



Foto: © LSBG

**BERECHNUNGSGRUNDSÄTZE**

**HOCHWASSERSCHUTZWÄNDE**

**FLUTSCHUTZANLAGEN UND UFERBAUWERKE**

Richtlinie

der Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe

BHFU - Januar 2023

Richtlinie der Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke  
im Bereich der Tideelbe  
(BHFU)

**Fachbehörde**

Behörde für Umwelt, Klima, Energie und Agrarwirtschaft (BUKEA)

Amt Wasser, Abwasser und Geologie

Neuenfelder Straße 19

21109 Hamburg

**Fachdienststellen:**

Hamburg Port Authority AöR (HPA)

Neuer Wandrahm 4

20457 Hamburg

Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG)

Sachsenfeld 3 – 5

20097 Hamburg

© HPA und LSBG, 2023

Alle Rechte vorbehalten.

## Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort</b> .....	<b>6</b>
<b>1 Allgemeines</b> .....	<b>7</b>
1.1 Begriffe und Definitionen .....	7
<b>2 Sollhöhenmittlung für Hochwasserschutzwände und Flutschutzanlagen</b> .....	<b>8</b>
2.1 Prinzip der Sollhöhenmittlung .....	8
2.2 Grundlagen der Sollhöhenmittlung .....	8
2.2.1 Bemessungswasserstand (BW) .....	8
2.2.2 Wellenklima .....	9
2.2.3 Freibord .....	9
<b>3 Maßgebende Wasserstände</b> .....	<b>10</b>
3.1 Hoch- und Niedrigwasser .....	10
3.2 Ablaufendes Hochwasser – Bemessungssituation Sunk 3 mit beschränkter Versickerung .....	10
3.2.1 Freie Fußumströmung ( $x \geq 1,50$ m) .....	11
3.2.2 Behinderte Fußumströmung ( $x < 1,50$ m) .....	11
3.3 Ablaufendes Hochwasser - Bemessungssituation Sunk 3 mit ungehinderter Versickerung .....	11
3.3.1 Freie Fußumströmung ( $x \geq 1,50$ m) .....	11
3.3.2 Behinderte Fußumströmung ( $x < 1,50$ m) .....	12
<b>4 Wasserüberdruck und Raumgewichtsänderungen</b> .....	<b>12</b>
<b>5 Wellendruck</b> .....	<b>13</b>
5.1 Stehende bzw. gebrochene Welle .....	13
5.2 Sturzbrecher .....	13
5.3 Belastung von Teilflächen .....	14
<b>6 Eisdruck, Zug durch Schutthalter, Pollerzug, Treibgutstoß</b> .....	<b>15</b>
6.1 Eisdruck .....	15

Richtlinie der Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke  
im Bereich der Tideelbe  
(BHFU)

6.2	Zug durch Schutenhalter .....	15
6.3	Pollerzug.....	15
6.4	Treibgutstoß .....	16
<b>7</b>	<b>Verkehrslasten .....</b>	<b>16</b>
<b>8</b>	<b>HWS-Tore .....</b>	<b>16</b>
<b>9</b>	<b>Bemessungssituation und Sicherheiten .....</b>	<b>17</b>
9.1	Bemessungssituation: Hochwasser .....	17
9.2	Bemessungssituation: Niedrigwasser .....	17
<b>10</b>	<b>Hydraulische Nachweise .....</b>	<b>17</b>
10.1	Hydraulischer Grundbruch .....	17
10.2	Sicherheit gegen Aufbruch und Auftrieb .....	18
10.3	Erosionsgrundbruch (Piping) .....	18
<b>11</b>	<b>Stand sicherheitsnachweise.....</b>	<b>18</b>
<b>12</b>	<b>Berechnungssohle .....</b>	<b>18</b>
<b>13</b>	<b>Schrifttum .....</b>	<b>21</b>
<b>14</b>	<b>Aufstellungsvermerk .....</b>	<b>22</b>



## Anlagenverzeichnis

- Anlage 1:** Bemessungswasserstände (BW) der Hamburger Hauptdeichlinie und für Anlagen im zentralen Hafengebiet
- Anlage 2:** Nomogramm zur Bestimmung des Wellenüberschlags an HWS-Wänden
- Anlage 3:** Prinzipdarstellungen der Wasserüberdruckflächen und Raumgewichtsänderungen
- Anlage 4:** Sturzbrecher-Prüfung

## Vorwort

Die Richtlinie über die Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke (BHFU) im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg wurden im Jahr 2007 erstmals gemeinsam von HPA und LSBG erstellt.

Mit der hier vorgelegten BHFU 2023 wird die Vorgängerversion aus dem April 2013 abgelöst. Die Richtlinie wurde unter Federführung der HPA unter Mitarbeit des LSBG und unter Einbeziehung der BUKEA aktualisiert und an neue technische und wasserwirtschaftliche Sachverhalte angepasst. Insbesondere wurde die aktuelle Entwicklung von Tideniedrigwasserständen mit einem parallel durch die BAW erstellten Gutachten untersucht und mit einbezogen.

Die im Jahr 2013 festgesetzten Bemessungswasserstände wurden wieder aufgenommen. Die Dekadenweise durchzuführende Überprüfung der Bemessungswasserstände läuft derzeit im LSBG. Eine Drucksache zum Umgang mit Ansätzen des Meeresspiegelanstiegs ist aktuell in Aufstellung. Der IPCC hat in seinem 6. Berichtszeitraum 3 Sonderberichte veröffentlicht, die hier ebenfalls zu berücksichtigen sind. Der Abschlussbericht erscheint im Jahr 2023.

Die BHFU wird für Uferbauwerke und private Flutschutzanlagen als Technische Baubestimmung nach § 81a Hamburgische Bauordnung eingeführt. Für öffentliche Hochwasserschutzanlagen erfolgt die Anwendung durch die jeweiligen Dienststellen, da die HBauO nicht einschlägig ist. Die BHFU dient bei öffentlichen Hochwasserschutzanlagen der Konkretisierung des Verwaltungshandelns und gilt ergänzend zu den Richtlinien im Hochwasserschutz.

F. Feindt

C. von Mirbach

## 1 Allgemeines

Die Richtlinie bezieht sich auf Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Tideinfluss der Elbe. Die Richtlinie gilt nicht für die erdstatistische Bemessung von Deichen sowie die Bemessung von Strompfeilern, Dalben und pfahlartigen Bauwerken.

Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke werden durch unterschiedliche Einwirkungen beansprucht. Die Ansätze der technischen Normen, insbesondere der EAU, werden in den vorliegenden Bemessungsansätzen für den Bereich der Freien und Hansestadt Hamburg spezifiziert.

Basis sind umfangreiche Messreihen und gutachterliche Auswertungen der in Hamburg vorliegenden Verhältnisse. Sollten die örtlichen Verhältnisse stark von den vorausgesetzten Randbedingungen abweichen, so sind die notwendigen Untersuchungen durchzuführen und zutreffende Anforderungen zu stellen.

Die Bemessung ist nach dem Teilsicherheitskonzept gem. Handbuch EC7-1 bzw. EAU durchzuführen. Es gelten die jeweils gültigen Fassungen.

