12.03.2026

Tagebausee Hambach
Ufersicherung gegen Windwellenerosion

Antrag auf Planfeststellung nach § 68 Abs. 1 WHG

Grundlagenbericht
Anlage A-UST 2



Abbildung: Visualisierung des Endzustandes des gefüllten Tagebausees Hambach (RWE Power AG)

TRACTEBEL GmbH
Gotenstraße 12 | 20097 Hamburg
Tel: +49 40 259-4122
www.tractebel-engie.com

INHALTSVERZEICHNIS

ABBILDUNGSVERZEICHNIS IV

TABELLENVERZEICHNIS VI

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS VII

1 ÜBERBLICK 1

1.1 Lage des Planungsgebietes 2

1.2 Zielstellung 3

2 PROJEKTRANDBEDINGUNGEN 5

2.1 Befüllkurve 5

2.2 Wellenhöhen 6

2.3 Erdstatische Angaben 7

2.3.1 Kippenaufbau und Böschungen 7

2.3.2 Bodenkennwerte 8

2.3.3 Baugrundverformungen 9

2.3.4 Sedimenttransport an als Sonderbereiche eingestuften Böschungsbereichen 9

3 THEORETISCHE GRUNDLAGEN UND DATEN 11

3.1 Vorschriften und Normen 11

3.2 Wellenparameter 11

3.3 Wellentheorie 12

3.4 Wellencharakteristik (Tiefeneinfluss) 14

3.5 Flachwassereffekte 15

3.6 Strömungen 16

3.6.1 Seegangsinduzierte Strömungen 17

3.6.2 Windinduzierte Strömungen (Driftströmungen) 18

3.7 Sedimenttransport 19

3.8 Einfluss eines Sturmereignisses auf Böschungen unter Wellenangriff (Sonderfall: Ufersicherungen) 20

3.9 Einfluss eines Wasserspiegelanstiegs auf Böschungen unter Wellenangriff (Sonderfall: Einleitbauwerk) 21

4 BEMESSUNGSMETHODIK 23

4.1 Bemessungsparameter technisch-biologische Ufersicherung 23

4.2 Bemessung von Schüttsteinen 23

4.2.1 Bemessung nach Hudson 23

4.2.2 Bemessung nach Van der Meer 26

4.2.3 Auswahl der Steinklasse 28

4.3 Bemessung von Flächensicherungen 29

4.4 Bemessung von geotextilen Sandcontainern 29

4.5 Bemessung der geotextilen Filterschicht 29

4.5.1 Allgemeines 30

4.5.2 Mechanische Filterwirksamkeit 30

4.5.3 Hydraulische Filterwirksamkeit 31

4.5.4 Kolmationssicherheit 31

4.5.5 Filterdicken 32

4.5.6 Robustheit 32

LITERATURVERZEICHNIS 33

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1: Visualisierung des Tagebauendstand (RWE Power AG) 3

Abb. 2: Prognostizierte Wasserstände und Füllgrad im zeitlichen Verlauf 6

Abb. 3: Maximalwerte der signifikanten Wellenhöhe über die Wasseroberfläche hinweg für die Sturmsimulation bei Wasserspiegellage +65 m NHN (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023) 7

Abb. 4: Regelprofile Kippenaufbau mit Poldern und Stützdämmen (Auszug aus Schnittdarstellung Einleittrasse der RWE Power AG) 8

Abb. 5: Kippenaufbau aus Poldern und Stützdämmen der Innenkippe (Systemdarstellung: nicht entlang der Einleittrasse, RWE Power AG) 8

Abb. 6: Nordwestböschung der Innenkippe des Tagebaus Hambach (GTB-Aachen, Stand Juli 2021) 8

Abb. 7: Definition von Wellenparametern (Zanke, 2002) 12

Abb. 8: Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien (Zanke, 2002) 13

Abb. 9: Klassifikation der Wellentheorien und mathematische Voraussetzungen (KFKI, 2020) 13

Abb. 10: Klassifikation der Wellentheorien und mathematische Voraussetzungen (Zanke, 2002) 14

Abb. 11: Zusammenhang Tiefeneinfluss und Wellenbewegung (Zanke, 2002) 15

Abb. 12: Refraktion von Wellen (KFKI, 2020) 15

Abb. 13: Für den Sedimenttransport in Tagebauseen betrachtungsrelevante Strömungen (Zanke, 2002) 16

Abb. 14: Wellenbewegung und Druckverteilung im Tiefwasserbereich (Zanke, 2002) 17

Abb. 15: Sohlnahe Rückströmung (Zanke, 2002) 17

Abb. 16: Uferparallele Strömung (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023) 18

Abb. 17: Schematische Darstellung von Windstauursachen und -prozessen im Längsprofil eines Seegebietes (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023) 19

Abb. 18: Schematische Darstellung des Sommer- und Winter-Profils: Unter erhöhtem Wellenangriff im Winter kommt es zu einer Erosion in Küstennähe (Bosboom & Stive, 2021). Die Abkürzung MSL steht für den Mittleren Meereswasserspiegel. 20

Abb. 19: Schematische Darstellung des Bruun-Effekts: das Profil bewegt sich infolge des Meeresspiegelanstiegs nach oben und landwärts (Bosboom & Stive, 2021) 21

Abb. 20: Uferdeformation durch ein idealisiertes Profil bei Wellenbelastung (LMBV, 2001) 22

Abb. 21: Umrechnungsformeln verschiedener Einheiten von Deckwerkssteinen (BAW, 2011) 24

Abb. 22: Bemessungsformeln nach Hudson (KFKI, 2020) 25

Abb. 23: Bemessungsformeln nach Van der Meer (KFKI, 2020) 27

Abb. 24: Zulässiges Abstandsverhältnis O_{90}/d_{50} (DWA, 2017) 30

TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 1: Charakteristische Daten (Angaben RWE Power AG).....5

Tab. 2: Orientierende Kennwerte Mischboden 1 (M1) (Angaben RWE Power AG – 17.06.2024).....9

Tab. 3: Begriffsdefinition zum Sedimenttransport (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023).....19

Tab. 4: TBU Widerstandsparameter für Strömung und Wellenhöhe 23

Tab. 5: Anforderung an die Größenverteilung in den Standard-Steinklassen (Deutsche Institut für Normung e.V., 2002).....28

Tab. 6: Anforderungen an die Massenverteilung der leichten Standard-Gewichtsklassen in der Kategorie B (Deutsche Institut für Normung e.V., 2002).....28

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

BAW	*Bundesanstalt für Wasserbau*
GBB	*Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- & Sohlensicherung an Binnenwasserstraßen*
GD	*Geologischer Dienst*
GSC	*Geotextile Sandcontainer*
IWD	*Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik*
KD	*Dimensionsloser Koeffizient in Hudson-Formel*
KFKI	*Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen*
KVBG	*Kohleverstromungsbeendigungsgesetz*
LF	*Lastfall*
LMBV	*Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft GmbH*
NRW	*Nordrhein-Westfalen*
NHN	*Normalhöhennull*
RfS	*Richtlinie für Standsicherheit*
TBU	*Technisch-biologische Ufersicherung*
WSP	*Wasserspiegel*

1 Überblick

Für den Tagebau Hambach leitet sich gemäß des Stilllegungspfades des Kohleverstromungsbeendigungsgesetzes (KVBG) ein deutlich verminderter Braunkohlenbedarf ab, sodass die Braunkohlenförderung im Jahr 2029 endet. Der am 19.12.2024 vom Ministerium für Wirtschaft, Industrie, Klimaschutz und Energie des Landes Nordrhein-Westfalen genehmigte Braunkohlenplan „Braunkohlenplan Hambach für das geänderte Tagebauvorhaben aufgrund des Kohleverstromungsbeendigungsgesetzes“ sieht vor, mit der Befüllung des Tagebausees Hambach ab dem Jahr 2030 zu beginnen und diese möglichst bis zum Jahr 2070 abzuschließen. Der Tagebausee Hambach ist ein wichtiger Baustein bei der finalen Wiedernutzbarmachung des Bergbaubetriebs und dient auch der Beschleunigung des natürlichen Wiederanstiegs des zu Bergbauzwecken abgesenkten Grundwasserspiegels.

Das zur Befüllung der Tagebaumulde benötigte Wasser wird dem Rhein bei Dormagen entnommen und über die bereits in Bau befindliche Rheinwassertransportleitung (RWTL) bis an den Tagebaurand geführt. Die Einleitung von bis zu 13,5 m³/s Rheinwasser in den Tagebausee erfolgt über ein nördlich von Elsdorf zu errichtendes Einleitbauwerk bestehend aus einer Kombination von erdverlegten Rohrleitungen und Kaskadengerinnen. Das Einleitbauwerk schließt an das Auslaufbauwerk der RWTL an. Dabei werden auch Wässer der nachlaufenden Sümpfung eingeleitet, mit der die laufende Grundwasserentnahme in reduziertem Umfang im Nahbereich des Tagebausees fortgeführt wird. Sie erzeugt einen hydraulischen Gradienten vom entstehenden See in das umliegende Gebirge, der während der Befüllung des Sees zur Standsicherheit der Böschungen beiträgt. Bei Erreichen des Zielwasserspiegels von +65 m NHN wird der Tagebausee eine Wasserfläche von rd. 3.530 ha und eine Tiefe von bis zu rd. 345 m aufweisen. Nach erfolgtem Grundwasserwiederanstieg unterstützt der Tagebausee durch den gewählten Zielwasserspiegel und zuströmendes Grundwasser die erforderlichen Niedrighaltungsmaßnahmen des Erftverbandes in der Erftniederung. Der Tagebausee wird über ein in einem separaten Planfeststellungsverfahren zu genehmigendes Ablaufgewässer mit Ableitung in Richtung Erft in den natürlichen Wasserhaushalt eingebunden.

Für die Umsetzung des Gesamtvorhabens „Tagebausee Hambach“ mit seinen Teilvorhaben

- Herstellung des Tagebausees,
- nachlaufende Sümpfung

ist die Durchführung eines wasserrechtlichen Planfeststellungsverfahrens gemäß § 68 Abs. 1 WHG erforderlich. Eine ausführliche rechtliche Einordnung ist dem Erläuterungsbericht zu entnehmen.

Die Herstellung des Tagebausees Hambach schließt Maßnahmen des Uferausbaus, die limnologische Entwicklung des Tagebausees, das Einleitbauwerk sowie dessen Funktion in Natur und Landschaft einschließlich der Interaktion mit dem Grundwasser ein. Mit dem Einleitbauwerk werden das mittels der RWTL entnommene Wasser aus dem Rhein sowie eine Teilmenge der Wässer der nachlaufenden Sümpfung in die Seekubatur geführt. Die nachlaufende Sümpfung beinhaltet die zeitlich befristete Fortführung der Grundwasserentnahme zur Gewährleistung der

Standsicherheit. Eine ausführliche technische Beschreibung ist dem Erläuterungsbericht zu entnehmen.

Zum Schutz gegen Windwellenerosion wird das Böschungssystem der Seemulde auf Höhe des Zielwasserspiegels grundsätzlich mit einer flachen Wellenschlagzone mit einer Neigung von 1:25 bis 1:30 angelegt. Die Neigung der Wellenschlagzonen resultiert aus der Betrachtung des windinduzierten Wellenaufbaus und den zu erwartenden Wellenhöhen. Kleinräumig wird es Uferbereiche innerhalb des künftigen Tagebausees Hambach geben, die mit Blick auf den zu erwartenden Windwellenangriff einer detaillierten Betrachtung dahingehend bedürfen, ob im Einzelfall bauliche Sicherungsmaßnahmen zur Vermeidung von rückschreitenden Erosionsprozessen und einer entsprechenden Verlagerung der Uferlinie erforderlich sind. Hierbei handelt es sich um Bereiche, in denen das Anlegen der flachen Wellenschlagzone nicht möglich sein wird oder die eine besonders windexponierte Lage aufweisen. Von der RWE Power AG wurden diese Bereiche identifiziert und es wurde anhand von Lage- und Schnittdarstellungen festgelegt, welche Teilbereiche sich nicht aufgrund von Windwellenerosionen verändern dürfen. Die gewählte Böschungsgeometrie berücksichtigt die gebirgsmechanischen Vorgaben und ist so bemessen, dass die Standsicherheit der Gesamtböschung als auch der Einzelböschungen der Tagebauseen für die Befüllungsphase sowie auch im dauerhaften Endzustand nachgewiesen ist. Die Grundlage für die geotechnischen Untersuchungen und Beurteilungen der Standsicherheit von Randböschungen und bleibenden Böschungen und der zugehörigen Hochkippen sowie Restseen (Tagebauseen) in Nordrhein-Westfalen (NRW) bildet die Richtlinie für die Untersuchung der Standsicherheit von Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlenbergwerke („RfS“) der Bezirksregierung Arnsberg. Weiterführende Informationen zur Standsicherheit der Tagebauseeböschungen können dem “Geotechnischen Fachbeitrag zur Standsicherheit der Tagebauseeböschungen” entnommen werden.

Die Befüllung der Tagebaumulde erfolgt über ein Einleitbauwerk im Norden des Tagebaus. Durch das Einleitbauwerk wird ein Höhenunterschied von ca. 365 m über eine Länge von 4,1 km überwunden. Dabei wird die Energie des Wassers durch einen kaskadenartigen Aufbau aus Gerinnen in den Steilstrecken und Rohrleitungen in den Flachstrecken dissipiert. Da sich das Einleitbauwerk durch seine Bauweise über eine Mehrzahl von Bermen und Böschungen erstreckt, müssen entlang dessen Verlauf ebenfalls Erosionssicherungen vorgesehen werden, damit größere Sedimentumlagerungen durch Extremereignisse vermieden werden.

In diesem Dokument werden die Grundlagen, die der Bemessung der Sicherungsmaßnahmen zugrunde liegen, erläutert.

1.1 Lage des Planungsgebietes

Das Rheinische Braunkohlerevier liegt in Nordrhein-Westfalen in der Niederrheinischen Bucht im Städtedreieck Aachen, Mönchengladbach und Bonn. Die RWE Power AG betreibt dort die 3 aktiven Tagebaue Inden, Hambach und Garzweiler. Der Tagebau Hambach liegt zwischen der Stadt Jülich (Kreis Düren) und Kerpen (Rhein-Erft-Kreis). Im Norden grenzt die Stadt Elsdorf an den Tagebau, südöstlich liegt der sog. Hambacher Forst. Südlich davon verläuft die Autobahn A4. Abb. 1 visualisiert den Tagebauendstand bevor die Befüllung des Tagebaurestloches beginnt.



