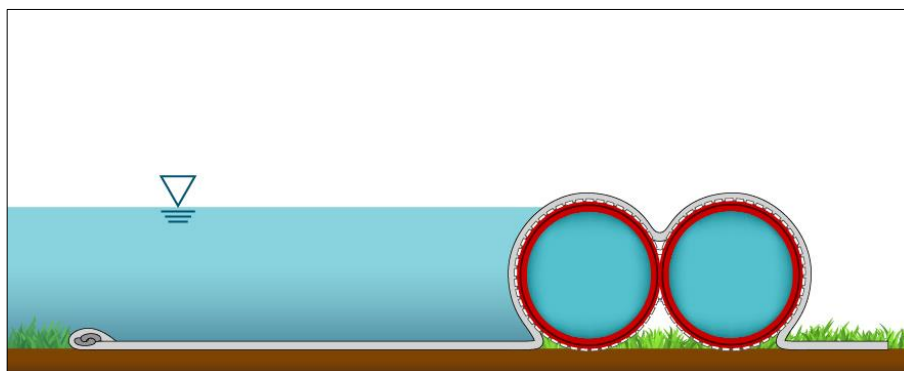


Abb. D-32: Mobildeich – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018)

Gemäß Mobildeich (2021) wird ein großer Vorteil durch die Aufbaumöglichkeit des Systems mithilfe von sogenannten Haspelrädern geboten. Die auf einer Achse aufgerollten Systemelemente werden auf einem Tragerahmen zum Einsatzort geliefert und können vor Ort mit den Haspelrädern verbunden und entlang der Schutzlinie ausgerollt werden. Besonders schwerere Elemente oder mehrere, bereits im Vorfeld miteinander verbundene Einzelelemente können dadurch in einer erheblich kürzeren Zeit und mit geringem Kraftaufwand errichtet werden (Abb. D-33).



Abb. D-33: Mobildeich – Mobildeichelemente im Tragerahmen (links); Haspelrad (rechts), (Mobildeich 2021)

Die Verbindung einzelner Elemente erfolgt durch eine Verknüpfung entlang der Netzummantelung. Zudem können die Systeme bei Bedarf über Storz-Anschlüsse miteinander verbunden werden, was die Befüllung eines längeren Abschnitts ohne mehrfachem Versetzen der Druckschläuche ermöglicht. Die Verbindung zweier Dichtungsbahnen erfolgt mit Klettverbindungen. Richtungsänderungen können mit dem Mobildeich realisiert werden, jedoch liegen keine Informationen über maximale Winkel oder Kurvenradien vor. Spezielle Komponenten für Richtungsänderungen werden vom Hersteller nicht angeboten.

In Gabalda et al. (2012) werden durchgeführte Tests am Mobildeich im Rahmen des Forschungsvorhabens SMARTeST (Kapitel 6) im Versuchsbecken der Technischen Universität Hamburg (damals Technische Universität Hamburg-Harburg) auf einem glatten Betonuntergrund beschrieben. Beim Testaufbau wurde ein 2er-Modul mit einem Schlauchdurchmesser von 0,93 m (MD93-2) verwendet (Abb. D-34). Die Untersuchungen beinhalten die Betrachtung der Aufbauzeit sowie die Standsicherheiten und Sickerraten mit unterschiedlichen Wasserständen hinsichtlich hydrostatischer sowie hydrodynamischer Einwirkung. Die Standsicherheit bei einem Wasserstand von 0,8 m konnte bestätigt werden. Auch war die Standsicherheit während der dynamischen Einwirkung mit einem 400 kg schweren Holzbalken, der mit einer Geschwindigkeit von max. 2,5 m/s und unterschiedlichen Anprallwinkeln auf das System bei einem Wasserstand von 0,7 m einwirkte, dauerhaft gegeben. Die Sickerrate konnte zu 210 l/h/m ermittelt werden, was auf höhere Sickerraten an den Randbereichen zurückzuführen war. Der Aufbau eines 10 m langen Systems konnte innerhalb von 30 Minuten mit vier Personen erfolgen.



Abb. D-34: Mobildeich – Belastungstest im Versuchsbecken der TU-Hamburg (Gabalda et al., 2012)

Für eine erforderliche Schutzhöhe von 0,60 m wurde vom Hersteller die Systemgröße MD60-2 für die Versuchsdurchführung an der IWA-Testanlage zu Verfügung gestellt. Die Systemhöhe des unbelasteten Systems beträgt 0,55 m. Nach Aussage des Herstellers soll sich die Systemhöhe bei horizontaler Einwirkung infolge des Wassereinstaus um wenige Zentimeter erhöhen, so dass ein Wasserstand von 0,60 m mit der Systemgröße MD60-2 ohne weiteres ermöglicht werden kann. Zudem wurde die Aussage getroffen, dass das System volleinstaubar sei und daher keine größere Systemgröße notwendig ist. Bei der Systemgröße MD60-2 ist ein Füllvolumen von 8,5 m³ bei einer Länge von 15 m erforderlich. Mit einer empfohlenen Stauhöhe von 0,65 m bei der Systemgröße MD60-3 steigt der Wasserbedarf auf 12,5 m³ und bei der Systemgröße MD93-2 (0,70 m) auf 20,5 m³, so dass daraus längere Aufbauzeiten resultieren (Mobildeich b, 2014). Zudem beträgt die minimale Systemlänge vom Mobildeich 10 m, so dass eine Systemlänge von 15 m gewählt wurde und die Überprüfung der Eignung, des Einsatzes und der Funktionstauglichkeit der Systemverbindung nicht möglich war.

D.3.1 Systemaufbau

Auf weichem Untergrund ist im 1. Arbeitsschritt ein Drainagevlies als Erosionsschutz unter der Schutzlinie zu verlegen und temporär mit Sandsäcken zur Lagestabilität zu beschweren (Abb. D-35). Anschließend können die ummantelten Schläuche mittig auf dem Drainagevlies ausgerollt werden. Das Positionieren und Ausrollen des Systems im 2. Arbeitsschritt wurde mithilfe der Haspelräder durchgeführt. Um die Handhabbarkeit der Haspelräder zu prüfen, wurde das System von außerhalb über den Deich (Höhe: 3 m; Neigung: 1:2) in das Einstaubereich gerollt. Mit einem Systemgewicht von etwa 150 kg zzgl. der Haspelräder konnte der Mobildeich ohne großen Kraftaufwand über den Deich geschoben und entlang der Schutzlinie ausgerollt werden. Der Zeitbedarf für das Einrollen des Systems in den Einstaubereich ist nicht in die Bewertung eingeflossen. Da die Haspelräder und die darin befindliche Achse getrennt voneinander beweglich sind, können die Haspelräder mit ausreichendem Arbeitsabstand zur Seitenwand

abgestellt, das Schlauchsystem von der Achse abgerollt und an der Seitenwand abgelegt werden. Beim weiteren Abrollen des Systems könnte das bereits verlegte Ende mitgezogen werden. Indem die Helfer sich auf das am Boden befindliche System stellen und dabei das System bei gleichzeitigem Abrollen mit den Haspelrädern weiterschieben, wird eine Lageverschiebung des Systems verhindert (Abb. D-35). Gemäß des Herstellers ist das Material so robust, dass derartige Beanspruchungen für das System unproblematisch sind.



Abb. D-35: Mobildeich – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Verlegen und Beschweren des Drainagevlieses entlang der Schutzlinie (links); Ausrollen des Mobildeichs mithilfe der Haspelräder (rechts)

Nach dem Ausrollen des Systems auf der Schutzlinie wurden im 3. Arbeitsschritt zwei Saugschläuche über einen Storz-Anschluss an einen Absperrverteiler angeschlossen und die Kammern wurden mit Wasser befüllt (Abb. D-36). Der Absperrverteiler ermöglicht die simultane Befüllung der Kammern bei nur einem zugeführten Wasserschlauch. Ein ausreichender Füllgrad ist erreicht, wenn eine auf dem Mobildeich stehende Person weniger als 5 cm einsinkt. Kommen jedoch sogenannte Druckwächter zum Einsatz, können systemgrößenabhängige Betriebsdrücke der Bedienungsanleitung entnommen werden (Mobildeich b, 2014). Im Versuchsaufbau wurde die erste Variante gewählt. Während des Einsatzes sollte eine Person zur Kontrolle des Füllgrads abgestellt werden, um so eine Überbelastung des Systems zu vermeiden. Zeitgleich zum Befüllen des Systems konnte bereits die Dichtungsbahn über dem System ausgebreitet werden, wobei der Füllgrad regelmäßig kontrolliert wurde. Die Dichtungsbahn ist auf einer speziellen Vorrichtung mit Haltegriffen aufgerollt, was den Transport zur Einsatzstelle sowie den Arbeitsschritt des Ausrollens vereinfacht (Abb. D-36).



Abb. D-36: Mobildeich – Aufbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Befüllung der Kammern (links); Ausbreiten der Dichtungsbahn über den ummantelten Schläuchen (rechts)

Ist die Dichtungsbahn ausgerollt, wird diese auseinandergefaltet (Abb. D-37) und positioniert. Der wasserseitige Überstand, der mit der Dichtungsbahn abzudecken ist, sollte das 1,5-fache der Systemhöhe, jedoch mindestens 1,5 m betragen. Die mitgelieferte Plane mit den Maßen 5,90 m x 17,0 m lieferte ausreichend Material für einen wasserseitigen Überstand von 2,0 m. Auf der trockenen Seite konnte die Dichtungsbahn zudem als Erosionsschutz für eine ggf. erfolgende Überströmung genutzt werden. Im vorderen Bereich der Dichtungsbahn ist in einem Abstand von etwa 0,2 cm eine Klettverbindung angebracht. In dem vorhandenen Zwischenraum wird eine Stahlkette zur Beschwerung der Dichtungsbahn positioniert (Abb. D-37).

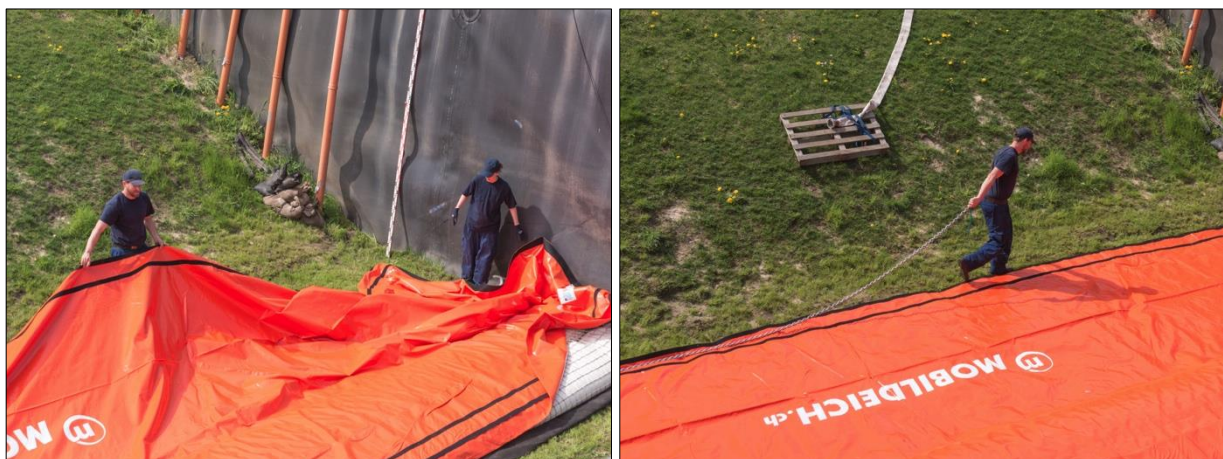


Abb. D-37: Mobildeich – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Auseinanderfalten und Positionieren der Dichtungsbahn (links); Beschwerung der Dichtungsbahn mit einer Stahlkette (rechts)

Ist die Stahlkette an der richtigen Position, kann die vordere Kante der Dichtungsbahn umgeschlagen und die Klettverbindung geschlossen werden (Abb. D-38). Der Randanschluss erfolgte durch eigenständiges Andrücken beider Schläuche an die Seitenwände infolge der Wasserbefüllung. Zusätzlich wurden längliche, mit Neopren ummantelte Sandsäcke als Sperrschicht eingesetzt (Abb. D-38). Auf der Wasserseite wurde die Plane am Beckenrand hochgeführt und entlang des Randbereichs mit Sandsäcken gedichtet. Nachdem die Dichtungsbahn verlegt und beschwert wurde, war auch der erforderliche Füllgrad erreicht und die

Wasserzuvor wurde abgestellt. Die formstabilen Saugschläuche sowie der Absperrverteiler können für die Entleerung am System montiert bleiben.



Abb. D-38: Mobildeich – Aufbau, Arbeitsschritte 7 und 8: Lagesicherung der Stahlkette durch Umschlagen und Fixierung der Dichtungsbahn mit der Klettverbindung (links); Abdichtung des Randbereichs durch eigenständiges Anpressen der Stirnseite durch die Wasserfüllung (rechts)

Für den Aufbau und den Befüllvorgang des Mobildeichs war ein Zeitbedarf von 28 Minuten mit zwei Personen notwendig. Der Aufbau des Systems ist unproblematisch und zudem sehr einfach durchzuführen. Die gemessene Aufbauzeit mit 30 Minuten/10 m während des Testaufbaus im Versuchsbecken der TU-Hamburg konnte hier unterschritten werden. Allerdings wurde in Hamburg eine Schutzlinie mit Richtungsänderung errichtet sowie eine größere Systemgröße (MD93-2) mit einem höheren Wasserbedarf gewählt.

Der fertiggestellte Systemaufbau des Mobildeichs sowie die wasserseitige Ausführung der Randabdichtung zeigt Abb. 7-16. Die vorhandene Systemhöhe im aufgebauten Zustand konnte mit 0,62 m ermittelt werden und liegt um 7 cm höher als die Systemhöhe nach Herstellerangaben mit 0,55 m.



Abb. D-39: Mobildeich – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

D.3.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Abb. D-40 zeigt den Wassereinstau bei einer Stauhöhe von 0,60 m am Mobildeich. Während der Befüllung des Einstaubereichs konnte keine Verformung oder Verschiebung des Systems erkannt werden. Im Bereich der Randabdichtung war jeweils ein geringer Sickerwasseraustritt zu verzeichnen. Auch entlang der Schutzlinie war ein flächiger, jedoch geringfügiger Wasseraustritt erkennbar, der vergleichbar zu den Sicker Mengen an den Randbereichen war.



Abb. D-40: Mobildeich – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Der Sickerwasseraustritt entlang der Schutzlinie ist auch bei der Ermittlung der Sickerrate in Abb. D-41 zu erkennen. Zu Beginn war eine hohe Sickerrate von etwa 250 l/h/m vorhanden, die innerhalb des ersten Messzeitraums von drei Stunden jedoch stetig auf etwa 185 l/h/m sank. Wegen der instationären Sickerrate blieb das System über Nacht und somit über einen Zeitraum von 15 Stunden ohne weitere Messtätigkeit eingestaut. Nach der Messpause wurde eine stationäre Sickerrate von etwa 120 l/h/m ermittelt. Als Grund für die stetige Minderung der Sickerrate wird die mit der Zeit zunehmende Anpassung der Stahlkette an den weicher werdenden Untergrund vermutet.

Die ermittelte Sickerrate in Gabalda et al. (2012) von 210 l/h/m im Rahmen des Forschungsvorhaben SMARTeST konnte trotz des Aufbaus auf weichem durchlässigem Boden unterschritten werden. Auch hier ist zu beachten, dass ein Aufbau mit Richtungsänderung sich ungünstig auf die Dichtung gegen den Untergrund auswirken kann. Infolge der Richtungsänderung entstehen an der vorgelagerten Dichtungsbahn Falten, die ggf. nicht ausreichend abgedeckt bzw. gedichtet werden können, woraus eine erhöhte Durchlässigkeit resultieren kann.

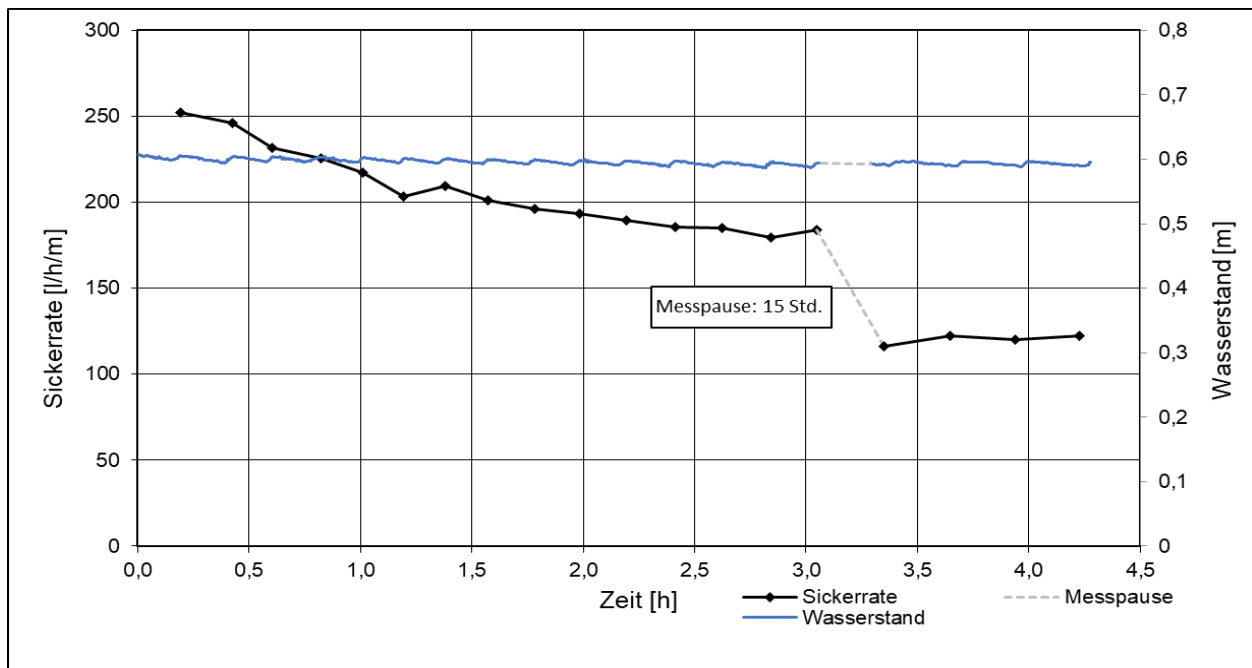


Abb. D-41: Mobildeich – Belastungstest: Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.3.3 Maximale hydrostatische Belastung

In der Bedienungsanleitung beträgt die empfohlene maximale Stauhöhe 0,40 m (Mobildeich b, 2014). Die angegebene Stauhöhe konnte während der Befüllung des Einstaubeckens für die Sickerratenmessung bereits bestätigt werden. Auch die mögliche Einstauhöhe gemäß der Aussage vom Hersteller von 0,60 m konnte im gleichen Zuge überprüft und als positiv bewertet werden. Da die vorhandene Systemhöhe mit 0,62 m ermittelt werden konnte, sollte durch den weiteren Wassereinstau die maximal mögliche Einstauhöhe betrachtet werden. Bei einer Einstauhöhe von etwa 0,65 m begann Wasser über die Randbereiche zu fließen und überschritt somit den Volleinstau (Abb. D-42).



Abb. D-42: Mobildeich – Belastungstest: Volleinstau des Mobildeichs, (Massolle et al., 2018)

Die Standsicherheit war über die gesamte Länge gegeben. Es wurden weder Verformungen noch Verschiebungen erkannt. Auf Wunsch des Herstellers wurden im Randbereich jeweils zwei 1,0 m lange Holzplatten mit einem Querschnitt von 4 x 4 cm unterhalb der Dichtungsbahn auf dem

wasserzugewandten Schlauch positioniert, was einen Wasserstandanstieg um weitere 3 cm auf insgesamt 0,68 m ermöglichte. Zudem betrat der Hersteller das System und begann dieses durch Auf- und Abwärtsbewegungen zu beanspruchen (Abb. D-43). Auch hier wurden weder Verformungen noch Verschiebungen am System erkannt.



Abb. D-43: Mobildeich – Belastungstest: Dynamische Einwirkungen infolge Auf- und Ab-Bewegungen auf das volleingestaute Mobildeichsystem

Abb. D-83 zeigt den Verlauf der Einstauhöhe während des Belastungstests zur Ermittlung der maximalen hydrostatischen Belastung, die zu 0,68 m ermittelt werden konnte. Bei einer empfohlenen Schutzhöhe von 0,4 m bietet das System eine Standsicherheit bis zur gemessenen Systemhöhe von 0,62 m und darüber hinaus. Aufgrund zu geringer Pumpleistung konnten keine höheren Wasserstände erreicht bzw. ein Systemversagen hervorgerufen werden.

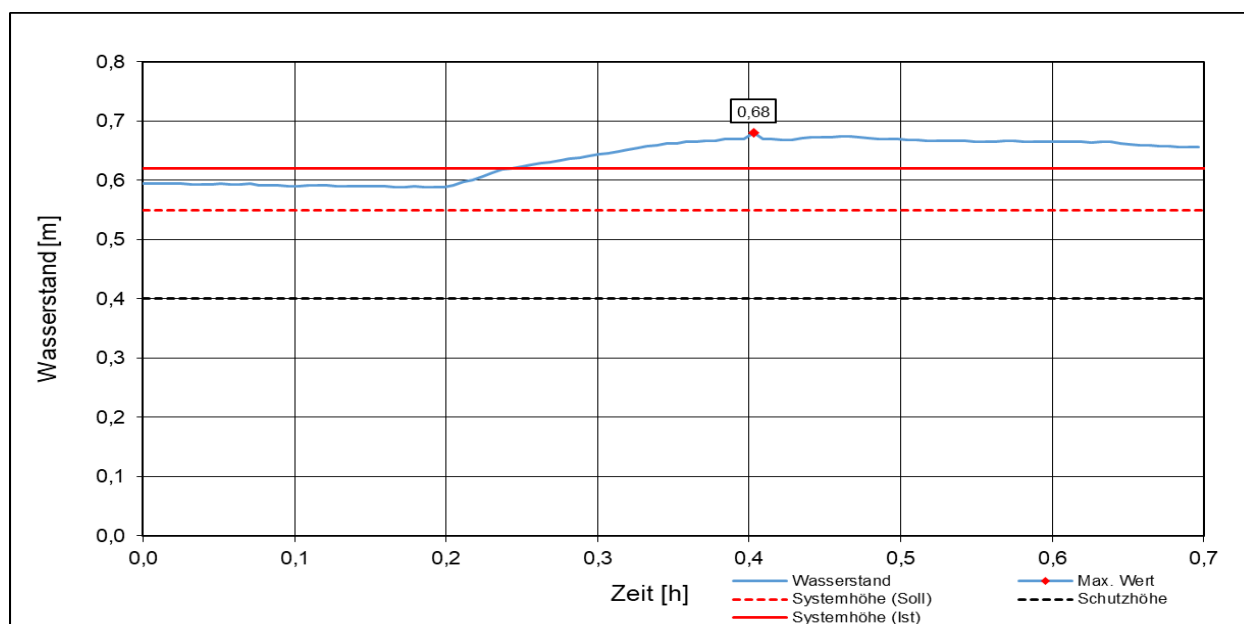


Abb. D-44: Mobildeich – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit sowie die Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) und der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

D.3.4 Systemrückbau

Auf Wunsch des Herstellers sollte der Rückbau der Dichtungsbahn im Anschluss an die maximale hydrostatische Belastung erfolgen. Dadurch sollten Kenntnisse über die Standsicherheit des Systems ohne vorgelagerte Dichtungsbahn gewonnen werden (Abb. D-45). Mit der Entnahme der Dichtungsbahn am Randbereich konnte auch der Beginn einer Verdrehung der ummantelten Schläuche beobachtet werden. Die Verdrehung wurde stetig größer je mehr von der Dichtungsbahn entfernt wurde, so dass zeitnah mit einem Systemversagen zu rechnen war. Daraufhin wurde der Versuch abgebrochen bzw. das eingestaute Wasser wurde abgepumpt.

Bei der Entnahme der Dichtungsbahn ist im 1. Arbeitsschritt der Klettverschluss zu öffnen und die Stahlkette zu entnehmen sowie in die dafür vorgesehene Transportbox zu lagern. Während der Planenentnahme kann bereits der Absperrverteiler geöffnet werden, so dass das System über den freien Ausfluss entwässert (Abb. D-45). Je nach Zugänglichkeit können auch die Abläufe auf der gegenüberliegenden Stirnseite geöffnet werden. Wird ein weiterer Saugschlauch an den Absperrverteiler sowie an eine Pumpe angeschlossen, kann die Entleerung auch mithilfe von Pumpentechnik erfolgen. Im Versuchsdurchlauf wurde jedoch weiterhin der Mobildeich durch freien Ausfluss entwässert. Die Dichtungsbahn wurde beim Zusammenlegen in Längsrichtung geviertelt und anschließend auf dem Tragerahmen aufgerollt.



Abb. D-45: Mobildeich – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Rückbau der vorgelagerten Dichtungsbahn (links); Entleeren der Schläuche durch freien Ausfluss (rechts)

Das Aufrollen der ummantelten Schläuche erfolgt mit den Haspelrädern (Abb. D-46). Dabei wird das Netz an vier Punkten an der Achse eingehakt und anschließend wird das System langsam eingedreht. Dabei ist darauf zu achten, dass das restliche Wasser im Schlauch ablaufen kann und nicht mit eingedreht wird. Für den Rückbau am Einsatzort kann neben dem System auch das Vlies mit aufgerollt werden, wodurch ein Arbeitsschritt gespart wird. Die Rückbauvariante mit gleichzeitigem Aufrollen und Restentleeren des Systems ist sehr effizient und ohne großen Aufwand durchzuführen. Das aufgerollte System wird anschließend mithilfe der Haspelräder auf der zugehörigen Stapelpalette für den Abtransport positioniert.

Die gesamte Rückbaudauer betrug 35 Minuten unter Einsatz von zwei Personen.



Abb. D-46: Mobildeich – Rückbau, Arbeitsschritt 3: Aufrollen der Schläuche mithilfe der Haspelräder (links); Restentleerung des Systems während des Aufrollvorgangs (rechts)

D.4 Öko-Tec-Schlauchwall

Der Öko-Tec-Schlauchwall (zuvor NOAQ-Schlauchwall) zählt zu den Schlauchsystemen und besteht aus einem gewebeverstärkten PVC-Schlauch, an dem eine vorgelagerte Dichtungsbahn mit Dichtlippe sowie ein feinmaschiges Geogitter kraftschlüssig verbunden sind. In Kombination eines flächig installierten Drainagesystems unterhalb der vorgelagerten Dichtungsbahn wird ein seitliches Verrollen des Einzelschlauchs verhindert. Das Drainagesystem ermöglicht den freien Ablauf von anfallendem Sickerwasser unter dem System, so dass der hydrostatische Druck senkrecht auf die Dichtungsbahn einwirkt und die daraus resultierenden Reibungskräfte am Untergrund das Schlauchsystem stabilisieren. Hierbei ist jedoch darauf zu achten, dass das Drainagesystem nicht bis zum wasserseitigen Ende der Dichtungsbahn geführt wird, da in dem Fall keine stabilisierende Wirkung und zudem hohe Sickerraten unter der Konstruktion nicht zuletzt mit der Gefahr von Ausspülungen auftreten würden. Bei einer solchen Ausführungsvariante mit Dichtungs- und Drainagebahn ist es möglich, dass das System lediglich mit Luft befüllt wird, da die Stabilisierung des Systems grundsätzlich allein durch die Kombination der vorgelagerten Dichtungsbahn zuzüglich der Drainagebahn realisiert werden kann und keine zusätzlich wirkende Gewichtskraft des Systems erforderlich ist (Abb. D-47).

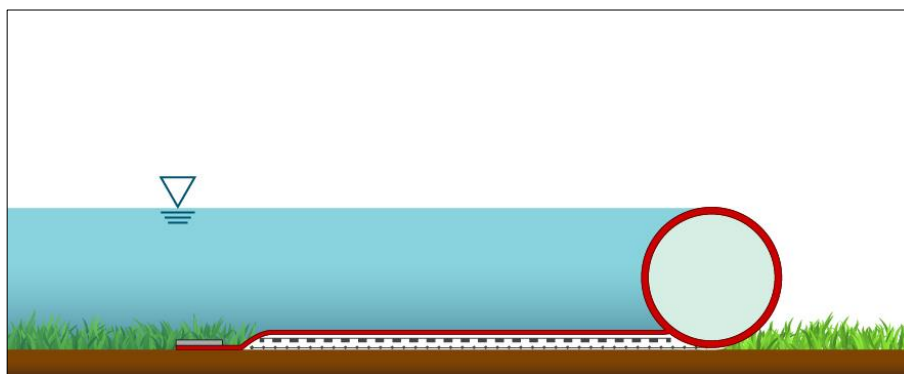


Abb. D-47: Öko-Tec-Schlauchwall – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018)

Der Öko-Tec-Schlauchwall wird in Systemgrößen mit einem Durchmesser zwischen 0,5 m bis 1,5 m angeboten, die als überströmungssicher gelten (Öko-Tec, ohne Zeitangabe). Die Standardlänge beträgt 10 m wobei auf Bestellung auch andere Längen geliefert werden können. Mithilfe von Verbindungsschürzen werden die einzelnen Systemelemente miteinander gekoppelt und ermöglichen das Errichten einer endloslangen Schutzbarriere. Die Verbindungsschürzen werden über Reißverschlüsse mit den Systemelementen befestigt und können zudem Richtungsänderungen bis zu 270° im Stoßbereich zweier Elemente ermöglichen. Eine Richtungsänderung entlang des Einzelelements ist nicht möglich. Die Funktionstauglichkeit des Drainagesystems kann durch eine Krümmung im System aufgehoben werden, wodurch die Standsicherheit des Systems massiv beeinträchtigt werden würde. An jedem Schlauch befinden sich insgesamt drei Ventile. Zwei an den Systemenden und eines in Systemmitte. Mit den Ventilen an den Systemenden können benachbarte Systemelemente verbunden werden, so dass ein kommunizierendes System über die gesamte Schutzlänge entsteht. Wird an einem freien Ventil ein Druckwächter installiert, kann dieser in Kombination mit einem oder mehreren angeschlossenen Kompressoren die Befüllung sämtlicher Öko-Tec-Schlauchwallelemente regeln

und den Druckbereich im aufgebauten Zustand kontrollieren. Bei der Verwendung eines elektronischen Druckwächters kann dieser bei einem Druckabfall zudem Warnungen ausgeben.