### 1.1 Begriffe und Definitionen

AW	Außenwasserstand	[m über NHN]
$\alpha$	Wellenangriffswinkel	[°]
BW	Bemessungswasserstand	[m über NHN]
$c_t$	Transmissionskoeffizient	[-]
$\Delta \gamma'$	Veränderung der Bodenwichte infolge Grundwasserströmungsdruck	[kN/m <sup>3</sup> ]
d	Wassertiefe vor der HWS-Wand	[m]
$d_w$	Dicke der dichtenden Schicht	[m]
$F_h$	Wellenersatzlast	[kN/m]
GOK	Geländeoberkante	
HWS	Hochwasserschutz	
$\max H_{ds}$	Maximale signifikante Wellenhöhe an der HWS-Wand	[m]
$H_{sw}$	Reduzierte Wellenhöhe an der HWS-Wand unter Berücksichtigung der Wellendämpfung	[m]
Luv	Wind zugewandte Seite einschließlich eines Übergangsbereiches	
Lee	Wind abgewandte Seite	
Sunk	In Tidegebieten Wasserüberdruck in Richtung Wasserseite zum Zeitpunkt des Tideniedrigwassers	
Thw	Tidehochwasser	

Richtlinie der Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke  
im Bereich der Tideelbe  
(BHFU)

T <sub>nw</sub>	Tideniedrigwasser	
φ	Stoßfaktor für Belastung durch Sturzbrecher	[-]
p <sub>1</sub> , p <sub>2</sub>	Wellendruckordinaten	[kN/m <sup>2</sup> ]
q <sub>t</sub>	Örtliche Wellenüberschlagsrate im Mittel über drei Stunden im Verlauf des Sturmflutscheitels (1,5 Std. vor bis 1,5 Std. nach Thw) für die betrachtete Windrichtung	[l/(s·m)]
q <sub>T</sub>	Wellenüberschlagsrate im Mittel über drei Stunden im Verlauf des Sturmflutscheitels (1,5 Std. vor bis 1,5 Std. nach Thw) gemittelt über die Abschnittslänge für die betrachtete Windrichtung	[l/(s·m)]
R <sub>c</sub>	Tatsächliche Freibordhöhe bei Hochwasserschutzwänden: Differenz zwischen Wandoberkante und BW bzw. AW	[m]
T <sub>p</sub>	Peakperiode = Wellenperiode bei maximaler Energiedichte	[s]
χ <sub>1</sub> , χ <sub>2</sub>	Parameter zur Bestimmung der Druckverteilungsfigur von Wellenlasten	[-]

## 2 Sollhöhenermittlung für Hochwasserschutzwände und Flutschutzanlagen

### 2.1 Prinzip der Sollhöhenermittlung

Die Sollhöhe ist bereichsweise aus örtlich unterschiedlichen Faktoren abzuleiten und über den Verlauf von HWS-Anlagen somit nicht zwingend höhengleich.



### 2.2 Grundlagen der Sollhöhenermittlung

#### 2.2.1 Bemessungswasserstand (BW)

Die Bemessungswasserstände sind der Anlage 1 zu entnehmen.

Die in der Anlage 1 angegebenen Bemessungswasserstände unterteilen sich in Bemessungswasserstände für Bauwerke mit geplanten Lebensdauern bis 2050 und über 2050 hinaus. Bei Neubauten gilt für die Statik der höhere Wert. Langfristig (2100) wird zur Berücksichtigung eines beschleunigten Meeresspiegelanstiegs eine zusätzliche Gründungsreserve von mindestens 80 cm empfohlen.

## 2.2.2 Wellenklima

Das Wellenklima wurde für die Elbe in Hamburg unter Sturmflutbedingungen und eingetretenem Bemessungswasserstand für ein Windspektrum mindestens 220° bis 300° einschließlich Übergangsbereich und eine Windgeschwindigkeit von 20 m/s (8 bis 9 Bft.) bis zu den Elbbrücken bzw. 17 m/s ostwärts der Elbbrücken mittels Modellberechnungen simuliert.

Das Ergebnis sind Wellendaten an einer HWS-Wand:

- signifikante Wellenhöhe
- Wellenangriffswinkel
- Wellenperiode

Topographische Einflüsse auf den örtlichen Seegang:

Als seegangsbeeinflussend wurden berücksichtigt:

- Vorlandbreite und -höhe
- Speicherstadtbebauung
- ggf. Straßen- und Eisenbahnbrücken
- St. Pauli Landungs- und Überseebrücken
- ggf. Hochwasserschutzanlagen

Nicht berücksichtigt wurden:

- übrige Bebauung
- Fußgängerbrücken, Landeanlagen
- Vorlandbewuchs

## 2.2.3 Freibord

Die Freibordhöhe bezeichnet den Abstand vom Bemessungswasserstand zur Oberkante der HWS-Anlage. Dabei wird zwischen Luv- und Lee-Lagen unterschieden. Die Luv-Lagen umfassen die dem Windspektrum (mindestens 220° bis 300°) zugewandten Seiten einschließlich eines Übergangsbereiches. Die Lee-Lagen umfassen die übrigen windabgewandten Seiten.

In den Lee-Lagen ist ein Mindestfreibord anzusetzen.

In den Luv-Lagen ist die Freibordhöhe in Abhängigkeit vom Wellenklima entweder

- mit dem deterministischen Ansatz des EurOtop-Verfahrens [KFKI, 2007] oder
- mit Anlage 2 „Nomogramm zur Bestimmung des Wellenüberschlags an HWS-Wänden“

zu ermitteln. Die Randbedingungen hierzu sind mit der zuständigen Dienststelle vorab zu klären.

Der Bemessungswert für die Wellenüberschlagsrate beträgt  $q_T = 0,5 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{m})$  für die ungünstigste Windrichtung eines HWS-Abschnittes.



### 3 Maßgebende Wasserstände

Die im Folgenden angegebenen Wasserstände gelten für den Bereich zwischen Tinsdal (westl. Landesgrenze Hamburgs) und den Norder- bzw. Süderelbbrücken. Für Bauwerke oberhalb der Norder- bzw. Süderelbbrücken können mit fortschreitender Entfernung zunehmend höhere Wasserstände zugrunde gelegt werden, die im Einzelfall von der Hydrologie der HPA bezogen werden können und mit der zuständigen Wasserbehörde abzustimmen sind.

#### 3.1 Hoch- und Niedrigwasser

Tabelle 1: Maßgebende Wasserstände

Zeile	Bemessungssituation	Außenwasserstand	Innenwasserstand
1	Hochwasser	BW	Allgemein GOK
2	Sunk 1: Normaltide	NHN - 2,00 m	NHN + 1,00 m
3	Sunk 2: Extremes Niedrigwasser	NHN - 4,00 m	NHN ± 0,00 m
4	Sunk 3: Ablaufendes Hochwasser	s. Abschn. 3.2 bzw. 3.3	s. Abschn. 3.2 bzw. 3.3

- BW: siehe Anlage 1: Bemessungswasserstände (BW) der Hamburger Hauptdeichlinie und für Anlagen im zentralen Hafengebiet
- Die Innenwasserstände sind Mindestwerte, die einen ausreichenden Grundwasserabfluss voraussetzen. Sie sind insbesondere bei dichtenden Weichschichten im Rahmen von geotechnischen Gutachten zu überprüfen. Dabei sollten vorrangig Pegelmessungen zugrunde gelegt werden.
- In allen Sunk-Bemessungssituationen ist der Innenwasserstand mindestens 1,00 m über der Oberkante der dichtenden Schicht anzusetzen. Die Lage der dichtenden Schicht ist von einem Sachverständigen für Geotechnik anzugeben.
- Bei Anordnung von Dränagen darf der Innenwasserstand in der bei der Drainagebemessung nachgewiesenen Höhe, jedoch nicht tiefer als  $\text{NHN} + 2,00 \text{ m}$ , angesetzt werden. Im öffentlichen Hochwasserschutz werden Dränagen grundsätzlich nicht angesetzt.
- Es ist zu prüfen, ob höhere Außenwasserstände insbesondere bei Wänden in Böschungen zu statisch ungünstigeren Bemessungswerten führen.