Abb. 1: Visualisierung des Tagebauendstands (RWE Power AG)

1.2 Zielstellung

Bei der Betrachtung von windwelleninduzierten Erosionen an den Böschungen der Tagebauseen ist grundsätzlich zwischen zwei Bereichen zu unterscheiden:

Böschungsbereiche mit temporärer Einwirkung durch Windwellen:

Diese Böschungsbereiche des Tagebausees sind während der Befüllphase der Erosion durch Windwellen nur vorübergehend ausgesetzt und werden im Zuge der Befüllung sukzessive vom ansteigenden Seewasserspiegel überdeckt. Maßnahmen zur Erosionssicherung, wie die Herstellung einer flach geneigten Wellenschlagzone oder technisch/bauliche Erosionsschutzmaßnahmen zur Reduzierung von Sedimentumlagerungen, sind an diesen Böschungen daher nicht vorgesehen. Die Böschungen werden allerdings während des Anstiegs des Seewasserspiegels im Rahmen eines Böschungsmonitorings hinsichtlich möglicher Erosionserscheinungen oder lokaler Umbildungen überwacht. Zu diesem Zweck wird ein entsprechendes Monitoringkonzept erstellt (vgl. Anlage A-MON zum Monitoringkonzept), damit lokale Erosionserscheinungen oder Umbildungen erkannt und auf Basis einer geotechnischen Bewertung gezielt saniert werden können.

Einen Sonderfall stellt das Einleitbauwerk dar. Denn das Einleitbauwerk erstreckt sich vom Auslaufbauwerk der Rheinwassertransportleitung bis hinunter in die Tagebauseemulde. Die direkt angrenzenden Böschungen dürfen sich während des Befüllvorgangs nicht umlagern und müssen daher mit geeigneten Erosionsschutzmaßnahmen befestigt werden.

Böschungsbereiche mit dauerhafter Einwirkung durch Windwellen:

Diese Bereiche befinden sich auf Höhe des Zielwasserspiegels und sind einer permanenten Belastung durch Windwellen ausgesetzt. Um das Erosionspotenzial im Endzustand gering zu halten, wird die Wellenschlagzone mit flachen Böschungsneigungen von 1:25 bis 1:30 ausgebildet, abhängig von der Lage der Böschung in Bezug auf die Hauptwindrichtung und die daraus resultierenden Windwellenhöhen. Können die geometrischen Vorgaben zum Anlegen der

Wellenschlagzone im Bereich des Zielwasserspiegels aufgrund betrieblicher oder planerischer Randbedingungen nicht eingehalten werden, sind weiterführende Untersuchungen erforderlich. So können bei Bedarf Erosionsschutzmaßnahmen für diese Sonderbereiche festgelegt und das Erosionspotential begrenzt werden.

Derartige Sonderbereiche entlang der Uferlinie stellen hier die Bereiche Flachwasserzone Südböschung, Seequartier Elsdorf und die Außenecke Manheimer Bucht dar. Diese Bereiche wurden im Detail untersucht und geeignete Sicherungsmaßnahmen in Abhängigkeit der anfallenden Belastungen dimensioniert.

Wenn die Belastungen infolge von Welle und Strömung zu hoch für naturnahe Sicherungen sein sollten, kommen andere Sicherungsmaßnahmen wie z.B. Steinschüttungen zum Einsatz. Um diese Sicherungen naturnah zu gestalten, können im Untergrund sog. „schlafende“ Sicherungen eingebaut werden, die mit kulturfähigen Boden überdeckt und nachfolgend gemäß Pflanzplan und Abschlussbetriebsplanung begrünt werden.

2 Projektrandbedingungen

In diesem Kapitel werden die wesentlichen Projektrandbedingungen, die für die Bemessung der Sicherungsmaßnahmen relevant sind, vorgestellt. Charakteristische Daten des Tagebausees Hambach sind der Tab. 1 zu entnehmen.

Tab. 1: Charakteristische Daten (Angaben RWE Power AG)

Parameter/Kriterium	Betrag/Erläuterung
Fläche	ca. 3530 ha
Volumen	ca. 4300 Mio. m^3
Maximale Wassertiefe	ca. 345 m
Endwasserstand	+65 m NHN
Befüllzeitraum	rd. 40 Jahre
Befüllung mit	Rheinwasser und Wasser der nachlaufenden Sümpfung
Vorfluteinbindung	Ablaufgewässer mit Anschluss an die Erft

2.1 Befüllkurve

Der Beginn der Befüllung des Tagebausees ist im Jahr 2030 geplant. Der Zielwasserspiegel von +65 m NHN wird erstmalig nach rund 40 Jahren erreicht. Zur Auffüllung der Grundwasserkörper wird nach Erreichen des Zielwasserspiegels für einen begrenzten Zeitraum weiter Wasser in den Tagebausee zugeführt. Es wird davon ausgegangen spätestens im Jahr 2095 die Einleitung vollständig einstellen zu können (Anlage A-GWM).

Die prognostizierte Entwicklung des Seewasserstands, über den Befüllzeitraum hinweg, ist in Abb. 2 dargestellt. Die blaue Kurve zeigt den prognostizierten Wasserstandsanstieg während des Befüllvorgangs über die Jahre. Die Ermittlung der Jahreszahlen erfolgt annährungsweise. Einzelne Wasserstandsangaben sind als rote waagerechte Linien in der Abbildung eingezeichnet. Es handelt sich dabei um die Wasserstände, die von dem Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) und der Gesellschaft für Wissens- und Technologietransfer (GWT) an der TU Dresden für die Simulation von Strömungen und Sedimenttransport ausgewählt wurden. Die für die Sicherungssysteme relevanten Ergebnisse der Simulationen werden in Kap. 2.2 besprochen.



Abb. 2: Prognostizierte Wasserstände und Füllgrad im zeitlichen Verlauf

Aus Abb. 2 ist ersichtlich, dass der Wasserstand des Tagebausees in den ersten Jahren der Befüllung sehr schnell ansteigt. Ursache dafür ist der wachsende Umfang des Sees mit zunehmender Höhe.

2.2 Wellenhöhen

Die Böschungen des Tagebausees Hambach unterliegen erheblichen Belastungen aus Windwellenschlag, wobei die Wellenhöhen je nach Wasserstand variieren. Das Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) und die Gesellschaft für Wissens- und Technologietransfer (GWT) an der TU Dresden haben diese Belastungen mit einem numerischen, hydro-morphodynamischen Modell ermittelt. Ziel der numerischen Betrachtung war es, Seegangs- und Sedimenttransportanalysen über das Gebiet zu erhalten (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023). Nähere Details zum numerischen Modell sind dem Forschungsbericht zu entnehmen.

Es wurden zwei Simulationsszenarien im Forschungsbericht betrachtet. Zum einen eine Sturmsimulation, bei der ein Wind über einen Zeitraum von 12 h mit stündlich wechselnder Windgeschwindigkeit angesetzt wurde. Es wurde die Windrichtung angesetzt, die am häufigsten zu erwarten ist in dem Gebiet. Diese Sturmsimulation wurde für mehrere Wasserstände durchgeführt (s. rote Wasserstände aus Abb. 2).

Zum anderen wurde eine Langzeitsimulation mit einem Zeitraum von einem Jahr durchgeführt, wobei sich hier die Windgeschwindigkeit und -richtung stündlich ändern. Die Langzeitsimulation wurde für die Wasserspiegellage +65 m NHN durchgeführt. Die Langzeitsimulation gibt Aufschluss über den Sedimenttransport bei Windereignissen mit geringer Intensität aber großer Häufigkeit.

Bei den Sturmsimulationen ergibt sich die maximale signifikante Wellenhöhe am nord-östlichen Ufer des Sees bei einer Windrichtung von Südwest kommend (s. Abb. 3). Hingegen wird bei der

Langzeitsimulation die maximale Wellenhöhe am östlichen Ufer des Sees prognostiziert. Die Sturmergebnisse aus Abb. 3 sind die insgesamt am höchsten ermittelten Werte aus dem hydromorphodynamischen Modell. Aus dem Farbverlauf und der Legende der Abbildung kann der signifikante Wellenhöhenbereich über die Tagebauseefläche entnommen werden. Für eine genauere Betrachtung aller numerischen Modellergebnisse ist der Forschungsbericht heranzuziehen (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023).

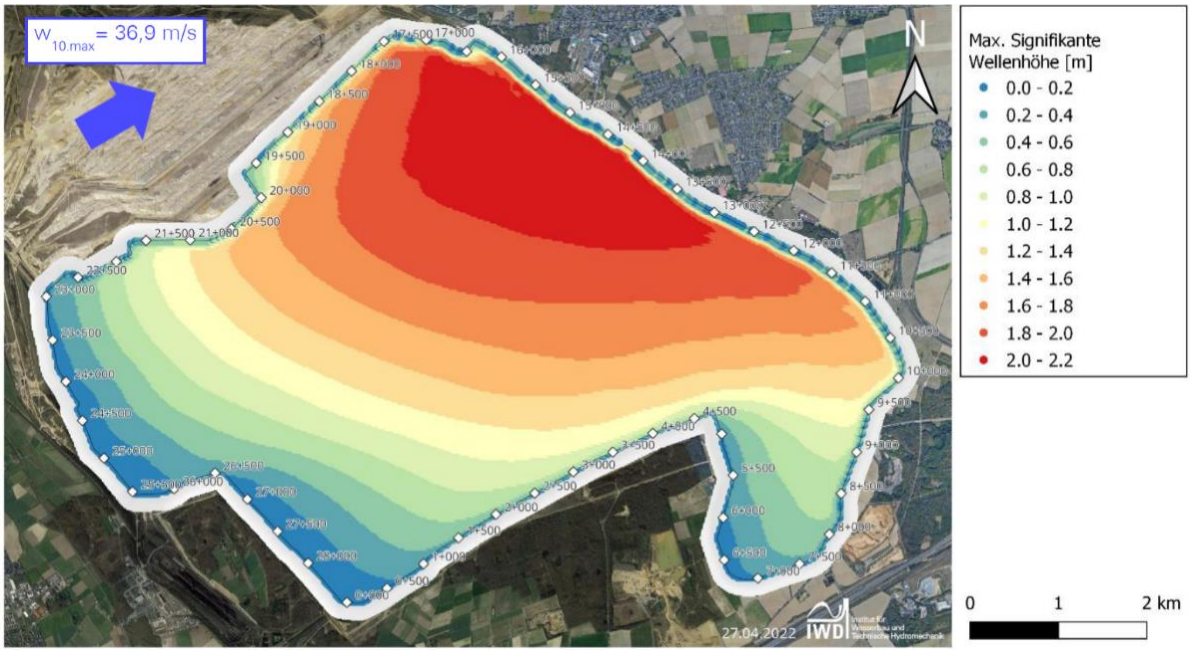


Abb. 3: Maximalwerte der signifikanten Wellenhöhe über die Wasseroberfläche hinweg für die Sturmsimulation bei Wasserspiegellage +65 m NHN (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023)

2.3 Erdstatische Angaben

Im folgenden Kapitel werden die erdstatischen Angaben des Projektes erläutert. Dazu zählen Kippenaufbau, Böschungen, Sedimentparameter, Bodenkennwerte, Baugrundverformungen und Sedimenttransport.

2.3.1 Kippenaufbau und Böschungen

Der Kippenaufbau erfolgt in sogenannten Regelprofilen (s. Abb. 4). Die Oberfläche der Kippe wird in den ebenen Bereichen (Bermen) mit einer 3 – 6 m mächtigen Schicht aus Mischboden 1 (gelbe Bereiche im Regelprofil) verkippt. Bei Mischboden 1 handelt es sich um aufbaufähiges, sandig kiesiges Material mit maximal bis zu 30 % bindigen Bestandteilen.

Unterhalb der Abdeckung werden nicht aufbaufähige Mischböden 2 (rote und braune Flächen, vgl. Abb. 4 und Abb. 5), die im Wesentlichen aus tonigem und schluffigem Material (bindige Anteile > 30 %) bestehen, in sogenannten Regelprofilen zusammen mit Mischböden 1 verkippt. Mischböden 2 werden zusätzlich nach nass (rot) und trocken (braun) unterschieden, wobei sich die nassen Bereiche bei längerer Liegezeit konsolidieren (Konsolidation bezeichnet in der Bodenmechanik den zeitabhängigen Prozess der Volumenänderung eines wassergesättigten, feinkörnigen Bodens (z. B. Ton, Schluff) unter einer äußeren Belastung. Ursache ist das Entweichen von Porenwasser aus dem Boden unter Belastung, wodurch sich der Porenwasserdruck abbaut und das Bodenvolumen abnimmt).

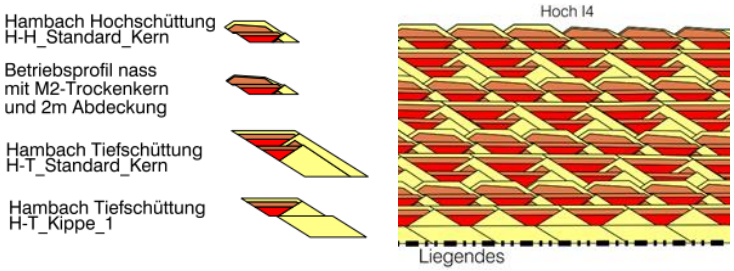


Abb. 4: Regelprofile Kippenaufbau mit Poldern und Stützdämmen (Auszug aus Schnittdarstellung Einleittrasse der RWE Power AG)

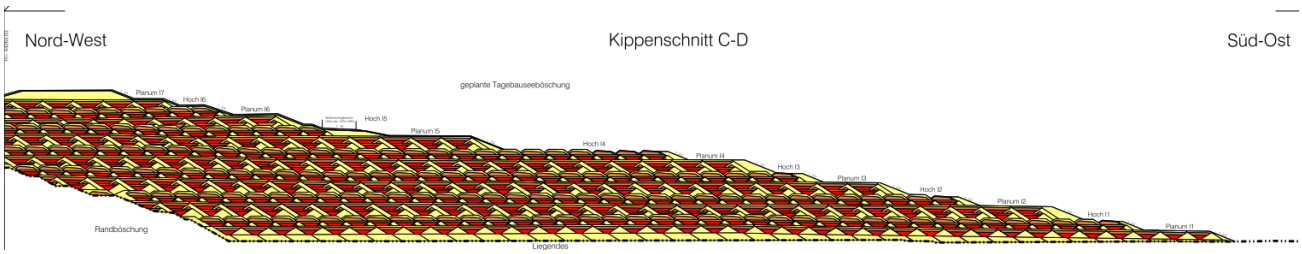


Abb. 5: Kippenaufbau aus Poldern und Stützdämmen der Innenkippe (Systemdarstellung: nicht entlang der Einleittrasse, RWE Power AG)

Der Kippenaufbau ist in der Fotografie aus Abb. 6 dokumentiert. Es handelt sich um die Innenkippe des Tagebaus Hambach.