Der Öko-Tec-Schlauchwall ist für den Hochwasserschutz entlang von Gewässern sowie für den Objektschutz konzipiert und kann auf wasserdichtem sowie weichem Untergrund eingesetzt werden. Bei mäßig bis starkem Wind muss der Öko-Tec-Schlauchwall gesichert werden. Hierfür ist die Außenkante der vorgelagerten Dichtungsbahn und/oder der Bereich innen am Schlauch mit beispielsweise Sandsäcken oder anderen Beschwerungelementen, die den Schlauch nicht beschädigen, zu sichern.

Beim Hersteller wurde für die Versuchsdurchführung ein System für eine Schutzhöhe von 0,60 m angefragt. Da das System als überströmungssicher gilt und nur Standardgrößen mit 0,5 und 0,75 m angeboten werden, wurde vom Hersteller ein System für die Schutzhöhe von 0,60 m konfektioniert. Bei der Anlieferung musste allerdings festgestellt werden, dass das System aus einem Element besteht und die Überprüfung der Eignung, des Einsatzes und der Funktionstauglichkeit der Systemverbindung somit nicht möglich war.

D.4.1 Systemaufbau

Mit zwei Personen konnte der 15 m lange und etwa 55 kg schwere Öko-Tec-Schlauchwall im 1. Arbeitsschritt ohne großen Kraftaufwand an die gewünschte Position getragen und abgelegt werden. Anschließend wurde der Öko-Tec-Schlauchwall entlang der Schutzlinie ausgerollt (2. Arbeitsschritt), was auch hier aufgrund des geringen Eigengewichts leicht durchführbar war (Abb. D-48).

Beim Ausrollen ist darauf zu achten, dass die gelbe Dichtlippe in Richtung des zu schützenden Bereichs zeigt, da im 3. Arbeitsschritt die vorgelagerte Dichtungsbahn durch Greifen der Dichtlippe zur Wasserseite hin ausgeklappt wird (Abb. D-49). Nach dem Ausklappen erfolgt im 4. Arbeitsschritt die Befüllung des Schlauchs mithilfe eines elektrischen Luftgebläses (Abb. D-49).



Abb. D-48: Öko-Tec-Schlauchwall – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Positionierung des Öko-Tec-Schlauchwalls (links); Ausrollen des Öko-Tec-Schlauchwalls (rechts)

Hierfür wird der innenliegende Verschluss des Monsun-Ventils mit dem Finger durch leichte Drehung in der offenen Position arretiert. Für die Luftfüllung war ein Zeitbedarf von etwa 2,5 Minuten erforderlich. Im Vergleich zu den wasserbefüllten Systemen wird mit der Luftfüllung

eine deutlich effizientere Art der Befüllung geboten. Allerdings musste festgestellt werden, dass die vorhandene Systemlänge etwa 15,1 m betrug, was ein seitliches Ausweichen beim Erreichen des Arbeitsdrucks zur Folge hatte. Es wurde versucht das System am Grund zu befestigen, was jedoch erfolglos war. Um einen geradlinigen Aufbau zu gewährleisten, was für den folgenden Arbeitsschritt elementar war, wurde das System geringfügig entlüftet bis ein geradliniger Aufbau ermöglicht wurde. Der erforderliche Arbeitsdruck im Schlauch sollte nach Erreichen eines gewissen Füllgrads im Einstaubecken und einer ausreichenden Belastung der vorgelagerten Dichtungsbahn eingebracht werden.



Abb. D-49: Öko-Tec-Schlauchwall – Aufbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Ausklappen der vorgelagerten Dichtungsbahn auf die Wasserseite (links); Befüllen des Öko-Tec-Schlauchwalls mithilfe eines Luftgebläses (rechts)

Im 5. Arbeitsschritt wird die vorgelagerte Dichtungsbahn von der Wasserseite zurück auf die zu schützende Seite geschlagen, wobei das feinmaschige Geogitter auf der Wasserseite verbleibt (Abb. D-50). Auf dem feinmaschigen Geogitter wird eine Noppenbahn ausgerollt (6. Arbeitsschritt), die eine Entwässerung unterhalb der Dichtungsbahn gewährleistet. Das feinmaschige Geogitter soll laut Hersteller den Untergrund vor Erosionen sowie das System vor spitzen Gegenständen schützen (Abb. D-50).



Abb. D-50: Öko-Tec-Schlauchwall – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Zurückschlagen der Dichtungsbahn (links); Einbau der Noppenbahn (rechts)

Der Effekt vom vertikal auf das System einwirkenden hydrostatischen Druck und den daraus resultierenden Haltekräften ist nur gegeben, wenn das Drainagesystem richtig aufgebaut ist. Dafür muss die Noppenbahn entsprechend ausgerichtet werden, so dass es eng am luftgefüllten Schlauch anliegt – dies wird als 7. Arbeitsschritt beschrieben (Abb. D-51). Anschließend kann die vorgelagerte Dichtungsbahn wieder zurück auf die Wasserseite geklappt und ausgerichtet werden (8. Arbeitsschritt). Dabei muss strengstens kontrolliert werden, dass die Noppenbahn nicht unter der vorgelagerten Dichtungsbahn herausragt.



Abb. D-51: Öko-Tec-Schlauchwall – Aufbau, Arbeitsschritte 7 und 8: Ausrichten der Noppenbahn an die richtige Position (links); Zurückklappen und Ausrichten der vorgelagerten Dichtungsbahn auf der Wasserseite (rechts)

Im letzten und 9. Arbeitsschritt wird auf der Dichtungslippe ein Bleiband zur Beschwerung verlegt sowie an den Untergrund angedrückt (Abb. D-52). Dadurch soll eine geringere Durchlässigkeit des Systems erreicht werden. Die Funktion der Systemverbindung konnte während der Ausbildung der Randbereiche erprobt werden, da hierfür die Verbindungsschürzen eingesetzt wurden. An der vorgelagerten Dichtungsbahn und am Schlauch sowie an der Verbindungsschürze ist ein Reißverschluss konfektioniert. Der Reißverschluss an der Verbindungsschürze wird in das passende Gegenstück an der vorgelagerten Dichtungsbahn eingeführt und anschließend bis zur Rückseite des Schlauches zugezogen. Gemäß des Herstellers wird dadurch eine geringdurchlässige Systemverbindung geschaffen. Das Einsetzen des Reißverschlusses sowie der Vorgang beim Zuziehen war sehr einfach und konnte in einer sehr kurzen Zeit erfolgen, so dass dadurch eine praktikable Variante der Systemverbindung geboten wird. Für die Randverbindung wurde die Verbindungsschürze behelfsmäßig mit Schnüren hochgebunden und der Übergang Verbindungsschürze-Beckenrand mit Sandsäcken faltenfrei beschwert.



Abb. D-52: Öko-Tec-Schlauchwall – Aufbau, Arbeitsschritte 9: Auslegen und Andrücken der Bleibänder auf der Dichtlippe (links); Montage eines Verbindungsschürze zur Ausbildung der Randabdichtung (rechts)

Der fertiggestellte Systemaufbau des Öko-Tec-Schlauchwalls sowie die wasserseitige Ausführung der Randdichtung zeigt Abb. D-53. Die vorhandene Systemhöhe im aufgebauten Zustand konnte mit 0,64 m ermittelt werden und liegt um 4 cm höher als die Systemhöhe nach Herstellerangaben von 0,60 m. Mit zwei Personen konnte der Öko-Tec-Schlauchwall in 16 Minuten errichtet werden. Dies entspricht in etwa der doppelten Aufbauzeit, die gemäß der Aussage des Herstellers mit 9 Minuten verzeichnet ist. Grund hierfür war die Problematik des seitlichen Ausweichens des Systems aufgrund der Systemlänge von etwa 15,1 m statt 15,0 m. Trotz alledem ist die Aufbauzeit mit 16 Minuten sehr gering. Auch der aufzubringende Kraftaufwand für den Systemaufbau war sehr gering, was als positiv zu bewerten ist.



Abb. D-53: Öko-Tec-Schlauchwall – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

D.4.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Beim Füllen des Einstaubbeckens wurde beobachtet, dass der Schlauch sich bereits anfänglich geringfügig verdrehte. Dies ist jedoch auf die eigenständige Ausrichtung des luftgefüllten Schlauchs infolge der Belastung zurückzuführen und als unproblematisch zu bewerten. Die Lage der vorgelagerten Dichtungsbahn blieb dabei unverändert. Bei einem Wasserstand von etwa 5 cm wurde der Schlauch bis auf den erforderlichen Füllgrad mithilfe des Luftgebläses gefüllt. Dabei war kein seitliches Ausweichen des Elements infolge der Befüllung zu verzeichnen. Abb. D-54 zeigt den Öko-Tec-Schlauchwall im eingestauten Zustand mit einem Wasserstand von 0,60 m



Abb. D-54: Öko-Tec-Schlauchwall – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Bei geringem Wasserstand konnte bereits ein erhöhter Wasserdurchtritt entlang der Schutzlinie beobachtet werden, so dass sich nach kürzester Zeit der Sickerschacht füllte und das Sickerwasser zurück in den Einstaubereich gepumpt werden musste. Etwa eine halbe Stunde nachdem der Wasserstand von 0,60 m erreicht wurde, begannen die Messungen zur Ermittlung der Sickerrate. Mit dem Aufbau gemäß Herstellerangaben konnte eine erhöhte Sickerrate von etwa 1.150 l/h/m ermittelt werden (Abb. D-55), die auf eine unterdimensionierte Beschwerung der vorgelagerten Plane auf der Wasserseite zurückzuführen ist. Vom Hersteller werden hierfür dünne, in Planenmaterial eingeschweißte Bleiplatten als Gewicht vorgesehen. Während der Tests zeigte sich, dass sich die Plane nicht ausreichend an den Untergrund mit Hilfe der Beschwerung angepasst hat und somit ein erhöhter Wasserdurchgang unter der Plane möglich war. Aufgrund dessen wurde die Plane nach ca. 1¼ Stunden zusätzlich mit Sandsäcken beschwert. Die daraus verbesserte Dichtung ist in Abb. D-55 deutlich zu erkennen, da eine Reduzierung der Sickerrate von etwa 1.150 l/h/m auf etwa 480 l/h/m eintrat, wobei zudem ein weiterer Rückgang zu verzeichnen war. Wegen der instationären Sickerrate wurde über Nacht eine Messpause von 15 Stunden eingelegt, während der das System weiterhin eingestaut blieb. Mit Wiederaufnahme der Messungen wurde eine stationäre Sickerrate von etwa 300 l/h/m ermittelt. Dieser Wert liegt etwa bei einem Viertel von der Sickerrate des Aufbaus gemäß Herstellerangaben. Der relative geringe Aufwand für die Positionierung der Sandsäcke kann sich dementsprechend deutlich auf die Höhe der Systemdurchlässigkeit auswirken.

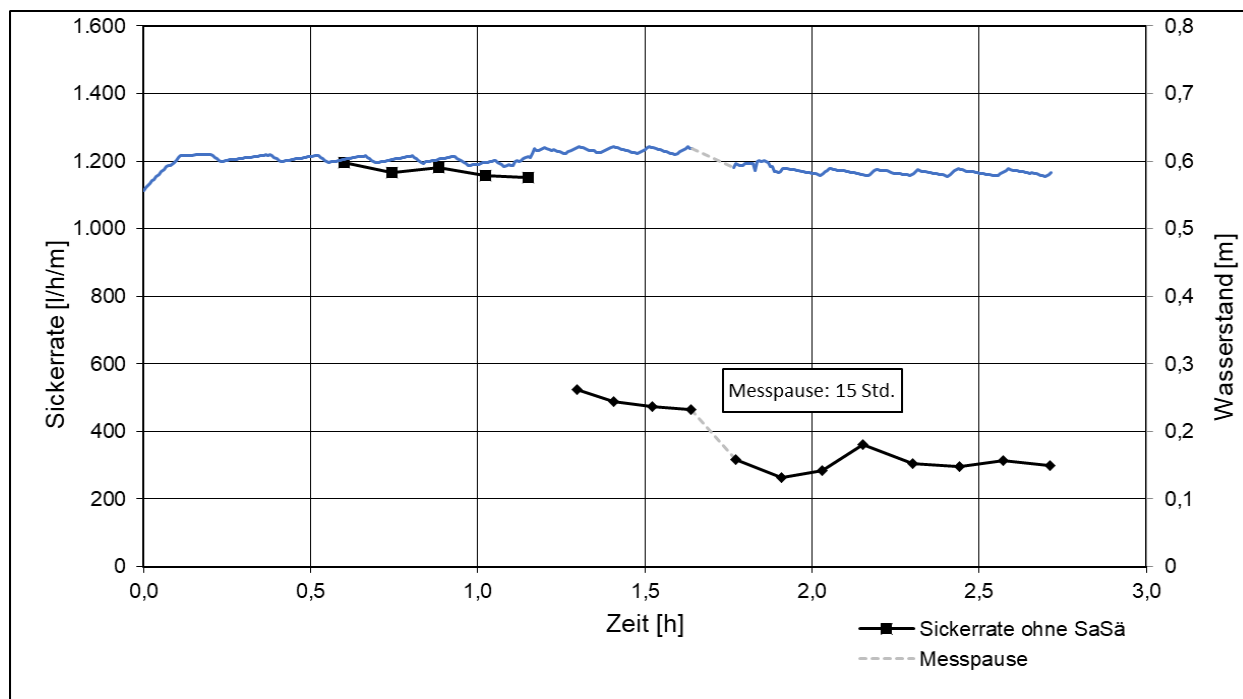


Abb. D-55: Öko-Tec-Schlauchwall – Belastungstest: Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m, mit und ohne zusätzlicher Sandsackauflage auf der vorgelagerten Dichtungsbahn

D.4.3 Maximale hydrostatische Belastung

Mit den Sickerratenmessungen konnte gleichzeitig die Standsicherheit der möglichen Stauhöhe nach Herstellerangaben von 0,60 m bestätigt werden. Die vorhandene Systemhöhe betrug 0,64 m, so dass der Wasserstand weiter angehoben wurde und der Volleinstau untersucht werden sollte. Der Volleinstau bzw. der Beginn des Überlaufs wurde bei einem Wasserstand von 0,67 m ermittelt (Abb. D-56). Grund für den höheren Einstau ist die Verformung des luftgefüllten Schlauchs. Bei höherer horizontaler Belastung änderte sich die Form des Schlauchs vom runden ins ovale und ermöglichte somit den höheren Einstau. Das System blieb während des Volleinstaus lagestabil und es wurden keine bedenkenswerten Verformungen hervorgerufen.



Abb. D-56: Öko-Tec-Schlauchwall – Belastungstest: Volleinstau beim Wasserstand von 0,67 m

Durch die Auflage von Sandsäcken sowie Holzplatten auf das System im Randbereich sollte die Möglichkeit einer temporären Erhöhung erprobt werden. Mit der temporären Erhöhung konnte insgesamt ein Wasserstand von 0,69 m erreicht werden. Auch hierbei blieb das System standsicher (Abb. D-57).

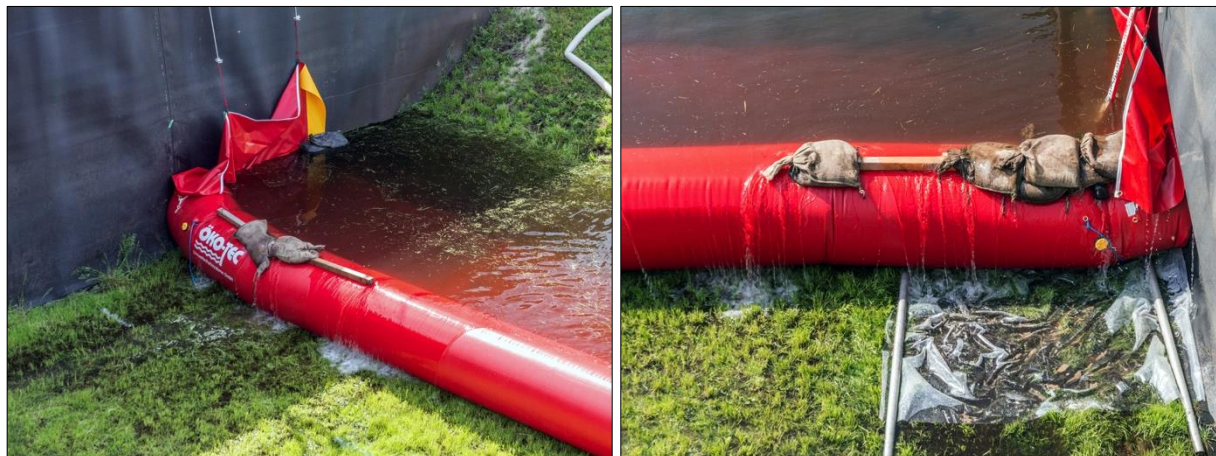


Abb. D-57: Öko-Tec-Schlauchwall – Belastungstest: Temporäre Erhöhung des linken (links) und rechten Randbereichs (rechts) durch Auflage von Sandsäcken und Holzplatten

Abb. D-58 zeigt den Verlauf der Einstauhöhe während des Belastungstests zur Ermittlung der maximalen hydrostatischen Belastung, die mit 0,69 m ermittelt werden konnte. Bei einer empfohlenen Schutzhöhe von 0,60 m bietet das System eine Standsicherheit bis zur gemessenen Systemhöhe inkl. Verformung von 0,67 m sowie mit geringer Erhöhung der Randbereiche bis auf 0,695 m.

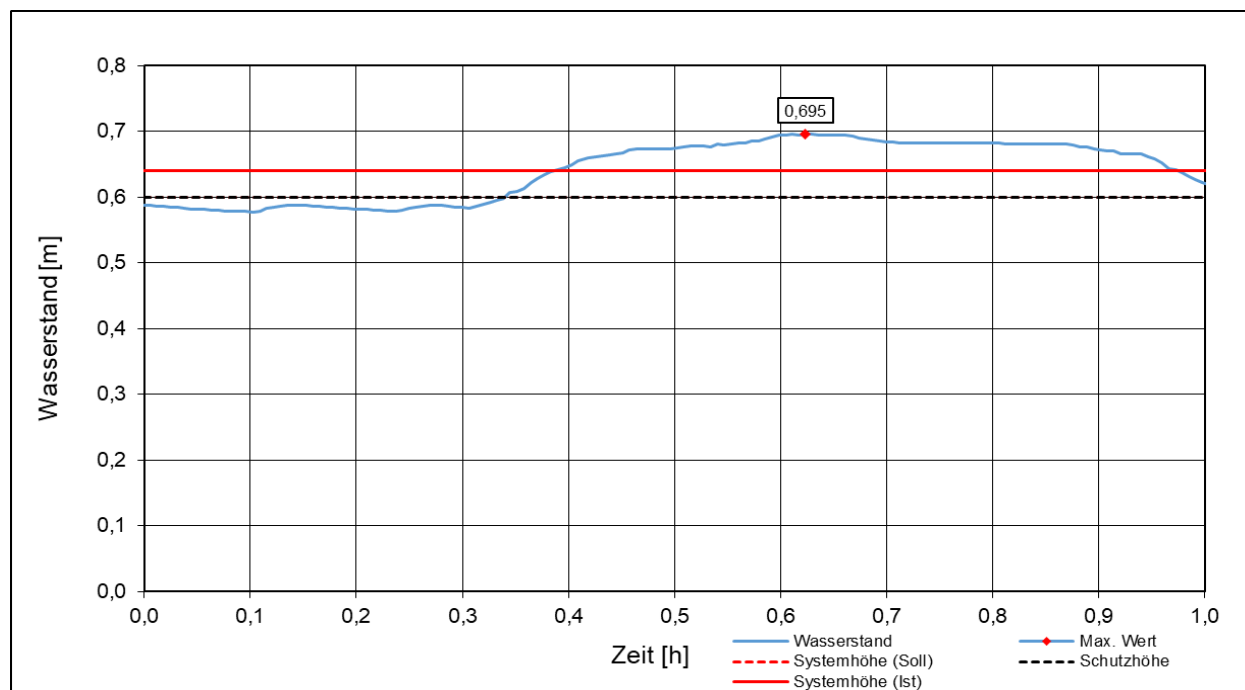


Abb. D-58: Öko-Tec-Schlauchwall – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit sowie die Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) und der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

D.4.4 Systemrückbau

Im 1. Arbeitsschritt wird zur Entlüftung des Systems der innenliegende Verschluss am Ventil geöffnet und in offener Position arretiert. Im gleichen Zuge werden die Sandsäcke und das Bleiband von der vorgelagerten Dichtungsbahn entnommen. (Abb. D-59).



Abb. D-59: Öko-Tec-Schlauchwall – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Öffnen des Ventils zur Systementlüftung (links); Rückbau des Bleibands (rechts)

Durch Einstellen des Luftgebläses in die Saugfunktion kann im 3. Arbeitsschritt der Schlauch innerhalb kürzester Zeit restentleert werden. Anschließend wird die Noppenbahn zusammengerollt und für den Abtransport bereitgestellt. (Abb. D-59)



Abb. D-60: Öko-Tec-Schlauchwall – Rückbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Restentleerung der Schläuche mithilfe des Luftgebläses (links); Aufrollen der Noppenbahn (rechts)

Im letzten und 5. Arbeitsschritt wird das System auf die gewünschte Breite zusammengelegt und zusammengerollt sowie anschließend für den Abtransport bereitgestellt (Abb. D-61).



Abb. D-61: Öko-Tec-Schlauchwall – Rückbau, Arbeitsschritt 5: Zusammenlegen (links) und Aufrollen des Systems (rechts)

Das mit Luft gefüllte System zeigte beim Rückbau erhebliche Vorteile gegenüber den wassergefüllten Schlauchsystemen. Dank der Luftfüllung befindet sich im Schlauch kein Restwasser, was neben dem Eigengewicht das Handling während des Rückbaus zusätzlich beschweren würde. Dank der Saugfunktion des Luftgebläses ist zudem die Restentleerung unproblematisch und innerhalb kürzester Zeit zu vollziehen. Der Öko-Tec-Schlauchwall konnte mit zwei Personen innerhalb von 17 Minuten zurückgebaut und für den Abtransport bereitgestellt werden.

D.5 Flutschutz-Deichkade

Die Flutschutz-Deichkade wurde im Rahmen des von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) geförderten Forschungsprojekts "DeichKADE – Entwicklung von mobilen mit Wasser befüllbaren Schlauchkonstruktionen für die sichere und ressourcenschonende Aufkadeung von überflutungsgefährdeten Deichabschnitten" am Institut für Wasserbau der Hochschule Bremen in Kooperation mit den Projektpartnern Optimal Planen & Umwelttechnik sowie Karsten Daedler entwickelt (Koppe et al., 2019). Das System besteht aus einem trapezförmigen Schlauch und einer auf der Wasserseite kraftschlüssig verbundenen vorgelagerten Dichtungsbahn, welche aus beidseitig kunststoffbeschichteten Polyestergewebe gefertigt sind. Zum System gehört zudem eine Drainmatte, die unter der vorgelagerten Dichtungsbahn positioniert wird und eine kontinuierliche Abführung von unter dem System auftretenden Sickerwasser gewährleistet. Dabei ist die Drainmatte so zu positionieren, dass sie auf der Wasserseite nicht unter der vorgelagerten Dichtungsbahn herausragt. Die Drainmatte sollte 20 bis 30 m zurückspringen, so dass ausreichend Platz für die Beschwerung der vorgelagerten Dichtungsbahn mit Sandsäcken vorhanden bleibt (Abb. D-62). Dadurch wird ein Versagen der Flutschutz-Deichkade durch Aufschwimmen bei zunehmendem Wasserdruck verhindert. Darüber hinaus entstehen im drainierten Bereich Reibungskräfte zwischen Untergrund und System infolge des senkrecht wirkenden hydrostatischen Drucks auf der vorgelagerten Dichtungsbahn, was zu einer zusätzlichen Systemstabilisierung führt.

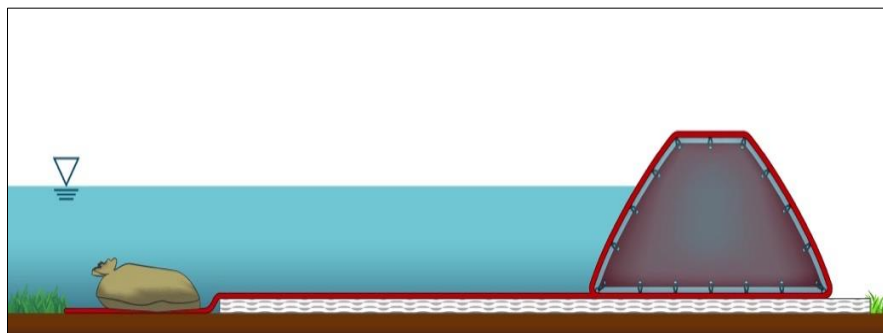


Abb. D-62: Flutschutz-Deichkade – Schematische Darstellung

Die Flutschutz-Deichkade ist konzipiert als wassergefüllte Notfallbarriere für den mobilen, ortsunabhängigen Einsatz in hochwassergefährdeten Bereichen sowie als Aufkadeung von überströmungsgefährdeten Hochwasserschutzdeichen. Angeboten wird die Flutschutz-Deichkade nur in einer Systemgröße mit einer Höhe von 0,8 m, jedoch in unterschiedlichen Standardlängen. Die Systemlänge 5,0 m weist ein Gewicht von 72 kg und die Systemlänge 10,0 m von 145 kg auf (Optimal Umwelttechnik, ohne Zeitangabe). Aus Einzelementen unterschiedlicher Länge zusammengesetzt, lässt sich aus der Flutschutz-Deichkade ein linienförmiger Hochwasserschutz in beliebiger Länge herstellen. Die Drainmatte fungiert gleichzeitig als Schutzschicht gegenüber dem Untergrund, so dass das System auf verschiedenen Untergründen aufgebaut werden kann. Der Untergrund muss dabei frei von spitzen Gegenständen sein.

Bestandteil des Forschungsprojekts DeichKADE war auch die Prüfung der Eignung, des Einsatzes und der Leistungsfähigkeit des Systems durch den TÜV-Nord. Hierfür wurden von den Projektpartnern zwei 7,5 m lange Systemelemente mit einem Fassungsvermögen von jeweils

2,8 m³ produziert und an die IWA-Testanlage geliefert. Die Ergebnisse der TÜV-Prüfung werden im Folgenden aufgeführt.

D.5.1 Systemaufbau

Im 1. Arbeitsschritt wird die Drainmatte entlang der Schutzlinie ausgebreitet und ggf. mit Sandsäcken zusätzlich gesichert. Anschließend werden die Systemelemente auf der Drainmatte positioniert, ausgerollt und auseinandergefaltet, so dass die am System befestigte Dichtungsbahn zur Wasserseite zeigt. (Abb. D-63)

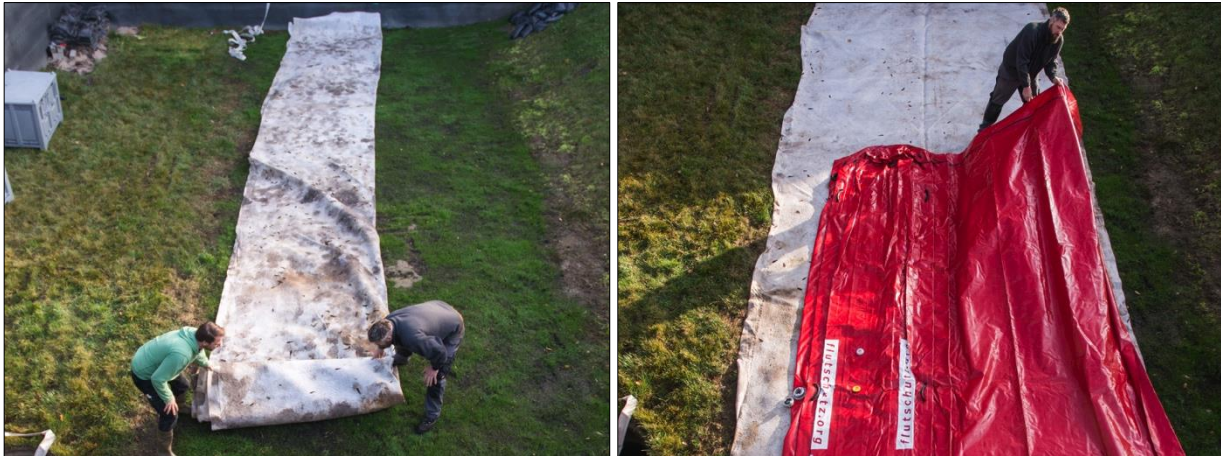


Abb. D-63: Flutschutz-Deichkade – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Auslegen der Drainmatte entlang der Schutzlinie (links); Positionieren und Ausbreiten der Flutschutz-Deichkade (rechts)

Der 3. Arbeitsschritt beschreibt die Ausbreitung des Folgeelements. Die Stirnseiten der Flutschutz-Deichkade werden so nebeneinandergelegt, dass sie direkt voreinander liegen und mit Karabinern aneinandergeschnallt werden können. Anschließend erfolgt die Montage der Dichtungsschürze mit den Reißverschlüssen. (Abb. D-64)



Abb. D-64: Flutschutz-Deichkade – Aufbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Positionierung, Ausbreiten des Folgeelements und Verbindung der Systemenden mithilfe der Karabiner (links); Anbringen der Verbindungsschürze (rechts)

Im 5. Arbeitsschritt werden die Systemelemente der Flutschutz-Deichkade per Gebläse mit Luft befüllt. Bei Verwendung entsprechender Schlauchverteiler können mehrere Elemente gleichzeitig mit Luft befüllt werden. Durch diesen Arbeitsschritt wird eine Ausbildung von Falten im Bodenbereich vermieden und somit eine zusätzliche Undichtigkeit verhindert. Für die Luftfüllung wird das Gebläse direkt an die Ventile oder an einen zusätzlichen Druckschlauch angeschlossen. Sind die Elemente befüllt, können diese in die endgültige Lage positioniert und mit Wasser befüllt werden. Durch seitlich angebrachte Griffe ist die Positionierung der Systeme unproblematisch und leicht durchführbar. Während der Wasserbefüllung ist das System kontrolliert zu entlüften. Ein ausreichender Füllgrad ist erreicht, sobald Wasser aus dem obenliegenden Ventil zur Entlüftung austritt. Anschließend ist die Wasserzufuhr zu stoppen und die Schlauchverbindung zu trennen. (Abb. D-65)



Abb. D-65: Flutschutz-Deichkade – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Befüllen der Flutschutz-Deichkade mithilfe eines Luftgebläses (links); Befüllen der Flutschutz-Deichkade mit Wasser bei gleichzeitiger Entlüftung (rechts)

Im Anschluss an die Wasserfüllung ist die vorgelagerte Dichtungsbahn mit Sandsäcken zu beschweren. Für die TÜV-Prüfung sollten hier die Sandsäcke einen Abstand von 1 bis 2 cm aufweisen, damit das Wasser besser auf die vorgelagerte Dichtungsbahn läuft und diese beschwert. Der Randanschluss erfolgte durch die Montage der Dichtschürzen an den Systemenden und dem seitlichen Hochführen der Dichtschürzen sowie der Beschwerung mit Sandsäcken. Für den gesamten Aufbau der Flutschutz-Deichkade war ein Zeitbedarf von 55 Minuten erforderlich. Der Aufbau ist unproblematisch und die einzelnen Aufbauschnitte können ohne großen Kraftaufwand durchgeführt werden. Die fertiggestellte Schutzlinie der Flutschutz-Deichkade ist in Abb. D-66 dargestellt.