#### 3.2 Ablaufendes Hochwasser – Bemessungssituation Sunk 3 mit beschränkter Versickerung

Die Ansatzwerte des Abschnittes 3.2 gelten für:

- HWS-Wandbereiche, in denen die Wellenüberschlagsrate  $q_T \leq 0,5 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$  beträgt oder
- HWS-Wandbereiche, in denen durch eine geeignete landseitige Oberflächenversiegelung und eine ausreichend dimensionierte Oberflächenentwässerung die Versickerung von Überschlagswasser zuverlässig verhindert wird.

### 3.2.1 Freie Fußumströmung ( $x \geq 1,50$ m)

Die Wasserstände der Tabelle 2 gelten für Wände in durchlässigen Böden und für Wände, die oberhalb dichtender Schichten enden.

Der Abstand  $x$  zwischen Wandfuß und Oberkante der dichtenden Schicht muss im Mittel mindestens 1,50 m betragen. Bei gestaffeltem Wandfuß ist ein Abflussquerschnitt von mindestens 1,5 m<sup>2</sup>/m Wand einzuhalten.

**Tabelle 2: Bemessungssituation Sunk 3 mit freier Fußumströmung und beschränkter Versickerung**

Zeile	Bemessungssituation	Außenwasserstand	Innenwasserstand
1	Sunk 3a	NHN + 1,50 m	NHN + 5,00 m / + 4,50 m <sup>1)</sup>
2	Sunk 3b	NHN - 1,00 m	NHN + 3,50 m / + 3,00 m <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> nur für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer bis 2050

- Innenwasserstand nicht höher als GOK

### 3.2.2 Behinderte Fußumströmung ( $x < 1,50$ m)

**Tabelle 3: Bemessungssituation Sunk 3 mit behinderter Fußumströmung und beschränkter Versickerung**

Zeile	Bemessungssituation	Außenwasserstand	Innenwasserstand
1	Sunk 3a	NHN + 1,50 m	NHN + 4,75 m / + 4,50 m <sup>1)</sup>
2	Sunk 3b	NHN - 1,00 m	allg. 1,75 m / 2,00 m <sup>1)</sup> unter GOK max. NHN + 4,25 m / + 4,00 m <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> nur für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer bis 2050

- Innenwasserstand nicht höher als GOK

## 3.3 Ablaufendes Hochwasser - Bemessungssituation Sunk 3 mit ungehinderter Versickerung

Die Ansatzwerte des Abschnittes 3.3 gelten für:

- überflutete Uferbauwerke oder
- HWS-Wandbereiche, in denen die mittlere Wellenüberschlagsrate  $q_T > 0,5$  l/(s·m) beträgt und die gleichzeitig keine die Versickerung zuverlässig verhindernde landseitige Oberflächenversiegelung besitzen Die Abführung der nicht versickerbaren Wassermengen ist nachzuweisen. Dies gilt auch für mögliche Aufstauungen in Senken etc.

### 3.3.1 Freie Fußumströmung ( $x \geq 1,50$ m)

Die Wasserstände der Tabelle 4 gelten für Wände in durchlässigen Böden und für Wände, die oberhalb dichtender Schichten enden.

Der Abstand  $x$  zwischen Wandfuß und Oberkante der dichtenden Schicht muss im Mittel mindestens 1,50 m betragen. Bei gestaffeltem Wandfuß ist ein Abflussquerschnitt von mindestens  $1,5 \text{ m}^2/\text{m}$  Wand einzuhalten.

**Tabelle 4: Bemessungssituation Sunk 3 mit freier Fußumströmung und ungehinderter Versickerung**

Zeile	Bemessungssituation	Außenwasserstand	Innenwasserstand
1	Sunk 3a	NHN + 2,50 m	NHN + 6,00 m / + 5,50 m <sup>1)</sup>
2	Sunk 3b	NHN - 1,00 m	NHN + 4,50 m / + 4,00 m <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> nur für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer bis 2050

- Innenwasserstand nicht höher als GOK

### 3.3.2 Behinderte Fußumströmung ( $x < 1,50 \text{ m}$ )

**Tabelle 5: Bemessungssituation Sunk 3 mit behinderter Fußumströmung und ungehinderter Versickerung**

Zeile	Bemessungssituation	Außenwasserstand	Innenwasserstand
1	Sunk 3a	NHN + 2,50 m	NHN + 5,75 m / + 5,50 m <sup>1)</sup>
2	Sunk 3b	NHN - 1,00 m	allg. 0,75 m / 1,00 m <sup>1)</sup> unter GOK max. NHN + 5,25 m / + 5,00 m <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> nur für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer bis 2050

- Innenwasserstand nicht höher als GOK

## 4 Wasserüberdruck und Raumbewichtsänderungen

Die Form der Wasserüberdruckflächen und die anzusetzenden Wichteänderungen sind in den hydraulischen Falldefinitionen der Anlage 3 angegeben. Der Abbau des Wasserüberdruckes wird durch die Änderung der Wichte

mit der Vergrößerung:  $\Delta\gamma'_a$  auf der Aktivseite (Erddruckseite)

und mit der Verringerung:  $\Delta\gamma'_p$  auf der Passivseite (Erdwiderstandsseite)

mit dem Näherungsansatz nach BRINCH HANSEN berücksichtigt, vgl. dazu EAU 2020, Abschn. 3.5.10.

Im homogenen Boden ist die Wichteänderung im gesamten Gleitkörper anzusetzen.

Der Wert  $t$  bezeichnet den Weg des durchströmten Bodens.

Für  $\Delta h_2$  ist bei Kaimauern o. ä. (vertikaler Sickerweg) ein Wert von 1,00 m, in Böschungen (schräger Sickerweg) ein Wert von 1,50 m anzusetzen.

Bei mehr als einer dichtenden Schicht bzw. bei unterschiedlichen Schichtdicken auf der aktiven und passiven Seite ist die Wirkung der einzelnen Schichten gemäß EAU 2020, Abschn. 3.5.10 zu überlagern.

## 5 Wellendruck

Die Wellendruckbelastung ist für 2 Wellentypen zu ermitteln:

- stehende Welle bzw. bereits gebrochene Welle
- ggf. Sturzbrecher (Sturzbrecher-Prüfung siehe Anlage 4)

Sofern keine genauere Ermittlung der Wellendruckbelastung (insbesondere bei Wellenhöhen  $\leq 0,40$  m) geführt wird, sind Ersatzlasten gem. Abschn. 5.1 und 5.2 anzusetzen.