Abb. 6: Nordwestböschung der Innenkippe des Tagebaus Hambach (GTB-Aachen, Stand Juli 2021)

Im Bereich der Wellenschlagzone und der darunter anschließenden Böschung wird die Oberfläche zusätzlich mit einer Schicht aus kulturfähigem Boden abgedeckt.

2.3.2 Bodenkennwerte

Zum Nachweis der Standsicherheit der Böschungen werden für die temporären Rand- bzw. dauerhaften Endböschungen umfangreiche Standsicherheitsnachweise nach der Richtlinie für Standsicherheit (RfS) durch den Betreiber durchgeführt, die von der Genehmigungsbehörde unter Mitwirkung des Geologischen Dienstes (GD) NRW nach dem Sechs-Augen-Prinzip geprüft werden (s. Anlage A-GTS). Dadurch ist sichergestellt, dass die dauerhafte Standsicherheit der Endböschungen sowohl für die „wasserfreie“ Tagebauseemulde als auch für den befüllten

Tagebausee Hambach sowie während der Befüllphase gewährleistet ist. Die Standsicherheit der Böschungen wird daher als gegeben vorausgesetzt.

Für die als Sonderbereich definierten Böschungsbereiche auf Höhe des Zielwasserspiegels wurden zusätzlich lokale Standsicherheitsberechnungen durchgeführt. Die Nachweise dieser Untersuchungen sind den Anlagen A-UST 1.1 – A-UST 1.4 zu entnehmen.

Orientierende Bodenkennwerte des Mischbodens 1 sind der Tab. 2 zu entnehmen.

Tab. 2: Orientierende Kennwerte Mischboden 1 (M1) (Angaben RWE Power AG – 17.06.2024)

Kennwert	Betrag
Feinanteile	< 30 %
Wichte [kN/m³]	18,0 bis 19,0
Reibungswinkel [°]	30,0° bis 32,5°
Kohäsion [kN/m²]	0,00
Steifemodul Es [MN/m²]	5 bis 20
Durchlässigkeit kf [m/s]	10E-04 bis 10E-07
Frostbeständigkeit	F1 bis F3
Lagerungsdichte ID	0,2 bis 0,3

2.3.3 Baugrundverformungen

Zu Beginn der Bearbeitung der Vorplanung innerhalb des Projekts Einleitbauwerk wurden bezüglich der zu erwartenden Baugrundverformungen von RWE Power AG zunächst die Annahmen getroffen, dass die Verschiebungen in Fallrichtung für einzelne Böschungen maximal 50 cm vertikal und 30 cm horizontal betragen. Die anzunehmenden Verschiebungen im Abstand von 10 m betragen in Steilstrecken maximal 10 cm vertikal und 5 cm horizontal.

Zur ungefähren Bestimmung der infolge der Befüllung der Tagebauseemulde hervorgerufenen Verschiebungen wurde von der TU Dresden eine FEM-Simulation durchgeführt. Diese Berechnungen zeigen Werte, die innerhalb der o.g. anfänglich abgeschätzten Annahmen liegen. Die abgeleiteten Neigungsänderungen aus den FE-Berechnungen sind kleiner als die erwarteten Verdrehungen aus den kleinräumigen Baugrundverformungen.

Da die Ergebnisse aus den FE-Berechnungen den vorläufigen Annahmen entsprechen, waren im weiteren Planungsprozess keine Anpassungen erforderlich.

2.3.4 Sedimenttransport an als Sonderbereiche eingestuften Böschungsbereichen

Eine wichtige Kenngröße, aus der die Notwendigkeit von Sicherungsmaßnahmen abgeleitet werden kann, ist der windwelleninduzierte Sedimenttransport. Dieser wurde im Rahmen des Forschungsberichts der GWT-TUD GmbH ermittelt (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023). Die Ergebnisse für die Sturmsimulation bei einem Wasserspiegel (WSP) +45 m NHN, bei +65 m NHN und für die Langzeitsimulation mit dem WSP +65 m NHN werden an dieser Stelle kurz vorgestellt. Eine ausführliche Betrachtung der Sedimenttransportanalyse ist dem Forschungsbericht zu entnehmen.

Für die Sturmsimulation WSP +45 m NHN ist eine Sedimentumlagerung zwischen den Höhenlagen +32 m NHN und +48 m NHN zu erwarten. Auch bei der Sturmsimulation für die WSP +65 m NHN ist eine Umlagerung zu erwarten, jedoch fällt diese geringer aus als bei den unteren Lastfällen, aufgrund der geplanten Wellenschlagzone im Höhenbereich +63 m bis +67 m NHN.

In der Höhenlage +55 m NHN bis +63 m NHN der Außenecke Manheimer Bucht ist mit der Ausbildung eines steileren Uferprofils zu rechnen. Hier wird Sediment akkumuliert, sodass eine Kante entsteht, welche den oberen Bereich mit einem geringeren Neigungswinkel und den unteren Bereich mit einem größeren Neigungswinkel mit einander verbindet. Im oberen Bereich, unmittelbar an der Wasseroberfläche wird hingegen Sediment erodiert, sodass sich ein flacheres Uferprofil ausbildet. Dieser Prozess der Abflachung wird durch die Ufersicherungsmaßnahmen reduziert.

Aus der Sturmsimulation für den WSP +45 m und +65 m NHN geht hervor, dass die Sedimentumlagerung vorrangig quer zur Uferlinie und dass die größte Veränderungen entlang des südöstlichen und nordöstlichen Ufers stattfindet. Bei der Langzeitsimulation dominiert der Uferquertransport gegenüber dem Uferlängstransport bezüglich der Sedimentumlagerung.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass für alle untersuchten Wasserstände Umlagerungen auftreten, sich diese jedoch stark in der Größenordnung unterscheiden. Grundsätzlich zeigen die Untersuchungen, dass mit zunehmender Höhe des Seewasserspiegels auch mit höheren Erosionsvolumen zu rechnen ist, die im Endzustand aufgrund der Neigung der Wellenschlagzone erneut deutlich geringer ausfallen. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit von Sicherungsmaßnahmen für schützenswerte Bereiche wie z.B. das Einleitbauwerk oder die Flachwasserzone an der Südböschung, das Seequartier Elsdorf und der Außenecke Manheimer Bucht entlang der Uferlinie.

Die grundlegenden Erosionsprozesse werden in den Kapiteln 3.7 bis 3.9 kurz erläutert.

3 Theoretische Grundlagen und Daten

Innerhalb dieses Kapitels werden die wesentlichen projektrelevanten Daten (Belastungen) und Informationen sowie die wichtigsten theoretischen Grundlagen, die für die Ermittlung, Interpretation und Nachvollziehbarkeit der Projektergebnisse notwendig sind, dargelegt.

Da der steigende Wasserspiegel nur eine vorübergehende Beanspruchung darstellt und die Uferbereiche als flache Wellenschlagzone ausgestaltet werden, sind zusätzliche Sicherungsmaßnahmen in diesen Abschnitten nicht notwendig.

3.1 Vorschriften und Normen

Die Bemessung und Ausführung von Erosionsschutz an Böschungen ist in unterschiedlicher Literatur definiert. Eine allumgreifende DIN-Norm existiert nicht, weshalb auf mehrere, unterschiedliche Quellen zurückgegriffen werden muss. Im deutschsprachigen Raum ist ‚Die Küste' des Kuratoriums für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) als technisches Regelwerk etabliert. Auf Grund dessen werden in den meisten Fällen die Grundlagen und Berechnungsweisen aus ‚Die Küste' verwendet (KFKI, 2020). Ein weiteres anerkanntes Lehrbuch ist die ‚Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer' von Prof. Ulrich Zanke (Zanke, 2002).

Weitere Regelwerke zur Bemessung von Deckwerken – Strukturen, die Küsten und Böschungen vor Erosion schützen, sind das Merkblatt ‚Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen' von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, 2011), sowie das ‚Rock Manual: The Use of Rock in Hydraulic Engineering' (CIRIA, CUR, CETMEF, 2007). Beide werden für theoretische Ergänzungen und die Bemessung verwendet und als technisches Regelwerk herangezogen.

Für die Dimensionierung von Deckwerkssteinen ist die ‚DIN EN 13383-1 Wasserbausteine Teil 1: Anforderungen' anzuwenden (Deutsche Institut für Normung e.V., 2002).

Es ist darauf hinzuweisen, dass keine normativen Regelungen für einen temporären Erosionsschutz, für die vorliegende Situation mit einem derartig langen Befüllungszeitraum von rund 40 Jahren, existieren.

3.2 Wellenparameter

Gemäß DIN 4044 ist der Seegang das örtliche Gesamtwellenbild, welches sich aus der Überlagerung verschiedener Wellen ergibt (Deutsche Institut für Normung e.V., 1980). Im Rahmen des Projekts waren ausschließlich winderzeugte Schwerewellen (Windwellen) am Tagebausee Hambach zu betrachten (Backhaus, Heyer & Stamm, 2023). Tidewellen können demnach vernachlässigt werden.

Die wesentlichen Parameter zur Beschreibung von Wasserwellen sind die Wellenhöhe H, die Wellenperiode T und die Wellenlänge L (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023). Eine bildliche Anschauung der Parameter ist in Abb. 7 enthalten. Die Wellenhöhe H ist der lotrechte Abstand zwischen dem tiefsten Punkt eines Wellentales und dem höchsten Punkt des folgenden Wellenberges. Die signifikante Wellenhöhe H_S ist der arithmetische Mittelwert des obersten Drittels erfasster und betraglich geordneter Wellenhöhen. Die Wellenlänge L ist die horizontale Distanz

zwischen zwei Punkten, die sich in der gleichen Phase von aufeinanderfolgenden Wellen befinden. Die mittlere Wellenlänge L_m ist der arithmetische Mittelwert der erfassten Wellenlängen. Die Wellenperiode T ist die Zeit, die eine Welle benötigt, um einen vollständigen Zyklus zu durchlaufen, quasi von einem Wellenberg zum nächsten (Deutsche Institut für Normung e.V., 1980).

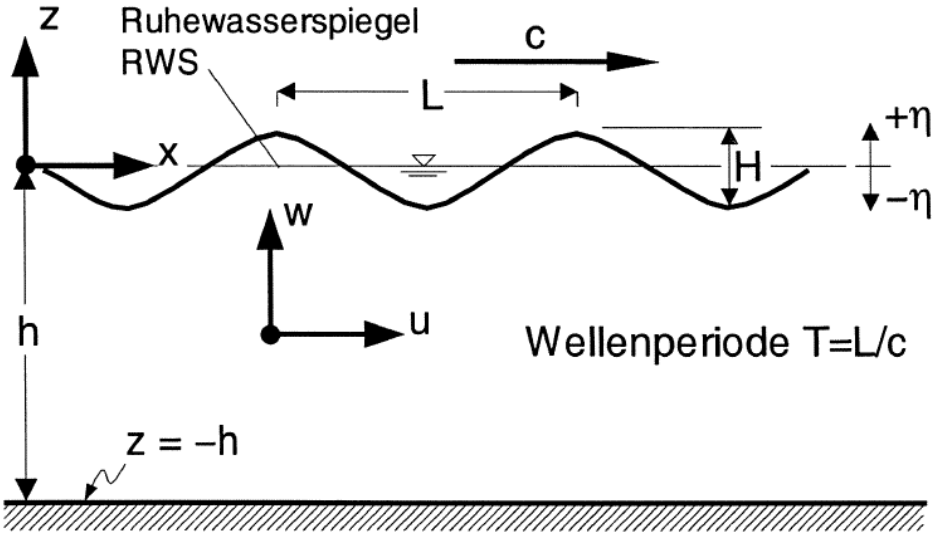


Abb. 7: Definition von Wellenparametern (Zanke, 2002)

3.3 Wellentheorie

Im theoretischen Sinne können Wasserwellen in lineare und nicht lineare Wellen unterteilt werden. Lineare Wellen beruhen auf der Annahme von sinusförmigen, langkammigen und regelmäßigen Wellen, welche sich ungehindert ausbreiten können. Auf Grund dessen ist die lineare Wellentheorie in den meisten Fällen im Tiefwasser, sowie bei geringer Wellensteilheit anwendbar (KFKI, 2020). Nicht lineare Wellen sind demnach häufig in Bereichen mit geringer Wassertiefe, sowie bei großer Wellensteilheit auffindbar. Zur Beschreibung von nicht linearen Wellen können unterschiedliche Methodiken verwendet werden. Die Beschreibung kann beispielsweise nach Stokes, nach der Cnoidalen Wellentheorie oder nach der Theorie der Einzelwelle erfolgen (KFKI, 2020).

Die Einteilung der vorliegenden Wellen in lineare und nicht lineare Wellentheorie erfolgt auf Basis des Ursell-Parameters, welcher rechnerisch einen Zusammenhang zwischen signifikanter Wellenhöhe, Wellenlänge und Wasserhöhe herstellt. Je kleiner der Ursell-Parameter bei der Berechnung ausfällt, desto eher kann die lineare Wellentheorie angewandt werden. Bei höherem Ursell-Parameter muss auf die nicht lineare Wellentheorie zurückgegriffen werden (KFKI, 2020). Neben dem Ursell-Parameter wird auch die relative Wellenhöhe zur Bestimmung herangezogen. Diese bestimmt das Verhältnis der signifikanten Wellenhöhe H_s zur Wassertiefe am Bauwerksfuß h_B und bietet einen ersten Richtwert bei der Einteilung nach Wellentheorie (KFKI, 2020). In Abb. 8 ist die Abhängigkeit zum Tiefenbereich, sowie der Ursell-Parameter abgebildet.