Abb. D-66: Flutschutz-Deichkade – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

D.5.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Beim Füllen des Eintaubebeckens konnte bereits frühzeitig eine erhöhte Durchlässigkeit entlang der gesamten Systemlänge beobachtet werden, wobei die Randanschlüsse verhältnismäßig gering durchlässig waren. Im Rahmen der TÜV-Prüfung wurden bei einem Wasserstand von 0,20 m die Sickerraten untersucht und mit etwa 350 l/h/m ermittelt. Anschließend wurde der Wasserstand auf 0,60 m angehoben (Abb. D-67).



Abb. D-67: Flutschutz-Deichkade – Belastungstest: Eintauch mit einem Wasserstand von 0,60 m

Während der Befüllung des Eintaubereichs auf einen Wasserstand von 0,60 m konnte eine geringe Verschiebung des trapezförmigen Schlauchs beobachtet werden. Die vorgelagerte Dichtungsbahn blieb dabei lagestabil, so dass eine Gefährdung der Standsicherheit ausgeschlossen werden konnte. Auch bei einem Wasserstand von 0,60 m konnte weiterhin ein erhöhter Durchfluss entlang der Schutzlinie beobachtet werden. An den Randbereichen war weiterhin nur ein geringer Sickerwasserdurchtritt zu verzeichnen. Zu Beginn der Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m lag der ermittelte Wert bei etwa 640 l/h/m (Abb. D-68). Es konnte festgestellt werden, dass der Druckschlauch, in dem das durchgesickerte Wasser zurückgeführt wird (Abb. D-67), direkt auf den Randbereich der vorgelagerten Dichtungsbahn gerichtet war und somit einen erhöhten Durchfluss unterhalb des

Systems bewirkte. Nach erneuter Ausrichtung der Druckschläuche war eine Reduzierung der Sickerrate auf etwa 570 l/h/m zu verzeichnen. Der ermittelte Wert blieb nahezu konstant, so dass von keiner weiteren Reduzierung der Sickerrate mit der Zeit auszugehen war. Mit einer durchgängigen Sandsackauflage der vorgelagerten Dichtungsbahn wäre eine weitere Reduzierung der Sickerrate möglich gewesen, jedoch wurde dies im Rahmen der TÜV-Prüfung nicht weiter untersucht.

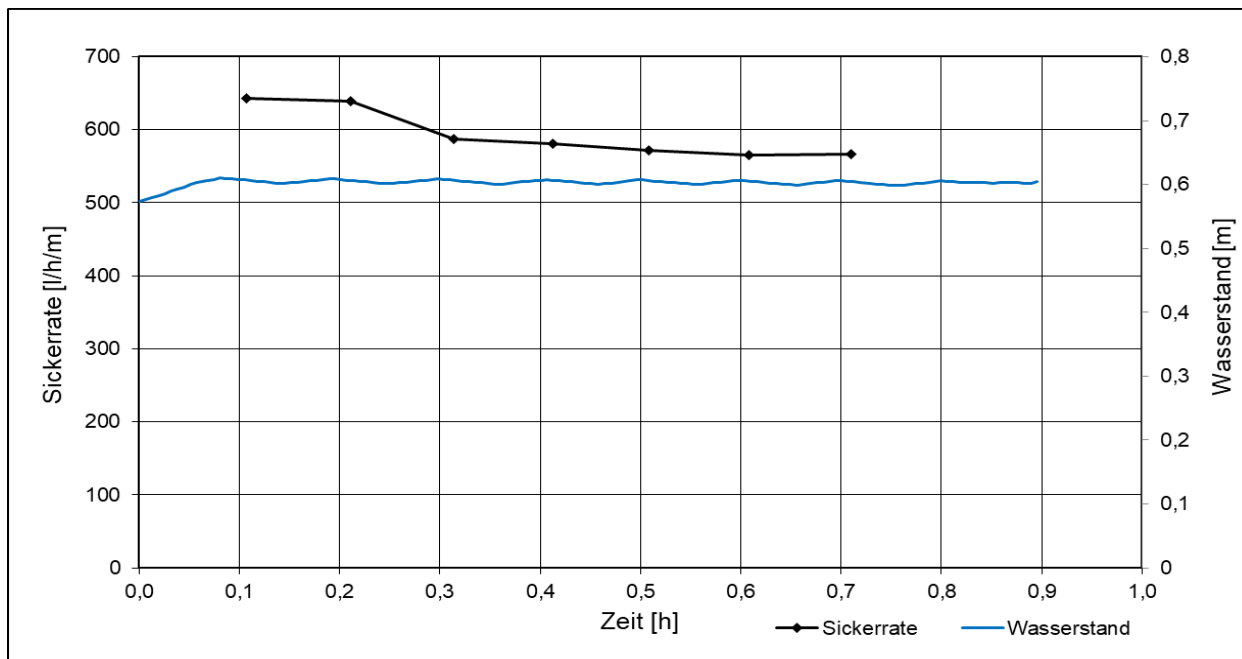


Abb. D-68: Flutschutz-Deichkade – Belastungstest: Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.5.3 Maximale hydrostatische Belastung

Die Schutzhöhe von 0,60 m konnte bereits mit der Sickerratenmessung bestätigt werden, so dass der Wasserstand für die maximal mögliche Stauhöhe weiter angehoben wurde. Während der Befüllung des Einstaubereichs konnte eine stetige aber sehr geringe Verdrehung des Systems anhand der Videodokumentation erkannt werden. Die vorgelagerte Dichtungsbahn blieb dabei lagestabil, so dass keine Verschiebung des Gesamtsystems stattgefunden hat. Abb. D-69 zeigt den Volleinstau bei etwa 0,90 cm. Aufgrund der Systemverformung bzw. einer leichten Schiefstellung infolge der hydrostatischen Belastung konnte der erhöhte Wasserstand realisiert werden. Die Standsicherheit im Volleinstau war demzufolge gegeben.



Abb. D-69: Flutschutz-Deichkade – Belastungstest: Volleinstau beim Wasserstand von 0,90 m

Der Wasserstand wurde daraufhin weiter gesteigert, um das Verhalten des Systems bei einer Überströmung zu prüfen. Durch mangelnde Pumpleistung war lediglich eine Steigerung um 1 cm möglich, wobei hier das System im Randbereich auf etwa 2,0 m überströmt wurde (Abb. D-70). Da die Drainmatte auch auf der zu schützenden Seite herausragt, diente diese gleichzeitig als Erosionsschutz der Aufstandsfläche während der Überströmung.



Abb. D-70: Flutschutz-Deichkade – Belastungstest: Überlauf bei einem Wasserstand von etwa 0,91 m

Abb. D-70 zeigt den Verlauf der Einstauhöhe während des Belastungstests zur Ermittlung der maximalen hydrostatischen Belastung. Bei einer empfohlenen Schutzhöhe von 0,60 m bietet das System eine Standsicherheit bis zur gemessenen Systemhöhe inkl. Verformung von 0,91 m. Es konnte kein Verlust der Standsicherheit oder eine Verschiebung des Systems infolge der maximalen Belastung festgestellt werden.

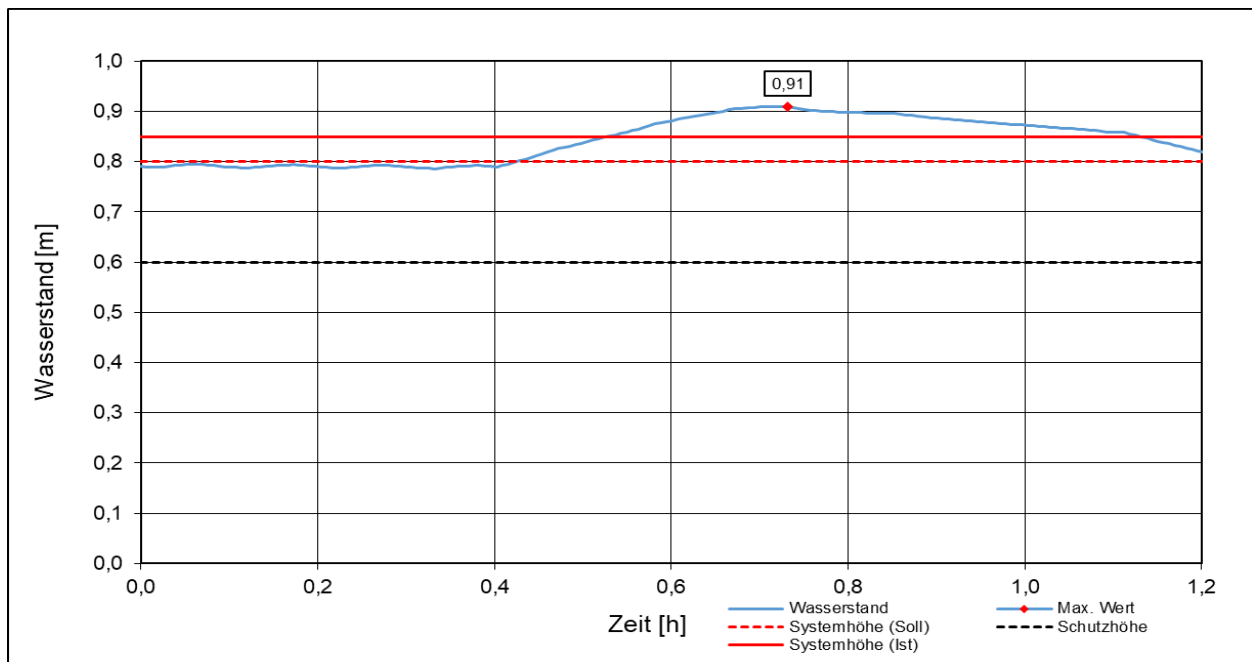


Abb. 0-71: Flutschutz-Deichkade – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit sowie die Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) und der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

D.5.4 Systemrückbau

Nach dem Einsatz können die Elemente der Flutschutz-Deichkade über den freien Ausfluss durch Öffnen der Befüll- und Entleerungsventile oder mithilfe von Pumpentechnik entleert werden. Während der Entleerung sind die Verbindungsschürzen zu demontieren und die Einzelelemente durch Lösen der Karabiner zu entkoppeln. Fließt aus dem System über den freien Ausfluss kein weiteres Wasser, kann das System für die Restentleerung mit Luft gefüllt werden, was zu einer optimierten Handhabung führt. (Abb. D-72)

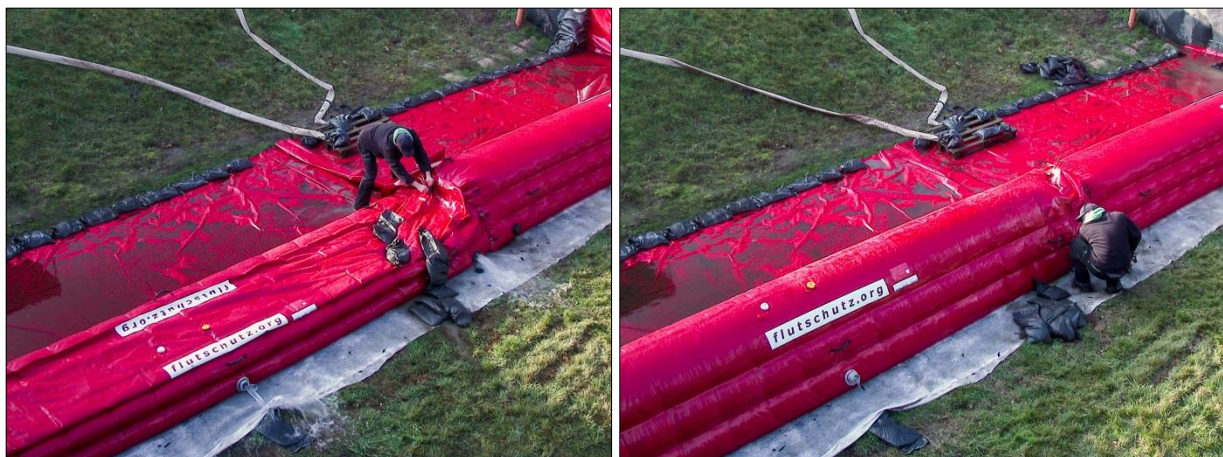


Abb. D-72: Flutschutz-Deichkade – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Öffnen der Ventile für den freien Ausfluss des im System befindlichen Wassers (links); Luftbefüllung des Systems für die Restentleerung (rechts)

Auf gerader Fläche empfiehlt es sich, die Schläuche leicht U-förmig auszurichten und das im System befindliche Wasser zum Ventil in der Systemmitte durch leichtes Anheben der Systemenden zu leiten. Ist am Einsatzort eine Böschung oder eine andere Erhebung vorhanden, kann das System diagonal auf die Böschung gezogen werden, so dass das eingeschlossene Wasser zum Ventil an den Systemenden geleitet wird und aus dem System fließt. (Abb. D-73)



Abb. D-73: Flutschutz-Deichkade – Rückbau, Arbeitsschritt 3: Restentleerung der Schläuche durch leiten des Wassers in Richtung der Ventile auf gerader Fläche (links) und in Hanglage (rechts)

Die leeren Systemelemente werden zusammengelegt und für den Abtransport in den Transport- und Lagerkisten verstaut. Anschließend wird die Drainmatte zusammengelegt, die Sandsäcke palettiert und beides für den Abtransport bereitgestellt.

Der Rückbau der Flutschutz-Deichkade erfolgte mit zwei Personen innerhalb von 60 Minuten. Aufgrund des relativ hohen Eigengewichts ist ein gewisser Kraftaufwand für die Restentleerung erforderlich. Durch die Luftbefüllung wird dies jedoch erheblich vereinfacht. Ist am Einsatzort zudem entsprechende Maschinenteknik mit Hebefunktionen vorhanden, kann die Restentleerung der Systeme weiter optimiert werden.

D.6 Aquariwa

Das ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsystem Aquariwa wird den Behältersystemen zugeordnet und gliedert sich in die Beckensysteme ein. Das System besteht aus einer glasfaserverstärkten, rechteckigen Platte, die zu einem Zylinder geformt und mit einer speziellen Verschlusstechnik kraftschlüssig zusammengehalten wird (Abb. D-74). Am unteren Ende der rechteckigen Platte ist ein Gitternetz kraftschlüssig angeschweißt, was nach dem Zusammenbau der rechteckigen Platte zu einem Zylinder miteinander verzurrt wird. Infolge der Befüllung der innenliegenden Wassersäcke wird das Gitternetz an den Untergrund angepresst und erhöht dadurch die Standsicherheit des Systems. Für eine Wasserfüllung ist die Hinzunahme von innenliegenden Foliensäcken erforderlich. Alternativ können auch Schüttgüter oder Sandsäcke verwendet werden, wobei hier der Einsatz des Foliensacks vernachlässigt werden kann. Eine auf der Einstauseite angebrachte Plane dichtet die Konstruktion ab, die am Rand- und Stoßbereich zusätzlich mit Sandsäcken zu beschweren ist. Das System kann in den Bereichen Objektschutz, linienartigen Hochwasserschutz an Seen und entlang von Flussläufen sowie als Ableitung von Straßenabflüssen und Stauen von Fließgewässer zur Nutzung von Löschwasser eingesetzt werden (Aquariwa, 2011). Alternativ kann das System auch zur Beschwerung von Konstruktionen, als Auffangbehälter von kontaminierten Materialien oder als Speichermöglichkeit verschiedenster Substanzen genutzt werden (Aquariwa, 2020).

Vom Hersteller werden drei verschiedene Systemgrößen angeboten. Bei Wasserfüllung können mit den Systemgrößen Schutzhöhen von 0,50 m, 0,80 m und 1,0 m realisiert werden. Werden die Systeme im Vorhinein oder die bereits wassergefüllten Systeme während des Einsatzes nachträglich mit Schüttgütern gefüllt, erhöht sich die zu realisierende Schutzhöhe der Systemgrößen auf 1,0 m, 1,2 m bzw. 1,5 m (Aquariwa, 2011). Für den Versuchsdurchlauf an der IWA-Testanlage wurde die Systemgröße AQUARIWA 120 mit einer Schutzhöhe von 0,80 m bei Wasserfüllung gewählt. Zur Befüllung eines Systemelements ist ein Wasserbedarf von etwa 1,4 m³ erforderlich.

Mithilfe von ausreichend großen Paletten können die glasfaserverstärkten Platten aufeinander gestapelt und auf einem LKW und/oder Anhänger verladen werden. Anschließend wird das System zum Einsatzort transportiert. Alternativ können die Platten auch in geschlossenen Transportern verladen werden. Die Verschlusselemente und Foliensäcke werden in entsprechenden Transportbehältern mitgeliefert.

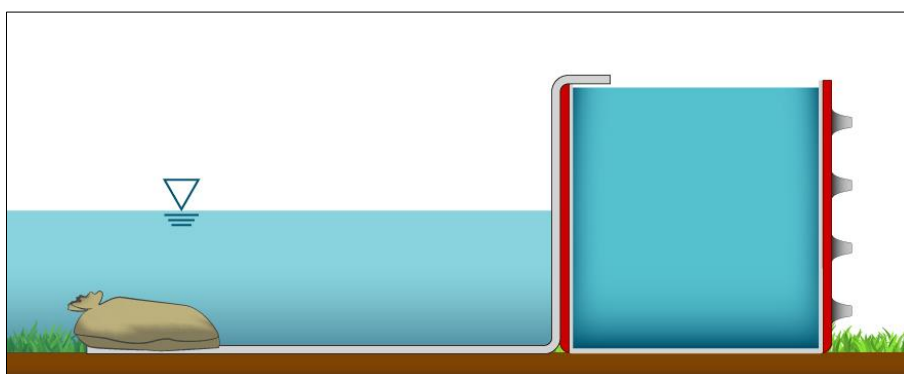


Abb. D-74: Aquariwa – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018)

D.6.1 Systemaufbau

Die 25 kg schweren, glasfaserverstärkten Platten der Systemgröße AQUARIWA 120 weisen eine Breite von 1,2 m, eine Länge von 4,1 m sowie eine Stärke von 5 mm auf. Aus den Platten können 1,2 m hohe Zylinder errichtet werden. Bei einem Durchmesser von 1,2 m werden für den Versuchsdurchlauf 13 Einheiten benötigt. Mit 13 Einheiten wird allerdings eine Gesamtlänge von 15,6 m erreicht, so dass bei einer vorhandenen Breite von 15 m die Schutzlinie S-förmig ausgebildet werden musste.

Beim ersten Arbeitsschritt wird die glasfaserverstärkte Platte für den Zusammenbau bereitgelegt. Der nächste Arbeitsschritt beinhaltet das Zusammenbiegen der Platte zu einem Zylinder und der kraftschlüssigen Verbindung. Dabei ist darauf zu achten, dass die abgerundete Kante an der glasfaserverstärkten Platte außen am Zylinder und das am Zylinder befindliche Netz im Inneren liegen muss. Der zusammengerollte Zylinder ist händisch zu fixieren, so dass die im Randbereich befindlichen Löcher übereinander liegen und das Befestigungsmittel eingebracht werden kann (Abb. D-75). Bei der Fixierung ist strengstens darauf zu achten, dass sich keine Finger in den Öffnungen für die Befestigungsmittel befinden, da es bei einem Auseinandergleiten der glasfaserverstärkten Platte zu schwersten Verletzungen kommen kann.

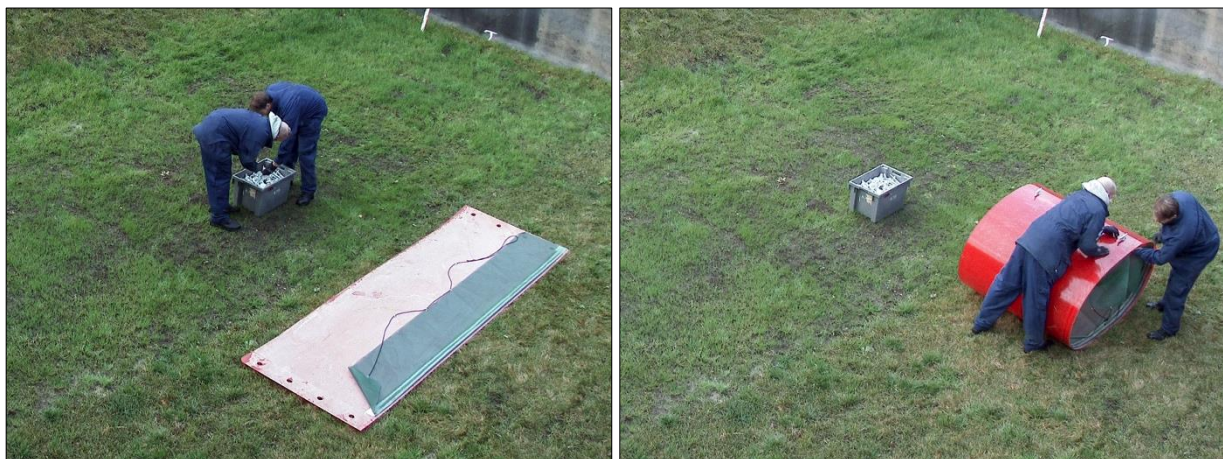


Abb. D-75: Aquariwa – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Bereitlegen der Platte (links); Zusammenbiegen der Platte zu einem Zylinder und kraftschlüssiges Verbinden mit Befestigungsmitteln (rechts)

Im 3. Arbeitsschritt wird das Gitternetz im unteren Bereich des Zylinders so eng wie möglich mit dem hierfür vorgesehenen Band zusammengezogen und anschließend wird der Zylinder am Einsatzort aufgestellt (Arbeitsschritt 4). Dabei ist zu beachten, dass sich die Verschlüsse auf der wasserabgewandten Seite befinden und das Gitternetz innerhalb des Zylinders zum Untergrund zeigt. Für die Wasserfüllung wird der Foliensack in den Zylinder eingelegt und von außen bis zum zweiten Verschluss über den Rand gezogen (Abb. D-76). Mithilfe eines Besens oder eines ähnlichen Hilfsmittels ohne scharfe Kanten wird der Foliensack auf den Zylinderboden gedrückt, was zur Sicherstellung der richtigen Lage des Foliensacks dient. Liegt dieser nicht am Untergrund an, kann es bei der Wasserfüllung zu Schäden am Sack und dementsprechend zum Wasserverlust und zur Destabilisierung des Systems unter der Belastung führen.



Abb. D-76: Aquariwa – Aufbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Zusammenziehen des Gitternetzes (links); Aufstellen des Zylinders und Einbringen des Foliensacks (rechts)

In Abb. D-77 wird der 5. Arbeitsschritt dargestellt, der durch die Wasserbefüllung beschrieben wird. Hierbei ist zu erwähnen, dass laut Hersteller vor dem Füllvorgang die einzelnen Zylinder mit Befestigungsklammern zu verbinden sind, was im Versuchsaufbau erst im Anschluss an die Wasserfüllung durchgeführt wurde. Durch die geänderte Reihenfolge war kein Nachteil im Systemaufbau zu verzeichnen. Da die errichteten Zylinder allein keine ausreichende Dichtigkeit aufweisen, wird im nächsten Arbeitsschritt auf der Wasserseite eine Dichtungsbahn montiert. Mit einem Abstand von mindestens 2,0 m ist diese vor dem System zu platzieren und mit Sandsäcken am Grund sowie auf den Zylindern zu beschweren (Abb. D-77).



Abb. D-77: Aquariwa – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Füllen der Zylinder (links); Installation der Dichtungsbahn sowie Beschwerung mit Sandsäcken (rechts)

Abb. D-78 zeigt den fertiggestellten Systemaufbau. Die Randabdichtung erfolgte mit stark haftendem Klebeband sowie zusätzlichem Aufeinanderstapeln von Sandsäcken.



Abb. D-78: Aquariwa – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

Für den Aufbau der Zylinder betrug der Zeitbedarf von 30 Minuten und für die Montage der Dichtungsbahn waren weitere 15 Minuten sowie etwa 70 Sandsäcke erforderlich. Das Befüllen der Zylinder konnte innerhalb von 35 Minuten durchgeführt werden. Somit ergibt sich eine Gesamtaufbaudauer der 15 m langen Schutzlinie von 75 Minuten unter Einsatz von zwei Personen.

Beim Befüllen der Zylinder wurden an zwei Foliensäcken Beschädigungen festgestellt, was durch einen Wasserstandsabsink in den Behältern zu erkennen war. Die beschädigten Foliensäcke wurden ersetzt und die Zylinder erneut befüllt, was ohne größeren Aufwand durchzuführen war.

D.6.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Nach dem Systemaufbau wurde der Einstaubereich bis auf einen Wasserstand von 0,60 m geflutet (Abb. D-79). Bei der Füllung des Einstaubereichs konnte keine Verformung der Schutzlinie oder einzelner Systemelemente wahrgenommen werden. Auch zeigte der Randbereich keine erhöhte Durchlässigkeit, so dass hier von einer guten Dichtung ausgegangen werden konnte.

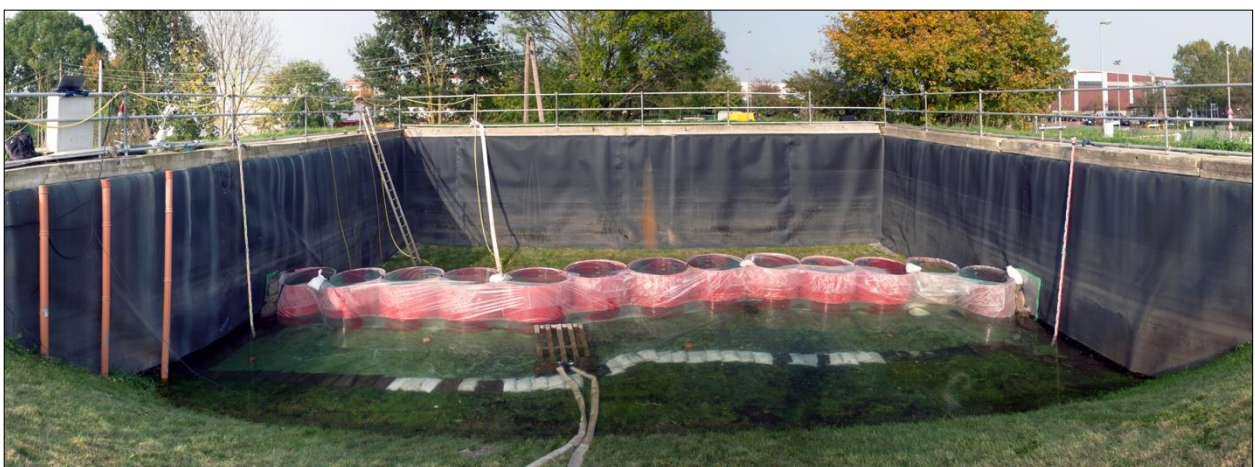


Abb. D-79: Aquariwa – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Nach etwa zwei Stunden war der Bereich hinter der Schutzlinie soweit durchfeuchtet, dass die Messung der Sickerrate starten konnte. Abb. D-80 zeigt die Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m am Hochwasserschutzsystem Aquariwa. Es konnte nach einem Messzeitraum von etwa 3 Stunden eine stationäre Sickerrate von 64 l/h/m festgestellt werden.

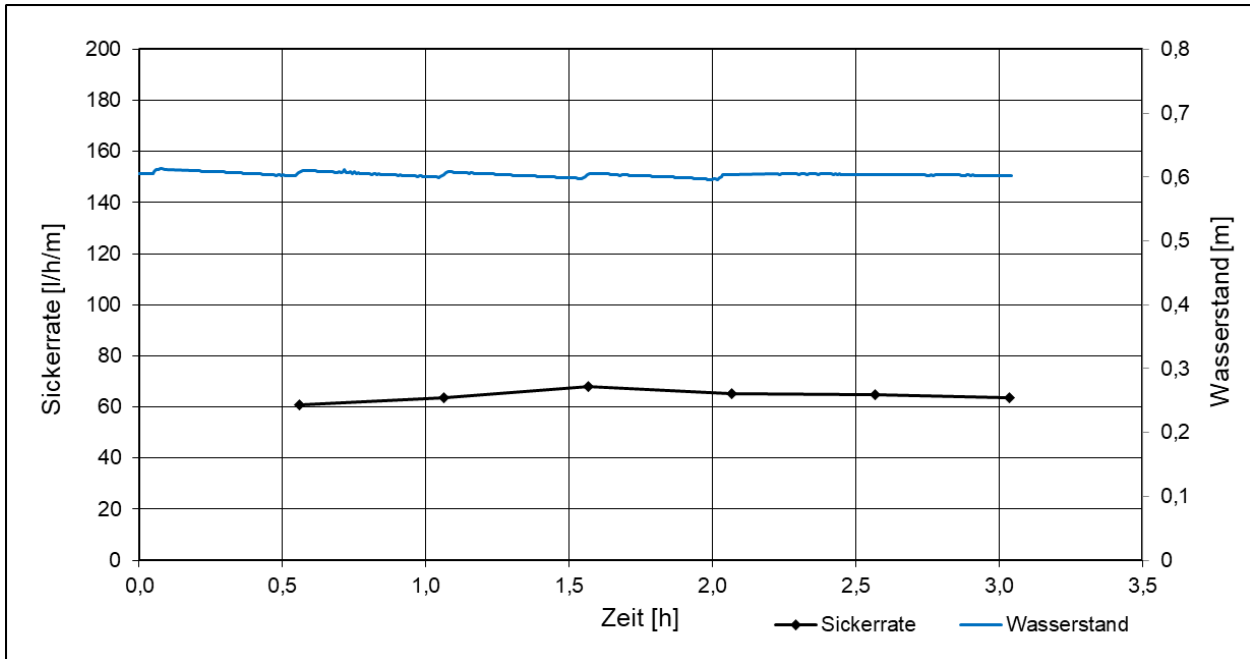


Abb. D-80: Aquariwa – Belastungstest: Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.6.3 Maximale hydrostatische Belastung

Beim Test mit der maximal möglichen hydrostatischen Belastung wurde ab einem Wasserstand von 0,90 m festgestellt, dass einzelne Zylinder begannen in den aufgeweichten Untergrund einzusinken. Ab einer Einstauhöhe von 1,0 m war ein langsames, aber stetiges weiteres Eindrücken in den Untergrund zu erkennen. Gleichzeitig ist Wasser aus den Foliensäcken auf der trockenen Seite herausgelaufen. Aufgrund dessen wurde die weitere Füllung des Einstaubereichs vorerst gestoppt, um das weitere Verhalten des Systems unter Belastung zu beobachten. Abb. D-81 zeigt das Aquariwa-System bei einer Einstauhöhe von 1,0 m mit leichter Schiefstellung.