### 5.1 Stehende bzw. gebrochene Welle

**Lee-Lagen:** Halber Tabellenwert der Wellenersatzlast Tabelle 6, Zeile 1

**Luv-Lagen:** siehe Tabelle 6

**Tabelle 6: Wellenersatzlast für stehende bzw. bereits gebrochene Welle**

Zeile	Wellenhöhe an der Wand max $H_{ds}$ [m]	charakteristische Wellenersatzlast [kN/m]	Angriffshöhe unter AW [m]
1	$\leq 0,40$	15,0	0,50
2	$0,40 < H_{ds} \leq 0,60$	25,0	0,50
3	$0,60 < H_{ds} \leq 0,80$	35,0	0,50
4	$H_{ds} > 0,80$	50,0	0,50

### 5.2 Sturzbrecher

**Tabelle 7: Wellenersatzlast für Sturzbrecher**

Zeile	Wellenhöhe an der Wand max $H_{ds}$ [m]	charakteristische Wellenersatzlast [kN/m]	Angriffshöhe unter AW [m]
1	$\leq 0,40$	$30,0 \cdot \varphi$	0,50
2	$0,40 < H_{ds} \leq 0,60$	$50,0 \cdot \varphi$	0,50
3	$0,60 < H_{ds} \leq 0,80$	$70,0 \cdot \varphi$	0,50
4	$H_{ds} > 0,80$	$100,0 \cdot \varphi$	0,50

**Stoßfaktor  $\varphi$  für Sturzbrecherlasten:**

- Wände mit nachgiebiger Stützung im Erdkörperbereich (z. B. frei auskragende Wände bzw. tiefer als 1,50 m unter GOK abgestützte Wände):

$$\varphi = 1,2 \text{ für alle Nachweise oberhalb 1,50 m unter GOK}$$

$$\varphi = 0,8 \text{ für alle Nachweise tiefer als 1,50 m unter GOK}$$

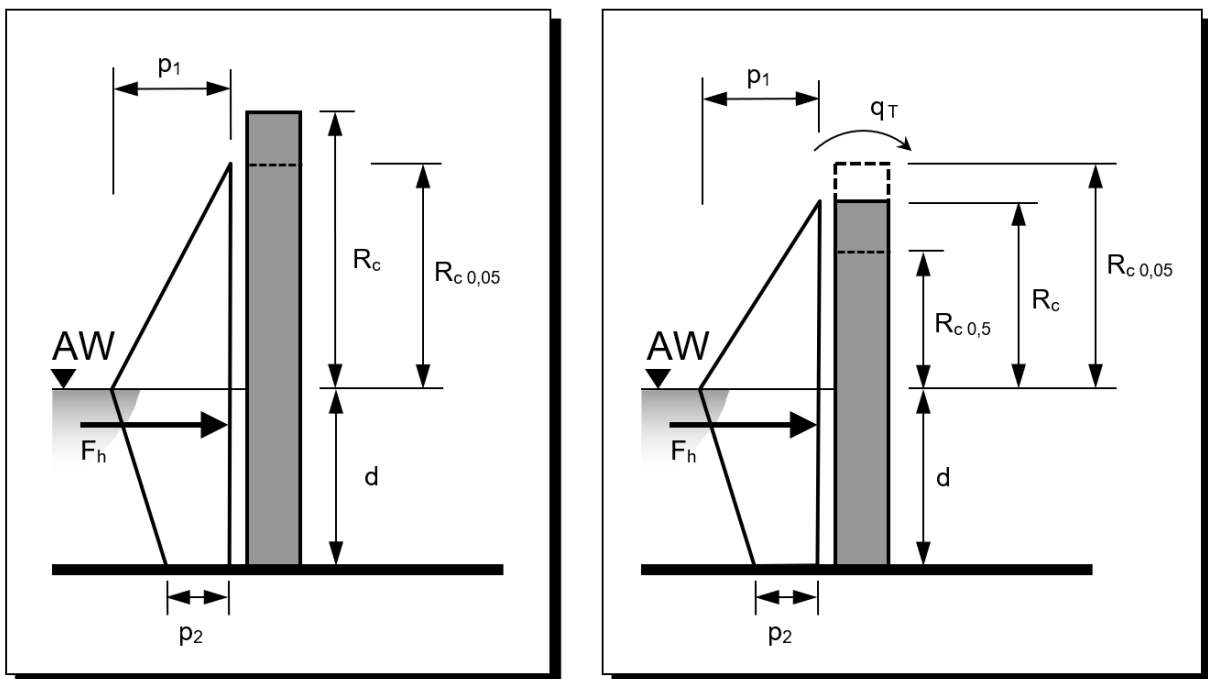
- Wände mit starrer Stützung (z. B. Betonwände auf Kaianlagen bzw. höher als 1,50 m unter GOK abgestützte Wände):

$$\varphi = 1,4 \text{ für alle Nachweise oberhalb 1,50 m unter GOK}$$

$$\varphi = 1,0 \text{ für alle Nachweise tiefer als 1,50 m unter GOK}$$

**5.3 Belastung von Teilflächen**

Zur Ermittlung des Wellendruckes auf Teilflächen nach Abbildung 1 werden nachfolgend Formeln zur Ermittlung der Wellendruckkoordinaten  $p_1, p_2$  angegeben:



(a) ohne Wellenüberschlag,  $q_T < 0,05 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$     (b) mit Wellenüberschlag,  $0,05 \text{ l/(s}\cdot\text{m)} \leq q_T \leq 0,5 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$

**Abbildung 1: Allgemeiner Druckansatz für Wellenbelastung senkrechter Wände**



Richtlinie der Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke  
im Bereich der Tideelbe  
(BHFU)

Für (a) und (b) gilt:

$$p_1 = \frac{F_h}{\frac{1 + \chi_1}{2} d + \frac{\chi_2}{2} H_{ds}}$$

$$p_2 = \chi_1 \cdot p_1$$

Die Druckfigur vor der HWS-Wand ist zur Ermittlung der Wellendruckordinaten auf eine wirksame Tiefe bis max.  $d = 6,00$  m zu begrenzen.

$R_c$  tatsächliche Freibordhöhe bei Hochwasserschutzwänden

$R_{c,0,05}$  rechnerische Freibordhöhe gemäß Anlage 2 mit  $q_T = 0,05$  l/(s·m)

$R_{c,0,5}$  rechnerische Freibordhöhe gemäß Anlage 2 mit  $q_T = 0,50$  l/(s·m)

$d$  Wassertiefe vor der Wand

$F_h$  Wellenersatzlast gemäß Tabelle 6 bzw. 7 (mit  $\phi = 1,40$ ) in kN/m

Die Parameter  $\chi_1, \chi_2$  sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

**Tabelle 8: Parameter zur Beschreibung der Druckverteilungsfigur**

Zeile		Sturzbrecher	Stehende bzw. bereits gebrochene Welle
1	Parameter $\chi_1$	0,3	0,7
2	Parameter $\chi_2$	0,8	0,9

## 6 Eisdruck, Zug durch Schutenhalter, Pollerzug, Treibgutstoß

### 6.1 Eisdruck

Der Eisdruck (Bemessungssituation BS-A) ist in statisch ungünstigster Höhe zwischen NHN -2,50 m und NHN + 3,50 m mit einer charakteristischen Linienersatzlast von 30 kN/m anzusetzen.

### 6.2 Zug durch Schutenhalter

$F = 100$  kN (Bemessungssituation BS-P) charakteristische Last, wobei die Angriffsrichtung der Last in einem Winkelbereich von 180° variieren kann.

### 6.3 Pollerzug

Pollerzug ist anzusetzen, wenn entsprechende Einrichtungen vorgesehen sind.

Die Größe des anzusetzenden Pollerzuges kann nach EAU 2020, Abschn. 4.9 erfolgen (Bemessungssituation BS-P).

## 6.4 Treibgutstoß

Als charakteristische Ersatzlast für anprallendes Treibgut sind anzusetzen (Luv-Seiten):

- 30 kN auf Spundwände;  
die Lastverteilungsbreite ist ohne Nachweis mit 3,00 m anzusetzen
- 30 kN auf Spundwände mit Betonaufsatz;  
die Lastverteilung ist sinnvoll anzusetzen, z. B. nach Heft 631 (DAfStb)
- 100 kN auf Betonwände;  
die Lastverteilung ist sinnvoll anzusetzen, z. B. nach Heft 631 (DAfStb)

Bei entsprechenden Nachweisen kann eine günstigere Lastverteilung angesetzt werden. Die Lastangriffsfläche ist jeweils mit  $0,50 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m}$  mit Schwerlinie bis zu einer Höhe AW anzunehmen. Ein Stoßbeiwert ist nicht gesondert zu berücksichtigen. Im Bereich von Lee-Lagen ist Treibgutstoß nicht anzusetzen.