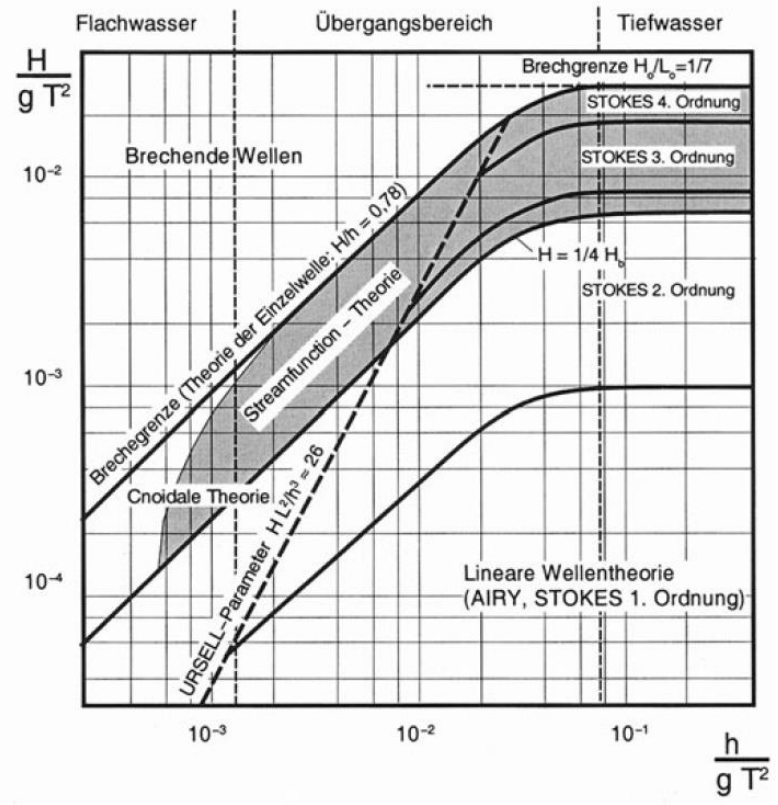


Abb. 8: Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien (Zanke, 2002)

Die Festlegung der anwendbaren Wellentheorie ist für die anschließende Bestimmung des Tiefenbereichs von Bedeutung. Hierbei erfolgt eine rechnerische Einteilung in Flachwasser-, Übergangs- und Tiefwasserbereiche, was für die darauffolgende Bemessung der Böschungssicherungsmaßnahmen relevant ist.

Eine Übersicht über die beschriebenen Zusammenhänge, wie die unterschiedlichen Theorien, sowie die Einteilung der Berechnungsparameter ist in Abb. 9 dargestellt.

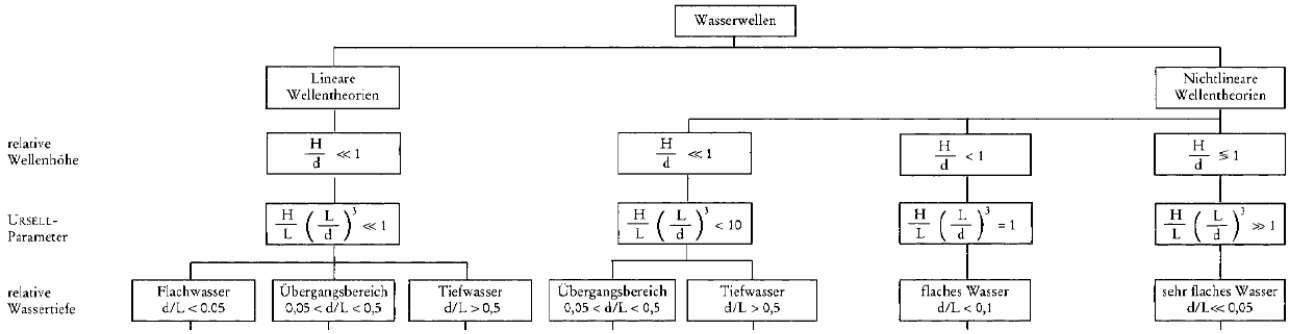


Abb. 9: Klassifikation der Wellentheorien und mathematische Voraussetzungen (KFKI, 2020)

Normalerweise kann davon ausgegangen werden, dass lineare Wellen vorliegen. Lediglich in Einzelfällen, bei sehr geringer Wassertiefe, treten nicht lineare Wellen auf. Nichtsdestotrotz werden die Berechnungsgrundlagen herangezogen, um einen mathematischen Beweis über die vorliegende Wellentheorie zu erhalten (KFKI, 2020).

Die Wellenkenngrößen sowie ihre mathematische Berechnung für lineare Wellen sind in Abb. 10 enthalten. Diese ermöglicht einen detaillierten Überblick über die physikalischen Zusammenhänge, welche den Wellentheorien zugrunde liegen.

	Flachwasser $\frac{h}{L} < ca.\ \frac{1}{20}$	Allgemein und Übergangsbereich $ca.\ \frac{1}{20} < \frac{h}{L} < \frac{1}{2}$	Tiefwasser $\frac{h}{L} > \frac{1}{2}$
Profil der Oberfläche	$\eta = \frac{H}{2} \cdot \cos\theta$		
Fortschritts-geschwindig-keit c	$c = \frac{L}{T}$ $= \sqrt{g \cdot h}$	$c = \frac{L}{T} = \frac{g \cdot T}{2\,\pi}\ \tanh(kh)$ $= \sqrt{\frac{g\,L}{2\,\pi} \cdot \tanh\frac{2\,\pi\,h}{L}}$	$c_o = \frac{L_o}{T} = \frac{g \cdot T}{2\,\pi}$ $\sqrt{\frac{g\,L_o}{2\,\pi}} = 1,56\ T(\frac{m}{s})$
Wellenlänge $L = c \cdot T$	$L = T \cdot \sqrt{g \cdot h}$	$L = \frac{g \cdot T^2}{2\,\pi} \cdot \tanh\frac{2\,\pi\,h}{L}$	$L_o = \frac{g \cdot T^2}{2\,\pi}$ $= 1,56\ T^2\ (m)$
Orbitalge-schwindigkeit u (horizontal)	$\frac{H}{2} \cdot \sqrt{\frac{g}{h}} \cdot \cos\theta$	$\frac{H}{2} \cdot \omega \cdot \frac{\cosh[k(z+h)]}{\sinh\frac{2\,\pi\,h}{L}} \cdot \cos\theta$	$\frac{H}{2} \cdot \omega \cdot e^{k\,z} \cdot \cos\theta$
w (vertikal)	$\frac{H}{2}\,\omega\,(1 + \frac{z}{h}) \cdot \sin\theta$	$\frac{H}{2} \cdot \omega \cdot \frac{\sinh[k(z+h)]}{\sinh\frac{2\,\pi\,h}{L}} \cdot \sin\theta$	$\frac{H}{2} \cdot \omega \cdot e^{k\,z} \cdot \sin\theta$

Abb. 10: Klassifikation der Wellentheorien und mathematische Voraussetzungen (Zanke, 2002)

3.4 Wellencharakteristik (Tiefeneinfluss)

Wasserwellen können grundsätzlich in translatorische und oszillatorische Wellen unterteilt werden. Bei oszillatorischen Wellen wird hauptsächlich Energie transportiert, während bei translatorischen Wellen auch eine signifikante Massebewegung stattfindet. Die Art der Welle hängt von der Entstehungsursache ab: Tsunamis und Schwallwellen, die durch Böschungsrutschungen entstehen, zählen zu den translatorischen Wellen. Windwellen auf Tagebauseen sind im Tiefwasserbereich oszillatorische Wellen, entwickeln jedoch im Flachwasser- und Uferbereich zunehmend Eigenschaften translatorischer Wellen (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023).

Wenn die Wassertiefe größer als die Hälfte der Wellenlänge ist (d ≥ L/2), bewegen sich die Wasserteilchen unter Windwellen auf geschlossenen, fast kreisförmigen Bahnen (Orbitalbahnen) ohne Interaktion mit dem Untergrund. Es handelt sich dann um Tiefwasserwellen (Zanke, 2002). Bei einer Wassertiefe, die weniger als die Hälfte der Wellenlänge beträgt, berührt die Welle den Grund, was zu einer Reibung an der Sohle führt und die Wellenbewegung zunehmend in eine parallel zur Sohle verlaufende Bewegung umwandelt. Dieser Übergangsbereich erstreckt sich von etwa L/20 bis L/2. Bei einer Wassertiefe von weniger als L/20 verschwindet die vertikale Komponente der elliptischen Bewegung fast vollständig, und die Wasserteilchen bewegen sich annähernd translatorisch. Sobald die Welle den Grund berührt, kann die Wellenbewegung das auf der Sohle befindliche Sediment mobilisieren und transportieren (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023). Die

beschriebenen Vorgänge sind in Abb. 11 schematisch für die Bereiche Tief- bis Flachwasser abgebildet mit Gegenüberstellung der maximalen horizontalen Wasserteilchengeschwindigkeit u_{max} und der maximalen vertikalen Geschwindigkeit w_{max}.

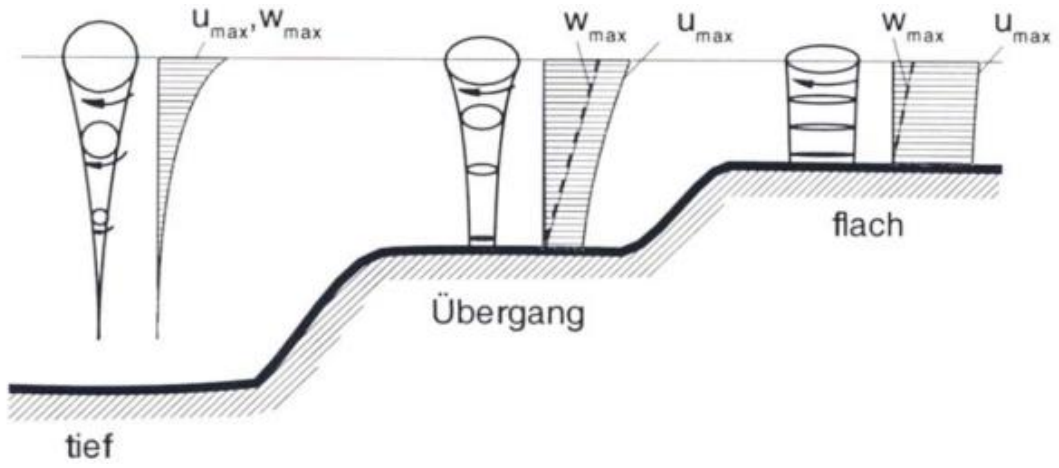


Abb. 11: Zusammenhang Tiefeneinfluss und Wellenbewegung (Zanke, 2002)

3.5 Flachwassereffekte

Wichtige Flachwassereffekte, die beim Einlaufen der Wellen in den Übergangs- und Flachwasserbereich auftreten, sind Refraktion, Shoaling und das Wellenbrechen (Zanke, 2002). Diese Prozesse werden im Folgenden kurz erläutert.

Wenn Wellen aus dem Tiefwasserbereich schräg zur Uferlinie in den Übergangs- und Flachwasserbereich eintreten, verlangsamt sich der Teil der Wellenfront, der zuerst auf den Grund trifft. Dadurch biegt sich der Wellenkamm so, dass die Wellenorthogonalen sich tendenziell senkrecht zur Uferlinie ausrichten (s. Abb. 12). Dieser Effekt wird als Refraktion bezeichnet (Zanke, 2002).

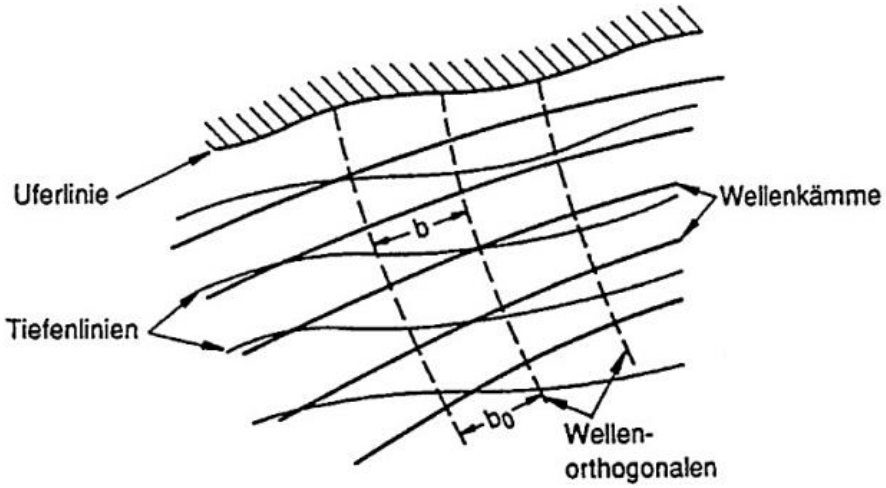


Abb. 12: Refraktion von Wellen (KFKI, 2020)

Bei schrägem Einlaufen der Wellen treten Refraktion und Shoaling immer zusammen auf. Nur bei senkrechtem Wellenanlauf ist die Wellenumformung beim Übergang vom Tiefwasser in den Flachwasserbereich ausschließlich auf das Shoaling zurückzuführen. Als Shoaling wird die Veränderung der Wellenparameter, die infolge von Grundberührung auftritt, bezeichnet. Durch die Grundberührung verkürzt sich die Wellenlänge und die Wellengeschwindigkeit verringert sich, während die Wellenhöhe zunimmt, wobei die Wellenperiode fast unverändert bleibt. Die Wellenhöhe steigt, bis die Welle instabil wird und schließlich bricht oder aufläuft. Der Bereich, in dem die Wellen brechen, wird als Brecherzone bezeichnet (KFKI, 2020).

Die durch Wellenangriff entstehenden Belastungen auf die gesondert betrachteten Böschungsbereiche, stellen die maßgebende Belastungsgröße für die Dimensionierung der Sicherungssysteme dar.

3.6 Strömungen

Eine wesentliche Einflussgröße, die Form und Ausmaß von Uferveränderungen bestimmt, ist das Gesamtströmungsregime im See. Strömungen lassen sich in seegangsinduzierte (direkt durch den Seegang verursachte) und nicht-seegangsinduzierte Strömungen (z.B. durch Wind, Gezeiten, Dichteunterschiede) unterteilen. Im Gegensatz zum Küsteningenieurwesen haben Strömungen wie Rippströmungen und Gezeitenströmungen in Tagebauseen einen relativ geringen Einfluss auf das Gesamtströmungsregime. In diesem Projekt wurden ausschließlich die Auswirkungen seegangsinduzierter Strömungen auf den Sedimenttransport untersucht, wobei auch windinduzierte Strömungen (Driftströmungen) in den numerischen Berechnungen des Sedimenttransports berücksichtigt wurden (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023). Abb. 13 zeigt einen Überblick der relevanten Strömungen für einen Tagebausee.

Die durch Strömungen entstehenden Belastungen spielen bei der Bemessung der Sicherungssysteme allerdings nur eine untergeordnete Rolle, da die direkten Belastungen durch Wellenangriff überwiegen.