Abb. D-81: Aquariwa – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 1,0 m

Nach einem Beobachtungszeitraum von etwa 45 Minuten konnte keine weitere Lageveränderung der Zylinder erkannt werden, so dass der Einstaubereich weiter befüllt wurde. Das Einsinken der Zylinder schritt bei weiterem Wasserstandanstieg deutlich schneller voran. Die Schiefstellung des Systems bei einem Wasserstand von 1,07 m ist in Abb. D-82 dargestellt. Aufgrund der erhöhten Schiefstellung wurde die Wasserzufuhr erneut gestoppt, da die Standsicherheit als kritisch einzustufen war. Nach einer Einstauzeit von etwa 8 Minuten und einem Wasserstand von 1,07 m war der Randanschluss aufgrund der Schiefstellung und der daraus resultierenden hohen Belastung an der seitlich befestigten Dichtungsbahn abgängig und konnte nicht mehr gesichert werden. Daraufhin wurde der Versuch abgebrochen und der Einstaubereich geleert.



Abb. D-82: Aquariwa – Belastungstest: Schiefstellung und Wasserverlust aus dem Foliensack bei einem Wasserstand von 1,07 m (links); Versagen der Randabdichtung infolge der erhöhten Schiefstellung des Systems (rechts)

Abb. D-83 zeigt den Verlauf der Einstauhöhe während des Belastungstests zur Ermittlung der maximalen hydrostatischen Belastung, die zu 1,07 m ermittelt werden konnte. Eingetragen ist zudem die maximale Schutzhöhe von 0,80 m nach Herstellerangaben, die im Test um 0,27 m überschritten werden konnte.

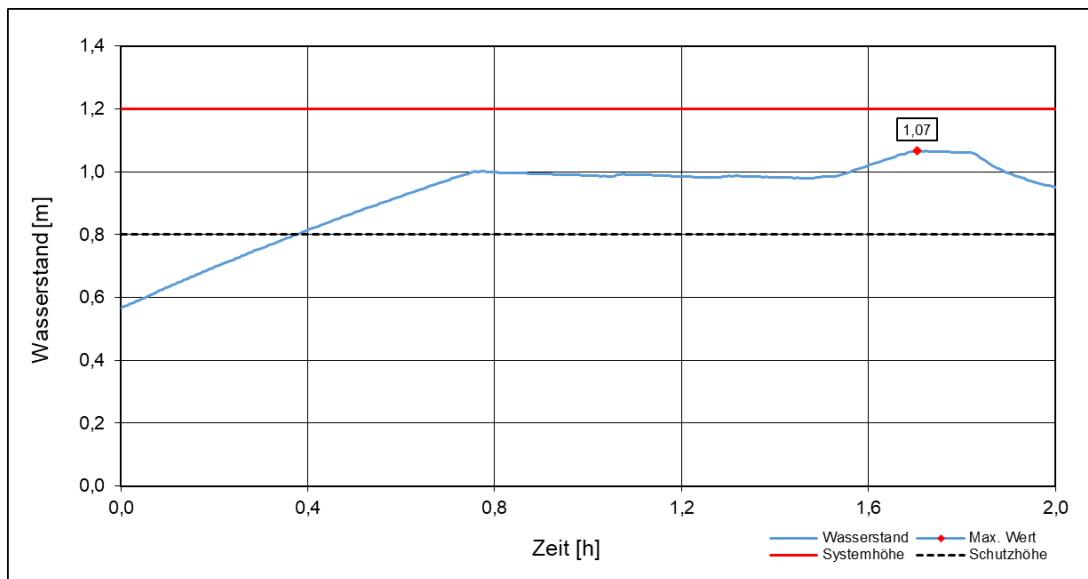


Abb. D-83: Aquariwa – Belastungstest: Verlauf der Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit

D.6.4 Systemrückbau

Nach Herstellerangaben wird im 1. Arbeitsschritt die vorgelagerte Dichtungsbahn entfernt und die Sandsäcke werden für den Abtransport palettiert. Im Testdurchlauf wurde allerdings der 2. Arbeitsschritt, das Entleeren der Foliensäcke, vorgezogen, da dies simultan während des Abpumpvorgangs des Einstaubereichs durchgeführt werden konnte. Das Entleeren der wassergefüllten Zylinder bzw. Foliensäcke kann grundsätzlich in verschiedenen Arbeitsschritten erfolgen. Eine Variante wird durch die Leerung mithilfe von Tauchpumpen beschrieben. Der Foliensack kann zudem mit einem Besen an den Zylinderboden gedrückt werden, so dass das eingestaute Wasser mit der Zeit im Bereich des Verschlusses und an der Aufstellfläche aus dem Zylinder fließt. Auch ist es möglich, mithilfe eines formstabilen Schlauches, der sich mit einem Ende im wassergefüllten Zylinder befindet und dessen andere Ende über den oberen offenen Rand nach außen geführt wird, und dem im Zylinder wirkenden hydrostatischen Drucks den Foliensack zu entleeren bzw. soweit zu leeren, dass dieser gekippt und vollkommen geleert werden kann. Die einfachste Variante ist das Aufschneiden des Foliensackes. Bei letzterer Variante ist darauf zu achten, dass das Gitternetz sowie der Zylinder nicht beschädigt werden. Beim Systemrückbau wurde die Variante mit dem Einsatz einer Tauchpumpe gewählt, da das Wasser für den erneuten Einsatz gespeichert werden sollte. Für die Leerung der 13 Systemelemente betrug der Zeitbedarf zur Entleerung etwa 25 Minuten. Die entleerten Elemente wurden auf die Seite gekippt, das Gitternetz entspannt und die Verschlüsse demontiert. Vereinzelt war für die Demontage der Verschlüsse ein Gummihammer notwendig. Bei der Demontage der Verbindungselemente ist darauf zu achten, dass die Platten unter Spannung stehen und beim Öffnen des letzten Verschlusses schlagartig aufspringen, was eine erhebliche Verletzungsgefahr in sich birgt. Hier empfiehlt der Hersteller die Einhaltung eines Sicherheitsabstands von unbeteiligten Personen außerhalb der Gefahrenzone von 6,0 m x 1,6 m. Nach dem Öffnen der Zylinder sind die Platten zu reinigen und für den Abtransport bzw. die Einlagerung bereitzustellen. Der Rückbau der Zylinder konnte in 30 Minuten durchgeführt werden, so dass ein gesamter Zeitbedarf von 55 Minuten für den Rückbau unter Einsatz von zwei

Personen benötigt wurde. Die einzelnen Arbeitsschritte des Rückbaus werden in Abb. D-84 bis Abb. D-86 dargestellt.



Abb. D-84: Aquariwa – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Entleeren des Foliensacks mithilfe einer Tauchpumpe (links); Rückbau der vorgelagerten Dichtungsbahn (rechts)



Abb. D-85: Aquariwa – Rückbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Kippen des Systemelementes und Entnahme des Foliensacks (links); Lösen des Gitternetzes und der Verbindungselemente (rechts)



Abb. D-86: Aquariwa – Rückbau, Arbeitsschritt 5: Öffnen des Zylinders und Bereitstellen für den Abtransport

D.7 Indutainer

Der Indutainer wurde insbesondere für den Transport und die Lagerung unterschiedlicher mittel bis hoch viskoser Produkte entwickelt. Darüber hinaus kann er auch als mobiles ortsungebundenes Hochwasserschutzsystem, als mobile Durchfahrtsperre oder als Ballasttank für den Gerüst- und Bühnenbau eingesetzt werden (Indutainer, 2021). Der Indutainer zählt zu den Beckensystemen. Das mit Polyurethan ausgeschäumte Doppelabstandsgewebe der faltbaren und etwa 2,5 cm dicken Seitenwände gibt dem Indutainer die notwendige Standfestigkeit für die Füllung mit Wasser. Die Seitenwände sind im oberen und unteren Bereich mit gewebeverstärktem Textil befestigt, wobei der obere Bereich über Schlaufen geöffnet bzw. verschlossen werden kann. Für die Wasserfüllung wird ein spezieller Foliensack in den Indutainer eingelegt. Ein Auslaufstutzen ist im unteren Bereich des Foliensacks angebracht, mit dem das System nach dem Einsatz entleert werden kann. Die Füllung erfolgt durch die Öffnung an der Systemoberkante. Für einen besseren Verbund der einzelnen Systemelemente untereinander werden diese durch seitlich angebrachte Laschen miteinander verbunden und können somit eine endloslange, zusammenhängende Schutzbarriere ermöglichen. Die Dichtigkeit der Schutzlinie wird durch eine vorgelagerte Dichtungsbahn realisiert, die mit Sandsäcken zu beschweren ist. Abb. D-87 zeigt die schematische Darstellung des Indutainers.

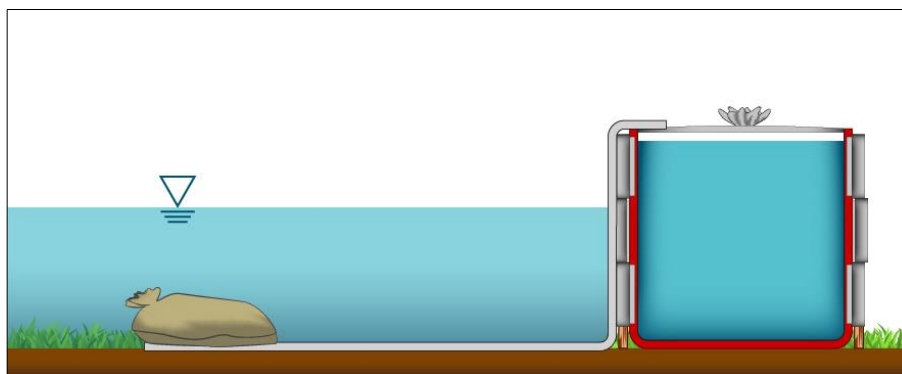


Abb. D-87: Indutainer – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018)

In der Linienführung sind Richtungsänderungen von 90° problemlos durchzuführen. Spezielle Eckelemente für die Realisierung anderer Winkel werden nicht beschrieben (Indutainer, 2021). Dank des strapazierfähigen Materials am Unterboden können die Indutainer auf unterschiedlichen, jedoch von spitzen Gegenständen befreiten Untergründen eingesetzt werden. Die Indutainer werden in Systemgrößen von 0,55 m bis 1,16 m angeboten, wobei das Standardmaß des Hochwasserschutzsystems eine Höhe von 1,1 m sowie ein Gewicht eines einzelnen Elements von 7 kg beträgt. Eine Schutzhöhe wird in Indutainer (2021) nicht dargestellt, jedoch soll nach mündlicher Aussage des Herstellers die Schutzhöhe des 1,1 m hohen Systems bei 0,95 m liegen.

Für die Versuchsdurchführung an der IWA-Testanlage wurden 17 Elemente vom Hersteller zur Verfügung gestellt, die jeweils ein Füllvolumen von etwa 1,2 m³ aufweisen und an die IWA-Testanlage geliefert wurden.

D.7.1 Systemaufbau

Im 1. Arbeitsschritt werden die Indutainer entlang der Schutzlinie auseinandergefaltet und positioniert. Hierbei ist zu beachten, dass die Seitenwände mit durchgängiger PE-Schaumstoffplatte zur Wasserseite bzw. zur trockenen Seite ausgerichtet werden (Abb. D-88). In diesen Seitenwänden befindet sich das Ventil für die Entleerung nach dem Einsatz. Ist das System um 90° gedreht, wäre somit die Zugänglichkeit des Ventils für den Rückbau nicht gegeben. Weiterhin ist es von Vorteil, wenn das Ventil in Richtung Wasserseite zeigt (Abb. D-88), da hiermit ein mutwilliges Öffnen bzw. Entleeren der Systeme während des Einsatzes erschwert wird. Die Seitenwände mit der getrennten PE-Schaumstoffplatte pressen sich zudem infolge der Wasserbefüllung besser an die benachbarten Elemente an, wodurch eine bessere Dichtung der Systemstöße entsteht.



Abb. D-88: Indutainer – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Indutainer am Einsatzort auseinanderfalten (links) und entlang der Schutzlinie positionieren (rechts)

Im 3. Arbeitsschritt werden die einzelnen Systemelemente miteinander verbunden. Dabei werden Holzlatten in die hierfür vorgesehenen Laschen wechselseitig eingelassen (Abb. D-89). Die mitgelieferten Holzlatten wiesen in etwa den gleichen Durchmesser wie die am System angebrachten Laschen auf, wodurch sich das Einführen der Holzlatten erheblich erschwerte und die Aufbauzeit verlängert wurde. Nachdem der Verbund der Schutzlinie hergestellt war, konnten die Indutainer mit Wasser befüllt werden. Ein spezieller Metallrahmen wird auf die Systemoberkante gelegt und das offene Ende des innenliegenden Foliensacks über den Metallrahmen gestülpt (Abb. D-89). Dadurch entsteht eine ausreichend große Öffnung für den Füllvorgang mit einem Druckschlauch (4. Arbeitsschritt). Es empfiehlt sich, zunächst jeden zweiten Indutainer zu füllen und erst anschließend die dazwischen liegenden Indutainer. Hierdurch passen sich die im Nachgang befüllten Indutainer besser an die benachbarten Elemente an.



Abb. D-89: Indutainer – Arbeitsschritte 3 und 4: Die Indutainer mithilfe von Holzlatten verbinden (links); Befüllen der Indutainer mit der Einfüllhilfe (rechts)

Im 5. Arbeitsschritt werden die gefüllten Indutainer verschlossen. Die Schließung der innenliegenden Foliensäcke erfolgt mithilfe von zwei Kabelbindern und die Außenhülle wird mit den an der Öffnung angebrachten Schnüren verzurrt. Mit der Schließung der Indutainer verbleibt das Wasser auch bei ggf. auftretender Schiefstellung im System. Die Schließung der Indutainer kann während der Vorbereitung des Füllvorgang des nächsten Indutainers erfolgen (Abb. D-90). Sind alle Indutainer befüllt und verschlossen, wird im 6. Arbeitsschritt die vorgelagerte Dichtungsbahn auf der Wasserseite installiert und mit Sandsäcken beschwert.

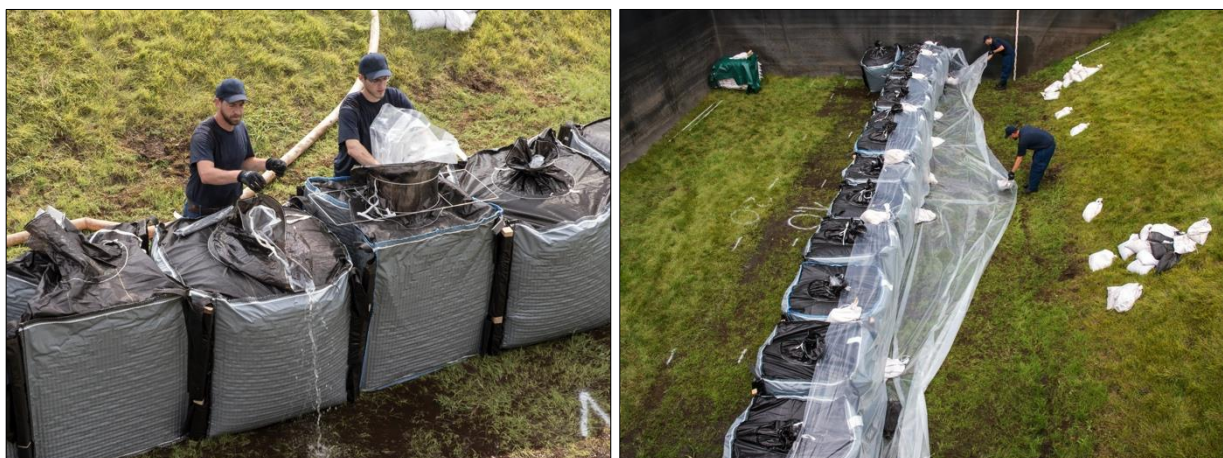


Abb. D-90: Indutainer – Aufbau, Arbeitsschritte 5 und 6: Verzurren des innenliegenden Foliensacks und der Außenhülle mit Kabelbindern bzw. Schnüren (links); Montage der vorgelagerten Dichtungsbahn (rechts)

Der Aufbau des Indutainers beanspruchte 39 Minuten unter Einsatz von zwei Personen und die Befüllung der einzelnen Elemente nochmals 60 Minuten. Insgesamt ergibt sich damit eine Gesamtaufbauzeit von 99 Minuten. Die Randbereiche wurden mit starkhaftendem Klebeband und der überstehenden Dichtungsbahn an den Seitenwänden des Einstaubereichs befestigt sowie zusätzlich mit Sandsäcken beschwert. Nach Auskunft des Herstellers sind im Randbereich zusätzlich jeweils ein Indutainer als Lagesicherung auf der zu schützenden Seite aufzubauen, was auch im Test erfolgte. Mit einer Höhe von 1,09 cm war die Systemhöhe geringfügig kleiner

als die Sollhöhe nach Herstellerangaben mit 1,10 m. Abb. D-91 zeigt die fertiggestellte Schutzlinie mit dem Beckensystem Indutainer.



Abb. D-91: Indutainer – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie mit vorgelagerter Dichtungsbahn

D.7.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Für die Prüfung der Standsicherheit des Indutainers sowie zur Ermittlung der Sickerrate wurde der Einstaubereich bis zum erforderlichen Wasserstand von 0,60 m befüllt (Abb. D-92). Während des Füllvorgangs konnte keine Verschiebung oder Auslenkung der Indutainer beobachtet werden, so dass die Standsicherheit bei einem Wasserstand von 0,60 m bestätigt werden konnte.



Abb. D-92: Indutainer – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Nachdem ein Wasserstand von 0,60 m erreicht wurde, wurde im zu schützenden Bereich sowie an den Randbereichen nur eine geringe Sickerwassermenge beobachtet. Der geringe Sickerwasserdurchtritt war auch in den Messungen für die Ermittlung der Sickerrate erkenntlich. Zu Beginn lag die gemessene Sickerrate bei etwa 30 l/h/m und stieg bei den folgenden Messungen geringfügig an. Da der Anstieg nur im Bereich von wenigen Litern pro Stunde je laufenden Meter zu verzeichnen war, konnte von einer stationären Sickerrate von 38 l/h/m nach einem Messzeitraum von etwa 4 Stunden ausgegangen werden (Abb. D-93).

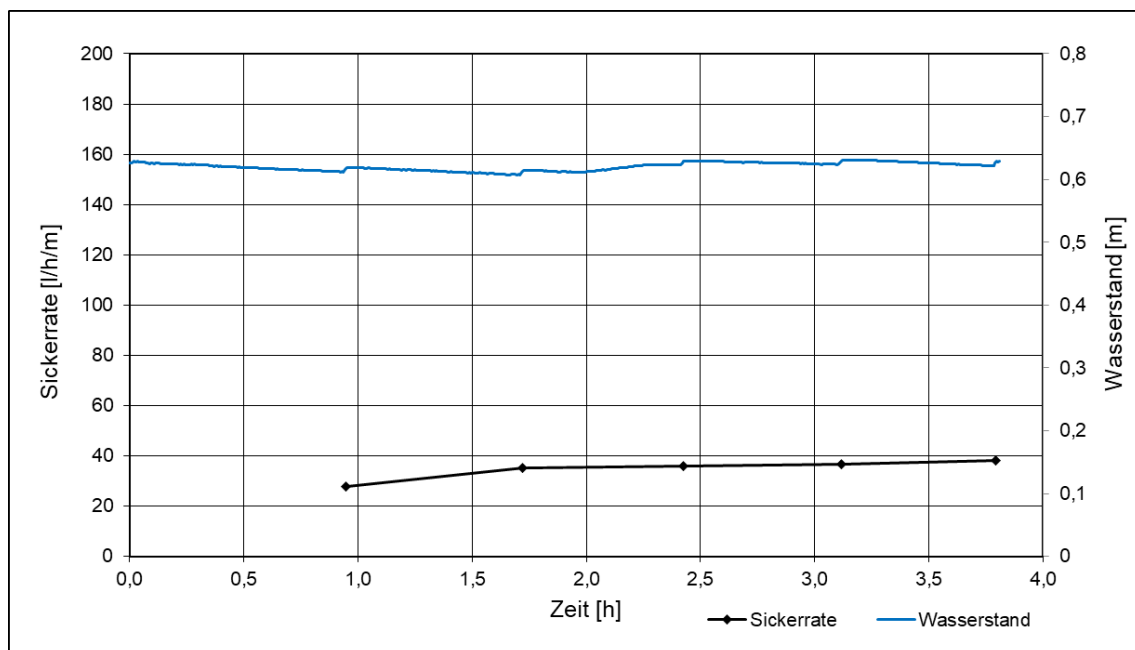


Abb. D-93: Indutainer – Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m

D.7.3 Maximale hydrostatische Belastung

Nach Beendigung der Sickerratenmessung wurde der Wasserstand im Einstaubereich für die Ermittlung der maximal möglichen hydrostatischen Belastung kontinuierlich erhöht. Bei einem Wasserstand von 0,80 m wurde auf Wunsch des Herstellers die Wasserzufuhr für einen Zeitraum von etwa einer Stunde gestoppt, um das Verhalten des Systems bei diesem Wasserstand zu beobachten. Es konnte keine Verschiebung der Schutzlinie oder Auslenkung der Systemelemente festgestellt werden, so dass der Wasserstand weiter erhöht wurde. Mit Erreichen eines Wasserstands von etwa 0,95 m wurde eine geringe Schiefstellung einzelner Indutainer festgestellt (Abb. D-94)

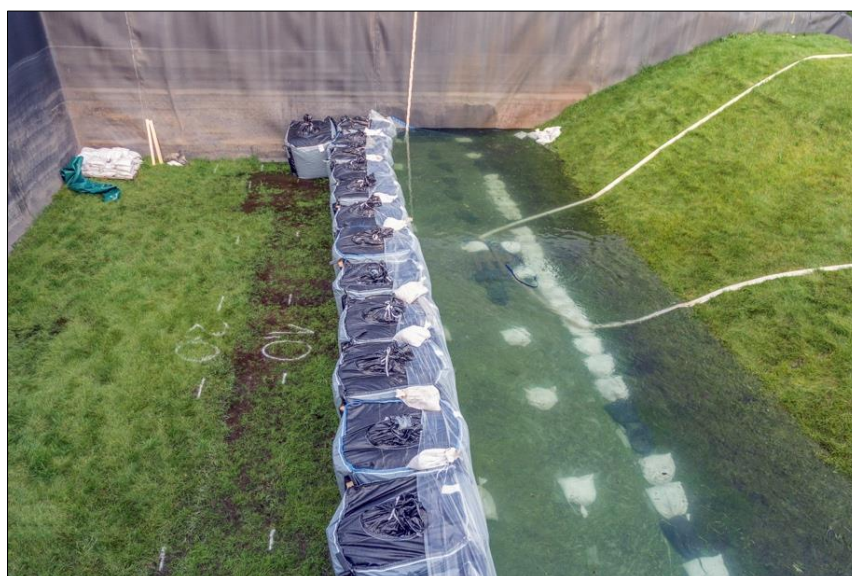


Abb. D-94: Indutainer – Belastungstest: Beginn der Systemauslenkung bei einem Wasserstand von etwa 0,95 m

Eine stetig größer werdende Auslenkung der Systeme musste mit steigendem Wasserstand verzeichnet werden, bis bei einem Wasserstand von etwa 1,05 m das System komplett versagte, was in Abb. D-95 und Abb. D-96 dargestellt ist. Zu Beginn blieb das Wasser noch in den umgekippten Indutainern, so dass noch eine gewisse Resthöhe der Schutzbarriere vorhanden war. Die Verschlüsse versagten jedoch innerhalb kürzester Zeit, so dass auch diese Restschutzhöhe nicht mehr gegeben war.



Abb. D-95: Indutainer – Belastungstest: Erhebliche Auslenkung (links) und endgültiges Versagen des Indutainer-Systems bei einem Wasserstand von 1,05 m (rechts)



Abb. D-96: Indutainer – Belastungstest: Überströmung des versagten Indutainer-Systems

Abb. D-97 zeigt den Verlauf der Einstauhöhen bezogen auf die Einstauzeit. Die nach mündlicher Aussage des Herstellers gegebene Schutzhöhe mit 0,95 m konnte um etwa 0,1 m überschritten werden. Der Volleinstau des Systems konnte im Rahmen des Tests an der IWA-Testanlage aufgrund des vorzeitigen Systemversagens nicht realisiert werden.

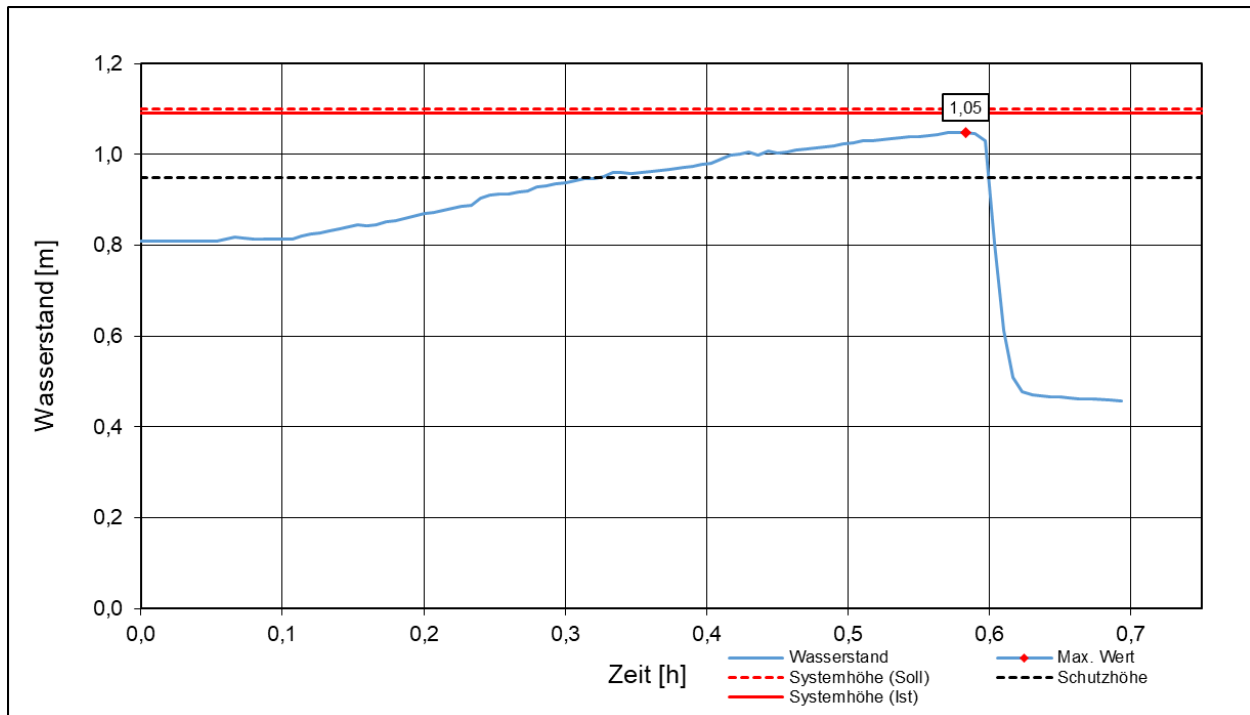


Abb. D-97: Indutainer – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit und Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) sowie der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

D.7.4 Systemrückbau

Aufgrund der fortgeschrittenen Tageszeit zum Ende des Versuchsdurchlaufs konnte keine vollständige Foto- bzw. Videodokumentation des Systemrückbaus erfolgen. Infolge des Systemversagens konnte zudem der reguläre Rückbau nicht dokumentiert werden. Die einzelnen Arbeitsschritte konnten jedoch grundsätzlich festgehalten werden.

Im 1. Arbeitsschritt werden die Sandsäcke von der vorgelagerten Dichtungsbahn entnommen und für den Abtransport palettiert. Anschließend kann die Dichtungsbahn entfernt und fachgerecht entsorgt werden. Der darauffolgende 2. Arbeitsschritt beschreibt die Öffnung der Ventile im unteren Bereich der Indutainer. Dies ermöglicht die Entleerung der einzelnen Systeme ohne großen Aufwand. (Abb. D-98)



Abb. D-98: Indutainer – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Entnahme der Sandsäcke und der vorgelagerten Dichtungsbahn (links); Öffnen der Ventile im unteren Bereich der Indutainer

Für die Restentleerung bzw. zur späteren Entnahme der innenliegenden Folien sind die oberen Verschlüsse der einzelnen Systeme zu öffnen. Anschließend können die Systeme durch die Entnahme der Holzlatten entkoppelt werden. (Abb. D-99)

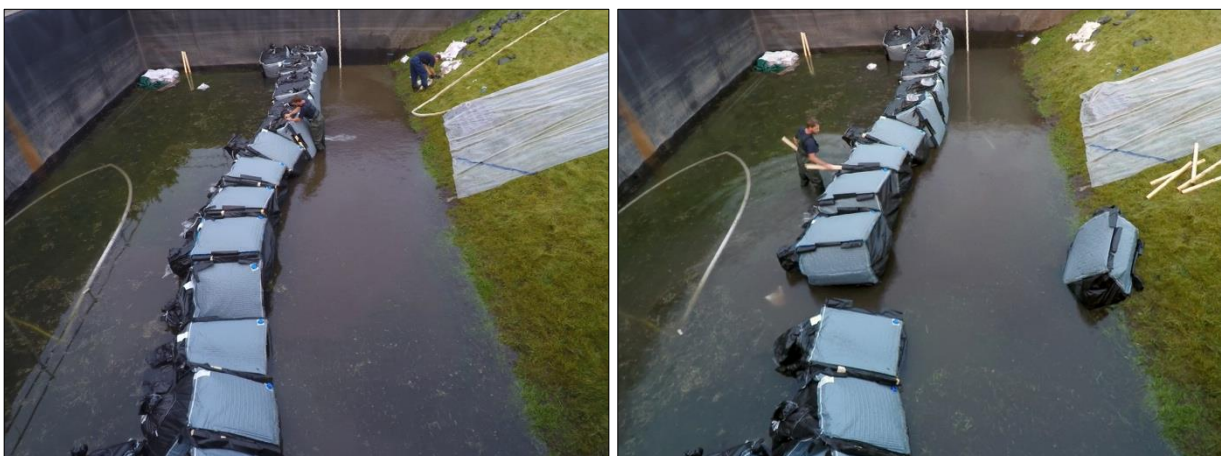


Abb. D-99: Indutainer – Rückbau, Arbeitsschritte 3 und 4: Öffnen der oberen Verschlüsse am Indutainer (links); Entnahme der Holzlatten zur Entkopplung der einzelnen Elemente (rechts)

Für die Restentleerung der Indutainer können diese kopfüber aufgestellt oder an einer Böschung positioniert werden (Abb. D-100). Ist sämtliches Wasser aus dem Indutainer entwichen, erleichtert dies die Entnahme des innenliegenden Foliensacks für die fachgerechte Entsorgung. Die Außenhülle des Indutainers kann zusammengeklappt und für den Abtransport palettiert werden.