## 7 Verkehrslasten

Die charakteristische Verkehrsbelastung der landseitigen Flächen ist je nach Nutzung festzulegen, jedoch nicht kleiner als  $10 \text{ kN/m}^2$ . Je nach Randbedingungen ist ggf. eine Ersatzlast aus landseitigem Fahrzeuganprall zu berücksichtigen.

## 8 HWS-Tore

Für HWS-Tore sind - ergänzend zu den Kapiteln 5, 6 und 7 - die folgenden Berechnungsansätze zu Grunde zu legen:

- Als Stoßfaktor bei Sturzbrecherlasten ist  $\varphi = 1,4$  für Tore und Anschläge anzusetzen.
- Für den statischen Nachweis des Tores und der seitlichen Pfeiler ist als Treibgutstoß eine charakteristische Ersatzlast von 30 kN auf einer Fläche von  $0,50 \text{ m} \cdot 0,50 \text{ m}$  an ungünstigster Stelle wirkend anzusetzen.
- Für den Nachweis des Drempels sind im Durchfahrtsbereich Radlasten aus Verkehr zu berücksichtigen.
- Bei großen Torbreiten sollte eine genauere Ermittlung der Wellendruckbelastung erfolgen.

## 9 Bemessungssituation und Sicherheiten

### 9.1 Bemessungssituation: Hochwasser

Tabelle 9: Bemessungssituation Hochwasser

Zeile	Wände auf der LUV-Seite	Wände auf der LEE-Seite	Bemessungssituation
1	AW + halber Wellendruck gemäß Tab. 6, Zeile 1	AW + halber Wellendruck gemäß Tab. 6, Zeile 1	BS-T
2	AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle)	./.	BS-A
3	AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle) + Treibgutstoß	./.	Extremfall
4	AW + Wellendruck (Sturzbrecher)	./.	Extremfall

### 9.2 Bemessungssituation: Niedrigwasser

Tabelle 10: Bemessungssituation Niedrigwasser

Zeile	HWS- Wände und Uferbauwerke auf der LUV- und LEE-Seite	Bemessungssituation
1	Sunk 1: Normaltide	BS-P
2	Sunk 2: Extremes Niedrigwasser	BS-A
3	Sunk 3: Ablaufendes Hochwasser	BS-A

## 10 Hydraulische Nachweise

### 10.1 Hydraulischer Grundbruch

Nachweise sind gemäß EAU 2020, Abschn. 3.4 zu führen. Die Angaben des Baugrund- und Gründungsgutachtens sind zu berücksichtigen. Im Allgemeinen ist bei Einhaltung des in EAU 2020, Abschn. 6.2.4 geforderten Sickerweges eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch eingehalten. Die EAU 2020 bezieht sich hierbei auf die Situation bei Hochwasser.

Bei HWS-Wänden an standsicheren Böschungen oder in deren Einflussbereich ist in den Sunklastfällen eine Sickerweglänge in Größe der 2,5-fachen Spiegeldifferenz ausreichend. Voraussetzung dafür ist jedoch, dass die Böschungsoberfläche mit einer fachgerecht ausgebildeten, filterstabilen Abdeckung versehen ist.

Bei kombinierten Spundwänden beträgt die Einbindetiefe der Füllbohlen mindestens 4,00 m unterhalb der Berechnungssohle. Die Mindesteinbindetiefe von 4,00 m gilt nicht für eine landseitige Spundwandschürze von Kaimauern.

## 10.2 Sicherheit gegen Aufbruch und Auftrieb

Maßgebend ist das Handbuch EC7-1.

## 10.3 Erosionsgrundbruch (Piping)

Maßgebend ist EAU 2020, Abschn. 3.3.4 und Abschn. 6.2. Der Ansatz einer dichtenden Schicht gemäß EAU 2020, Abschn. 6.2.4 ist nur möglich, wenn anhand von geeigneten Untergrundaufschlüssen (siehe Baugrund- und Gründungsgutachten) der erforderliche Nachweis einer durchgehend dichtenden Schicht von mindestens 0,50 m Stärke erbracht wird.

Sickerwege dürfen nicht angerechnet werden, wenn Hohlräume entstehen können.

Ansonsten ist der horizontale Sickerweg mit höchstens 50% seiner Länge zu berücksichtigen. Mindestens 50% des Sickerweges müssen vertikal verlaufen, bei HWS-Wänden an standsicheren Böschungen und in deren Einflussbereich gilt dies für die Bemessungssituation Hochwasser.

## 11 Standsicherheitsnachweise

Zum Nachweis der Standsicherheit eines Baukörpers (HWS-Wand) gehört auch der Nachweis von Bauwerken, die zur Stützung benötigt werden.

In Hinblick auf einzuschränkende Wandverformungen werden für die Sicherheitsnachweise zwei Fälle unterschieden:

Fall 1 - Bemessung mit den Teilsicherheitsbeiwerten gem. Handbuch EC7-1:  
anzuwenden für Hochwasserschutzanlagen, bei denen die Wandverformung aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit, z. B. durch Nachbarschaft zu Bebauungen zu begrenzen ist

Fall 2 - Bemessung mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten gem. EAU 2020:  
anzuwenden für Hochwasserschutzanlagen, bei denen keine Einschränkung der Wandverformung erforderlich ist

## 12 Berechnungssohle

Die Berechnungssohle (Berechnungstiefe) ist um ein Differenzmaß, bestehend aus einer Baggertoleranz und einem Kolkzuschlag, tiefer anzusetzen als die für den jeweiligen Abschnitt geplante Solltiefe.

Die Baggertoleranz ist abhängig von der Wassertiefe. Bis zu einer Solltiefe der Hafensohle von NHN -10,00 m beträgt sie 0,50 m, bei größeren Tiefen ist sie mit 1,00 m zu berücksichtigen.

Der Kolkzuschlag beträgt im Bereich von Seeschiffverkehrsverkehr 1,50 m, im Bereich von Binnenschiffverkehrsverkehr 0,50 m.

Im Bereich von Bauwerken mit signifikanter Umlenkung und Konzentration der Strömungsverhältnisse können größere Kolkbildungen entstehen. Bei in Strömungsrichtung - insbesondere senkrecht -

Richtlinie der Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke  
im Bereich der Tideelbe  
(BHFU)

liegenden Bauwerken wie z. B. Höftspitzen, Stromverzweigungen, Molen und anderen exponierten Anlagen ist der Kolkzuschlag in Abstimmung mit der zuständigen Wasserbehörde gesondert festzulegen und ggf. nachzuweisen.

Für Wände in Böschungen und an Böschungen, deren landseitiger Abstand von der Böschungskante gleich oder weniger als 5,00 m beträgt, ist die Berechnungssohle auf der Wasserseite der HWS-Wand mindestens 0,50 m tiefer anzusetzen als die tatsächliche Gelände- bzw. Böschungsoberkante.

In der statischen Berechnung ist die wasserseitige Böschungsneigung entsprechend der vorhandenen bzw. geplanten Neigung zu berücksichtigen. Die Standsicherheit der Hafensböschung ist für alle relevanten Lastfälle nachzuweisen.

Sind die vorgenannten Bedingungen nicht erfüllt oder ist eine dauerhafte Unterhaltung der Böschung nicht gewährleistet, gilt der Mindestansatz für die Berechnungssohle gemäß Abbildung 2.

Wenn Leitungen parallel zur Wand vorhanden oder geplant sind, ist die Berechnungssohle mit der zuständigen Wasserbehörde abzustimmen.