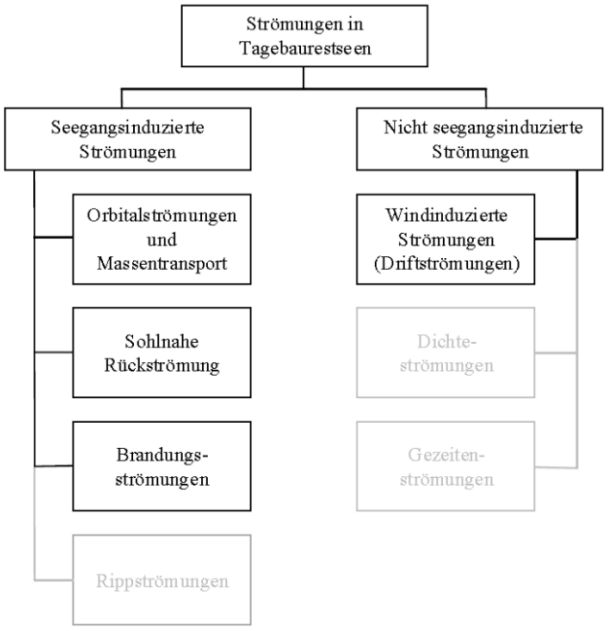


Abb. 13: Für den Sedimenttransport in Tagebauseen betrachtungsrelevante Strömungen (Zanke, 2002)

3.6.1 Seegangsinduzierte Strömungen

Als Orbitalströmung wird die Bewegung der Wasserteilchen auf ihren Bahnen unterhalb einer Welle bezeichnet. Im Tiefwasserbereich bewegen sich die Wasserteilchen nahezu auf Kreisbahnen. Der Durchmesser dieser Kreisbahn entspricht an der Wasseroberfläche der Wellenhöhe. Innerhalb einer Wellenperiode durchläuft ein Wasserteilchen eine vollständige Orbitalbahn. Aufgrund der Kreisbewegung bewegt sich das Wasserteilchen im Wellenberg in die Wellenfortschrittsrichtung und im Wellental entgegen der Wellenfortschrittsrichtung (Backhaus, Heyer & Stamm, 2023). In Abb. 14 ist dieser Prozess schematisch veranschaulicht.

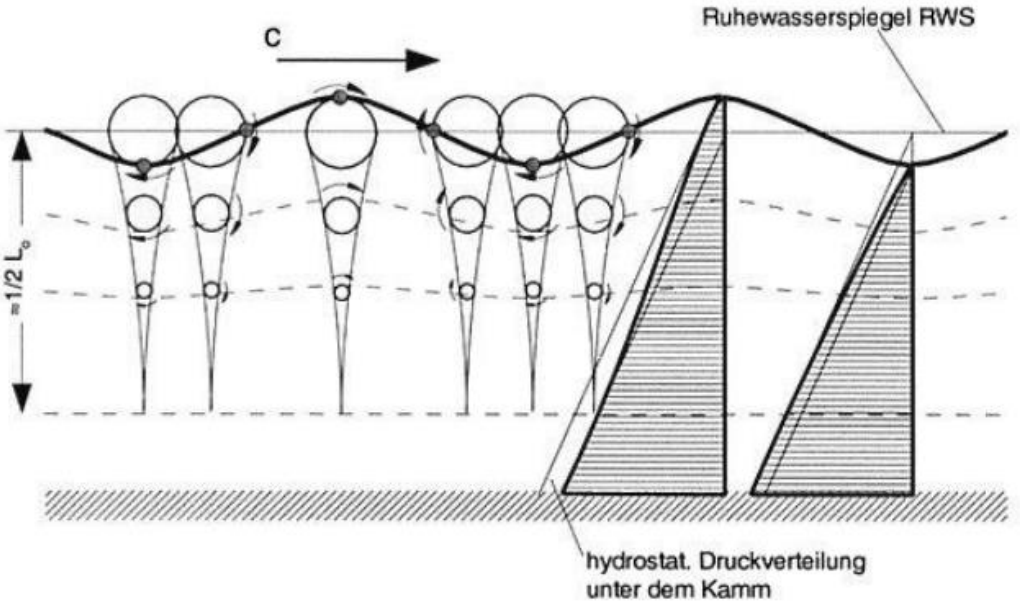


Abb. 14: Wellenbewegung und Druckverteilung im Tiefwasserbereich (Zanke, 2002)

Beim Einlaufen der Welle in den Flachwasserbereich verändert sich die Wellenform durch Shoaling und möglicherweise Refraktion und bricht schließlich oder läuft auf (s. Abb. 15). Dies führt zu einem auf das Ufer gerichteten Massentransport, wodurch der Wasserspiegel in Ufernähe ansteigt (Brandungsstau). Der Anstieg des Wasserspiegels verursacht eine Sohlnahe Rückströmung in Richtung Meer, was wiederum einen seewärts gerichteten Sedimenttransport auslösen kann (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023).

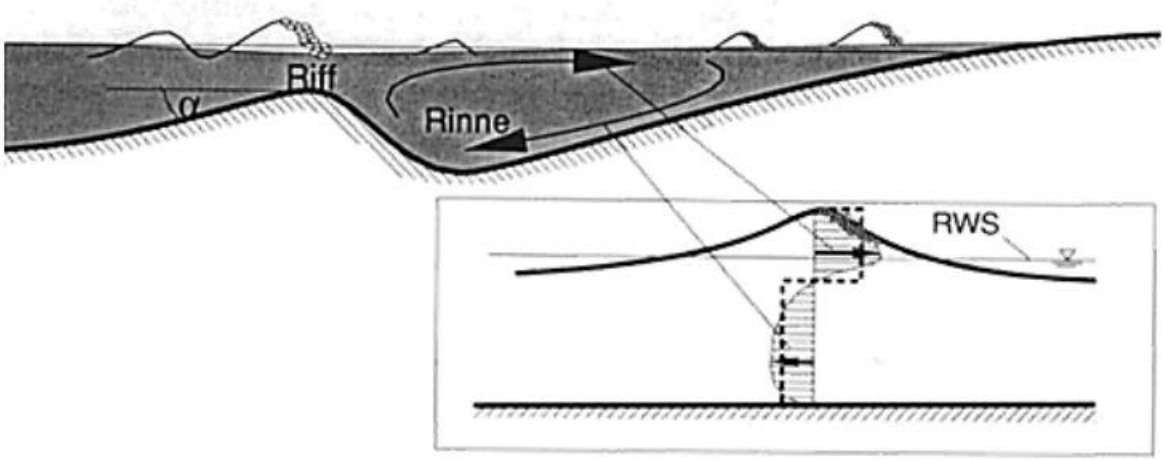


Abb. 15: Sohlnahe Rückströmung (Zanke, 2002)

Bei schrägem Wellenanlauf und möglicherweise Wellenbruch treten signifikante uferparallele Strömungen auf. Diese Strömungen können einen Transport von Sedimenten entlang des Ufers auslösen (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023). Die Uferparallele Strömung ist in Abb. 16 skiziert.

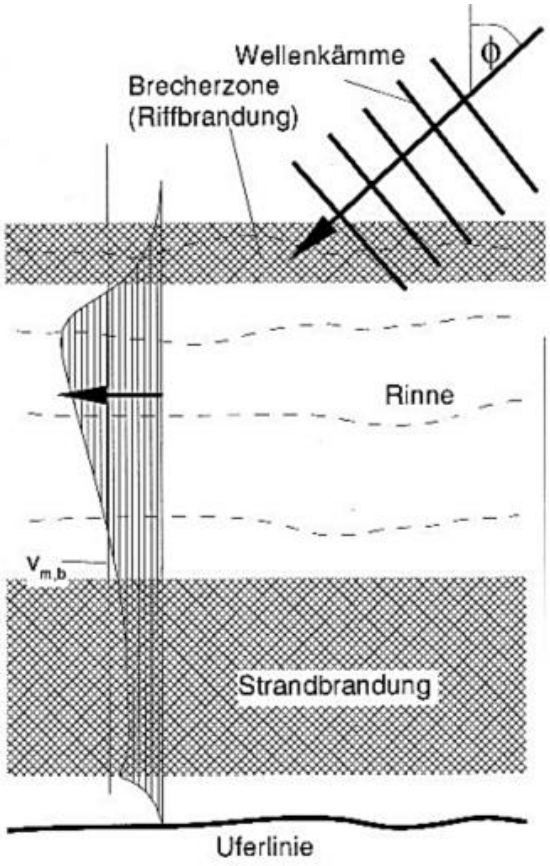


Abb. 16: Uferparallele Strömung (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023)

3.6.2 Windinduzierte Strömungen (Driftströmungen)

Windinduzierte Strömungen entstehen, wenn der Wind über die Wasseroberfläche weht. Durch die Scherung an der Grenzschicht zwischen Luft und Wasser wird eine Massebewegung induziert, die den Wasserspiegel in einem bestimmten Seegebiet anhebt. Dies führt zu einer Oberflächenströmung (Primärdrift) in Richtung des Windes und einer Grundströmung (Sekundärdrift) entgegen der Windrichtung auf dem Seeboden. Driftströmungen und Windwellen spielen eine entscheidende Rolle bei der Bewertung und Dimensionierung der Böschungssicherung (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023). Abb. 17 zeigt eine schematische Darstellung von Windstauursachen und -prozessen mit den dafür relevanten Größen.

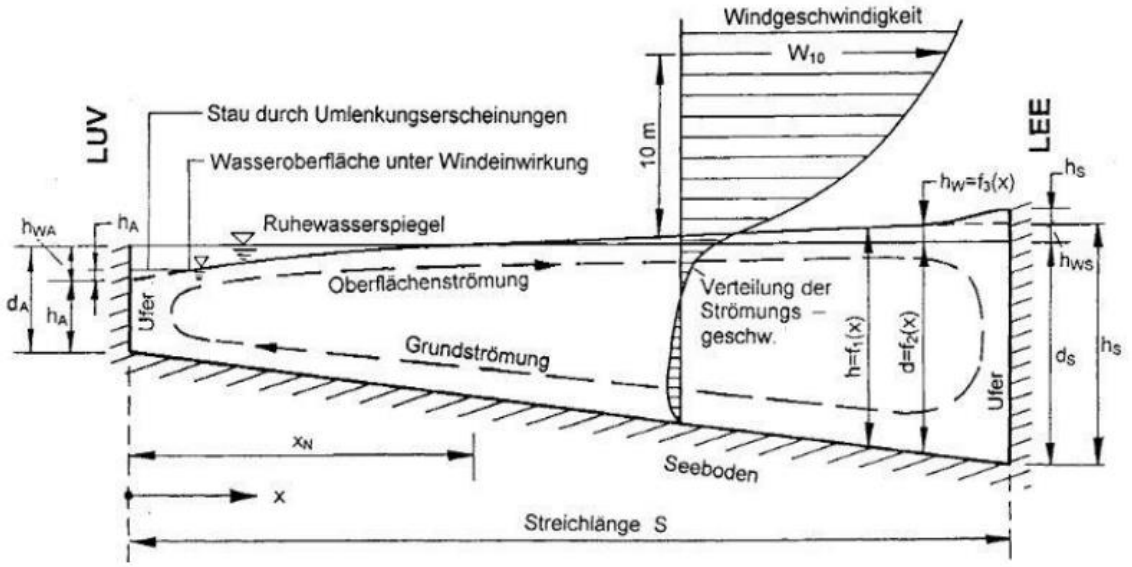


Abb. 17: Schematische Darstellung von Windstauursachen und -prozessen im Längsprofil eines Seegebietes (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023)

3.7 Sedimenttransport

Im Ergebnis der Sturm- und Langzeitsimulationen für den Tagebausee Hambach zeigte sich, dass an den gesondert betrachteten Uferbereichen im Planungsgebiet infolge des Wellen- und Strömungsangriffs Sedimentumlagerungen stattfinden (Backhaus, Heyer & Stamm, 2023).

Die physikalischen Parameter zur Beschreibung von Sedimenttransportprozessen werden gemäß DIN 4044 wie in Tab. 3 festgelegt (Deutsche Institut für Normung e.V., 1980):

Tab. 3: Begriffsdefinition zum Sedimenttransport (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023)

Begriff	Formelzeichen	Einheit	Definition
Sediment	-	-	Feststoffe mineralischen Ursprungs, welche infolge von Strömungen in Form von Geschiebe oder Schwebstoffen fortbewegt oder abgelagert werden können (keine Schwimmstoffe, Eis o. ä.)
Sedimenttrieb	V_S	$\frac{m^3}{s \cdot m}$	Das auf eine bestimmte Breite und eine bestimmte Zeit bezogene Volumen transportierter Sedimente
Sedimentfracht	V_{SF}	m^3	Summe des in einem bestimmten Zeitabschnitt (z. B. Jahr) durch einen Querschnitt transportierten Sedimentvolumens
Sedimenttransport	V_{ST}	$\frac{m^3}{s}$	Sedimentvolumen, welches in einer bestimmten Zeit durch einen betrachteten Querschnitt bewegt wird
Litoraltransport, Strandverdriftung	-	-	Feststoffbewegung im küstennahen Raum, hervorgerufen durch Wellen und Strömungen einschließlich Küstenlängstransport (parallel zur Küste) und Küstenquertransport (hier: „Küste“=“Seeufer“)

Eine Umrechnung des in diesen Parametern enthaltenen Sedimentvolumens V in die entsprechende Masse m ist mit folgender Gleichung möglich:

$$m = V \cdot \rho_s \tag{3.1}$$

wobei ρS als Rohdichte (mit Porenanteil) oder Reindichte (ohne Porenanteil) des Sediments angenommen werden kann (Backhaus, Heyer, & Stamm, 2023).

3.8 Einfluss eines Sturmereignisses auf Böschungen unter Wellenangriff (Sonderfall: Ufersicherungen)

Unter Wellenangriff unterstehen sowohl künstlich angelegte Böschungen als auch natürliche Uferbereiche wie z.B. an Seen oder der Küste ohne Sicherungsmaßnahmen einem stetigen Wandel. Insbesondere Sturmereignisse können gravierende Einflüsse auf die Böschungsgeometrie haben. Aus dem Küsteningenieurwesen ist dieses Prinzip als die Ausbildung eines Sommer- und eines Winterprofils bekannt. Im Winter treten häufige Sturmfluten mit hohem Wellenangriff auf, welche zu einer Erosion von Sediment führen. Sediment wird im Bereich der Wasserspiegellage abgetragen und am Fuße der Böschung wieder akkumuliert. Es kommt zur Ausbildung eines Sandriffs. Im Sommer, bei geringerem Wellenangriff, wird dieses Sand-Riff durch den Wellenangriff wieder erodiert und Sediment wird unmittelbar an der Küstenlinie akkumuliert. Das Strandprofil wird seewärts verschoben. Die beschriebenen Zusammenhänge sind graphisch in der Abb. 18 dargestellt (Bosboom & Stive, 2021). Diese Prozesse können auch in einem Tagebausee erfolgen, sind aber aufgrund der Böschungsgestaltung nur in den als Sonderfälle ausgewiesenen Bereichen so weit ausgeprägt, dass Maßnahmen dagegen ergriffen werden müssen (Drebenstedt & Kuyumcu, 2014).