Abb. D-100: Indutainer – Rückbau, Arbeitsschritt 5: Verzurren des innenliegenden Foliensacks und der Außenhülle mit Kabelbindern bzw. Schnüren

Der Rückbau des Indutainer-Systems erfolgte trotz der erschwerten Bedingung durch die gekippte Schutzlinie innerhalb von 90 Minuten unter Einsatz von zwei Personen. Es ist anzunehmen, dass der Rückbau eines intakten Systems in geringerer Zeit durchzuführen ist. Die Entnahme der Holzlatten bei den gekippten bzw. verdrehten Systemen war nur mit erhöhtem Kraftaufwand möglich. Bei den noch aufrecht stehenden Systemen war dieser Abbauschritt unproblematisch. Dank des sehr geringen Eigengewichts der Systeme ist das Handling beim Rückbau als sehr positiv zu bewerten.

D.8 Megasecur Water-Gate

Das Hochwasserschutzsystem Megasecur Water-Gate wird den Klappsyste­men zugeordnet und es besteht aus zwei unterschiedlich langen und kraftschlüssig miteinander verbundenen PVC-beschichteten Polyester­geweben. Am Ende des längeren Plan­stoffs, der Boden­plane, sind Beschwerungs­elemente aus verzinktem Stahl eingearbeitet, wodurch ein Aufschwimmen bei Wassereinstau verhindert wird (Megasecur, 2018). Wahlweise kann zudem eine zusätzliche Sandsack­auflage erfolgen. Der kürzere Planen­stoff, die Rückhalte­plane, liegt auf der am Untergrund befindlichen Boden­plane. Mit steigendem Wasser­stand schwimmt die Rückhalte­plane simultan zum Wasser­stands­anstieg auf und verhindert somit einen Wasserdurchtritt am System, was zum Wasseraufstau vor der Schutz­barriere führt. Zwischen der Boden- und Rückhalte­plane sind in regelmäßigen Abständen Sperr­wände angebracht, die bei einem entsprechenden Wasser­stand Zugkräfte erfahren und ein weiteres Aufklappen des Systems verhindern (Abb. D-101).

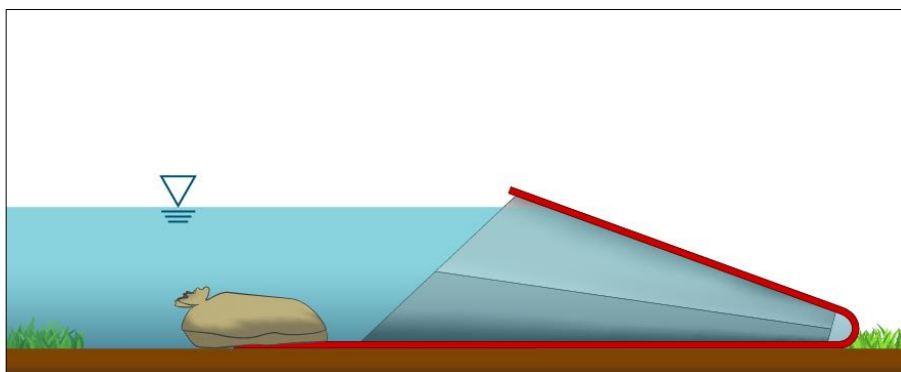


Abb. D-101: Megasecur Water-Gate – Schematische Darstellung

Gemäß Megasecur (2018) kann das Hochwasserschutzsystem Megasecur Water-Gate dank des sehr robusten, abriebfesten und flexiblen PVC-beschichteten Polyesterplanstoffs auf nahezu allen Untergründen errichtet werden. Das Einsatzgebiet des Systems ist dem Wasserrückhalt in Bereichen des Hochwasserschutzes, des Wasserbaus und der Löschwassergewinnung in Flussläufen zugeordnet sowie dem Rückhalt von kontaminiertem Löschwasser oder anderen umweltschädigenden Flüssigkeiten. Es werden Systemhöhen von 0,15 m und bis zu 1,98 m angeboten, die jeweils in 9,10 m und 15,20 m langen Elementen lieferbar sind und laut Herstellerangaben vollständig einstaubar sowie überströmungssicher sind (Megasecur, 2018). Die Breite des Systems steht in Abhängigkeit von der Systemhöhe in einem Verhältnis von Höhe zu Breite am Boden von 1:4. Dementsprechend ist auch eine große Varianz hinsichtlich der einzelnen Elementeigengewichte vorzufinden, die zwischen 19,4 kg (0,15 m x 9,1 m) und 241,8 kg (1,98 m x 15,2 m) liegen (Megasecur, 2018). Das Megasecur Water-Gate-Schutzsystem kann beliebig erweitert werden, indem die einzelnen Elemente durch Doppelklettverschlüsse gekoppelt werden. Zudem besteht die Möglichkeit, dass mehrere Systemelemente bereits im Vorfeld miteinander verbunden und in einer hierfür konzipierten Schnellauslösebox zum Einsatzort transportiert werden können. Je nach System- und Boxengrößen können Schutzlängen bis zu 334 m zusammenhängend transportiert werden, was zu einer erheblich reduzierten Aufbauzeit führen kann (Megasecur, 2018). Sind Richtungsänderungen erforderlich, können die Elemente in gekrümmter Form errichtet oder an

beliebigen Punkten durch einfaches Zusammenklappen mit einem Winkel bis zu 90° gebildet werden. Erhöhungen wie beispielsweise Bürgersteige oder Treppen können gemäß Megasecur (2018) ohne Beeinträchtigung der Schutzwirkung überwunden werden. Es wird jedoch empfohlen Sandsäcke im Bereich der Querung zu platzieren. Bereits im Wasser befindliche Water-Gate-Schutzbarrieren können zudem von Bau- oder Rettungsfahrzeugen ohne besondere Vorkehrungen bis zur Mittelachse überquert werden. Es besteht jedoch die Gefahr, dass sich das System bei der Querung von Fahrzeugen am Fahrgestell einhakt und somit mitgerissen wird.

Gemäß Megasecur (2021) wurden verschiedene Systemgrößen nach den Prüfkriterien des Zertifizierungsprogramms FM Approvals erfolgreich getestet und zertifiziert (Abb. D-102).



Abb. D-102: Megasecur Water-Gate – Zertifikat "FM-Approved" des mobilen Hochwasserschutzsystems Water-Gate (Megasecur, 2021)

In Ward (2015) sind die Tests mit der Systemgröße WL-3950 für eine Einstauhöhe von 1,0 m in den Versuchshallen des Engineer Research and Development Centre des US Army Corps of Engineers in Vicksburg beschrieben. Das Megasecur Water-Gate-System wurde entsprechend der Aufbaugeometrie nach ANSI/FM Approvals 2510 (Kapitel 6.4.2) auf einem Betonuntergrund positioniert. Für die Tests wurde auf Verlangen des Herstellers die Bodenplane mit expandierendem Schaumstoff an den Betonuntergrund fixiert, um die Dichtung zum Boden zu verbessern und somit die Durchsickerung während der Tests zu reduzieren (Abb. D-103). Die Basis der Flügelwände wurde mit gleicher Vorgehensweise gedichtet sowie die Klettverbindungen an den Systemstößen (Abb. D-103). Als zusätzliche Sicherung wurde an der Außenkante der Bodenplane sowie jeweils an den Enden und in den Ecken eine Reihe Sandsäcke platziert. Zuletzt wurden Aussteifungen im Inneren des Systems eingestellt, um die

Barriere an den Enden und Ecken offen zu halten, was die eigenständige Aufrichtung des Systems begünstigt (Abb. D-104).



Abb. D-103: Megasecur Water-Gate – Abdichtung des Systems zum Untergrund mit expandierendem Schaumstoff (links); Abdichten der Systemverbindung mit expandierendem Schaumstoff (rechts), (Ward, 2015)

Für die Installation der etwa 30 m langen Barriere war gemäß Ward (2015) ein Zeitbedarf von etwa 4,5 Stunden unter Einsatz von zwei Personen erforderlich. Das System wurde nach den Prüfkriterien gemäß Tab. 6-14 belastet und es konnte bei einer Wasserhöhe von 0,3 m eine Sickerrate von etwa 97 l/h/m ermittelt werden. Bei einer Wasserhöhe von 0,60 m stieg die Sickerrate auf 209 l/h/m an und bei 1,0 m wurde die Sickerrate zu 447 l/h/m bestimmt. Trotz der Überschreitung des Grenzwertes von 186 l/h/m gemäß FM Approvals (2019) wurde hier eine Zertifizierung vergeben. Gründe hierfür werden in Ward (2015) nicht aufgeführt.

Das System widerstand nach Ward (2015) problemlos den Wellenbewegungen und dem Strömungstest. Allerdings entstand ein kleiner Riss in einem vertikalen Paneel beim Anpralltest, was jedoch keine Auswirkung auf die Standsicherheit des gesamten Systems hatte (Ward, 2015). Für den Rückbau war ein Zeitbedarf von 2,3 Personenstunden erforderlich.



Abb. D-104: Megasecur Water-Gate – Testaufbau mit innenliegenden Aussteifungen (links); Überströmung während der Testphase (rechts), (Ward, 2015)

Für die Versuchsdurchführung an der IWA-Testanlage wurden zwei Elemente mit einer Systemhöhe von 0,66 m, was auch gleichzeitig der maximalen Schutzhöhe entspricht, vom Hersteller zur Verfügung gestellt und an die IWA-Testanlage geliefert. Ein Systemelement wies

eine Länge von 9,1 m (Typ WL2630) mit einem Gewicht von 62,5 kg und das andere Element eine Länge von 15,2 m (Typ WL2650), mit einem Gewicht von 104 kg auf.

D.8.1 Systemaufbau

Beim ersten Arbeitsschritt wird das zusammengerollte Systemelement mit Hilfe der Tragevorrichtung händisch zum Einsatzort getragen, insofern dies bei dem Eigengewicht der jeweiligen Systemgröße möglich ist. Alternativ kann das Element auch vom Anlieferungsort an den Einsatzort gerollt werden. Anschließend wird das Systemelement entlang der geplanten Schutzlinie ausgerollt und auseinandergefaltet. Hierbei ist darauf zu achten, dass die offene Systemseite zum Einstaubereich zeigt sowie, dass sich die längere Plane, also die Bodenplane, auf dem Untergrund befindet. Abb. D-105 zeigt den ersten Arbeitsschritt, wobei hier vorerst nur der vordere Teil des Systemelements auseinandergefaltet wurde. Grund hierfür war, dass die Systeme zuerst miteinander verbunden werden sollten, um das System dann anschließend entlang der geplanten Schutzlinie im Gesamten auszurichten.

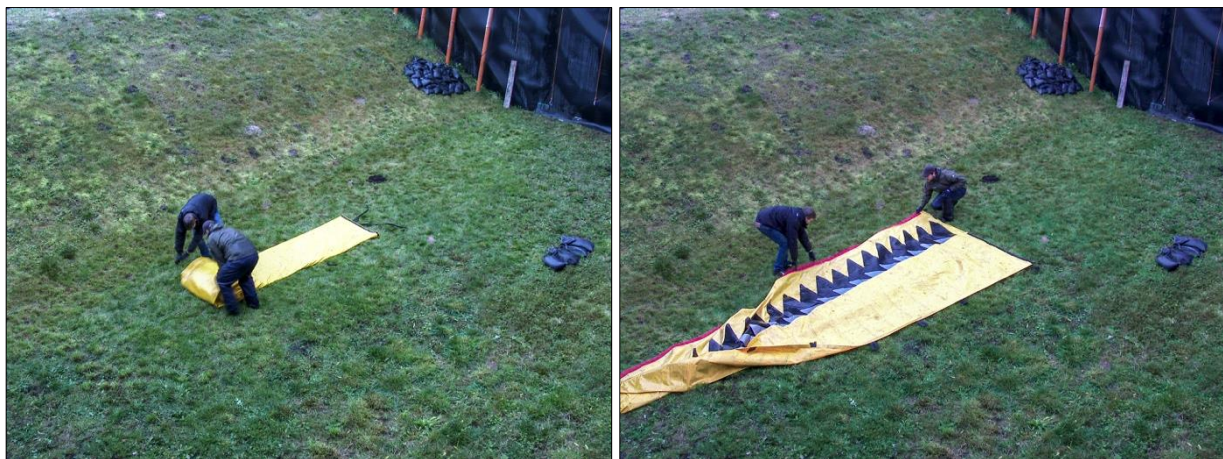


Abb. D-105: Megasecur Water-Gate – Aufbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Megasecur Water-Gate am Einsatzort abrollen (links) und entlang der Schutzlinien auseinanderfalten (rechts)

Im 2. Arbeitsschritt wird das nachfolgende Element vom Ende des bereits aufgebauten Systemelements aus wie zuvor entlang der Schutzlinie ausgerollt und auseinandergefaltet. Die Systemenden werden durch die angebrachten Doppelklettverschlüsse miteinander kraftschlüssig verbunden. Abb. D-106 und Abb. D-107 zeigen den Vorgang der Elementverbindung sowie die auseinandergefaltete und ausgerichtete Schutzlinie.

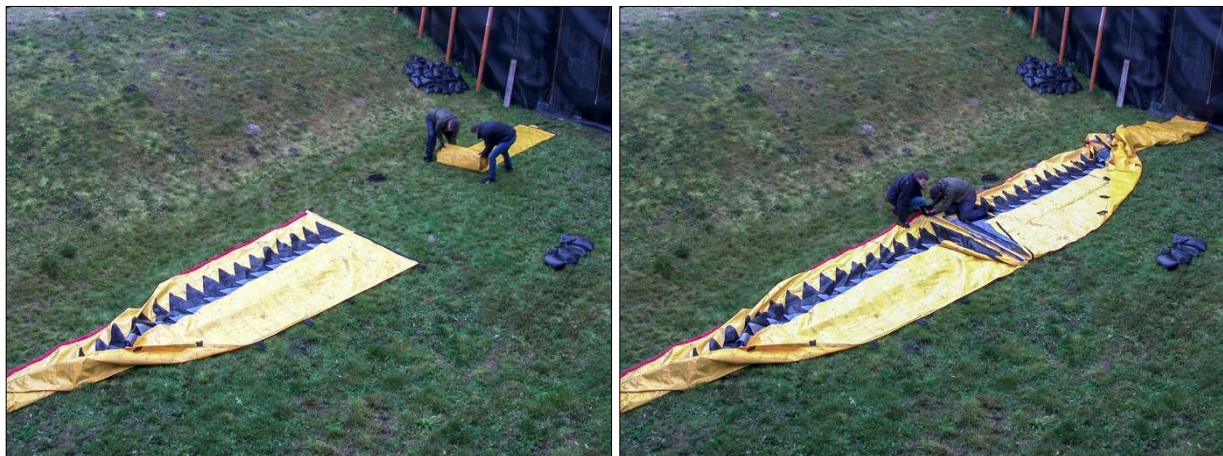


Abb. D-106: Megasecur Water-Gate – Arbeitsschritt 2: Nachfolgendes Systemelement ausrollen und auseinanderfalten (links); Kraftschlüssige Verbindung durch angebrachte Doppelklettverschlüsse (rechts)

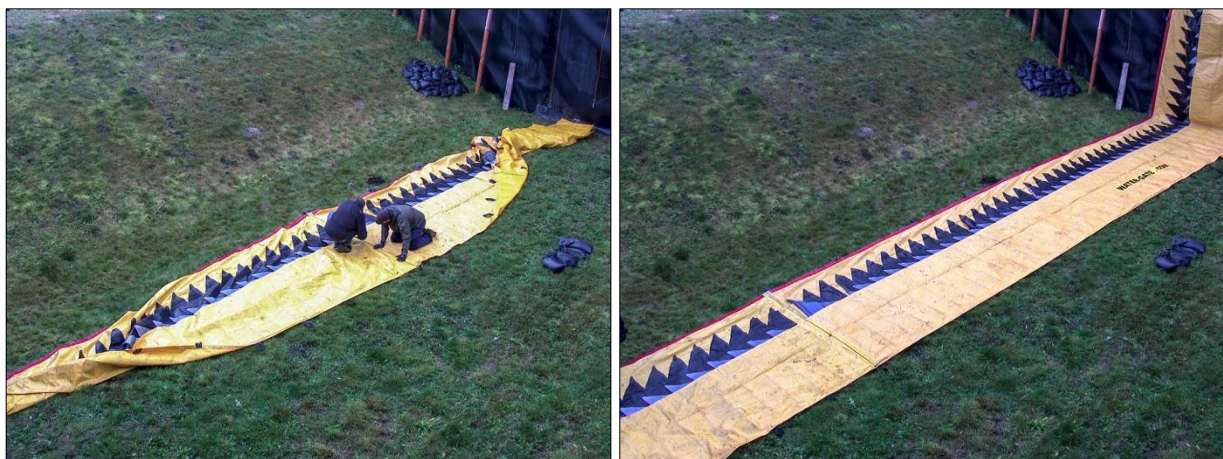


Abb. D-107: Megasecur Water-Gate – Aufbau, Arbeitsschritt 2: Schließen des Doppelklettverschlusses (links); Auseinanderfalten der gesamten Schutzlinie und Hochführen der überschüssigen Systemlängen an den Seitenwänden des Einstaubereichs

Bei Unebenheiten auf einem Rasenuntergrund empfiehlt der Hersteller die Platzierung einzelner Sandsäcke auf der zur Wasserseite gerichteten Bodenplane in einem Abstand von etwa 50 cm. Zudem wurden auf der 15 m langen Schutzlinie drei weitere Sandsäcke unter dem System auf der wasserabgewandten Seite platziert, was nach mündlicher Aussage vom Hersteller während des Aufbaus als zusätzliche Sicherung des Wegrutschens dienen soll.

Der Aufbau des Megasecur Water-Gate erfolgte mit zwei Personen innerhalb von 15 Minuten. Für den Fall, dass die Systemelemente bereits im Vorfeld miteinander verbunden werden, wurde auch das alleinige Ausrollen des 15,2 m langen Systems im Einstaubereich untersucht, was mit zwei Personen innerhalb von zwei Minuten erfolgen konnte. Dies verdeutlicht die deutlich effizientere Aufbauvariante der im Vorfeld bereits miteinander verbundenen Systemelemente. Im Randbereich wurden die überstehenden Enden seitlich an den Flanken des Einstaubereichs hochgeführt, mit Seilen fixiert und zusätzlich mit Sandsäcken beschwert. Die Sandsäcke wurden

hier bis über die maximale Systemhöhe von 0,66 m aufeinandergestapelt. Abb. D-108 zeigt die fertiggestellte Schutzlinie mit dem Klappsystem Megasecur Water-Gate von der Wasserseite aus.



Abb. D-108: Megasecur Water-Gate – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

D.8.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Für die Prüfung der Standsicherheit des Systems Megasecur Water-Gate sowie zur Ermittlung der Sickerraten wurde der Wasserstand im Einstaubereich sukzessive angehoben. Hierbei sollte insbesondere das eigenständige Aufstellen der oberliegenden Rückhalteplane simultan zum Wasserstandanstieg begutachtet werden. Abb. D-109 zeigt die Funktionalität des Vorgangs sowie die erforderliche Aktivierung der Sperrwände, was ein weiteres Aufklappen bzw. Überschlagen der Rückhalteplane verhindert. Es konnte beobachtet werden, dass kleinere, für die Schutzfunktion nicht maßgebende Wassermengen bei der Befüllung über den Druckschlauch und der dabei entstehenden geringen Strömung und Wellenbewegungen wiederholt über das System geflossen sind. Eine Beeinträchtigung des Aufklappvorgangs sowie der allgemeinen Funktionalität des Systems konnte dabei nicht festgestellt werden.



Abb. D-109: Megasecur Water-Gate – Belastungstest: Eigenständiges Aufklappen des Systems infolge zunehmender Einstauhöhe (links); Aktivierung der innenliegenden Sperrwände gegen weiteres Aufklappen (rechts)

Um das simultane Aufklappen des Systems mit steigendem Wasserstand zu vereinfachen und das Überlaufen von Wassermengen zu verhindern, können nach Herstellerangaben optional längliche Schaumstoffrollen zum Einsatz kommen, die am oberen Abschluss der Rückhalteplane mit Klemmzangen befestigt werden. Für den Zeitraum des Füllvorgangs bis zum Zielwasserstand von 0,60 m wurde dies jedoch nicht in Betracht gezogen, da die Funktionalität des Systems ohne Hilfsmaßnahmen erprobt werden sollte. Zu einem späteren Zeitpunkt wurden die Schaumstoffrollen allerdings aufgrund der Beeinflussung der Sickerratenmessung infolge eines Faltenwurfs im Randbereich sowie erhöhter Überlaufraten durch Pumpvorgänge montiert. Die Montage der Schaumstoffrollen ist von der Wasserseite aus durchzuführen und konnte ohne großen Aufwand erfolgen, wobei hier optimale Bedingungen bzw. keine Gefährdung der Einsatzkräfte durch eventuell vorhandene Strömungen, möglichen Treibgutanprall oder angespülten Hindernissen am Untergrund vorlagen. Abb. D-111 zeigt die montierten Schaumstoffrollen sowie den eingestauten und sehr gut gedichteten Randbereich von der Wasserseite sowie Landseite.



Abb. D-110: Megasecur Water-Gate – Belastungstest: Dichtung des Randbereichs im eingestauten Zustand

Während des gesamten Füllvorgangs sowie beim Einstau mit einer Höhe von 0,60 m konnte keine Positionsänderung des Systems erkannt und demzufolge auch keine Beeinträchtigung der Standsicherheit verzeichnet werden. Das mit einem Wasserstand von 0,60 m belastete System Megasecur Water-Gate zeigt Abb. D-110.



Abb. D-111: Megasecur Water-Gate – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Die positive Wirkung der angebrachten Schaumstoffrollen auf die Höhe der Sickerrate ist in Abb. D-112 ersichtlich. Anfänglich lag eine sehr hohe Sickerrate von etwa 1.000 l/h/m vor, die allerdings mit der beschriebenen Verbesserungsmaßnahme auf etwa 600 l/h/m reduziert werden konnte. Anschließend war eine stetige Minderung festzustellen. Nach einer nächtlichen Messpause über einen Zeitraum von 14 Stunden ist ein Peak im Sickerratenverlauf zu erkennen. Während der Messpause ist der Wasserstand auf etwa 0,5 cm abgesunken. Beim Nachfüllen wurde jedoch zu viel Wasser in den Einstaubereich gefördert, wodurch die erhöhte Sickerrate begründet ist. Bei einem Wasserstand von 0,60 m reduzierte sich die Sickerrate wieder und stellte sich mit etwa 450 l/h/m stationär ein. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit im Bereich der Aufstellfläche sollte die Auswirkung einer durchgängigen Sandsackauflage im Randbereich der Bodenplane weiter untersucht werden. Mit der zusätzlichen Sandsackauflage konnte eine weitere Reduzierung der Sickerrate auf etwa 280 l/h/m realisiert werden.

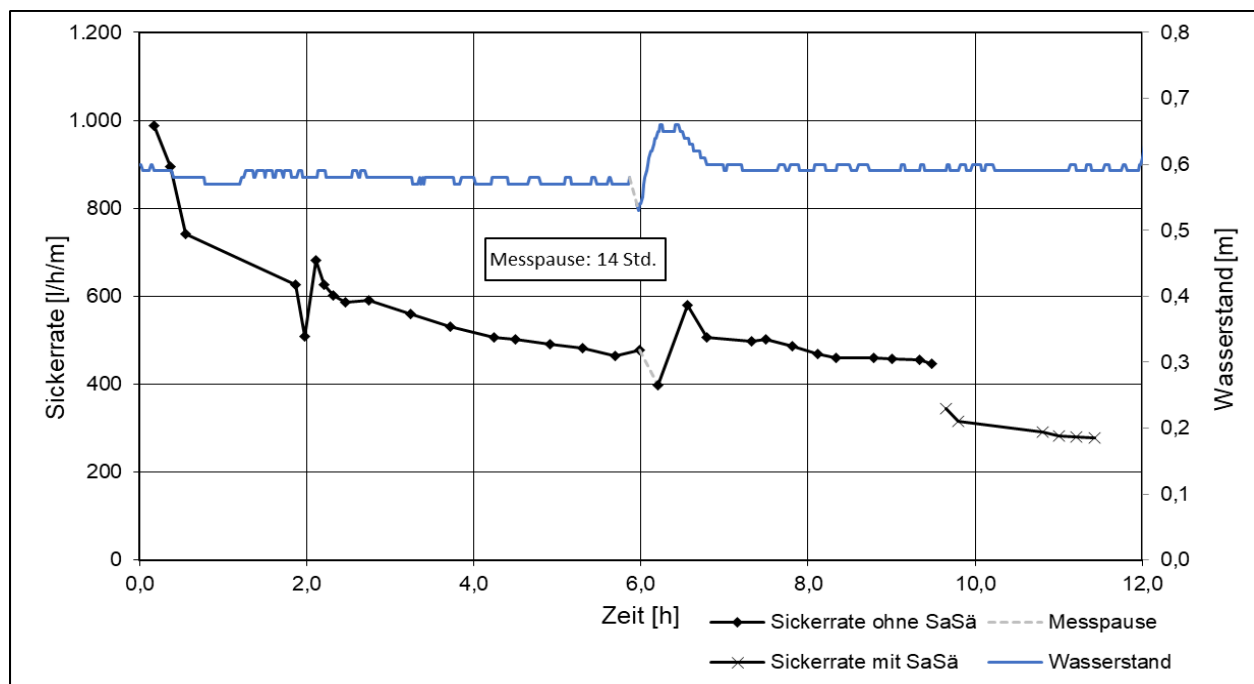


Abb. D-112: Megasecur Water-Gate – Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.8.3 Maximale hydrostatische Belastung

Direkt anschließend an die Ermittlung der stationären Sickerrate fand der Test der maximalen hydrostatischen Belastung statt. Da die Schutzhöhe auch der Systemhöhe von 0,66 m entspricht, konnte der maximale Wasserstand innerhalb weniger Minuten erreicht werden. Die maximale Stauhöhe wurde allerdings mit 0,71 m geringfügig überschritten (Abb. D-115), was am Einsatz der länglichen Schaumstoffrollen liegt. Mit dem Ansteigen des Wasserstands über die Systemhöhe von 0,66 m schwammen auch die an der Rückhalteplane festgeklemmten Schaumstoffrollen auf, so dass der Rand der Rückhalteplane sich aufstellte und zu einer geringen Wasserstandserhöhung führte. Die Erhöhung mithilfe der Schaumstoffrollen sollte jedoch nicht als zusätzliche Sicherheit des Systems angesehen werden. Nach Erreichen der maximalen Einstauhöhe und weiterem Befüllen des Einstaubereichs begann die Überströmung der Randbereiche. Während der maximalen Belastung und auch infolge der Überströmung konnte keine Verschiebung des Systems festgestellt werden, so dass auch beim Volleinstau die Standsicherheit des Systems unter den geprüften Randbedingungen gegeben war. Abb. D-113 und Abb. D-114 zeigen den Volleinstau sowie die Überströmung der Randbereiche. In Abb. D-115 ist der Wasserstandsverlauf während der hydrostatischen Belastungsprüfung dargestellt.



Abb. D-113: Megasecur Water-Gate – Belastungstest: Überströmung des Randbereichs mit Blick von der Landseite (links) und mit Blick von der Wasserseite (rechts)



Abb. D-114: Megasecur Water-Gate – Belastungstest: Überströmung der Randbereiche

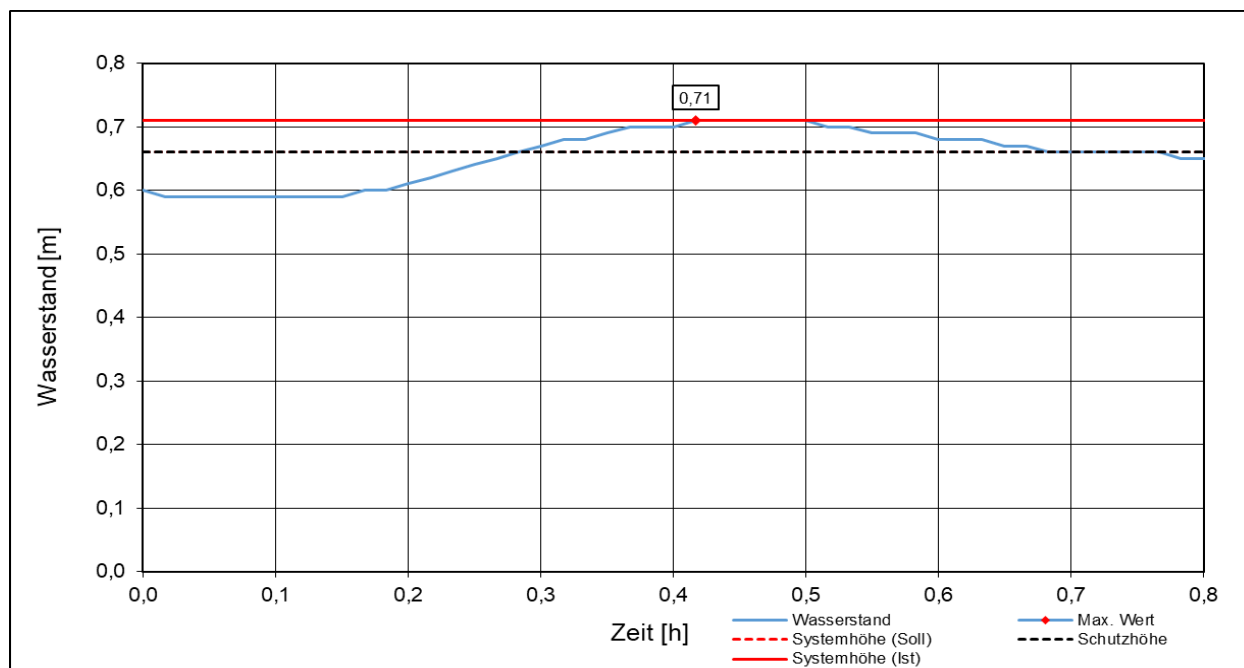


Abb. D-115: Megasecur Water-Gate – Belastungstest: Verlauf der maximalen Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit und Darstellung der Systemhöhen (Soll und Ist) sowie der Schutzhöhe nach Herstellerangabe

D.8.4 Systemrückbau

Für den Systemrückbau sind im 1. Arbeitsschritt die Sandsäcke von der Bodenplane zu entfernen und für den Abtransport bereitzustellen sowie die Klettverbindungen an den Elementstößen zu öffnen (Abb. D-116). Anschließend ist im 2. Arbeitsschritt das im System befindliche Restwasser zu entfernen. Hierfür kann, sofern vorhanden, das Element auf eine Böschung gezogen werden. Da die Sperrwände im Übergang von der Bodenplane zur Rückhalteplane nicht verschweißt sind bzw. in dem Bereich eine Öffnung aufweisen, kann das Restwasser aus dem System entweichen (Abb. D-116).