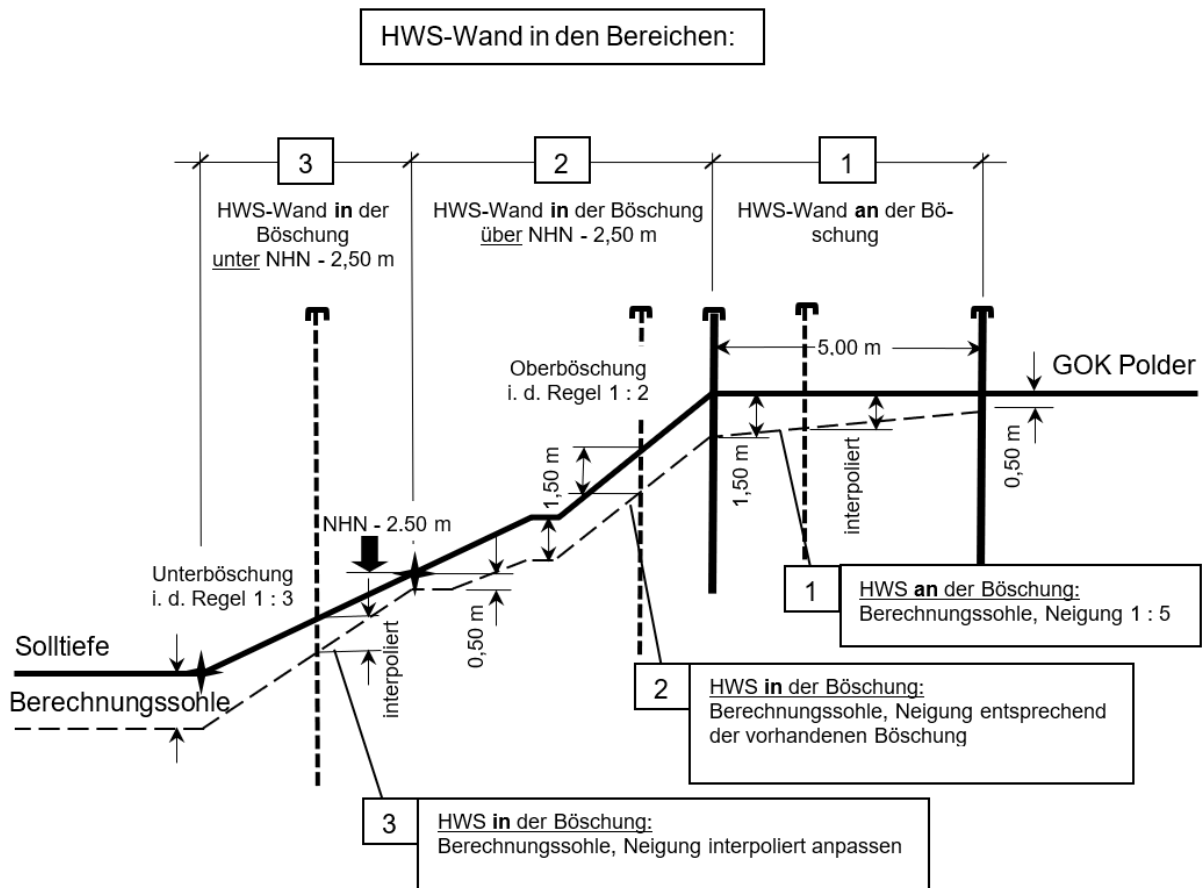


Abbildung 2: Mindestansatz der Berechnungssohle für Wände in und an Böschungen



Richtlinie der Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke  
im Bereich der Tideelbe  
(BHFU)

Für Gelände- und Böschungsbruchnachweise ist die Böschungsgeometrie wie folgt zu berücksichtigen:

Bei Gleitfugen, die die HWS-Wand (bzw. das Stützbauwerk) tangieren, ist wasserseitig die Berechnungssohle wie oben beschrieben zugrunde zu legen. Für alle anderen Böschungsbruchnachweise und Gleitfugen unterhalb und wasserseitig der HWS-Wand ist die tatsächliche Böschungsgeometrie anzusetzen.

Es kann unter Umständen sinnvoll sein, für Sickerwegsberechnungen andere Berechnungssohlen festzulegen als für statische Berechnungen.

## 13 Schrifttum

- EAU 2020: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, einschließlich der Technischen Jahresberichte.
- KFKI (Hrsg.); (2007): EurOtop Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. Die Küste, Heft 73, Jahr 2007.
- EC7-1: DIN EN 1997-1:2014-03 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln in Verbindung mit DIN EN 1997-1/NA:2010-12 Nationaler Anhang.
- Handbuch EC7-1: Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln, Herausgeber: DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- BAW (Bundesanstalt für Wasserbau) 2020: Entwicklung der Tidewasserstände in der Elbe, Rück- und Ausblick. Gutachten B3955.03.06.10003. Hamburg 2020.
- HPA, Hydrologische Beratung (WI221) 2021: Überarbeitung der BHFU. Abschätzung eines künftigen Extremniedrigwassers in Hamburg. Vermerk vom 02.07.2021.

## 14 Aufstellungsvermerk

Bearbeitet von

Frank Feindt (HPA)

Hans-Andreas Lehmann (HPA)

Sven Maudrich (HPA)

Thomas Strothmann (HPA)

Dr. Ilka Jessen (HPA)

Uwe Raab (HPA)

Clais von Mirbach (LSBG)

Jan-Moritz Müller (LSBG)

Thorsten Flindt (LSBG)

Verena Grothaus (LSBG)

Christian Ranke (LSBG)

Aufgestellt:

F. Feindt

C. von Mirbach

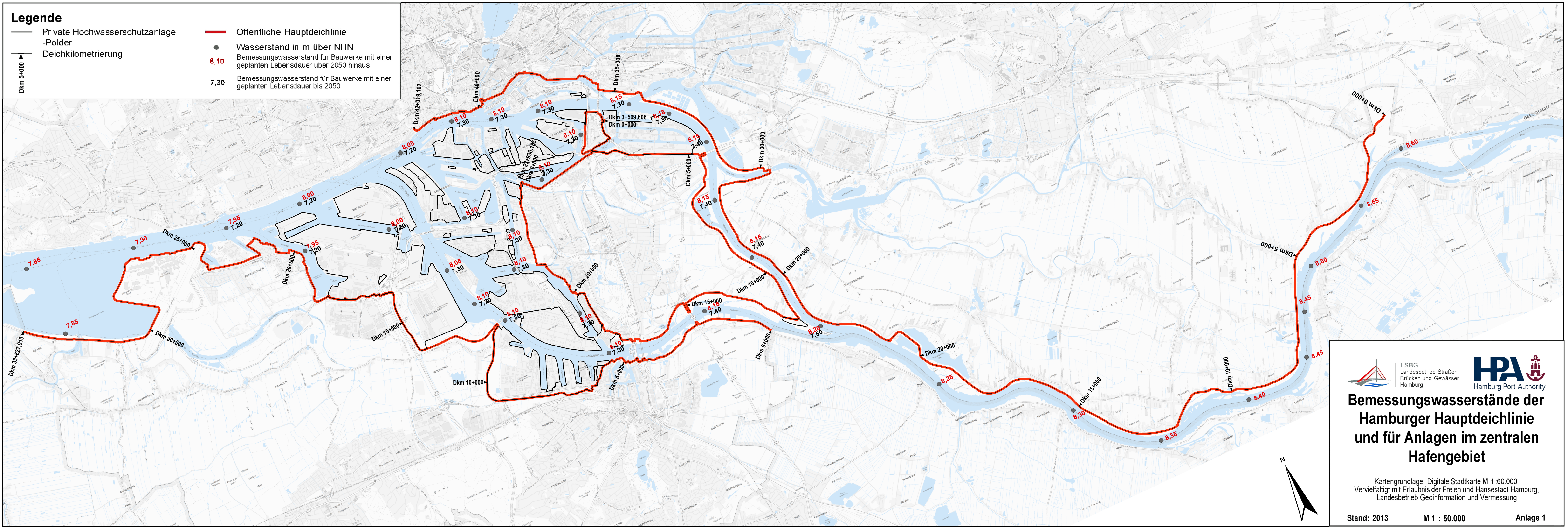
## **Anlage 1**

### **Bemessungswasserstände (BW) der Hamburger Hauptdeichlinie und für Anlagen im zentralen Hafengebiet**



# Legende

- Private Hochwasserschutzanlage -Polder
- Deichkilometrierung
- Öffentliche Hauptdeichlinie
- Wasserstand in m über NHN
- 8,10 Bemessungswasserstand für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer über 2050 hinaus
- 7,30 Bemessungswasserstand für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer bis 2050