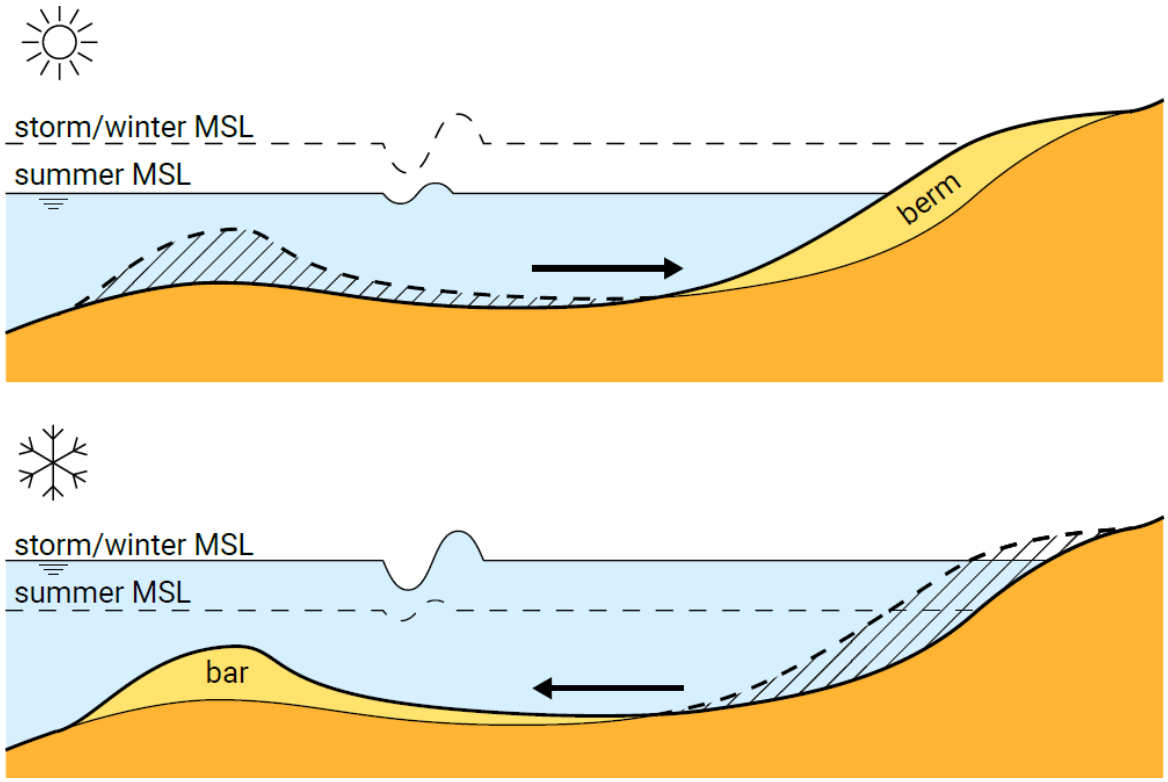


Abb. 18: Schematische Darstellung des Sommer- und Winter-Profils: Unter erhöhtem Wellenangriff im Winter kommt es zu einer Erosion in Küstennähe (Bosboom & Stive, 2021). Die Abkürzung MSL steht für den Mittleren Meeresspiegel.

3.9 Einfluss eines Wasserspiegelanstiegs auf Böschungen unter Wellenangriff (Sonderfall: Einleitbauwerk)

Die Auswirkungen eines Wasserspiegelanstiegs auf sandige Böschungen unter Wellenangriff kann nach dem Konzept von Bruun beschrieben werden (Bosboom & Stive, 2021). Ursprünglich kommt die theoretische Betrachtung aus der Küstenforschung, kann jedoch unter den gegebenen Randbedingungen auch auf das beauftragte Projekt übertragen werden.

Die Bruunsche Regel geht davon aus, dass die Uferoberfläche ein Profil aufweist, das mit den hydrodynamischen Kräften im Gleichgewicht steht. Mit steigendem Wasserspiegel verändern sich die angreifenden, hydrodynamischen Kräfte. Um wieder den Zustand des Gleichgewichtes zu erreichen, verändert sich die Böschungsgeometrie. Die Küstenlinie verschiebt sich landwärts und im oberen Teil wird Sediment erodiert. Dieses Sediment wird weiter unten akkumuliert, sodass sich ein Sediment-Riff ausbildet (Bosboom & Stive, 2021). Das Konzept ist in der Abb. 19 graphisch dargestellt. Diese Prozesse sind besonders für die anliegende Böschungen des Einleitbauwerkes relevant.

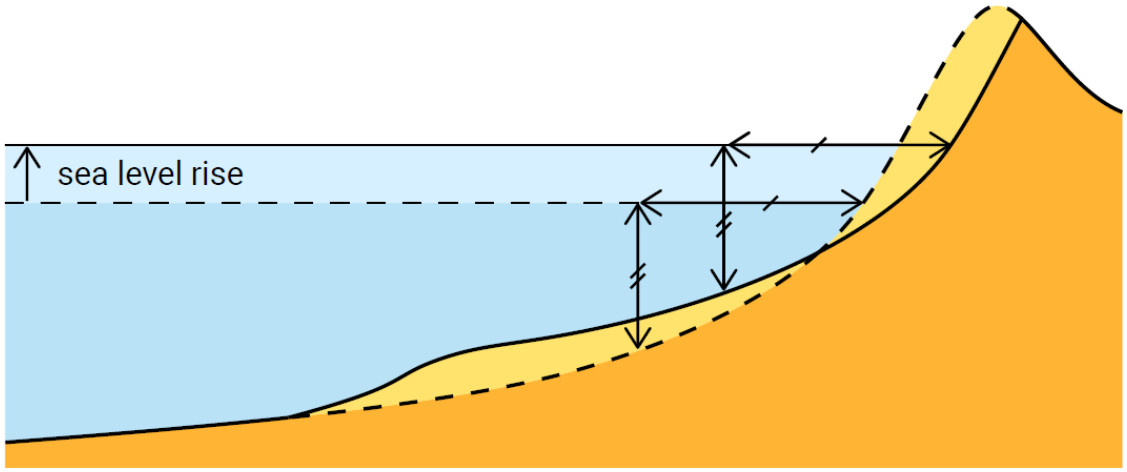


Abb. 19: Schematische Darstellung des Bruun-Effekts: das Profil bewegt sich infolge des Meeresspiegelanstiegs nach oben und landwärts (Bosboom & Stive, 2021)

Abb. 20 stellt Umformungs- und Umlagerungsprozesse im Uferbereich eines Tagebausees dar. Hierbei handelt es sich um ein idealisiertes Profil. Nach der Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft GmbH (LMBV) sind folgende charakteristischen Größen für die Beschreibung der Prozesse zu bestimmen (LMBV, 2001):

h_K	-	Höhe des Klifffußes über dem Wasserspiegel
H_m	-	mittlere Wellenhöhe
h_R	-	Tiefe der Riffkrone unter dem Wasserspiegel
m_A	-	Ausgleichsneigung
m_S	-	Strandneigung

m_{SU}	-	Unterwasserneigung
h'_R	-	Schnittpunkt der Ausgleichsneigung mit der Böschungsneigung des Erdstoffs unter Wasser
l_T	-	Abstand der Riffkrone vom Klifffuß

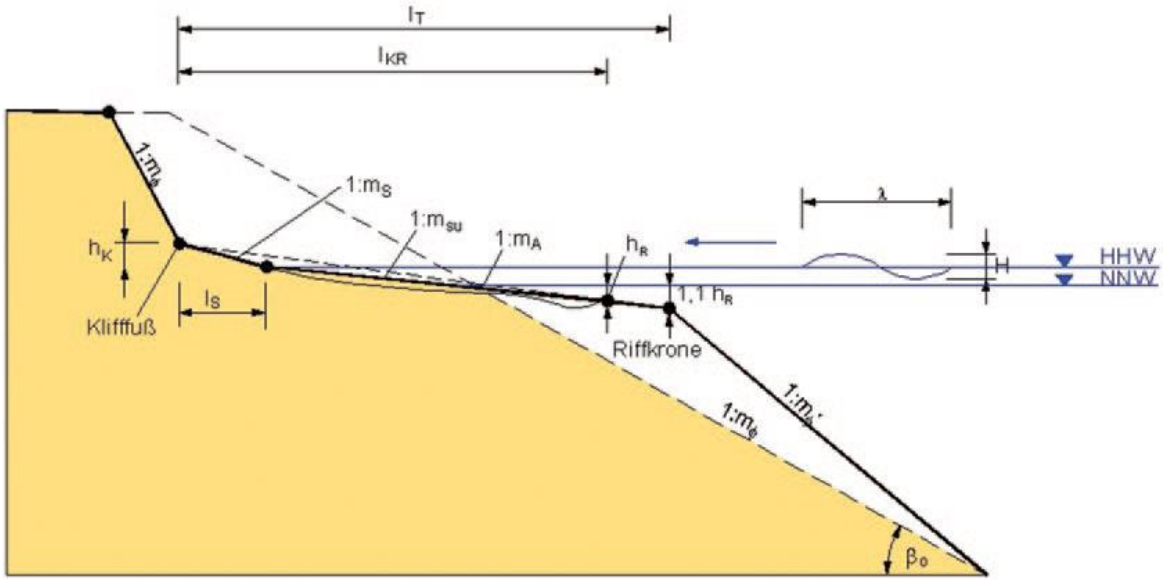


Abb. 20: Umformungen und Umlagerungen entlang eines idealisierten Profils bei Wellenbelastung (LMBV, 2001)

4 Bemessungsmethodik

Im folgenden Kapitel werden die theoretischen Bemessungsgrundlagen, denen die Schichtdimensionierung der Sicherungsvarianten zugrunde liegen, erläutert. Die Schichtdimensionierung beinhaltet die erforderlichen Mächtigkeiten und Zusammensetzungen der Steingrößen.

4.1 Bemessungsparameter technisch-biologische Ufersicherung

Technisch biologische Ufersicherungen sind seit der Einführung der Wasserrahmenrichtlinie in einen größeren Fokus bei der Herstellung von Ufern in Binnenwasserstraßen gerückt. Das sind naturnähere Ufersicherungsmaßnahmen, die entweder nur aus Pflanzen oder aus einer Kombination aus Pflanzen und technischen Komponenten bestehen (DWA, 2020; DWA, 2016).

Entscheidende Bemessungsparameter der technisch-biologischen Ufersicherung (TBU) ist der maximale Widerstand gegen Strömungs- und Wellenbelastung. In Tab. 4 ist der maximale Widerstand für die Weidenspreitlagen, die vorkultivierten Pflanzmatten und die Röhrichtgabionen aufgelistet.

Tab. 4: TBU Widerstandsparameter für Strömung und Wellenhöhe

TBU	Max. Widerstand (Strömungsgeschwindigkeit) [m/s]	Max. Widerstand (Wellenhöhe) [m]
Weidenspreitlagen	1,0	0,3
Vorkultivierte Pflanzmatten	1,0	0,2
Röhrichtgabionen	2,6	1,0

4.2 Bemessung von Schüttsteinen

Die Bemessung eines Schüttsteindeckwerkes kann nach mehreren theoretischen Ansätzen erfolgen. Insbesondere die Berechnungsmethoden nach Hudson und Van der Meer haben sich als geeignet erwiesen und werden weit verbreitet in Planungsprozessen von Deckwerken verwendet. Sie bilden somit den Stand der Technik. Im Folgenden werden die Berechnungsansätze vorgestellt. Diese wurden im Rahmen des Projektes verwendet, um die notwendige Steingröße für ein Schüttsteindeckwerk zu dimensionieren. Die Bemessungen der Schüttsteine wurden sowohl nach den Berechnungsansätzen von Hudson als auch nach denen von Van der Meer durchgeführt. Die Ergebnisse wurden anschließend verglichen und anhand derer geeignete Steinklassen ausgewählt.

4.2.1 Bemessung nach Hudson

Die Hudson-Formel basiert auf empirischen Untersuchungen und ist vor allem in der Küsteningenieurpraxis weit verbreitet (KFKI, 2020). Die Hudson-Formel basiert auf kleinmaßstäblichen Modellversuchen mit regelmäßigen Wellen. Sie dient der Dimensionierung von Böschungen mit Bruchstein- oder Formkörperabdeckungen und berücksichtigt folgende Parameter (KFKI, 2020):

- Erforderliches Gewicht eines Einzelblockes in der Deckschicht
- Dichte der Steine und des Wassers
- Erdbeschleunigung
- Bemessungswellenhöhe (Signifikante Wellenhöhe)
- Böschungsneigung
- Dimensionsloser Koeffizient KD

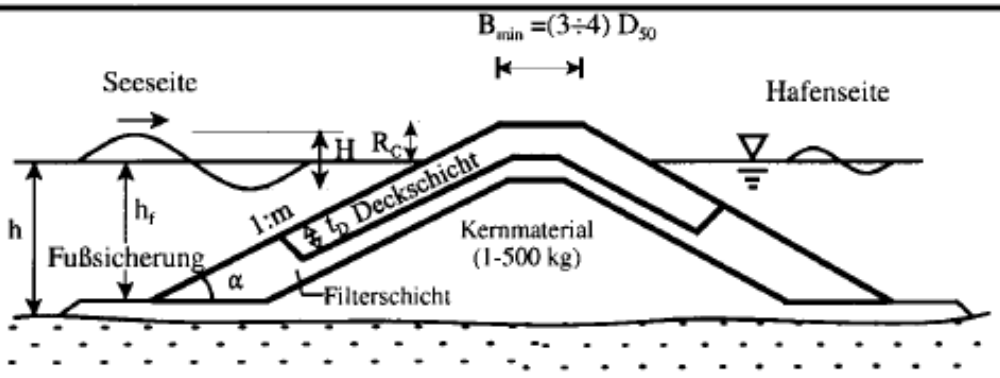
Der KD-Wert fasst Faktoren wie die Form der Deckschichtsteine und die Wellenform zusammen. Die Wellenhöhe geht mit der 3. Potenz in die Formel ein, wodurch die Dimensionierung stark von der Belastung infolge Seegangs abhängt (KFKI, 2020).