Abb. D-116: Megasecur Water-Gate – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Entnahme der Sandsäcke und Öffnung der Klettverbindung (links); Positionierung des Systemelements auf der Böschung für den freien Auslauf des Restwassers (rechts)

Eine andere Möglichkeit zum Entfernen des Restwassers besteht darin, die Hinterkante des Systems über die Vorderkante zu ziehen (Abb. D-117). Dieser Arbeitsschritt wird durch am System angebrachte Schlaufen vereinfacht. Ist das Restwasser aus dem System entwichen, können im 3. Arbeitsschritt die einzelnen Systemelemente für den Abtransport ausgelegt, gefaltet und eingerollt werden (Abb. D-117 und Abb. D-118).



Abb. D-117: Megasecur Water-Gate – Rückbau, Arbeitsschritte 2 und 3: Entfernen des Restwassers (links); Auslegen des Systems für den Einrollvorgang (rechts)



Abb. D-118: Megasecur Water-Gate – Rückbau, Arbeitsschritt 3: Falten des Systems auf die erforderliche Breite (links); Einrollen des Systems (rechts)

Der Rückbau des Megasecur Water-Gate-Systems konnte ohne großen Kraftaufwand und innerhalb von 7 Minuten mit zwei Personen durchgeführt werden. Ein enormer Vorteil wird dadurch geboten, dass das System nicht mit Wasser oder anderen Materialien zu füllen ist. Zudem besteht das System aus einem Element und hat keine weiteren Zusatzelemente, die gesondert zurückgebaut werden müssen. Dementsprechend ist der Rückbau als sehr einfach zu bewerten.

D.9 Plettac Aqua Defence

Das ortsungebundene mobile Hochwasserschutzsystem Plettac Aqua Defence von der Firma Altrad Plettac Assco GmbH ist den Bocksystemen zuzuordnen. Es besteht aus klappbaren, feuerverzinkten 45° geneigten Stahlböcken und zugehörigen Aussteifungselementen, die am Einsatzort errichtet werden und das Grundgerüst für die Hochwasserbarriere bilden. Auf dem Grundgerüst werden 19 mm starke Hartschaumplatten eingesetzt und für die Abdichtung gegen Wasserdurchtritt mit einer wiederverwendbaren Schutzplane (3,0 m x 15,50 m) bedeckt, die im Fußbereich zusätzlich durch Sandsäcke gesichert wird (Abb. D-119). Aufgrund der Systemgeometrie und der verwendeten Materialien ist das System in sich stabil und wird bei Belastung an den Untergrund gedrückt, wodurch Reibungskräfte zwischen Fußplatte und Untergrund entstehen, was einem seitlichen Verschieben entgegenwirkt. Die einzelnen Stahlböcke weisen zudem auf der 16 cm breiten Unterseite eine Riffelung/Zahnung auf, wodurch eine Optimierung der Sicherheit gegen seitliches Verrutschen des 1,30 m hohen Systems erreicht wird.

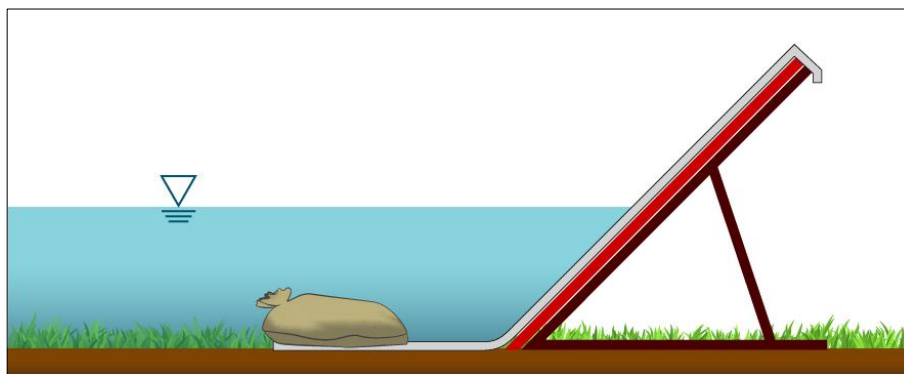


Abb. D-119: Plettac Aqua Defence – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018)

Sind Richtungsänderungen erforderlich, können spezielle multifunktionale 30°-Eckausbildungselemente eingesetzt werden. Durch Aneinanderreihen der Eckelemente sind sowohl Innen- als auch Außenecken mit 30°, 60°, 90° und 120° möglich (Altrad Plettac Assco, 2017). Für die Eckausbildung werden speziell konfektionierte Hartschaumplatten eingesetzt, die gleichermaßen für Innen- und Außenecken verwendet werden können (Abb. D-120).

Das System ist für den Hochwasserschutz entwickelt, es kann allerdings auch im Bereich des Lawinenschutzes oder beispielsweise durch kreis- oder rechteckförmigen Aufbau zur temporären Speicherung unterschiedlicher Medien eingesetzt werden (Altrad Plettac Assco, 2017). Vom Hersteller wird nur eine Systemgröße angeboten, mit der eine Schutzhöhe von 1,30 m realisiert werden kann.

Das System kann auf Palletten eingelagert bzw. an den Einsatzort transportiert werden. Eine logistische Optimierung der Transportkette sowie des Systemaufbaus bietet der vom Hersteller entwickelte Abrollcontainer (Abb. D-120). Die Container können von 3-Achs-Fahrzeugen mit Absetz-Vorrichtung (Hakenlift) an den Einsatzort befördert werden. Durch eine übersichtliche Strukturierung ist es möglich die einzelnen benötigten Systemelemente während des Einsatzes aus dem Abrollcontainer zu entnehmen und nach dem Einsatz wieder an dem hierfür vorgesehenen Stellplatz einzulagern. Der Abrollcontainer beinhaltet ausreichend Material für eine Schutzlinie mit einer Länge von 270 m (Altrad Plettac Assco, 2017).



Abb. D-120: Plettac Aqua Defence – Ausbildung einer Außen- und Innenecke (links); Abrollcontainer für eine Schutzlinie von 270 m (rechts), (Altrad Plettac Assco, 2017)

D.9.1 Systemaufbau

Ein Element des Hochwasserschutzsystems Plettac Aqua Defence besteht aus zwei Böcken, einem Aussteifungsrahmen, einem Platten-Randriegel sowie zwei Hartschaumplatten und weist eine Gesamtbreite von 1,30 m auf. Für eine 15 m lange Schutzlinie werden dementsprechend elf Elemente benötigt, wobei hier eine Restlänge von 0,7 m verbleibt, die gesondert zu schließen ist.

Im 1. Arbeitsschritt wird der 1,71 m lange und 17,5 kg schwere Stahlbock am Einsatzort positioniert, aufgeklappt und die Stütze zur Aussteifung des Bocks an der hierfür vorgesehenen Position verriegelt. Jeder weitere Bock wird mit einem Abstand von etwa 1,25 m zum vorigen Element entlang der geplanten Schutzlinie aufgestellt (Abb. D-121). Am oberen Ende der wasserzugewandten Diagonale befindet sich ein Plattenhalter, der in Hochstellung für den späteren Platteneinbau zu positionieren ist.



Abb. D-121: Plettac Aqua Defence – Aufbau, Arbeitsschritt 1: Auslegen (links) und Aufrichten sowie Arretieren der klappbaren Böcke (rechts)

Seitlich am Bock befinden sich Auflagerflächen mit integrierten Metalldornen für das Einsetzen der Aussteifungsrahmen, die an den Enden entsprechende Ausstanzungen für die Montage aufweisen (2. Arbeitsschritt). Dadurch wird ein bündiger Aufbau des Grundgerüsts ermöglicht;

eine Grundvoraussetzung für den Einbau der Hartschaumplatten (3. Arbeitsschritt) (Abb. D-122). Zudem wird durch die Überdeckung ein Herausfallen des Aussteifungsrahmens verhindert.



Abb. D-122: Plettac Aqua Defence – 2. und 3. Arbeitsschritt: Einsetzen des Aussteifungsrahmens (links); Einbau der Hartschaumplatte (rechts)

Im nächsten 4. Arbeitsschritt sollten die Platten-Randriegel eingesetzt werden. Allerdings gab es bei der Anlieferung des Systems Probleme, so dass die Platten-Randriegel erst einen Tag später am Testgelände eingetroffen sind. Für den Einstauversuch mit einem Wasserstand von 0,60 m waren dadurch keine Nachteile zu verzeichnen. Der nachträgliche Einbau der Platten-Randriegel war sehr einfach und konnte ohne große Umstände erfolgen. Hier muss jedoch erwähnt werden, dass der nachträgliche Einbau der Platten-Randriegel ohne Belastung des Systems erfolgt ist. In Abb. D-123 wird der 5. und 6. Arbeitsschritt und somit das Einsetzen der oberen Hartschaumplatte und das Verlegen der Schutzplane dargestellt.



Abb. D-123: Plettac Aqua Defence – Aufbau, 4., 5. und 6. Arbeitsschritt: Einsetzen der oberen Hartschaumplatte (links); Installation der Schutzplane (rechts)

Bei der Verlegung der Schutzplane ist zu beachten, dass die Plane am oberen Randbereich des Systems hinter den Hartschaumplatten einzuklemmen ist. Der hochgestellte Plattenhalter (1. Arbeitsschritt) kann nun geschlossen werden (7. Arbeitsschritt) und fixiert somit die Platte als auch die Schutzplane (Abb. D-124). Anschließend kann im 8. Arbeitsschritt die Schutzplane mit Sandsäcken beschwert werden (Abb. D-124).



Abb. D-124: Plettac Aqua Defence – Aufbau, 7. und 8. Arbeitsschritt: Fixierung der Schutzplane und der Hartschaumplatte mit den Plattenhaltern (links); Beschwerung der Schutzplane mit Sandsäcken (rechts)

Das offene Ende der Schutzlinie von etwa 0,7 m konnte mithilfe schmalere Eckelemente geschlossen werden (Abb. D-125). Allerdings musste hierfür eine geringe Richtungsänderung in der Schutzlinie in Kauf genommen werden. Durch den Einbau einer Außen- und einer Innenecke konnte eine Länge von 0,60 m geschlossen werden. Die restlichen 0,1 m wurden durch Aufbringen einer weiteren Hartschaumplatte auf der Wasserseite überbrückt und mit Sandsäcken gegen Verrutschen gesichert. Am Randbereich, an dem der Systemaufbau startete, war nur ein geringer Abstand zwischen System und Beckenrand vorhanden. Hier erfolgte die Randabdichtung provisorisch von der Rückseite aus durch einen Verbau mit Holzlatten und Metallstangen. Die Schutzplane wurde an beiden Randbereichen mit starkhaftendem Klebeband mit der Kunststoffdichtungsbahn des Beckenrandes verbunden.



Abb. D-125: Plettac Aqua Defence – Aufbau: Schließen der Restlänge mithilfe von Eckelementen (links); Aussteifung des Randbereichs mit Holzlatten und Metallstangen

Der Zeitaufwand für den Aufbau des Hochwasserschutzsystems Plettac Aqua Defence betrug 28 Minuten unter Einsatz von zwei Personen und es wurden etwa 70 Sandsäcke verbaut. Abb. D-126 zeigt den fertiggestellten Systemaufbau.



Abb. D-126: Plettac Aqua Defence – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

D.9.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Im Anschluss an den Systemaufbau wurde der Einstaubereich mit Wasser bis zu einer Stauhöhe von 0,60 m befüllt (Abb. D-127). Während des Füllvorgangs konnte keine Verschiebung der Schutzlinie oder einzelner Systemelemente verzeichnet werden. Auch an den Randbereichen wurde im Vergleich zur gesamten Schutzlinie keine erhöhte Durchlässigkeit wahrgenommen, so dass hier von einer guten Dichtung ausgegangen werden konnte.



Abb. D-127: Plettac Aqua Defence – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,60 m

Nach etwa einer Stunde war der Bereich hinter der Schutzlinie soweit durchfeuchtet, dass die Messung zur Ermittlung der Sickerrate beginnen konnte. Abb. D-128 zeigt die Sickerratenmessung bei einem Wasserstand von 0,60 m am Hochwasserschutzsystem Plettac Aqua Defence über den dreistündigen Messzeitraum. Die ersten drei Messungen lagen relativ konstant bei etwa 120 l/h/m und stiegen anschließend über einen Messzeitraum von einer Stunde stetig auf eine Sickerrate von 140 l/h/m an. Es ist anzunehmen, dass der Sickerratenanstieg durch eine zunehmende Ablösung einer Randabdichtung hervorgerufen wurde. Nach rund zwei Stunden Messdauer erfolgte ein komplettes Versagen einer der Randabdichtungen, was zu einem kurzzeitigen erheblichen Anstieg der Sickerrate führte. Die Schutzplane wurde mithilfe von Sandsäcken von der Wasserseite aus an den Randbereich gedrückt und konnte dadurch

gedichtet werden, was mit der direkt nach Dichtung einsetzenden Sickerratenminderung belegt wurde, siehe Abb. D-128. Nach weiteren vier Messungen konnte eine stationäre Sickerrate mit etwa 115 l/h/m ermittelt werden.

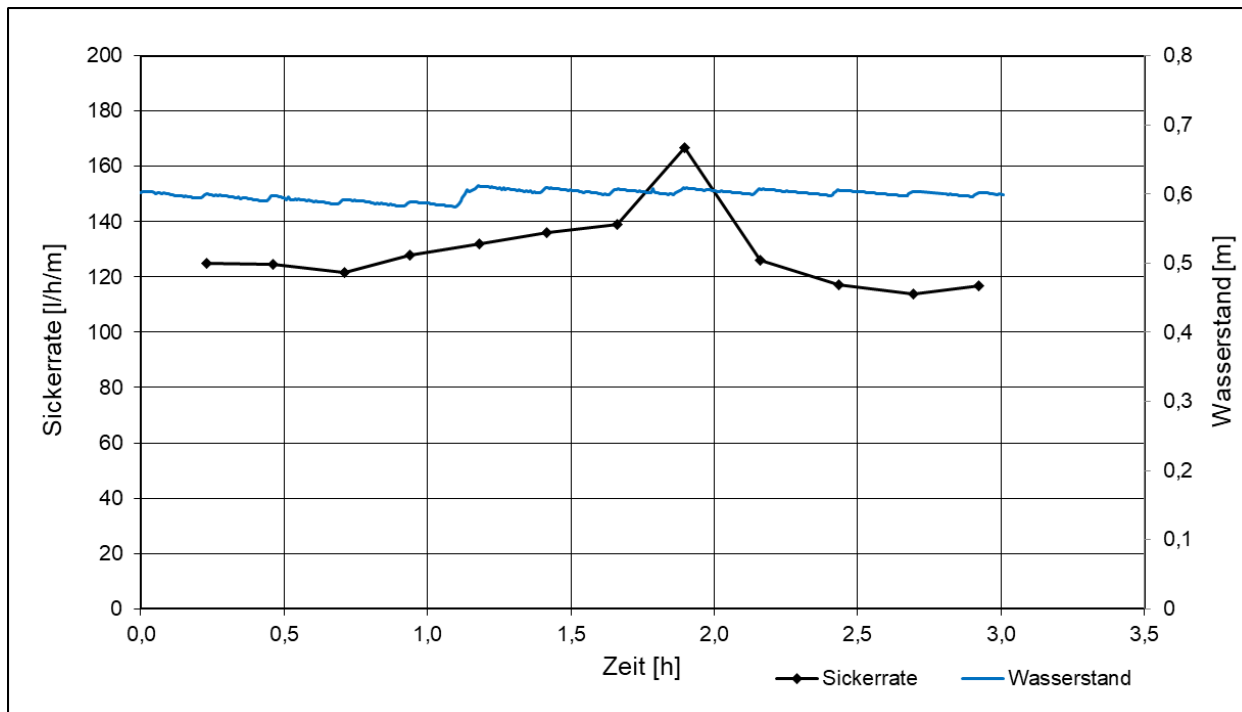


Abb. D-128: Plettac Aqua Defence – Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.9.3 Maximale hydrostatische Belastung

Für die Ermittlung der maximal möglichen hydrostatischen Belastung wurde der Wasserstand im Einstaubereich kontinuierlich erhöht. Bei einem Wasserstand von etwa 0,95 m begannen sich die Stützböcke aufgrund der erhöhten Belastung und der aufgeweichten Aufstandsfläche in den Boden zu drücken (Abb. D-130). Mit dem Einsinken der Stützbocke fand auch eine Bewegung der Schutzplane statt, so dass sich die Randabdichtung an einer Seite löste und das eingestaute Wasser durch den entstandenen Spalt strömte. Mithilfe von Folienstücken und Sandsäcken konnte der Spalt innerhalb kürzester Zeit provisorisch geschlossen und die Randdichtung konnte wieder hergestellt werden. Bei einem Wasserstand von 1,0 m war ein kontinuierlicheres und schnelleres Eindringen der Stützböcke in den Untergrund zu erkennen. An einer Stelle versank ein Stützbock bis zum ersten Aussteifungsrahmen, was einer Tiefe von etwa 10 cm entspricht (Abb. D-130).



Abb. D-129: Plettac Aqua Defence – Belastungstest: Beginn vom Eindrücken der Stützbocke in den Untergrund bei einem Wasserstand von 0,95 m (links); Eingesunkener Stützbock in den aufgeweichten Untergrund (rechts), (Massolle et al., 2018)

Nach Herstellerangaben liegt die mögliche Schutzhöhe des Systems bei 1,30 m. Die angegebene Schutzhöhe konnte im Rahmen des Belastungstests aufgrund des erhöhten Einsinkens eines Stützbockes nicht erreicht werden. Es wurde eine maximale Einstauhöhe von 1,21 m ermittelt.



Abb. D-130: Plettac Aqua Defence – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 1,0 m

Nach Erreichen der maximalen Einstauhöhe fand infolge der weiteren Wasserzugabe eine lokale Überströmung des Systems im Bereich des am tiefsten eingesunkenen Stützbockes statt (Abb. D-131). Nach einem kurzen Überlaufzeitraum wurde die weitere Wasserzufuhr gestoppt, da aufgrund des punktuellen Überlaufs Bodenmaterial im Bereich der Aufstandsfläche abgetragen wurde und ein größerer Schaden im Einstaubereich der Testanlage zu verhindern war.



Abb. D-131: Plettac Aqua Defence – Belastungstest: Lokale Überströmung des Systems im Bereich des am tiefsten eingesunkenen Stützbocks, (Massolle et al., 2018)

Abb. D-132 zeigt den Verlauf der Einstauhöhen während des Belastungstests zur Ermittlung der maximalen hydrostatischen Belastung. Zudem wird die vorhandene Systemhöhe dargestellt, die nach Herstellerangaben gleich der Schutzhöhe ist, jedoch im Test verglichen mit den Herstellerangaben um 9 cm unterschritten wurde. Die plötzliche Minderung im Wasserstandverlauf kann durch das Versagen der Randabdichtung beschrieben werden.

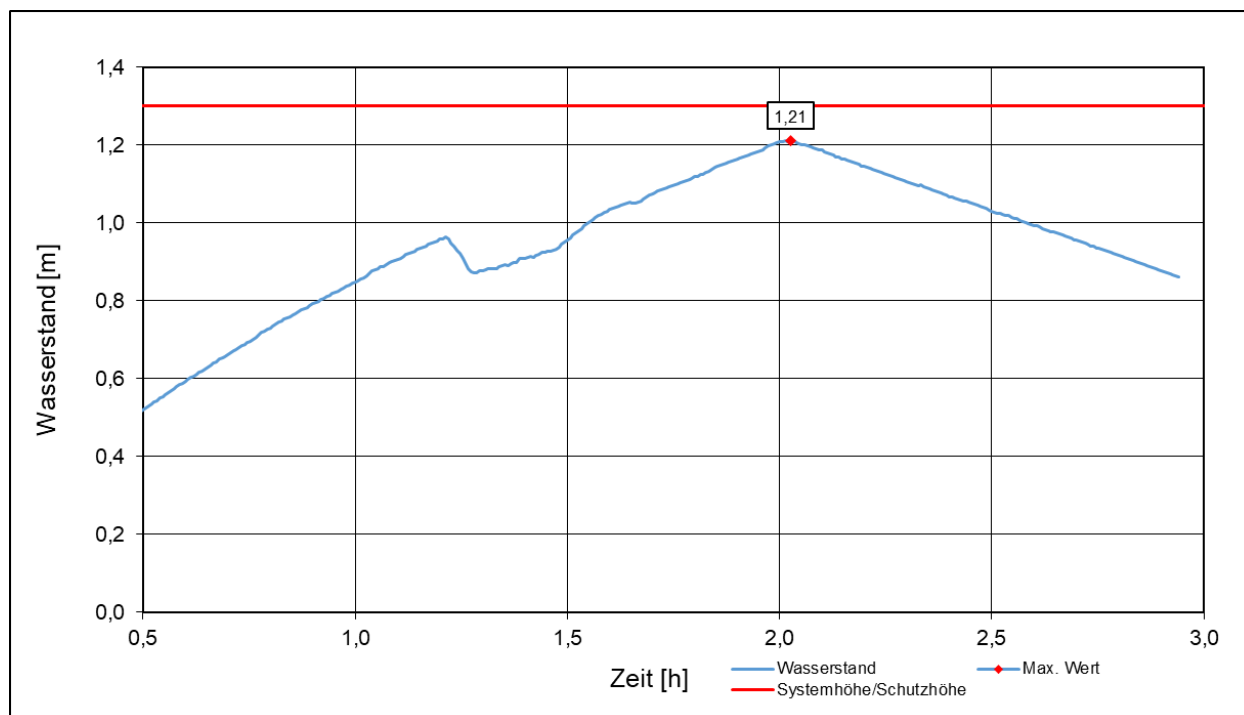


Abb. D-132: Plettac Aqua Defence – Belastungstest: Verlauf der Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit

D.9.4 Systemrückbau

Wie beim Systemaufbau kann der Rückbau in wenigen Arbeitsschritten durchgeführt werden. Im 1. Arbeitsschritt werden die Sandsäcke von der vorgelagerten Schutzplane entnommen und für den Abtransport palettiert. Anschließend sind im 2. Arbeitsschritt die Plattenhalter im oberen Bereich der Stützböcke zu entriegeln, so dass die Schutzplane entfernt und zusammengefaltet werden kann. Im nächsten 3. Arbeitsschritt werden die oberen Hartschaumplatten demontiert und für den Abtransport bereitgestellt. Für die Entnahme der unteren Hartschaumplatte sind im Vorfeld die Platten-Randriegel zurückzubauen. Nachdem die untere Hartschaumplatte entfernt wurde, kann der Aussteifungsrahmen zurückgebaut werden. Das Zusammenklappen der Stützböcke erfolgt im 4. Arbeitsschritt nach Lösen der Arretierung. Der gesamte Rückbau der 15 m langen Schutzlinie konnte mit zwei Personen innerhalb von 18 Minuten durchgeführt werden. Die einzelnen Arbeitsschritte des Rückbaus werden in Abb. D-133 bis Abb. D-135 dargestellt.



Abb. D-133: Plettac Aqua Defence – Rückbau, Arbeitsschritte 1 und 2: Entnahmen der Sandsäcke und Demontage von der Schutzplane (links); Rückbau der oberen Hartschaumplatten (rechts)



Abb. D-134: Plettac Aqua Defence – Rückbau, Arbeitsschritte 2 und 3: Entnahme der Platten-Randriegel und der unteren Hartschaumplatte (links); Rückbau der Aussteifungsrahmen (rechts)



Abb. D-135: Plettac Aqua Defence – Rückbau, Arbeitsschritt 4: Lösen der Arretierung und Zusammenklappen des Stützbocks

D.10 NOAQ Boxwall

Das NOAQ Boxwall-System besteht aus einzelnen Kunststoffwinkeln, die zu einer endlos langen Hochwasserschutzbarriere aneinandergereiht werden können. Der eingesetzte Kunststoffwinkel dient gleichzeitig als Wandelement und als Stützkonstruktion, so dass der NOAQ Boxwall den Dammsystemen zuzuordnen ist. Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung wurde vom Hersteller nur eine Systemgröße mit einer Schutzhöhe von 0,50 m angeboten (NOAQ, ohne Zeitangabe). Wegen seiner Einfachheit und Schnelligkeit im Aufbau wurde das System trotz der geringeren Schutzhöhe getestet. Die Einfachheit ist dadurch begründet, dass die vergleichsweise leichten Systemelemente, etwa 6 kg bei einer Länge von 0,98 m (NOAQ, ohne Zeitangabe), ohne großen Aufwand und ohne Werkzeug zusammengesetzt werden können. Der NOAQ Boxwall wird so positioniert, dass der längere Schenkel zur Wasserseite zeigt, siehe Abb. D-136. Mit steigendem Wasserstand erhöht sich der senkrecht wirkende hydrostatische Druck auf den am Boden liegenden Schenkel, wodurch das System stabilisiert wird. An der Unterseite des Systems sind zusätzlich Zellkautschukstreifen angebracht, mit denen die Bodenhaftung besonders auf Asphalt- oder Betonuntergründen begünstigt wird. Grundsätzlich empfiehlt der Hersteller die Verwendung des NOAQ Boxwall auf harten Oberflächen wie Asphalt oder Pflaster, da dies zu einer besseren Dichtwirkung auf der darunter liegenden Fläche führt.

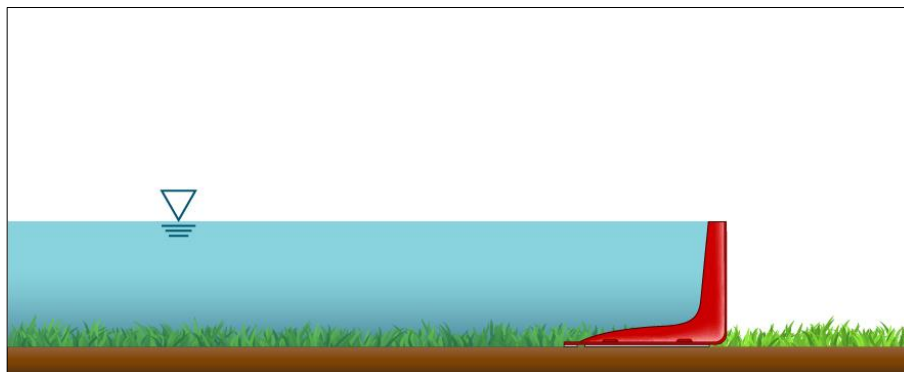


Abb. D-136: NOAQ Boxwall – Schematische Darstellung, (Massolle et al., 2018)

Höhenunterschiede entlang der Schutzbarriere können mit speziellen Elementen überwunden werden, wobei die Stirnseite des Elements im rechten Winkel zum Hindernis stehen muss. Aufgrund der starren Systemelemente kann die Errichtung des Systems in Zwischenräumen oder im Randbereich problematisch sein, so dass auch hier Spezialelemente für den Längenausgleich einzusetzen sind. Mit den aneinandergereihten Elementen lassen sich geringe Krümmungsradien herstellen. Sind jedoch Richtungsänderungen mit engeren Radien erforderlich, bietet der Hersteller auch hierfür Spezialelemente für Innen- und Außenecken an. Beispiele der beschriebenen Spezialelemente sind in Abb. D-137 dargestellt.

Neben der Funktion als Hochwasserschutzbarriere kann der NOAQ Boxwall gemäß des Herstellers (NOAQ, 2021) auch als temporäres Speicherbecken für die Aufbewahrung von Flüssigkeiten wie beispielsweise Löschwasser oder anderen kontaminierten Materialien eingesetzt werden. Er eignet sich auch für die vorübergehende Lagerung von trockenen Massen wie Sägemehl, Hackschnitzel und Pellets.

Die einzelnen Systemelemente des NOAQ Boxwall sind stapelbar und nehmen bei Transport und Lagerung nur wenig Platz in Anspruch. Auf einer Europalette können 26 Elemente für eine

Schutzhöhe von 0,50 m transportiert werden, was einer Gesamtlänge im aufgebauten Zustand von 23 m entspricht. In einem 40-Fuß-Container können Systemelemente für eine Schutzlänge von etwa 1,1 km transportiert werden (NOAQ, ohne Zeitangabe).



Abb. D-137: Spezialelemente für die Überwindung von Höhenunterschieden (links), für den Längenausgleich (Mitte) sowie für Außen und Innenecken (rechts); (NOAQ, ohne Zeitangabe)

Mittlerweile bietet der Hersteller eine weitere Systemgröße mit einer Schutzhöhe von 1,0 m sowie identischen Aufbaumöglichkeiten hinsichtlich der Höhenüberwindung, Längenanpassung und Eckausbildung auf dem Markt an (NOAQ, 2021). Für die Versuche wurden jedoch die Systemgröße BW50 mit einer Schutzhöhe von 0,50 m vom Hersteller zur Verfügung gestellt und an die IWA-Testanlage geliefert.

D.10.1 Systemaufbau

Der NOAQ Boxwall-Kunststoffwinkel wird im 1. Arbeitsschritt mit der Dichtung nach unten und mit dem unteren Schenkeln Richtung Einstaubereich auf den Untergrund aufgestellt. Anschließend sind die Elemente im 2. Arbeitsschritt von links nach rechts (von der trockenen Seite aus gesehen) nach und nach mit Hilfe der Verbindungsvorrichtung an der Vorderkante sowie der Sperrfunktion an der Oberkante zusammenzufügen (Abb. D-138).



Abb. D-138: NOAQ Boxwall – Aufbau, 1. und 2. Arbeitsschritt: Kunststoffwinkel verteilen und mit der Dichtung nach unten aufstellen (links); Verbinden der Systemelemente (rechts)

Der 3. und letzte Arbeitsschritt beinhaltet die zusätzliche Sicherung der Stöße mit Hilfe von Klemmzangen, die im oberen Bereich auf Höhe der Verbindung der Kunststoffwinkel befestigt werden (Abb. D-139). Für den Aufbau der 15 m langen Schutzlinie war ein Zeitbedarf von nur 5 Minuten unter Einsatz von zwei Personen erforderlich.