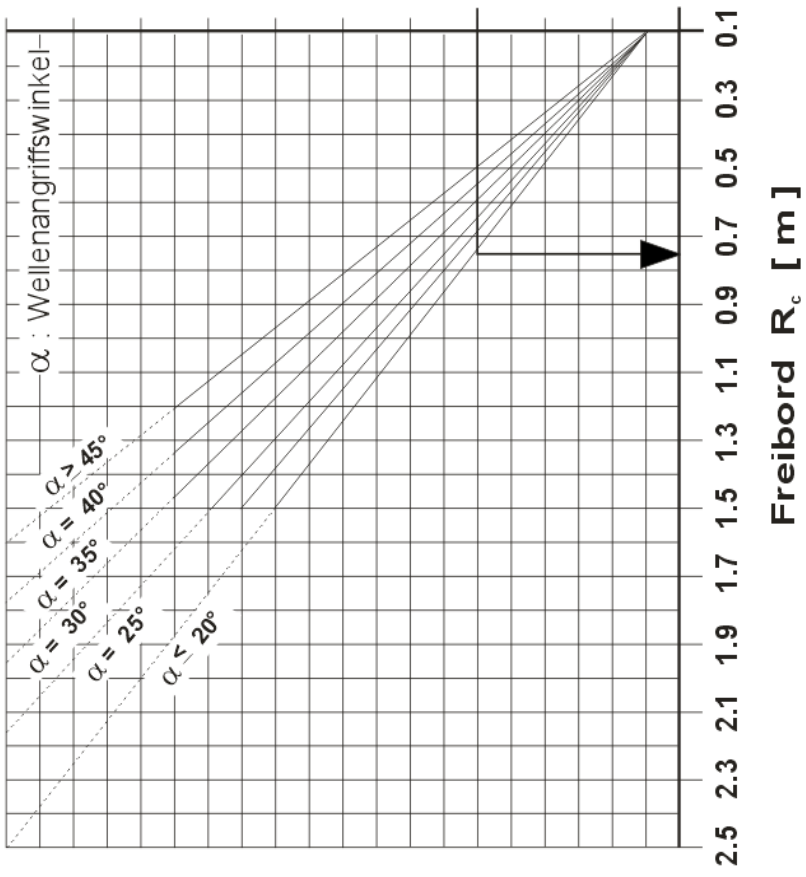
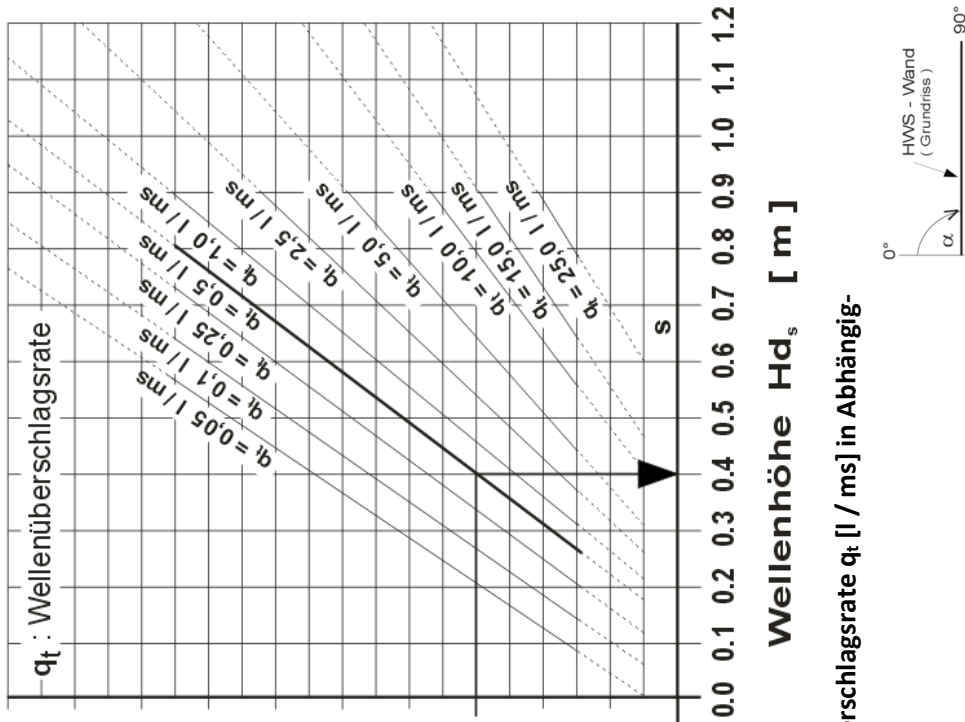
## Bemessungswasserstände der Hamburger Hauptdeichlinie und für Anlagen im zentralen Hafengebiet

Kartengrundlage: Digitale Stadtkarte M 1:60.000, Vervielfältigt mit Erlaubnis der Freien und Hansestadt Hamburg, Landesbetrieb Geoinformation und Vermessung



Anlage 2

Nomogramm zur Bestimmung des Wellenüberschlags an HWS-Wänden



Nomogramm zur Bestimmung der Freibordhöhe  $R_c$  [m] oder der Wellenüberschlagsrate  $q_t$  [l/ms] in Abhängigkeit von der Wellenhöhe  $H_{d_s}$  [m] und dem Wellenangriffswinkel  $\alpha$ .

$q_t$  = örtliche Wellenüberschlagsrate im Mittel über drei Stunden

Beispiel: vorgeg.:  $H_{d_s} = 0,4$  m;  $\alpha = 5^\circ$  ;  $q_t = 0,5$  l/ms  
 $R_c = 0,75$  m

Beispiel: vorgeg.:  $H_{d_s} = 0,4$  m;  $\alpha = 5^\circ$  ;  $R_c = 0,75$  m  
 überschlagsrate  $q_t = 0,5$  l/ms

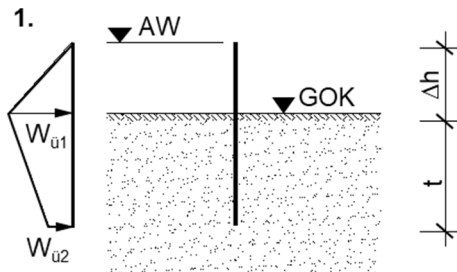


Für große Wellenperioden  $T_p > 4,1$  s erhöht sich die Wellenüberschlagsrate um den Faktor  $T_p / 4,1$  s