Mittels der Hudson-Formel wird die mittlere Steinwichte W der Deckschicht berechnet. Anschließend ist noch eine Umrechnung der Wichte zum mittleren Steingewicht erforderlich. Diese erfolgt nach BAW Merkblatt Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB) (BAW, 2011):

		Ausgangsgröße			
		D_n	G	D	L
Zielgröße	D_n	-	$\sqrt[3]{\frac{G}{\rho_s}}$	$\sqrt[3]{SF}\ D$	$\frac{L}{\psi}$
	G	$\rho_s\ D_n^{\ 3}$	-	$\rho_s\ SF\ D^3$	$\rho_s \left(\frac{L}{\psi}\right)^3$
	D	$\frac{D_n}{\sqrt[3]{SF}}$	$\sqrt[3]{\frac{G}{SF\ \rho_s}}$	-	$\frac{L}{\psi\ \sqrt[3]{SF}}$
	L	$\psi\ D_n$	$\psi\ \sqrt[3]{\frac{G}{\rho_s}}$	$\psi\ \sqrt[3]{SF}\ D$	-

Abb. 21: Umrechnungsformeln verschiedener Einheiten von Deckwerkssteinen (BAW, 2011)

Die Hudson-Formel setzt voraus, dass der Wellenauflauf (run-up) durch das Gewicht und die Neigung der Böschung kontrolliert wird. Sie hat den Vorteil, dass sie einfach anwendbar ist, da nur wenige Eingangsgrößen erforderlich sind. Allerdings berücksichtigt sie nicht alle relevanten Faktoren wie Wellenbrechertyp oder Dauerbelastung (KFKI, 2020). Die Bemessung erfolgt anhand der Formeln aus Abb. 22.



•Freibordhöhe $R_C \approx 1{,}2\ H_S$ (R_C jedoch stark von der zulässigen Wellenüberlaufrate abhängig), wobei H_S = signifikante Wellenhöhe [m]

•Erforderliches Blockgewicht W und Dicke t_D der Deckschicht :

$$W = \frac{\rho_S g H_{Bem}^3}{k_D \left(\frac{\rho_S}{\rho_W} - 1\right)^3 \cot\alpha} \qquad \text{und} \qquad t_D = n \cdot k_\Delta \left(W/(\rho_S \cdot g)\right)^{1/3}$$

W =Blockgewicht [kN] . Bei Bruchsteinen gilt $W = W_{50}$ (Gewicht eines Steines mittleren Durchmessers D_{50} mit $D_{50}=(W_{50}/(\rho_S \cdot g))^{1/3}$)

H_{Bem}=Bemessungswellenhöhe [m] mit $H_{Bem} = H_{1/3} = H_S$

ρ_S =Dichte des Blocks [t/m³]: ρ_S=2,3 ÷2,4t/m³ für Betonformsteine und ρ_S=2,6÷2,7 t/m³ für Natursteine

ρ_W =Dichte des Meerwassers [t/m³]. In der Regel ρ_W=1,025 t/m³.

α =Neigungswinkel der Deckschicht [°] und k_D =Form- und Standsicherheitsbeiwert [-]

Deckschicht-block	cot α	Anzahl der Lagen n	P [%]	k_Δ	Wellenbrecherflanken k_D		Wellenbrecherkopf k_D	
					brechende Wellen	nicht brechende Wellen	brechende Wellen	nicht brechende Wellen
Naturstein, glatt	1,5	2	38	1,02	1,2	2,4	1,1	1,9
Bruchsteine, scharfkantig	1,5	2	37	1,15	2,0	4,0	1,9	3,2
Antifer-Block	2,0	2	46	1,02	8	—	—	—
Tetrapoden	1,5	2	50	1,04	7,0	8,0	5,0	6,0
Dolosse	2,0	2	56	0,94	15,8*	31,8*	8,0	16,0
Accropoden®	1,33	1	52	1,3	12**	15**	7,7**	—
Coreloc®	1,33	1	60	1,6	16**	—	13**	—

(*) bei weniger als 2% Zersörungsgrad muß k_D um 50 % reduziert werden;

(**) 0% Zerstörungsgrad P=Porosität der Deckschicht; k_Δ=Lagenkoeffizient

Anzahl der Deckschichtelemente auf Böschungsfläche A [m²]: $N = A \cdot n \cdot k_\Delta (1-P) \left(\frac{W}{\rho_S \cdot g}\right)^{-2/3}$

Filterschicht: $W_{Filter} = (1/5\text{-}1/20) W_{Deckschicht}$ (kleinere W_{Filter}-Werte für schlanke Betonformsteine und einlagige Deckschichten mit Accropoden bzw. Core-Loc)
Schichtdicke: $(t_F)_{min} \approx 3\ (W/(\rho_S \cdot g))^{1/3}$

Abb. 22: Bemessungsformeln nach Hudson (KFKI, 2020)

4.2.2 Bemessung nach Van der Meer

Der Ansatz von Van der Meer aus dem Jahr 1988 bietet eine detailliertere Berechnungsmethode als die Hudson-Formel. Hier werden mehrere Einflussgrößen berücksichtigt (KFKI, 2020; van der Meer, Andersen, & Eldrup, 2024):

- Wellensteilheit
- Durchlässigkeit der Deck- und Filterschicht
- Zulässiger Zerstörungsgrad
- Sturmdauer
- Stabilitätszahl NS

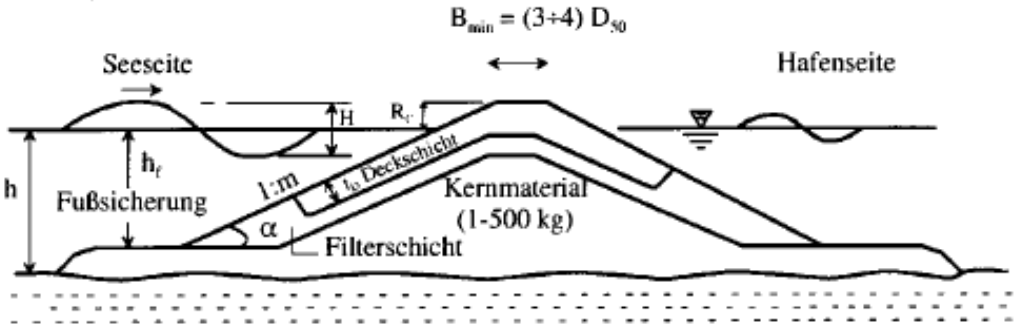
NS wird verwendet, um das Verhältnis von angreifenden Kräften (Wellenhöhe) zu widerstehenden Kräften (Steindurchmesser) zu quantifizieren. Auch hier geht die Wellenhöhe mit der 3. Potenz in die Berechnungen ein (KFKI, 2020; van der Meer, Andersen, & Eldrup, 2024).

Die Van der Meer-Formel unterscheidet zwischen zwei Wasserbereichen:

1. Große Wassertiefe am Böschungsfuß: Keine Beeinflussung der Wellenhöhe durch Wellenbrechen.
2. Geringe Wassertiefe am Böschungsfuß: Wellenhöhe wird durch Wellenbrechen beeinflusst. Hier wird $H_2\%$ (Wellenhöhe mit 2% Überschreitungswahrscheinlichkeit) statt der signifikanten Wellenhöhe verwendet.

Die Van der Meer-Formel unterscheidet explizit zwischen verschiedenen Typen des Wellenbrechens und Belastungsszenarien. Für die Anwendung sind präzise Angaben zu Faktoren wie der Porosität und der Sturmdauer erforderlich, die allerdings häufig mit Unsicherheiten behaftet sind. Zusammenfassend ermöglicht der Ansatz von Van der Meer eine differenzierte und genauere Dimensionierung als die Hudson-Formel, allerdings nur, wenn ausreichend genaue Daten für die Eingangsparameter zur Verfügung stehen (KFKI, 2020; van der Meer, Andersen, & Eldrup, 2024). Die Bemessung erfolgt anhand der Formeln, welche in Abb. 23 dargestellt sind.

(a) Definitionsskizze



(b) Brecherkennzahl $\xi_m = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_m^2}}}$

mit: H_s = Signifikante Wellenhöhe [m]
T_m = mittlere Wellenperiode [s]
α = Neigungswinkel der Deckschicht [°]

(c) kritische Brecherkennzahl für cotα ≤ 3

$$\xi_{mc} = \left[6{,}2P^{0{,}31}\sqrt{\tan\alpha}\right]^{\frac{1}{P+0{,}5}}$$

kritische Brecherkennzahl für cotα > 3

$$\xi_{mc} = \left[3{,}58P^{0{,}31}\sqrt{\tan\alpha}\right]^{\frac{1}{P+0{,}5}}$$

Mit: P = Durchlässigkeitsbeiwert [-]

(d) Ermittlung der Steindurschmesser

große Wassertiefe am Bauwerksfuß

(Wellen brechen nicht vor dem Bauwerksfuß)

Sturzbrecher ($\xi_m \le \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6{,}2P^{0{,}18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2}\xi_m^{-0{,}5}$$

Reflexionsbrecher ($\xi_m > \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1{,}0P^{-0{,}13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2}\sqrt{\cot\alpha}\,\xi_m^{P}$$

geringe Wassertiefe am Bauwerksfuß

(Wellen brechen teilweise vor dem Bauwerksfuß)

Sturzbrecher ($\xi_m \le \xi_{mc}$)

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8{,}7P^{0{,}18}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2}\xi_m^{-0{,}5}$$

Reflexionsbrecher ($\xi_m > \xi_{mc}$)

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1{,}4P^{-0{,}13}\left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0{,}2}\sqrt{\cot\alpha}\,\xi_m^{P}$$

Mit: S = Zerstörungsgrad [-]
D_{n50} = nominaler Steindurchmesser $(W_{50}/\rho_s.g)^{1/3}$ [m]
Δ = relative Steinwichte $(\rho_s / \rho_w - 1)$ [-]
N = Anzahl Wellen (Sturmdauer) [-]

(e) Tabellen

Zerstörungsgrad

Neigung	leicht	mittel	vollständig
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Aufbau des Wellenbrechers

Durch-lässigkeit	Deck-schicht	Filter	Durchlässiger Kern
P = 0.1	x	x	Nein
P = 0.4	x	x	Ja
P = 0.5	x	-	Ja
P = 0.6	Homogen	-	Ja

Abb. 23: Bemessungsformeln nach Van der Meer (KFKI, 2020)

4.2.3 Auswahl der Steinklasse

Die Auswahl der erforderlichen Steinklasse erfolgt basierend auf DIN EN 13383-1. Hier werden die Anforderungen an die Größenverteilung in den Standard-Steinklassen festgelegt. Eine Übersicht über die verschiedenen Steinklassen und die erforderlichen Größen werden in Tab. 5 und Tab. 6 dargestellt. Diese bildet auch die Grundlage auf derer die notwendige Steinklasse ausgewählt wurde. Weitere Angaben sind der DIN 13383-1 zu entnehmen (Deutsche Institut für Normung e.V., 2002).

Tab. 5: Anforderung an die Größenverteilung in den Standard-Steinklassen (Deutsche Institut für Normung e.V., 2002)

Größenklasse mm	**45/125**	**63/180**	**90/250**	**45/180**	**90/180**[a]
Kategorie	$CP_{45/125}$	$CP_{63/180}$	$CP_{90/250}$	$CP_{45/180}$	$CP_{90/180}$[a]
Siebgröße mm	**Siebdurchgang** Massenanteil in Prozent				
360	–	–	98 bis 100	–	–
250	–	98 bis 100	90 bis 100	98 bis 100	98 bis 100
180	98 bis 100	90 bis 100	–	90 bis 100	80 bis 100[b]
125	90 bis 100	–	0 bis 50	–	–
90	–	0 bis 50	0 bis 15	–	0 bis 20[b]
63	0 bis 50	0 bis 15	–	0 bis 50	–
45	0 bis 15	–	0 bis 5[c]	0 bis 15	0 bis 5[c]
31,5	–	0 bis 5[c]	–	–	–
22,4	0 bis 5[c]	–	–	0 bis 5[c]	–

[a] Die Größenklasse 90/180 mm ist eine eng gestufte Steinklasse. Sie ist für spezielle Anwendungen, wie z. B. Gabionen, bestimmt.
[b] Die Steinfraktion der Größenklasse 90/180 mm zwischen dem 90-mm- und dem 180-mm-Sieb muss ≥ 80 % Massenanteil betragen.
[c] Kleinstkornanteil.

Tab. 6: Anforderungen an die Massenverteilung der leichten Standard-Gewichtsklassen in der Kategorie B (Deutsche Institut für Normung e.V., 2002)

Gewichtsklasse kg	**5 bis 40**	**10 bis 60**	**40 bis 200**	**60 bis 300**	**15 bis 300**
Kategorie	$LMB_{5/40}$	$LMB_{10/60}$	$LMB_{40/200}$	$LMB_{60/300}$	$LMB_{15/300}$
Masse kg	**Anteil leichter als Steingewicht** Massenanteil in Prozent				
450	–	–	–	97 bis 100	97 bis 100
300	–	–	97 bis 100	70 bis 100	70 bis 100
200	–	–	70 bis 100	–	–
120	–	97 bis 100	–	–	–
80	97 bis 100	–	–	–	–
60	–	70 bis 100	–	0 bis 10	–
40	70 bis 100	–	0 bis 10	–	–
30	–	–	–	0 bis 2[a]	–
15	–	–	0 bis 2[a]	–	0 bis 10
10	–	0 bis 10	–	–	–
5	0 bis 10	–	–	–	–
3	–	–	–	–	0 bis 2[a]
2	–	0 bis 2[a]	–	–	–
1,5	0 bis 2[a]	–	–	–	–

[a] Kleinstkornanteil

4.3 Bemessung von Flächensicherungen

Deckwerke aus Schotter, Blöcken, Blockmatten, Matratzen und Asphalt sind im Wasser- und Tiefbau weit verbreitet. Granular- und geotextile Filter gehören heutzutage meist zur Standardkonstruktion. Forschungen zur Stabilität von Steindeckwerken unter Wellenbelastung, wie beispielsweise von Hudson und Van der Meer, haben zu anerkannten empirischen Bemessungsansätzen geführt. Für einige weitere Deckwerkstypen fehlten jedoch lange Zeit geeignete Bemessungsmethoden.

Umfangreiche Untersuchungen wurden von Krystian W. Pilarczyk zur Gestaltung und Stabilität von Deckwerken durchgeführt. Seine Forschung fokussierte sich auf Materialien wie Blöcke, Gabionen, Blockmatratzen und Sandsäcke. Dabei entwickelte er empirische Formeln zur Bewertung der Stabilität dieser Bauwerke unter Wellen- und Strömungsbelastungen. Sein Buch “Dikes and Revetments: Design, Maintenance and Safety Assessment” bietet umfassende Anleitungen zur Konstruktion, Instandhaltung und Sicherheitsbewertung solcher Wasserbauwerke. Es enthält empirische Methoden und Fallstudien und gilt als Standardwerk im Wasserbau. Seine Untersuchungen sind Bestandteil des Rock Manuels. Nach Pilarczyk wurden die Schüttsteine nach Strömung, sowie Gabionen und Drahtschottermatratzen bemessen (CIRIA, CUR, CETMEF, 2007).