Aufgrund der starren Einzelelemente konnte das System nicht exakt an den Randbereich anschließen. Entsprechende Spezialelemente waren im Lieferumfang nicht enthalten, so dass auf Sandsäcke und Dichtungsbahnen für die Randabdichtung zurückgegriffen werden musste, was allerdings durchaus einen realitätsnahen Aufbau darstellt (Abb. D-139).



Abb. D-139: NOAQ Boxwall – Aufbau, 3. Arbeitsschritt: Sicherung der Elementstöße mit Klemmzangen (links); Randabdichtung mit Sandsäcken und Dichtungsbahn (rechts)

Die fertiggestellte Schutzlinie in der IWA-Testanlage mit dem Hochwasserschutzsystem NOAQ Boxwall zeigt Abb. D-140.



Abb. D-140: NOAQ Boxwall – Aufbau: Fertiggestellte Schutzlinie

D.10.2 Hydrostatische Belastung und Sickerratenmessung

Mit Beginn der Befüllung des Einstaubereichs konnte festgestellt werden, dass ein großer Teil des zugeführten Wassers in einigen Bereichen direkt unter dem System durchfloss und anfänglich kaum Wasser zurückgehalten wurde. Begründet ist dies durch das geringe Eigengewicht des Systems. Die Elemente der Schutzlinie schlossen nicht direkt mit dem

Untergrund ab, was zu Undichtigkeiten und somit zu einer erhöhten Durchlässigkeit führte. An anderen Stellen der Schutzlinie floss das Wasser allerdings auf die untenliegenden Schenkel und verteilte sich somit auch entlang der Schutzlinie. Mit der Zeit drückte sich das System zunehmend an den Untergrund an, was zu einer geringeren Durchlässigkeit führte und mehr Wasser zurückgehalten werden konnte bzw. überhaupt erst den Einstau ermöglichte. Abb. D-141 zeigt das eingestaute Hochwasserschutzsystem NOAQ Boxwall bei einem Wasserstand von etwa 0,50 m.



Abb. D-141: NOAQ Boxwall – Belastungstest: Einstau mit einem Wasserstand von 0,50 m, (Massolle et al., 2018)

Da bereits anfänglich sehr viel Sickerwasser zurück in den Einstaubereich gefördert werden musste, wurde frühzeitig mit der Sickerratenmessung begonnen. Abb. D-142 zeigt den Verlauf der Sickerratenmessung, bei der zu Beginn der Messungen eine enorme Sickerrate mit etwa 1.400 l/h/m zu verzeichnen war. Während des Messzeitraums von etwa drei Stunden sank die Sickerrate auf etwa 1.000 l/h/m und konnte in dieser Höhe als stationär angesehen werden. Beim letzten Messpunkt, etwa nach einer Messdauer von 3,8 Stunden, ist mit etwa 950 l/h/m ein geringer Abfall im Sickerratenverlauf zu erkennen. Begründet ist dies einerseits in einer geringfügigen Wasserstandsenerkung im Einstaubereich, andererseits wurde ein Kontrollgang auf der Wasserseite durchgeführt, bei dem auch der wasserseitige Schenkel des Systems belastet wurde. Bei geringer zusätzlicher Belastung passt sich das NOAQ Boxwall System demnach besser an den Untergrund an. In einem weiteren Versuch sollte daher untersucht werden, welche Auswirkung die Positionierung von vereinzelt Sandsäcken auf dem unten liegenden Schenkel des Systems auf die Systemdurchlässigkeit hat. Mit der Maßnahme konnte eine Reduzierung der Sickerrate auf etwa 600 l/h/m erreicht werden. Aufgrund der positiven Wirkung wurde daraufhin die gesamte Schutzlinie mit Sandsäcken beschwert. Hiermit konnte eine weitere Reduzierung der Sickerrate auf etwa 500 l/h/m verzeichnet werden. Durch eine zusätzliche Belastung des im Wasser befindlichen Schenkels kann demzufolge eine Reduzierung der Sickerrate des NOAQ Boxwall Systems auf einem Rasenuntergrund um 50 % realisiert werden.

Bei der Ermittlung der stationären Sickerrate war darauf zu achten, dass der Wasserstand im Einstaubereich während der Pumpvorgänge nicht über die Systemhöhe von 0,50 m ansteigt, weil dies zu einer maßgebenden Erhöhung der Sickerrate geführt hätte. Aufgrund dessen lag der Wasserstand während der Sickerratenmessung geringfügig unterhalb 0,50 m.

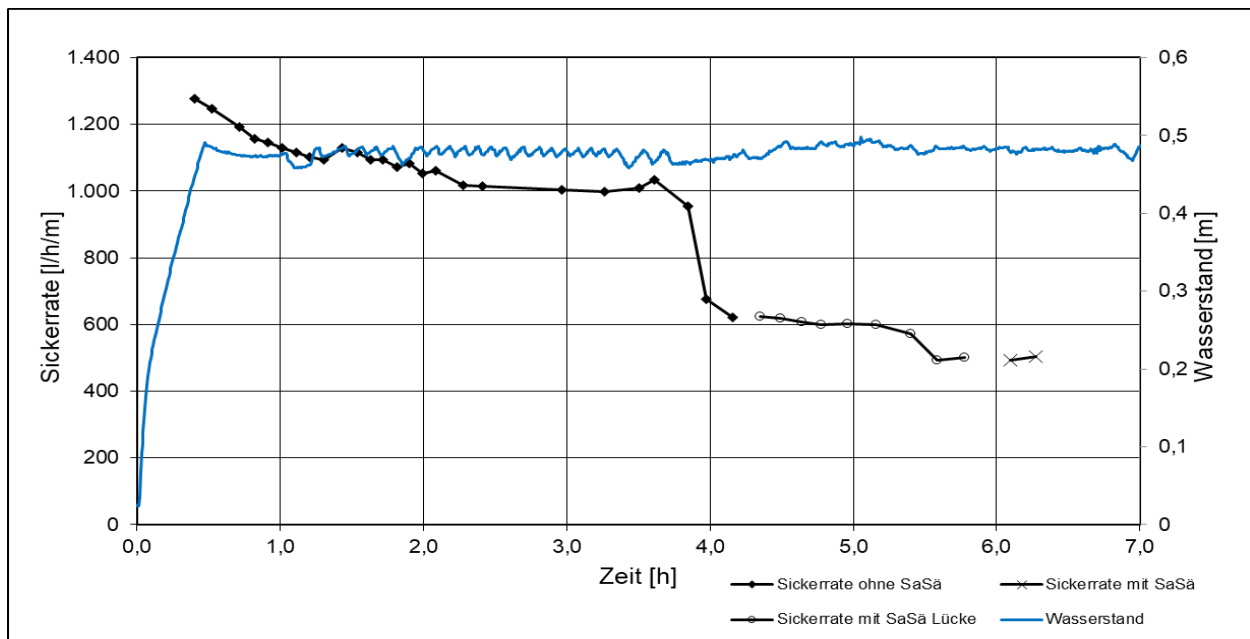


Abb. D-142: NOAQ Boxwall – Belastungstest: Sickerratenmessung mit einem Wasserstand von 0,60 m

D.10.3 Maximale hydrostatische Belastung

Während der Sickerratenmessung wurde der maximale Wasserstand mit 0,50 m bereits weitestgehend erreicht, eine Verschiebung der Schutzlinie wurde nicht beobachtet. Festzustellen war allerdings eine geringe Ausrundung im Bereich der Elementstöße (Abb. D-143). Eine Beeinträchtigung der Dichtigkeit der Elementstöße oder eine Gefährdung der Standsicherheit konnte dabei nicht erkannt werden. Zur Überprüfung der maximalen Belastung wurde der Einstaubereich der IWA-Testanlage weiter befüllt, bis im Randbereich eine geringfügige Überströmung des Systems einsetzte (Abb. D-143). Hier muss jedoch erwähnt werden, dass der Überlauf nur im direkten Randbereich erfolgen konnte. Aufgrund der hohen Durchlässigkeit des Systems reichte die vorhandene Pumpenleistung nicht zur Einstellung eines höheren Wasserstands aus, bei dem eine größere Länge des Schutzsystems hätte überströmt werden können. Zudem wurde auf dem überströmten Element die Sandsackkonstruktion zur Ausbildung der Randabdichtung installiert, was sich infolge der zusätzlichen Beschwerung positiv auf die Standsicherheit auswirkt. Aufgrund dessen kann hier keine tragfähige Aussage darüber getroffen werden, wie sich das System bei einem Volleinstau verhält. Unter den gegebenen Bedingungen wurde allerdings keine signifikante Änderung der Schutzlinie festgestellt.



Abb. D-143: NOAQ Boxwall – Belastungstest: Ausrundung des Stoßbereichs infolge erhöhter Belastung (links); Überströmung des Randbereichs (rechts)

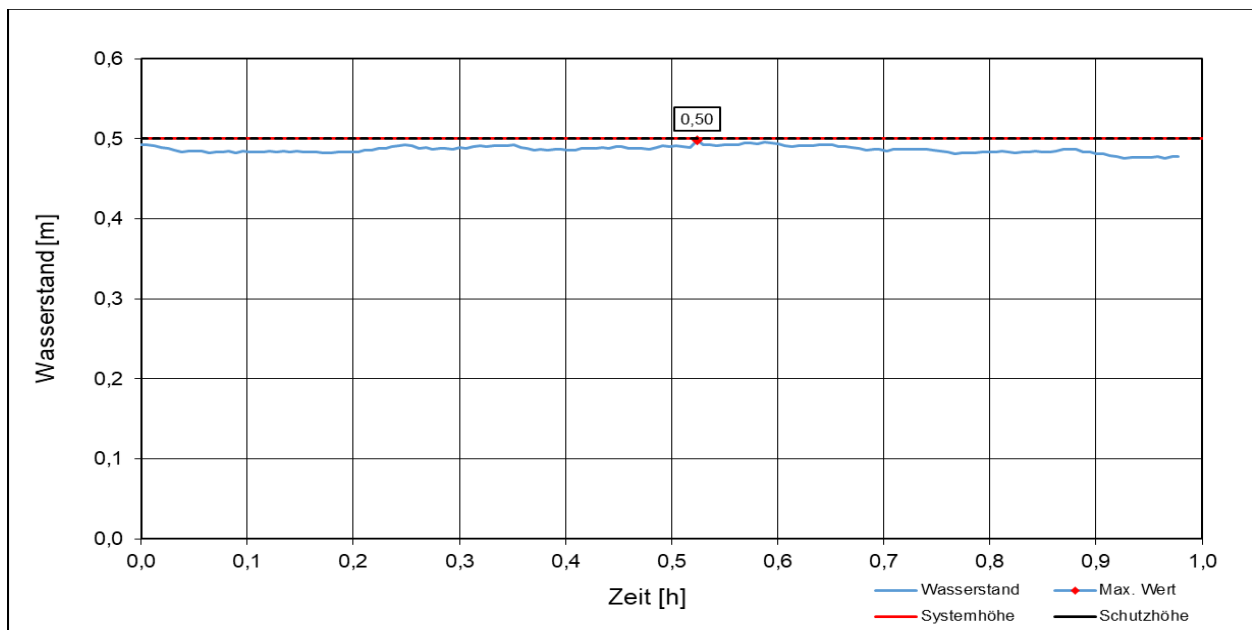


Abb. D-144: NOAQ Boxwall – Belastungstest: Verlauf der Einstauhöhen in Abhängigkeit der Einstauzeit

D.10.4 Systemrückbau

Der Systemrückbau ist gleichermaßen einfach wie der Aufbau. Im 1. Arbeitsschritt werden die Klemmzangen entfernt und im Anschluss daran sind im 2. Arbeitsschritt die einzelnen Systemelemente aus der Schutzlinie zu entnehmen (Abb. D-145) und für den Abtransport in der hierfür vorgesehenen Transportbox bereitzustellen (Abb. D-146). Der Zeitbedarf für den Rückbau der 15 m langen Schutzlinie konnte mit zwei Personen zu 3,5 Minuten ermittelt werden. Aufgrund des geringen Eigengewichts der einzelnen Systemelemente konnte der Rückbau mit sehr geringem Kraftaufwand durchgeführt werden. Auch die Reinigung der Elemente ist durch

einfaches Abspritzen mit einem Gartenschlauch möglich. Eine Verwendung eines Hochdruckreinigers sollte aufgrund der möglichen Beschädigung der Dichtungen nicht eingesetzt werden. Gemäß des Herstellers (NOAQ, ohne Zeitangabe) müssen zur Vermeidung von Beschädigungen an den Dichtungen die Systemelemente bei Frostgefahr solange in einem beheizten Raum aufbewahrt werden, bis alle Dichtungen getrocknet sind. Zudem sind nach einem Einsatz alle Dichtungen auf eventuelle Beschädigungen zu überprüfen. Verschlissene oder beschädigte Dichtstreifen können ausgetauscht werden, bei zu großem Schaden ist das betroffene Element zu ersetzen.



Abb. D-145: NOAQ Boxwall – Rückbau, 1. und 2. Arbeitsschritt: Entnahme der Klemmzangen (links) und Wegtragen der einzelnen Systemelemente (rechts)



Abb. D-146: NOAQ Boxwall – Rückbau: Einlagern der Systemelemente in der Transportbox

E Bewertungsbögen der ortsungebundenen mobilen Hochwasserschutzsysteme

E.1 Sandsackdamm mit und ohne vorgelagerter Dichtungsbahn

Datum:		30.08.2017	
Bewertungsbogen Sandsackdamm mit und ohne vorgelagerter Dichtungsbahn			
Hersteller	-		
Systemmerkmale			
Anwendungsbereich	Flächenschutz, Objektschutz, Deichverteidigung		
Anwendbare Untergründe	harte und weiche Untergründe		
Systemgröße	Jutesack 40 x 60 cm Leermaß		
Schutzhöhe [m]	0,60		
Systemhöhe [m]	0,80		
Systembreite [m]	2,00		
Anzahl [Stk]	ca. 1.800 / 1.900 (mit vorgelagerter Dichtungsbahn)		
Überlappungslänge [m]	-		
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	15 kg/Stk.; 1,87 t/m		
Kopplungsart für die Befüllung	-		
Packmaß [m]	Länge: 1,20	Breite: 0,80	Höhe: 0,90
Werkstoff	Jute, Sand, Baufolie		
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/>		Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Beständigkeit	Salzwasser <input type="checkbox"/>	UV-Strahlung <input type="checkbox"/>	Säuren <input type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	einmalige Verwendung im Hochwasserfall		
Wiederverwendbarkeit	Ja <input type="checkbox"/>		Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Kosten pro Meter / Stück [€]	0,38 €/Stk. bei Abnahme von 1.000 Stk.; 0,35 €/Stk. bei Abnahme von 5.000 Stk.		
Reparaturfähigkeit	Ja <input type="checkbox"/>		Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)			
Personenanzahl [Stk]	16		
Zeitbedarf [min]	88		
Benötigtes Zubehör	-		

Arbeitsschritte beim Aufbau	In der Basis wurden sechs Sandsäcke in der Breite verlegt, sodass der Boden des Sandsackes zur Wasserseite zeigt (weiter auch in jeder ungeraden Lage). In den geraden Lagen wurden die Sandsäcke um 90° gedreht. Auch in der zweiten Lage wurden sechs Sandsäcke in der Breite verbaut. 3. Lage fünf Sandsäcke, 4. Lage fünf Sandsäcke, 5. Lage vier Sandsäcke, 6. Lage 4. Sandsäcke, 7. Lage drei Sandsäcke, 8. Lage 2. Sandsäcke. Die Folie ist auf der wasserseitigen Sandsackdamböschung und mind. 2,0 m vor der Konstruktion auszubreiten und am Randbereich sowie auf der Dammkrone mit Sandsäcken zu beschweren.					
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,80	Ist	0,81 - 0,90		
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	2,00	Ist	2,06 - 2,20		
Randabdichtung	Direkter Einbau der Sandsäcke an den Randbereich bzw. hochführen der vorgelagerten Dichtungsbahn am Randbereich und zusätzliches beschweren mit Sandsäcken.					
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung						
	Ohne vorgelagerter Dichtungsbahn			Mit vorgelagerter Dichtungsbahn		
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,77			nicht überprüft		
Überströmungssicher	Konnte aufgrund unzureichender Pumpleistung nicht überprüft werden.			nicht überprüft		
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	1,062 l/h/m	bei	0,60 m	10,01/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	1,2			2,5		
Leckagen	Leckagen entlang der gesamten Schutzlinie zu verzeichnen.			Im Randbereich waren sehr geringe Leckagen ersichtlich.		
Anpassung an den Untergrund	sehr gut			sehr gut		
Rückbau						
Personenanzahl [Stk]	16			16		
Zeitbedarf [min]	65,0			68,6		
Benötigtes Zubehör	-					
Arbeitsschritte beim Rückbau	Sandsäcke lagenweise zurückbauen und für den Abtransport palettieren.			Die Folie entnehmen und fachgerecht entsorgt. Sandsäcke lagenweise zurückbauen und für den Abtransport palettieren.		
Reinigungsarbeiten	-					
Anmerkung	-					

E.2 Hydrobaffle

Datum: 18.-19.10.2017	
Bewertungsbogen Hydrobaffle	
Hersteller	Hochwasserschutz Agentur, Saalburgallee 39, 60385 Frankfurt am Main
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	Flächenschutz, Objektschutz, Deichverteidigung, Wasserumleitung, Rückhaltebecken
Anwendbare Untergründe	Schüttgut, Wiese, Ackerland, sandige Böden, Sumpfgebiete, Flusssohle, Meeresgrund, Innerstädtisch auf Asphalt, Zement und über Bordsteine, Fliesen, Plastik, Stahl
Systemgröße	3
Schutzhöhe [m]	0,69
Systemhöhe [m]	0,92
Systembreite [m]	2,07
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	1.627 l/m
Überlappungslänge [m]	1,37
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	6,85 kg/m
Kopplungsart für die Befüllung	Füllstutzen 2 bis 8 Zoll ; Storz A - D Verwendet: 4", Storz-A
Packmaß [m]	Länge: 1,20 Breite: 0,80 Höhe: 0,64
Werkstoff	PVC-beschichtete Polyestermembrane, Flächengewicht: 1,18 kg/m ²
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Beständigkeit	Salzwasser <input checked="" type="checkbox"/> UV-Strahlung <input type="checkbox"/> Säuren <input type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	20
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	Systemgröße x 100 => 300 € pro m
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	Aufbau 10 min; Befüllen 30 min/Hydrobaffle (pumpenabhängig)
Benötigtes Zubehör	Wasserpumpenzange, Überlaufrohr h = 15 cm, Einlaufwinkel 4", Festkupplung Storz A Innengewinde, Übergangsstück A-B (variabel), B-Schlauch (variabel), Wasserpumpe, Saugschlauch, Schlauchschlüssel, Stange zum Tragen

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ersten Hydrobaffle platzieren, ausrollen und auseinanderfalten. 2. Zweiten Hydrobaffle mit einer Überlappungslänge von 1,37m auf dem ersten Hydrobaffle platzieren und ausrollen. 3. Kontrollieren ob die seitlichen Ventile geschlossen sind. 4. Ein oberliegendes Ventil öffnen und Einlaufwinkel montieren. 5. Ein weiteres oberliegendes Ventil öffnen und das Überlaufrohr montieren. 6. Der oberliegende Hydrobaffle wird befüllt, bis Wasser aus dem Überlaufrohr fließt. Der Einlaufwinkel sowie das Überlaufrohr wird entfernt und mit den entsprechenden Verschlussstutzen geschlossen. 7. Der untenliegende Hydrobaffle wird befüllt, bis Wasser aus dem Überlaufrohr fließt. Der Einlaufwinkel sowie das Überlaufrohr wird entfernt und mit den entsprechenden Verschlussstutzen geschlossen. 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,92	Ist	0,79 - 0,85
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	2,07	Ist	2,29 - 2,32
Randabdichtung	Der Randanschluss wird durch Anpressung des Systems abgedichtet			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,69 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,75			
Volleinstau	Ja <input type="checkbox"/>		Nein <input checked="" type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	25	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	3,0 / 7,5			
Leckagen	Am Randbereich sowie am Stoß konnten kleinere Leckagen an den entstandenen Falten erkannt werden			
Anpassung an den Untergrund	sehr gut, keine Mängel vorzuweisen			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	<u>Entleeren mit Pumpe:</u> 15 min. bis auf einen Wasserstand von ca. 15 cm. Restliche Leerung mit freiem Auslass 15 min. Gesamtbedarf: 30 min/Systemelement <u>Entleerung nur durch öffnen der Ventile:</u> 30 min Restentleerung durch hochhalten und Transport auf die Böschung: 15 min Gesamtbedarf: 45 min./Systemelement <u>Zusammenfalten, einrollen und palettieren:</u> 5 min/Systemelement			
Benötigtes Zubehör	<u>Variante ohne Wasserpumpe:</u> Wasserpumpenzange, Stange, Kunststoffrohr 3" als Einrollhilfe <u>Variante mit Wasserpumpe:</u> Einlaufwinkel 4", Festkupplung Storz A Innengewinde, Übergangsstück A-B (variabel), B-Schlauch (variabel), Wasserpumpe, Saugschlauch, Schlauchschlüssel, Wasserpumpenzange, Stange, Kunststoffrohr 3" als Einrollhilfe			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ventile öffnen und Wasser herauslaufen lassen oder mit Hilfe einer Pumpe leer pumpen. 2. Restwasser durch anheben des Systems mithilfe einer Stange und den am Rand angebrachten Laschen herauslaufen lassen 3. System zusammenfalten und palettieren 			
Reinigungsarbeiten	Bei der Benutzung von Brauchwasser wird empfohlen das System nach Gebrauch mit Frischwasser durchzuspülen. Die äußere Reinigung ist mit einem Wasserschlauch durchzuführen			

E.3 Tiger Dam

Datum: 18.-19.10.2017	
Bewertungsbogen Tiger Dam	
Hersteller	European Flood Control GmbH, Senator-Bömers-Str. 18 D-28197 Bremen
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	mobiler Hochwasserschutz, Objektschutz, Wasserhaltung, Wasserführung
Anwendbare Untergründe	Asphalt und Beton, Pflastersteine, Gras und Wiese, im Wasser
Systemgröße	TD 19 x 50 Inch/Fuß 2-1
Schutzhöhe [m]	0,85
Systemhöhe [m]	0,9
Systembreite [m]	0,98
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	598 l/m (für 3 Schläuche) ; 2750 l/Schlauch
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	27 kg/Stk. => 81 kg/15 m
Kopplungsart für die Befüllung	Monsun Air System - Adapter erforderlich
Packmaß [m]	Länge: 1,20 Breite: 0,80 Höhe: 0,70
Werkstoff	Gewebeverstärktes PVC
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
UV-Beständigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	15
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter / Stück [€]	100 € / 15m Schlauch
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	80
Benötigtes Zubehör	Schlauchschlüssel, Adapter für Monsunanschluss, Erdanker, Zurbänder, Manschetten

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Verteilen der Riemen (4 Stk. für 15 m Breite) 2. Ausrollen von zwei Schläuchen 3. Umklappen der Enden auf die erforderlich Länge und überstülpen der Manschetten 4. Befüllen der beiden Schläuche bis eine 20 cm lange Wassersäule aus dem Überlaufventil austritt 5. Befestigung der zwei Schläuche mit den ausgelegten Riemen 6. Ausrichten der Riemen 7. Ausrollen des dritten Schlauchs mittig von den zwei bereits gefüllten Schläuchen, so dass eine Pyramide entsteht 8. Umklappen der Enden auf die erforderlich Länge und überstülpen der Manschetten 9. Befüllen des dritten Schlauchs ist eine 20 cm lange Wassersäule aus dem Überlaufventil austritt 10. Befestigen des dritten Schlauchs mit den Riemen 11. Keile im Bereich der Riemen zur Sicherung der Rollen aufstellen 12. Ausbreiten und positionieren der Folie über dem System und auf der Wasserseite 13. Lückenlose Beschwerung der Folie mit Hilfe von Sandsäcken 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,90	Ist	0,79
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,98	Ist	1,06
Randabdichtung	Randabdichtung wurde mit dem Verkleben einer Folie an der Seitenwand und einer zusätzlichen Beschwerung mit Sandsäcken hergestellt.			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,85 m	Ja <input type="checkbox"/>	Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,79			
Volleinstau	Ja <input checked="" type="checkbox"/>		Nein <input type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	135	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	3,0 / 21			
Leckagen	Es wurde eine Leckage im Randbereich aufgrund einer nicht ausreichenden Randabdichtung festgestellt.			
Anpassung an den Untergrund	sehr gut, keine Mängel vorzuweisen			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	75			
Benötigtes Zubehör	-			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Entfernen der Folie 2. Öffnen der Ventile zur Entleerung des oberen Schlauchs 3. Öffnen der Riemen für den oberen Schlauch 4. Entnahme des oberen Schlauchs 5. Öffnen der Ventile zur Entleerung der unteren Schläuche 6. Öffnen der Riemen für die unteren Schläuche 7. Zusammenrollen der Systeme nach vollständiger Entleerung 			
Reinigungsarbeiten	Abspülen mit klarem Wasser			

E.4 Flutschutz-Doppelkammerschlauch

Datum: 17.11.2017	
Bewertungsbogen Flutschutz-Doppelkammerschlauch	
Hersteller	Optimal Planen & Umwelttechnik GmbH, Horlecke 34 - 38, 58706 Menden
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	mobiler Hochwasserschutz, Objektschutz
Anwendbare Untergründe	grade Untergründe, Untergründe müssen frei von spitzen Gegenständen sein
Systemgröße	7,50 m x 150/0,90 m Ø
Schutzhöhe [m]	0,6
Systemhöhe [m]	1,0
Systembreite [m]	2,4
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	17.800 l/Stk
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	80 kg/Stk
Kopplungsart für die Befüllung	B-Storz
Packmaß [m]	Länge: 1,20 Breite: 1,00 Höhe: 0,80
Werkstoff	PES, PVC
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
UV-Beständigkeit	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	10 Jahre verpackt nach Herstellerangaben
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	€/m= 300 € ; 10 m = 2.800 €
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	Aufbau 20 min ; Befüllen 80 min (pumpenabhängig)
Benötigtes Zubehör	Pumpe, Schlauchschlüssel, Abdichtmatten 4 Stk. Pro System, Laubpuster, Verbindungsseil (Überdruckventil B-Storz 2 Stk./System, Kugelhahn 2 Stk./System)

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Abdichtungsmatten auslegen und ausrichten 2. Systemelement auf der Abdichtungsmatte ausrollen 3. Anbauausrüstung installieren (Überdruckventil, Kugelhahn) 4. Kleinen Schlauch aufblasen 5. Großen Schlauch zu 75 % aufblasen 6. Schritt 1 bis 5 beim nachfolgenden Systemelement durchführen 7. Systemelemente mit Verbindungsseil verbinden 8. Großen Schlauch vollständig mit Luft befüllen 9. Kleinen Schlauch bei gleichzeitiger Entlüftung mit Wasser befüllen 10. Großen Schlauch bei gleichzeitiger Entlüftung mit Wasser befüllen 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,0	Ist	Ø 1,02
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	2,4	Ist	Ø 1,85 - 1,88
Randabdichtung	Der Randanschluss wird durch das Anpressen der Stirnseiten an die Seitenwände abgedichtet			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60	m	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,60	m	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,97			
Volleinstau	Ja <input type="checkbox"/>		Nein <input checked="" type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60	m	14 l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	5,5 / 8,0			
Leckagen	sehr geringe Leckage zwischen Wand und System			
Anpassung an den Untergrund	sehr gut, keine Mängel vorzuweisen			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	140 (Wasser wurde zurück in die Speicher gepumpt)			
Benötigtes Zubehör	Pumpe, Gebläse/Laubpuster, Schlauchschlüssel			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ventile am System öffnen und warten bis das System annähernd geleert ist 2. Einzelne Schläuche mit Laubpuster aufblasen und durch Anheben das Wasser herausfließen lassen. Ggf. den Vorgang wiederholen 3. Anbauausrüstung deinstallieren (Überdruckventil, Kugelhahn) 4. Mit Hilfe eines Gebläses Luft aus dem System saugen und anschließend Abdeckkappen an der Kopplung befestigen 5. Schutzhussen an den Kopplungen zusammenbinden 6. Systeme falten (dritteln) und zusammenrollen 7. Systeme nach Herstellerangaben verpacken und einlagern 			
Reinigungsarbeiten	Der Flutschutz-Doppelkammerschlauch kann von außen gereinigt werden. Bei der Verwendung von Brauchwasser ist ein anschließendes durchspülen mit Frischwasser erforderlich			

E.5 Mobildeich

Datum: 02-03.05.2018	
Bewertungsbogen Mobildeich	
Hersteller	Mobildeich GmbH, Alte Landstr. 224, 22391 Hamburg
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	mobiler Hochwasserschutz, Objektschutz, Wasserhaltung, Wasserführung
Anwendbare Untergründe	Asphalt und Beton, Pflastersteine, Kies und Schotter, Sand, Gras und Wiese, im Wasser
Systemgröße	MD-60-2
Schutzhöhe [m]	0,40
Systemhöhe [m]	0,55
Systembreite [m]	1,20
Füllvolumen [l/m ; l/Stk]	567 l/m
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	10 kg/m
Kopplungsart für die Befüllung	B-Storz
Packmaß [m]	Länge: 1,30 Breite: 0,70 Höhe: 0,70
Werkstoff	PVC- Gewebe
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
UV-Beständigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	2 Jahre
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	k.A.
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	28
Benötigtes Zubehör	Spindel von Mobildeich, 2x Saugschläuche (1,0 m), Verteiler Storz B-BB, Wasserpumpe, B-Schlauch, Schlauchschlüssel

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Vlies auf der Rasenfläche ausbreiten 2. Mobildeich mit Hilfe der zugehörigen Spindel auf dem Vlies abrollen 3. Saugschläuche am Einlauf befestigen und mit dem Verteilerstück verbinden 4. Mobildeich befüllen 5. Plane auf dem System abrollen und zur Wasserseite hin ausbreiten und positionieren (1,5 fache Einstauhöhe jedoch min. 1,50 m) 6. Kette zur Beschwerung der Plane auf der Wasserseite im Randbereich auslegen 7. Ggf. Plane auf der Landseite am System befestigen oder mit Sandsäcken o.Ä. punktuell beschweren 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,55	Ist	0,62
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,2	Ist	1,3
Randabdichtung	Die Plane wurde mit Hilfe von Klammern und Seilen an der Seitenwand hochgehalten. Im Randbereich unter Wasser wurden Sandsäcke aufgestapelt, die die Plane an die Seitenwand andrückten.			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,40 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,67			
Volleinstau	Ja <input checked="" type="checkbox"/>		Nein <input type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	120	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	5,5 / 19,5			
Leckagen	geringe Leckagen im Randbereich erkennbar. Flächiger geringfügiger Wasseraustritt über die gesamte Länge			
Anpassung an den Untergrund	sehr gut, keine Mängel vorzuweisen			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	35			
Benötigtes Zubehör	Schlauchschlüssel, Hilfseinrichtung zum Zusammenlegen der Plane, Spindel (nicht zwingend erforderlich, jedoch erheblich einfacher)			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Wasser aus dem Mobildeich ablassen 2. Kette entfernen 3. Plane entfernen, ausbreiten und zusammenfalten 4. Mobildeich mit Hilfe des Netzes an der Spindel befestigen und mitsamt des Drainagevlieses aufrollen. Das im System befindliche Wasser kann von allein aus dem System entweichen 			
Reinigungsarbeiten	Der Mobildeich kann von außen gereinigt werden. Bei der Verwendung von Brauchwasser ist ein anschließendes durchspülen mit Frischwasser erforderlich			

E.6 Öko-Tec Schlauchwall

Datum: 22-23.05.2018	
Bewertungsbogen Öko-Tec-Schlauchwall	
Hersteller	Öko-Tec Umweltschutzsysteme GmbH; Im Krötengrund 4, 63579 Freigericht-Horbach
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	mobiler Hochwasserschutz, Objektschutz
Anwendbare Untergründe	Asphalt und Beton, Pflastersteine, Kies und Schotter, Sand, Gras und Wiese
Systemgröße	SW-60
Schutzhöhe [m]	0,60
Systemhöhe [m]	0,60
Systembreite [m]	1,20
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	-
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	3,6 kg/m
Kopplungsart für die Befüllung	-
Packmaß [m]	Länge: 1,30 Breite: 0,70 Höhe: 0,70
Werkstoff	PVC- Gewebe
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
UV-Beständigkeit	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	5 Jahre Garantie
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	280 €/m
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	16 (hier gab es Schwierigkeiten beim Aufbau aufgrund der Länge des Systems; laut Herstellerangaben 9 min)
Benötigtes Zubehör	Kabeltrommel, Gebläse/Laubpuster, Heringe zum fixieren am Untergrund

Arbeitsschritte beim Aufbau	1. Schlauchwall auf dem Untergrund ausbreiten 2. Schlauchwall mit Hilfe des zugehörigen Luftgebläses aufblasen 3. Schlauchwall mit Heringen am Untergrund an den zugehörigen Ösen fixieren 4. Rote Plane über das System auf die zu schützende Seite umklappen und die Drainagematte auf dem grünen Geogitter aufbringen 5. Rote Plane wieder umklappen und auf die Drainagematte auflegen 6. Beschwerung der Plane mit zugehörigen Bleimatten (im Versuch wurden zusätzlich Sandsäcke verlegt, da die Bleimatten ein zu geringes Eigengewicht aufwiesen)			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,60	Ist	0,64
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,20	Ist	1,30
Randabdichtung	Die Randabdichtung wurde mit Hilfe von vorgefertigten Planensegeln, die im Regelfall für die Verbindung von zwei Elementen verwendet werden, durchgeführt. Das Planensegel wurde einseitig mit dem zugehörigen Reißverschluss am System befestigt und anschließend mit Hilfe von Klammern und Seilen an der Seitenwand hochgehalten. Das vordere Ende wurde mit Sandsäcken an den Seitenwänden angefügt.			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,67			
Volleinstau	Ja <input checked="" type="checkbox"/>		Nein <input type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate ohne Sandsäcke	bei	0,60 m	1.150	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	1,2			
Stationäre Sickerrate mit Sandsäcken	bei	0,60 m	300	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	16,6			
Leckagen	Geringe Leckagen im Randbereich erkennbar. Flächig erhöhter Wasserdurchtritt über die gesamte Schutzlänge.			
Anpassung an den Untergrund	Grundsätzlich kann sich das System aufgrund der flexiblen vorgelagerten Dichtungsbahn gut an den Untergrund anpassen. Es fehlt jedoch das notwendige Eigengewicht für eine ausreichende Abdichtung zum Untergrund. Dies kann jedoch behelfsmäßig mit einer zusätzlichen Sandsackauflage optimiert werden.			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	17 min			
Benötigtes Zubehör	Kabeltrommel, Luftpuster			
Arbeitsschritte beim Rückbau	1. Ventile vom Schlauchwall öffnen 2. Mit Hilfe des Luftgebläses Luft aus dem System saugen 3. Bleimatten entfernen 4. Rote Plane umklappen und Drainagematte zusammenrollen 5. System auf gewünschtes Maß Falten und zusammenrollen			
Reinigungsarbeiten	Das System mit einem Wasserschlauch abspülen. Vorteil hier ist die Füllung mit Luft. Dadurch besteht keine Gefahr der Schimmelbildung im inneren des Systems			

E.7 Flutschutz-Deichkade

Datum: 08.11.2018	
Bewertungsbogen Flutschutz-Deichkade	
Hersteller	Optimal Planen & Umwelttechnik GmbH, Horlecke 34 - 38, 58706 Menden
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	Mobiler Hochwasserschutz, Objektschutz
Anwendbare Untergründe	Grade Untergründe, Untergründe müssen frei von spitzen Gegenständen sein.
Systemgröße	0,80 cm / 7,5 m länge
Schutzhöhe [m]	0,60
Systemhöhe [m]	0,80
Systembreite [m]	3,92
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	2.800 l/Stk
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	72 kg/Stk
Kopplungsart für die Befüllung	B-Storz / Monsun-Ferederdruckventil
Packmaß [m]	Länge: 1,10 Breite: 0,70 Höhe: 0,45
Werkstoff	Kunststoffbeschichtetes Polyestergewebe
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
UV-Beständigkeit	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	k.A.
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	k.A.
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	55
Benötigtes Zubehör	Pumpe, Schlauchschlüssel, Adapter für den Monsun-Anschluss, Laubpuster

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. System der Transportbox entnehmen 2. Drainagematte und Systeme auslegen 3. Systeme mit Luft befüllen 4. Systeme miteinander verbinden 5. Systeme mit Wasser befüllen bei gleichzeitiger Entlüftung 6. Vorgelagerte Dichtungsbahn mit Sandsäcken beschweren 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,80	Ist	0,85
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	3,92	Ist	4,00
Randabdichtung	Der Randanschluss wird durch das Anpressen der Stirnseiten an die Seitenwände abgedichtet, zudem wird die vorgelagerte Dichtungsbahn an den Seitenwänden hochgezogen und mit Sandsäcken beschwert			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,91			
Volleinstau	Ja <input checked="" type="checkbox"/>		Nein <input type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	560	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	1,0 / 7,5			
Leckagen	Hohe Durchlässigkeit entlang der gesamten Schutzlinie, sehr gute Randabdichtung			
Anpassung an den Untergrund	Sehr gut			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	60			
Benötigtes Zubehör	Gebläse/Laubpuster, Schlauchschlüssel			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Ventile an den Systemen öffnen und warten bis die Systeme annähernd geleert sind 2. Einzelne Schläuche mit Laubpuster aufblasen und durch Anheben Wasser herausfließen lassen. ggf. Wiederholen 3. Mit Laubpuster Luft aus dem System saugen 4. Systeme falten (dritteln) und zusammenrollen 5. Systeme nach Herstellerangaben verpacken und einlagern 			
Reinigungsarbeiten	Die FLUTSCHUTZ-Deichkade kann von außen gereinigt werden. Bei der Verwendung von Brauchwasser ist ein anschließendes durchspülen mit Frischwasser erforderlich			

E.8 Aquariwa

Datum: 18.-19.10.2017	
Bewertungsbogen Aquariwa	
Hersteller	AQUARIWA GmbH, Forsthausweg 23, D-63263 Neu Isenburg
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	Mobiler Hochwasserschutz, Objektschutz
Anwendbare Untergründe	Grade Untergründe, geneigte Untergründe bis 5%, Untergründe müssen frei von spitzen Gegenständen sein.
Systemgröße	120
Schutzhöhe [m]	0,8 bei Wasserbefüllung / 1,2 bei Sandfüllung
Systemhöhe [m]	1,20
Systembreite [m]	1,20
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	1.357 l/Stk
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	25 kg/Stk
Kopplungsart für die Befüllung	Keine Kopplung benötigt
Packmaß [m]	Länge: 4,10 Breite: 1,20 Höhe: 0,005
Werkstoff	Glasfaserverstärkter Kunststoff (GFK)
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Beständigkeit	Salzwasser <input checked="" type="checkbox"/> UV-Strahlung <input type="checkbox"/> Säuren <input checked="" type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	GFK-Platte 30 Jahre, Wassersack 3 Jahre
Wiederverwendbarkeit	GFK-Platte Ja <input checked="" type="checkbox"/> Folie und Foliensack Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	Beim Kauf von 1 km = 249 €/m; 0,5 km = 279 €/m; 0,2 km = 309 €/m; 50m = 349 €/m
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	30 min Aufbau; 15 min Folie & Sandsäcke; 35 min befüllen
Benötigtes Zubehör	Pumpe

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Die glasfaserverstärkte Platte zu einem Zylinder biegen und mit dem Befestigungsmittel befestigen <ul style="list-style-type: none"> - Die Abrundung an der glasfaserverstärkten Platte muss außen am Zylinder sein 2. Gitternetz so eng wie möglich zusammenziehen 3. Zylinder aufstellen <ul style="list-style-type: none"> - Kontrolle, dass das Gitternetz innerhalb des Zylinders ist - Verschlüsse innerhalb der Schutzzone 4. Foliensack einlegen <ul style="list-style-type: none"> - Den Foliensack bis zum zweiten Verschluss an der Außenseite überziehen - Foliensack mit einem Besen im Inneren auf den Zylinderboden drücken 5. Zylinder aneinander stellen und mit der Befestigungsklammer verbinden <ul style="list-style-type: none"> - Zylinder mit Wasser auffüllen - Wasser bis an die Oberkante des Zylinders einfüllen 6. Dichtungsplane auf der Hochwasserseite befestigen <ul style="list-style-type: none"> - Dichtungsplane 2 Meter vor dem Zylinder mit Sandsäcken fixieren - Werden mehrere Dichtungsplanen benötigt, sind diese überlappend zu verlegen 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,20	Ist	1,20
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,20	Ist	variiert, oval: 1,05/1,33 m - 1,10/1,28 m
Randabdichtung	Die Randabdichtung wurde mit dem Verkleben der Folie an der Seitenwand hergestellt. Zusätzlich wurden Sandsäcke als Verstärkung der Folie gegen den Wasserdruck im Randbereich verbaut			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,80 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	1,07			
Überströmungssicher	Ja	<input type="checkbox"/>	Nein	<input checked="" type="checkbox"/>
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	64	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	3,0 / 8,0			
Leckagen	Leckagen im Randbereich sichtbar; Leckagen an den Kontaktstellen der einzelnen Tonnen sichtbar			
Anpassung an den Untergrund	Die Wassersäcke passen sich gut an den Untergrund an. Die Tonnen sinken in den Untergrund ein, sobald eine höhere Belastung als 60 cm vorhanden ist und der Untergrund aufgeweicht ist			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	24 min Wasser abpumpen, 30 min Rückbau inkl. Folie & Sandsäcke			
Benötigtes Zubehör	ggf. Gummihammer, Pumpe oder Messer			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Folienvorlage zurückbauen und Sandsäcke palettieren 2. Foliensäcke entweder abpumpen oder aufschneiden 3. Foliensäcke entnehmen und fachgerecht entsorgen 4. Zylinder auf die Seite kippen und das Gitternetz ganz öffnen 5. Befestigungsmittel der Zylinder lösen und den Zylinder öffnen 6. Zylinder auf Transportmittel verladen 			
Reinigungsarbeiten	Das System kann mit einem Wasserschlauch gereinigt werden			

E.9 Indutainer

Datum: 24.-25.08.2017	
Bewertungsbogen Indutainer	
Hersteller	INDUTAINER GmbH, Am Eggenkamp 13, 48268 Greven
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	Transport und Lagerung viskoser Produkte, Hochwasserschutz, Durchfahrtssperre, Ballast-Tank, Wassertank
Anwendbare Untergründe	Schüttgut, Wiese, Ackerland, sandige Böden, Asphalt, Zement, Fliesen, Plastik, Stahl
Systemgröße	Art. 4001
Schutzhöhe [m]	0,95
Systemhöhe [m]	1,10
Systembreite [m]	1,00
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	1.200 l/Stk
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	7 kg/Stk
Kopplungsart für die Befüllung	Füllstutzen ø 45 cm - keine Spezielle Kopplung notwendig
Packmaß [m]	Länge: 1,10 Breite: 1,00 Höhe: 0,09
Werkstoff	Polypropylen (PP), Polyethylen (PE) und Polyurethan (PU)
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input checked="" type="checkbox"/> beständig bis -25 °C Nein <input type="checkbox"/>
UV-Beständigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	1 Jahr bei Dauereinsatz; Innensack nur Einweg
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	1000 m: 95 €/Stk. 500 m: 100 €/Stk. 100 m: 107€/Stk.
Reparaturfähigkeit	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	Aufbau 39 min ; Befüllen 1:00 h (pumpenabhängig)
Benötigtes Zubehör	PE-Folie ca. 3,8 m Breite, Stärke 120 my; Kanthölzer 5,5 x 5,5 x 98 cm; Metallfüllrahmen, Clips (Kabelbinder)

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indutainer auseinanderklappen und aufstellen 2. Indutainer mit Hilfe der Holzplatten und der seitlich angebrachten Laschen miteinander verbinden. 3. Metallfüllrahmen auf den Indutainer legen und die Außenhülle (schwarze Folie) sowie den Foliensack (transparente Folie) über den Rahmen stülpen 4. Den Indutainer mit Wasser befüllen 5. Den befüllten Foliensack mit Hilfe von zwei Kabelbinder schließen 6. Die Aussenhülle mit Hilfe der angebrachten Bänder schließen 7. Dichtungsplane auf der Hochwasserseite befestigen. 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,10	Ist	1,09
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,00	Ist	1,05 bis 1,30
Randabdichtung	Die Randabdichtung wurde mit dem Verkleben der Folie an der Seitenwand hergestellt.			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,95 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	1,05			
Volleinstau	Ja <input type="checkbox"/>		Nein <input checked="" type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	38	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	3,5 / 6,0			
Leckagen	Im Randbereich sowie am Stoß der einzelnen Systeme waren Leckagen ersichtlich			
Anpassung an den Untergrund	sehr gut, keine Mängel vorzuweisen			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	Der Zeitbedarf konnte nicht exakt aufgenommen werden, da das System bei einem Wasserstand von 1,05 m versagte und infolge dessen einzelne Indutainer umgekippt sind, wobei Wasser ausgelaufen ist. Die Aufräumarbeiten lagen etwa bei 90 min			
Benötigtes Zubehör	Messer			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Sandsäcke und vorgelagerte Dichtungsbahn entfernen 2. Ventile öffnen und Wasser herauslaufen lassen 3. Sobald es möglich ist Kanthölzer entfernen 4. Restwasser durch Anheben des Systems herauslaufen lassen 5. Foliensäcke entfernen und fachgerecht entsorgen 6. System zusammenfalten und palettieren 			
Reinigungsarbeiten	Die äußere Reinigung kann mithilfe eines Wasserschlauchs durchgeführt werden			

E.10 Megasecur Water-Gate

Datum: 16-17.10.2019	
Bewertungsbogen Megasecur-Water-Gate	
Hersteller	Mega Secur Canada, Import in Europa: MegaSecur Europ in Frankreich
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	Hochwasserschutz , Wasserbauarbeiten
Anwendbare Untergründe	Keine Einschränkung
Systemgröße	WL2630
Schutzhöhe [m]	0,66
Systemhöhe [m]	0,66
Systembreite [m]	2,68
Füllvolumen [l/m ; l/Stk]	-
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m ; kg/Stk]	9,10 m = 39 kg
Kopplungsart für die Befüllung	-
Packmaß [m]	Länge: 1,20 m Breite: 0,44 m Höhe: 0,31 m
Werkstoff	PVC Leinwand Polyester Netz 750 g/m ² / Polyethylen-Gewebe 300 g/m ²
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
UV-Beständigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	30 Jahre
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	ca. € 395 bei Einzelstück 9,1 m Länge ca. € 368 bei Einzelstück 15,2 m In Schnellverlege-Boxen mehrere gekoppelte Sperren gelagert, Preis auf Nachfrage
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	15 min. (mit Verbindung von 2 Elementen vor Ort) 2 min. (Alleiniges Ausrollen des Systems auf 15 m länge)
Benötigtes Zubehör	Vereinzelt Sandsäcke

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Water-Gate aus Tragevorrichtung entnehmen positionieren 2. Water-Gate mit der offenen Seite zum Einstaubereich ausrollen und auseinanderfalten 3. Nachfolgendes Element positionieren, ausrollen und auseinanderfalten 3. Die jeweiligen Enden der Systeme mit vorhandener Klettvorrichtung verbinden 4. Enden beider Systemelemente mit Klettvorrichtung verbinden 5. System entlang der Schutzlinie ausrichten 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,66	Ist	0,71
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	2,68	Ist	2,68
Randabdichtung	Die Randabdichtung wurde durch Hochführen des Systems mit Hilfe von Seilen und dem Verbau von Sandsäcken im Anschlussbereich realisiert			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,66 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,71			
Volleinstau	Ja <input checked="" type="checkbox"/>		Nein <input type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	120	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	5,5 / 24,5			
Leckagen	Geringe Leckagen an der Verbindungsstelle. Diese konnte durch den Einbau eines Folienstückes minimiert werden			
Anpassung an den Untergrund	Durch das relative dünne Planenmaterial, passt sich das System sehr gut an den Untergrund an. Das System gibt es mit den Variante mit und ohne Bleiband. Bei sehr unruhigem Untergrund können durch das Bleiband Öffnungen entstehen und die Durchlässigkeit des Systems wird dadurch erhöht			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	7			
Benötigtes Zubehör	-			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Restwasser durch Anheben entfernen 2. Systemelement ausbreiten 3. Systemelement auf erf. Breite falten und zusammenrollen 			
Reinigungsarbeiten	Water-Gate kann von außen mit einem Wasserschlauch gereinigt werden			

E.11 Plettac Aqua Defence

Datum: 18.-19.10.2017	
Bewertungsbogen Plettac Aqua Defence	
Hersteller	ALTRAD PLETTAC ASSCO GmbH Daimlerstraße 2 - 58840 Plettenberg
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	Linienhafter Hochwasserschutz
Anwendbare Untergründe	Harte und weiche Untergründe, empfindliche Beläge in Verbindung einer Anti-Rutschmatte
Systemgröße	5F HWS Stützbock 130
Schutzhöhe [m]	1,30
Systemhöhe [m]	1,30
Systembreite [m]	1,30
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	-
Überlappungslänge [m]	-
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	Stützbock (17,5 kg); Aussteifungsrahmen (9,2 kg); Randriegel (3,7 kg); Schutzplatte (11 kg), Schutzplane (24,2 kg)
Kopplungsart für die Befüllung	-
Packmaß [m]	Spezieller-Abrollcontainer mit den Abmessungen 6900 x 2550 x 2100 mm für 270 lfm
Werkstoff	Feuerverzinkte Stahlböcke und Riegel, Hartschaumplatten, Planenmaterial
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Beständigkeit	Salzwasser <input checked="" type="checkbox"/> UV-Strahlung <input checked="" type="checkbox"/> Säuren <input checked="" type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	k.A.
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	k.A.
Reparaturfähigkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	Konstruktion 16 min; vorgelagerte Dichtungsbahn 12 min
Benötigtes Zubehör	ggf. Hammer

Arbeitsschritte beim Aufbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Aufklappen und Arretierung der Stützböcke 2. Einlegen der Aussteifungselemente 3. Ausrichten der Elemente 4. Einschieben der Hartschaumplatte 5. Unebenheiten ausgleichen (Sandsäcke) 6. Abrollen und befestigen der Dichtplane <ul style="list-style-type: none"> - Zum Einbauen der Platten und Plane sind die oberen Plattenhalter in Hochstellung einzustellen - Zur Fixierung der Platten und Plane sind die oberen Plattenhalter in Verschlussstellung einzustellen 7. Beschweren der Dichtplane mit Sandsäcken 			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,3	Ist	1,3
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	1,3	Ist	1,3 m am Fuß; 1,2 m Abstand Mitte Fuß
Randabdichtung	Die Randabdichtung wurde mit dem Verkleben der vorgelagerten Dichtungsbahn an der Seitenwand hergestellt. Zusätzlich wurde eine Stützkonstruktion aus verschiedenen Materialien als Verstärkung der vorgelagerten Dichtungsbahn gegen den Wasserdruck im Randbereich errichtet			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	1,30 m	Ja <input type="checkbox"/>	Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	1,21			
Volleinstau	Ja <input checked="" type="checkbox"/> *		Nein <input type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate	bei	0,60 m	129	l/h/m
Messzeitraum / Gesamte Einstaudauer [h]	3,0 / 7,5			
Leckagen	Auf der ganzen Länge war eine sehr geringe Durchströmung unter der Folie zu erkennen			
Anpassung an den Untergrund	Das System selbst ist im Vergleich zu den wassergefüllten Systemen eher weniger anpassungsfähig an einen veränderlichen Untergrund. Dies wird aber durch die vorgelagerte Dichtungsbahn behoben			
Anmerkung	*Das System konnte lokal überströmt werden, jedoch würde der Stützbock ohne Sicherungsmaßnahme weiter absinken und vermutlich ein Versagen des Systems hervorrufen.			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	18			
Benötigtes Zubehör	ggf. Hammer			
Arbeitsschritte beim Rückbau	<ol style="list-style-type: none"> 1. Entfernen der Sandsäcke von der Dichtplane 2. Entriegeln der Plattenhalter 3. Entfernen und zusammenfalten der Dichtplane 4. Demontage der Hartschaumplatten 5. Demontage der Aussteifungsriegel 6. Zusammenklappen der Stützböcke 			
Reinigungsarbeiten	Das System kann mit einem Wasserschlauch gereinigt werden			

E.12 NOAQ Boxwall

Datum: 15-16.05.2018	
Bewertungsbogen Boxwall	
Hersteller	Fritz Raschel Feuerschutz GmbH; Bodenseestraße 22; 87700 Memmingen
Systemmerkmale	
Anwendungsbereich	Mobiler Hochwasserschutz, Objektschutz, Wasserführung
Anwendbare Untergründe	Feste und ebene Unterlage wie Straßenbeläge und Betonfußböden
Systemgröße	BW-50
Schutzhöhe [m]	0,50
Systemhöhe [m]	0,528
Systembreite [m]	0,68
Füllvolumen [l/m; l/Stk]	-
Überlappungslänge [m]	0,08
Eigengewicht leer [kg/m; kg/Stk]	3,4 kg/Stk. -> 81,6 kg/15 m
Kopplungsart für die Befüllung	-
Packmaß [m]	Länge: 1,20 Breite: 0,70 Höhe: 0,70
Werkstoff	ABS – Acrylnitril-Butadien-Styrol
Anfälligkeit gegen Frost	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Beständigkeit	Salzwasser <input checked="" type="checkbox"/> UV-Strahlung <input checked="" type="checkbox"/> Säuren <input checked="" type="checkbox"/>
Lebensdauer [Jahre]	k.A
Wiederverwendbarkeit	Ja <input checked="" type="checkbox"/> Nein <input type="checkbox"/>
Kosten pro Meter/ Stück [€]	k.A
Reparaturfähigkeit	Ja <input type="checkbox"/> Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Systemaufbau (Länge 15 m, Rasenuntergrund)	
Personenanzahl [Stk]	2
Zeitbedarf [min]	5
Benötigtes Zubehör	-

Arbeitsschritte beim Aufbau	1. Boxwall-Kunststoffwinkel (Box) mit der Dichtung nach unten und mit dem unteren Schenkel Richtung Einstaubereich auf den Untergrund aufstellen 2. Boxen von links nach rechts auslegen (von der trockenen Seite aus gesehen) und nach und nach mit Hilfe der Verbindungsvorrichtung an der Vorderkante sowie der Sperrfunktion an der Oberkante zusammenfügen. 3. Anbringen der Klammern über den einzelnen Strößen			
Systemhöhe im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,528	Ist	0,528
Systembreite im aufgebauten Zustand [m]	Soll	0,68	Ist	0,68
Randabdichtung	Die Abdichtung erfolgte mit einer Kunststoffdichtungsbahn sowie durch zusätzliche Beschwerung mit Sandsäcken			
Hydrostatische Belastungen - Sickerratenmessung				
Standsicherheit	bei	0,60 m	Ja <input type="checkbox"/>	Nein <input checked="" type="checkbox"/>
Standsicherheit nach Herstellerangaben	bei	0,50 m	Ja <input checked="" type="checkbox"/>	Nein <input type="checkbox"/>
Maximale Einstauhöhe [m]	0,5			
Volleinstau	Ja <input checked="" type="checkbox"/>		Nein <input type="checkbox"/>	
Stationäre Sickerrate ohne Sandsackauflage	bei	0,50 m	998	l/h/m
Messzeitraum [h]	4,0			
Stationäre Sickerrate mit Sandsackauflage auf Lücke	bei	0,50 m	600	l/h/m
Messzeitraum [h]	1,5			
Stationäre Sickerrate mit durchgehender Sandsackauflage	bei	0,50 m	500	l/h/m
Messzeitraum [h]	1,0			
Gesamteinstaudauer [h]	8,0			
Leckagen	Der Randbereich wies nur sehr geringe Leckagen auf			
Anpassung an den Untergrund	eher ungünstig			
Rückbau				
Personenanzahl [Stk]	2			
Zeitbedarf [min]	3,5			
Benötigtes Zubehör	-			
Arbeitsschritte beim Rückbau	1. Klammern entfernen 2. Boxen von rechts nach links aus den Verbindungsvorrichtungen lösen 3. Für den Abtransport stapeln			
Reinigungsarbeiten	Reinigen mit Hilfe eines Wasserschlauches			

Lebenslauf

Persönliche Daten:

Name: Christopher Massolle
Geburtsdatum: 20.04.1983
Geburtsort: Eckernförde
Familienstand: verheiratet, 3 Kinder
Staatsangehörigkeit: deutsch



Berufliche und studienbegleitende Tätigkeiten

Seit 06.2021	Projektingenieur bei Inros Lackner SE, Bremen
04.2015 – 02.2021	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Wasserbau, Hochschule Bremen
03.2013 - 03.2015	Studentische Hilfskraft am Institut für Wasserbau, Hochschule Bremen
10.2012 – 12.2012	Studienbezogenes Praktikum bei Inros Lackner AG, Bremen - Vegesack
08.2007 – 07.2008	Zimmerer bei Billund Savværk, Billund, Dänemark
09.2003 – 07.2007	Traditionelle Wanderschaft als Zimmerer

Hochschulausbildung

07.2023	Promotion zum Dr.-Ing. an der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
02.2013 - 03.2015	Studium des Bauingenieurwesens an der Hochschule Bremen, Abschluss: Master of Science
10.2012 – 12.2012	Studium des Bauingenieurwesens an der Hochschule Bremen, Abschluss: Bachelor of Science

Berufsausbildung

08.2008 - 07.2009	Meisterschule zum Zimmerermeister, Handwerkskammer Flensburg. Abschluss: Zimmerermeister
-------------------	--

08.2000 – 07.2003 Ausbildung zum Zimmerer, THK- Bau, Neuberend,
Abschluss: Zimmermann

Publikation

Peer-Reviewed Massolle, C.; Lankenau, L.; Koppe, B. (2018): Emergency Flood Control: Practice-Oriented Test Series for the Use of Sandbag Replacement Systems. Geosciences Vol. 8, Issue 12, Artikel 389629, Online verfügbar unter: <https://doi.org/10.3390/geosciences8120482>

Lankenau, L.; Massolle, C.; Koppe, B.; Krull, V. (2020): Sandbag Replacement Systems – a nonsensical an costly alternative to sandbagging?. Natural Hazards & Earth System Sciences, 20. Jg., Nr. 1, Online verfügbar unter: <https://doi.org/10.5194/nhess-20-197-2020>

Fachaufsätze Koppe, B.; Massolle, C.; Krebs, A.; Daedler, K. (2015): Abwehrender Hochwasserschutz mit wassergefüllten Schlauchkonstruktionen – Flutschutz-Quellkade und Flutschutz-Auflastfilter. Proc. 5. Symposium 'Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen', Universität Siegen

Koppe, B.; Massolle, C.; Krebs, A.; Daedler, K. (2016): Prevention from Dike Failure by Emergency Flood Control Measures. 3rd European Conference on Flood Risk Management (FLOODrisk 2016), In E3S Web of Conferences (Vol. 7, p. 19003), EDP Sciences, Online verfügbar unter: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160719003>

Massolle, C.; Koppe, B. (2017): Projekt DeichSCHUTZ Entwicklung von Systemen zur Minderung des Auftriebs in versagensgefährdeten Flussdeichen. Tagungsband HTG-Kongress 13.-15.9.2017 Duisburg, Hafentechnische Gesellschaft e.V., Hamburg

Massolle, C.; Lankenau, L.; Koppe, B.; Schlurmann, T. (2019): Operativer Hochwasserschutz - Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen in praxisorientierten Versuchsreihen. Tagungsband vom 21. Treffen der Jungen Wissenschaftler, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Online verfügbar unter: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/106551>

Massolle, C.; Lankenau, L.; Koppe, B.; Schlurmann, T. (2019): Operativer Hochwasserschutz - Eignung, Einsatz und Leistungsfähigkeit von Sandsackersatzsystemen in

praxisorientierten Versuchsreihen. Wasser und Abfall, Ausgabe 9/2019, DOI:[10.1007/s35152-019-0120-1](https://doi.org/10.1007/s35152-019-0120-1)

Mitgliedschaften

- | | |
|-----------|--|
| seit 2019 | Mitglied beim Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau – (BWK) e.V. (aktive Mitarbeit in der Arbeitsgruppe 3.2: Mobile Hochwasserschutzsysteme) |
| seit 2017 | Mitglied der Gesellschaft der Förderer des Ludwig-Franzius-Instituts e.V. |
| seit 2012 | Mitglied der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. (2015-2019 aktive Mitarbeit bei der Jungen HTG in der Planung und Organisation von Netzwerktreffen, Workshops und Fachexkursionen) |

Auszeichnung und Preise

- | | |
|------|---|
| 2017 | Bester Vortrag beim 6. Promovierenden-Symposiums an der Hochschule Osnabrück |
| 2016 | Bester Vortrag beim Promotionssymposium an der Hochschule Bremen |
| 2011 | 1. Platz des Entwurfswettbewerbs vom Verband Beratender Ingenieure (VBI) „Stadt der Zukunft“ 2011 |

Bremen, Juli 2023