4.4 Bemessung von geotextilen Sandcontainern

Für die Bemessung der geotextilen Sandcontainer (GSC) dient das Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern als maßgebliche Bemessungsgrundlage. Dieses Regelwerk stellt etablierte Empfehlungen für Planung, Entwurf und statisch-konstruktive Auslegung von GSC zur Verfügung und gilt als anerkannter Stand der Technik in Deutschland. Fokus der Bemessung sind das erforderliche Volumen der einzelnen GSC sowie deren Einbindelänge in der Böschung, um eine ausreichende Funktionalität gegen erosiven Kräften durch Wellen und Strömung zu gewährleisten. Die Einbindelänge ist dabei entscheidend für die Verankerung der GSC in der Böschung (MLUV M-V, 2012).

4.5 Bemessung der geotextilen Filterschicht

Die Filterschicht übernimmt bei Ufersicherungsmaßnahmen eine zentrale Funktion. Sie wird zwischen dem Untergrund und der eigentlichen Deck- oder Schutzschicht, wie beispielsweise einer Steinschüttung, eingebaut und erfüllt dabei mehrere wichtige Aufgaben. Ihre Hauptfunktion besteht darin, das feinkörnige Bodenmaterial des Untergrunds vor dem Ausschwemmen durch Wasserbewegungen wie Strömung, Wellenschlag oder Sickerwasser zu schützen. Gleichzeitig ermöglicht die Filterschicht den ungehinderten Wasserdurchtritt, sodass sich kein Wasserstau oder Überdruck im Boden aufbauen kann. Auf diese Weise trägt sie entscheidend zur Entwässerung und Druckentlastung des Bauwerks bei. Darüber hinaus verhindert die Filterschicht das Vermischen verschiedener Bodenschichten und dient somit auch als Trennlage. Zum Einsatz kommen entweder mineralische Materialien wie Kies oder Sand mit abgestufter Körnung oder technische Geotextilien, die je nach Erfordernis ausgewählt werden. Insgesamt ist die Filterschicht ein wesentliches Element für die Stabilität und Dauerhaftigkeit von Ufersicherungen, da sie Erosion verhindert und die Funktionalität des gesamten Bauwerks sicherstellt (BAW, 2021; BAW, 2011).

Im Rahmen der Böschungssicherungen kommt aufgrund der großen Bandbreite der Kornverteilung nur der Einsatz von geotextilen Filtern in Frage.

4.5.1 Allgemeines

Als Planungsgrundlage zur Bemessung von geotextilen Filtern dienen die nach (DWA, 2017) festgelegten Anforderungen. Zusätzlich sind Kenntnisse der Wasserstände im Baugrund bzw. im Oberflächenwasser zur Abschätzung des wirksamen hydraulischen Gradienten erforderlich.

Die Funktionsweise eines filterstabilen Geotextils ist im Grundsatz die gleiche wie die eines Kornfilters. Das Geotextil muss eine ausreichend feine Öffnungsweite haben, um den Bodenrückhalt zu gewährleisten (mechanische Filterwirksamkeit). Gleichzeitig muss die Wasserdurchlässigkeit des Geotextils ausreichend groß sein, um einen Anstieg der Porenwasserdrücke unterhalb des Geotextil und damit Standsicherheitsprobleme zu verhindern (hydraulische Wirksamkeit). Bei inhomogenen Böden ist das Geotextil analog zu Kornfiltern lokal auf die Untergrundverhältnisse anzupassen.

4.5.2 Mechanische Filterwirksamkeit

Bei der Filterbemessung bzgl. der mechanische Filterwirksamkeit wird die Öffnungsweite O_{90} des Geotextils auf die feinkörnigste Grenze der Kornverteilungen des zu schützenden Bodens abgestimmt. Bei nicht kohäsiven Böden wird hierzu nach (DWA, 2017) das zulässige Abstandsverhältnis O_{90}/d_{50} (s. Abb. 24) ermittelt:

$$\frac{O_{90}}{d_{50}} = 1 + \frac{24 \cdot e^{\left(\frac{-(\ln C_U - 1{,}65)^2}{2 \cdot 0{,}55^2}\right)}}{0{,}55 \cdot C_U \cdot \sqrt{2\pi}}$$

Die Öffnungsweite O_{90} ergibt sich somit aus in Abhängigkeit der Ungleichförmigkeitszahl C_U und dem Korndurchmesser d_{50} des Bodens. Bei dicht gelagerten Böden darf das Abstandsverhältnis um 10 % erhöht werden, bei locker gelagerten Böden soll es dagegen um bis zu 10 % verringert werden.

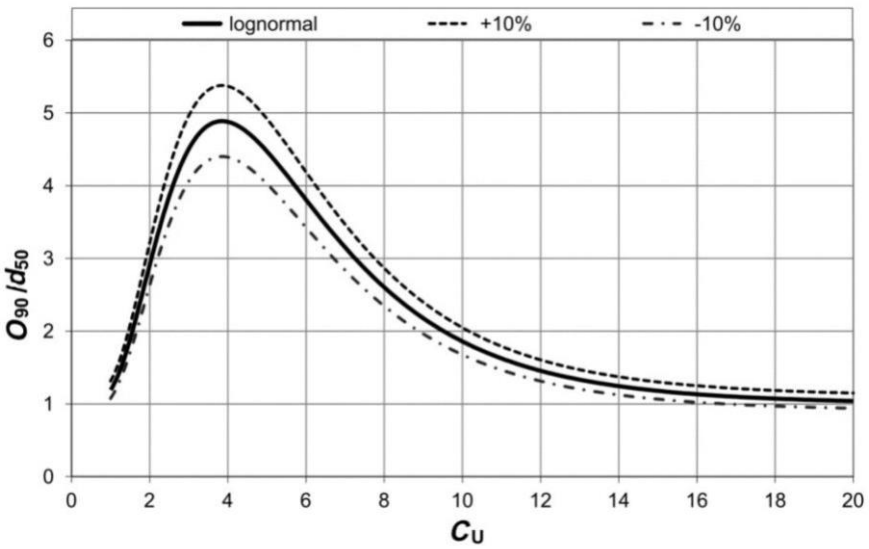


Abb. 24: Zulässiges Abstandsverhältnis O_{90}/d_{50} (DWA, 2017)

Bei suffosionsgefährdeten Böden kann das Kriterium nach Lafleur verwendet werden:

$$O_{90} < d_{30}$$

Bei kohäsiven Böden ergeben sich Filteranforderungen in Abhängigkeit der undränierten Scherfestigkeit c_u und der Plastizitätszahl I_P. Bei $c_u \geq 10$ kN/m² und $I_P \geq 0{,}15$ oder bei $c_u \geq 10$ kN/m² und $I_P < 0{,}15$ und mindestens steifer Konsistenz sind Öffnungsweiten $O_{90} < 0{,}125$ mm geeignet. Bei $c_u < 10$ kN/m² oder $I_P < 0{,}15$ ergibt sich die Öffnungsweite wie bei nicht kohäsiven Böden.

Weitere Hinweise bzgl. der mechanischen Filterwirksamkeit bei Sonderfällen können (DWA, 2017) entnommen werden.

4.5.3 Hydraulische Filterwirksamkeit

Bei der Filterbemessung bzgl. der hydraulischen Filterwirksamkeit wird die Durchlässigkeit des Geotextils auf die grobkörnigste Grenze der Kornverteilungen des zu schützenden Bodens abgestimmt. Der Mindestwert der Durchlässigkeit muss nach (DWA, 2017) folgende Forderung erfüllen:

$$k_{Geotextil} = 10 \cdot k_{Boden} \dots 100 \cdot k_{Boden}$$

Bei sehr durchlässigem Untergrund und bei unkritischen Randbedingungen wie z. B. geringen hydraulischen Gradienten reicht es aus, wenn $k_{Geotextil}$ mindestens so groß ist wie k_{Boden}.

Die Durchlässigkeit von Geotextilien ergibt sich aus dem Geschwindigkeitsindex V_{H50}, der nach DIN EN ISO 11058 mit Durchströmungsversuchen bei 20 °C Wassertemperatur ermittelt wird:

$$k_{Geotextil} = V_{H50} \cdot d/h$$

Dabei entspricht h = 50 mm, während d die Dicke des Geotextils bezeichnet. Für von 20 °C abweichende Wassertemperaturen T (in °C) ist die Berücksichtigung eines Korrekturfaktors R_T erforderlich:

$$k_{Geotextil} = \frac{V_{H50} \cdot d/h}{R_T} = V_{H50} \cdot d/h \cdot \frac{1 + 0{,}033 \cdot T + 0{,}00022 \cdot T^2}{1{,}762}$$

Unter Auflast wird sich die Durchlässigkeit des Geotextils jedoch verringern. Versuche verschiedener Autoren haben ergeben, dass sich die Durchlässigkeit um maximal ein bis zwei Zehnerpotenzen verringern kann.

4.5.4 Kolmationssicherheit

Nach (DWA, 2017) ist zu vermeiden, dass die Durchlässigkeit eines Geotextil von zwischen den Fasern eingelagerten Partikeln übermäßig verringert wird, damit die Funktionsfähigkeit dauerhaft gewährleistet ist. Dies kann durch ein ausreichendes Gesamtvolumen des Geotextils und ein großes Porenvolumen erreicht werden. Dafür ist erstens eine entsprechend große Dicke der Textillage und zweitens eine nicht wesentlich geringere Öffnungsweite als die zur mechanischen Wirksamkeit erlaubte Öffnungsweite zu wählen.

4.5.5 Filterdicken

Nach (DWA, 2017) verhalten sich Vliesstoffe analog zu Kornfiltern, da bei beiden Varianten ein dreidimensionaler Porenraum zur Verfügung steht und eine ausreichende Filtrationslänge bei entsprechender Dicke bietet. Bzgl. der Mindestdicke einer Filterlage wird gefordert:

$$d \geq 30 \cdot O_{90}$$

Diese Anforderung ist in guter Übereinstimmung mit Empfehlungen anderer Richtlinien. Weitere Hinweise können (DWA, 2017) entnommen werden.

4.5.6 Robustheit

Durch Einhaltung von Robustheitskriterien kann vermieden werden, dass beim Betrieb und insbesondere beim Einbau keine Schäden am Material eines Geotextils entstehen. Nach (DWA, 2017) sind hierfür das Flächengewicht und das Dehnungsverhalten die maßgeblichen Einflussgrößen.

Für ein ausreichendes Verformungsvermögen wird eine Dehnung von $\varepsilon_{max} \geq 50$ % bei Höchstzugkraft empfohlen. Das Flächengewicht ist in Abhängigkeit der geplanten Überschüttung zu wählen:

- Sand und Kies bis d = 8 mm: Flächengewicht ≥ 300 g/m²
- Sand und Kies bis d = 32 mm (Rundkorn): Flächengewicht ≥ 400 g/m²
- Kies mit d > 32 mm (Rundkorn): Flächengewicht ≥ 500 g/m²
- Steine und Kies (Brechkorn): Flächengewicht ≥ 600 g/m²
- Steine bis ca. 60 kg: Flächengewicht ≥ 750 g/m²
- Steine über ca. 60 kg: Flächengewicht ≥ 1000 g/m²

Überkornanteile bis 3 % sind dabei zulässig. Bei starken Einbaubeanspruchungen werden Baustellenversuche unter den örtlichen Randbedingungen empfohlen.

LITERATURVERZEICHNIS

Backhaus, L., Heyer, T., & Stamm, J. (2023). *Numerische Untersuchungen zu Windwelleninduzierten Effekten an den Böoschungen des zukünftigen Tagebausees Hambach im Plan-Zustand 2021.* TU Dresden, Gesellschaft füur Wissens- und Technologietransfer.

BAW. (2011). *Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB).* Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe.

BAW. (2021). *Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG).* Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

Bezirksregierung Arnsberg. (2023). *RfS - Richtlinie für Standsicherheitsuntersuchungen von Böschungen der im Tagebau betriebenen Braunkohlenbergwerke.* Abteilung 6 Brgbau und Energie NRW. Abgerufen am 31. 07 2024 von https://esb.bra.nrw.de/2-technische-richtlinien-und-rundverfuegungen/219-tagebaue-und-halden/richtlinie-fuer-die-untersuchung-der/rfs-richtlinie-fuer-standsicherheitsuntersuchungen

Bosboom, J., & Stive, M. (2021). *Coastal Dynamics Open Textbook.* TU Delft Open. doi:10.5074/T.2021.001

CIRIA, CUR, CETMEF. (2007). *The Rock Manual - The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition).* London: C683, CIRIA. doi:978-0-86017-683-1

Deutsche Institut für Normung e.V. (1980). *DIN 4044:1980-07, Hydromechanik im Wasserbau; Begriffe.* Berlin: DIN Media GmbH.

Deutsche Institut für Normung e.V. (2002). *DIN EN 13383-1 Wasserbausteine Teil 1:Anforderungen.* Berlin: DIN Media GmbH.

Drebenstedt, C., & Kuyumcu, M. (2014). *Braunkohlesanierung: Grundlagen, Geotechnik, Wasserwirtschaft, Brachflächen, Rekultivierung, Vermarktung.* Berlin: Springer Vieweg. doi:DOI 10.1007/978-3-642-16353-1

DWA. (2016). *Merkblatt DWA-M 519 Technisch-biologische Ufersicherungen an großen und schiffbaren Binnengewässern.* Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall.

DWA. (2017). *Merkblatt DWA-M 511 Filtern mit Geokunststoffen.* Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.

DWA. (2020). *Merkblatt DWA-M 620-1 Ingenieurbiologische Bauweisen an Fließgewässern - Teil 1: Grundlagen und Bauweisenauswahl.* Deutsche Vereinigung füur Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall.

KFKI. (2020). Die Küste. (K. f. Küsteningenieurwesen, Hrsg.) *88*(EAK 2002, 3korrigierte Ausgabe). doi:https://doi.org/10.18171/1.088100

LMBV. (2001). *Leitfaden „Empfehlungen und Bemessungsgrundlagen für die Gestaltung von Tagebaurestseen".* Berlin: Lausitzer und Mitteldeutsche Bergbau-Verwaltungsgesellschaft GmbH.

MLUV M-V. (2012). *Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern.* Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg-Vorpommern.

van der Meer, J. W., Andersen, T. L., & Eldrup, M. R. (2024). *Rock armour slope stability under wave attack in shallow water.* Journal of coastal and hydraulic structures.

Zanke, U. (2002). *Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer.* Wiesbaden: Vieweg+Teubner Verlag. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-322-80212-5

Aufgestellt: Hamburg, 12.03.2026



Vivian Efthymiadou (M.Sc.)



Johannes Schattmann (M.Sc.)



Eckard Schmidt (Dr.-Ing.)

Projektleiter