## Anlage 3a

### Prinzipdarstellungen der Wasserüberdruckflächen und Raumgewichtsänderungen

#### 1. Hochwasser - Bemessungssituationen

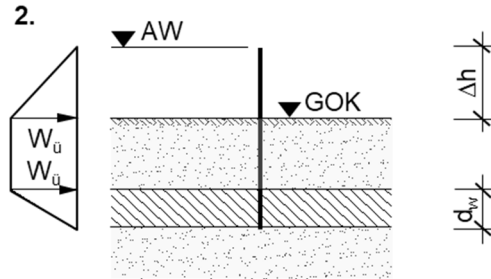


$$W_{\bar{u}1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$W_{\bar{u}2} = 0,3 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{0,35 \cdot \Delta h}{t} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = - \frac{0,35 \cdot \Delta h}{t} \cdot \gamma_w$$

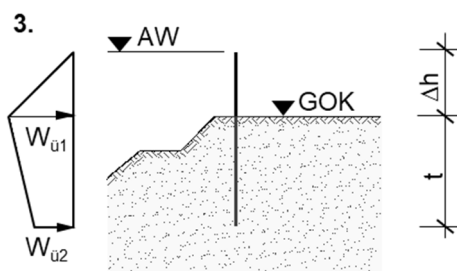


$$W_{\bar{u}} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{0,5 \cdot \Delta h}{d_w} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = - \frac{0,5 \cdot \Delta h}{d_w} \cdot \gamma_w$$

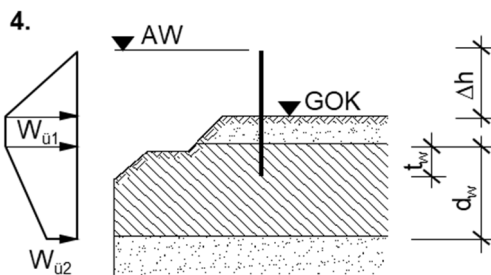


$$W_{\bar{u}1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$W_{\bar{u}2} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{0,2 \cdot \Delta h}{t} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = - \frac{0,5 \cdot \Delta h}{t} \cdot \gamma_w$$



$$W_{\bar{u}1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

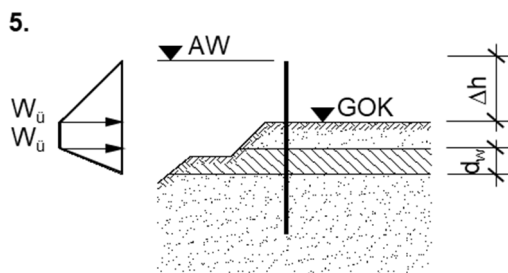
$$W_{\bar{u}2} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{0,2 \cdot \Delta h}{t_w} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = - \frac{0,5 \cdot \Delta h}{t_w} \cdot \gamma_w$$

Gilt für  $t_w < 0,5 d_w$ ;  
für  $t_w > 0,5 d_w$  sind Wasserüberdruck und Wichteänderung  
zwischen den Werten der Bilder 4. und 5. linear zu interpolieren.



$$W_{\bar{u}} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

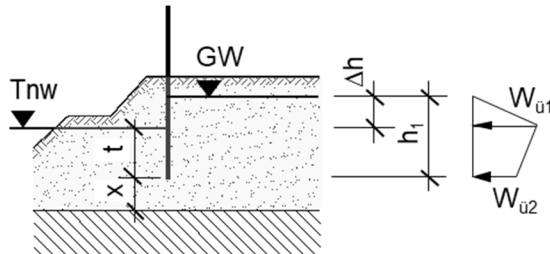
$$\Delta\gamma'_a = 0 \quad \Delta\gamma'_p = - \frac{0,8 \cdot \Delta h}{d_w} \cdot \gamma_w$$

## Anlage 3b

### 2. Niedrigwasser – Bemessungssituationen

Der Wasserüberdruck ist bis UK Füllbohle anzusetzen; bei Geländebruchnachweisen bis zum Gleitkreis.

1.



$$W_{ü1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

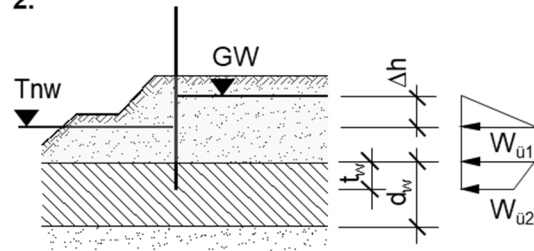
$$W_{ü2} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung im durchströmten  
Bereich der Sandschicht:

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_1 + \sqrt{h_1 \cdot t}} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = - \frac{0,7 \cdot \Delta h}{t + \sqrt{h_1 \cdot t}} \cdot \gamma_w$$

2.



$$W_{ü1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$W_{ü2} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

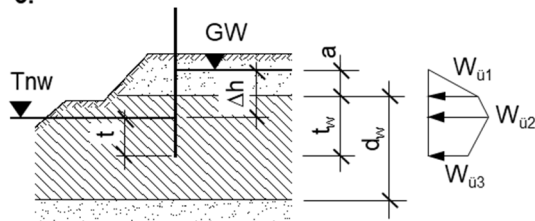
$$\Delta\gamma'_a = + \frac{0,35 \cdot \Delta h}{t_w} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = - \frac{0,35 \cdot \Delta h}{t_w} \cdot \gamma_w$$

Gilt für  $t_w \leq 0,5 d_w$ ;

für  $t_w > 0,5 d_w$  sind Wasserüberdruck und Wichteänderung zwischen den Werten der Bilder 2. und 5. linear zu interpolieren.

3.



$$w_{ü1} = a \cdot \gamma_w$$

$$w_{ü2} = \left(0,6 + 0,4 \cdot \frac{t}{t_w}\right) \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$w_{ü3} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

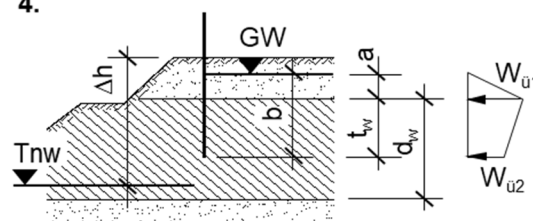
$$\Delta\gamma'_a = + \frac{0,7 \cdot \Delta h}{t_w + \sqrt{t_w \cdot t}} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = - \frac{0,7 \cdot \Delta h}{t + \sqrt{t_w \cdot t}} \cdot \gamma_w$$

Gilt für  $t_w \leq 0,5 d_w$ ;

für  $t_w > 0,5 d_w$  sind Wasserüberdruck und Wichteänderung zwischen den Werten der Bilder 3. und 6. linear zu interpolieren.

4.



$$w_{ü1} = a \cdot \gamma_w$$

$$w_{ü2} = b \cdot \gamma_w - (\Delta h - \Delta h_2) \cdot \frac{t_w}{d_w} \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{\Delta h - \Delta h_2}{d_w} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = 0$$

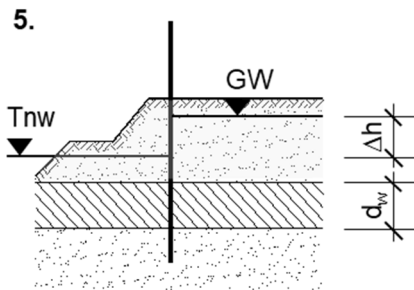
$\Delta h_2 = 1,00$  m bei Kaimauern o. ä.

$\Delta h_2 = 1,50$  m in Böschungen

## Anlage 3c

### 2. Niedrigwasser – Bemessungssituationen (Fortsetzung)

Der Wasserüberdruck ist bis UK Füllbohle anzusetzen; bei Geländebruchnachweisen bis zum Gleitkreis.



$$w_{\bar{u}1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

$$w_{\bar{u}2} = \Delta h_2 \cdot \gamma_w$$

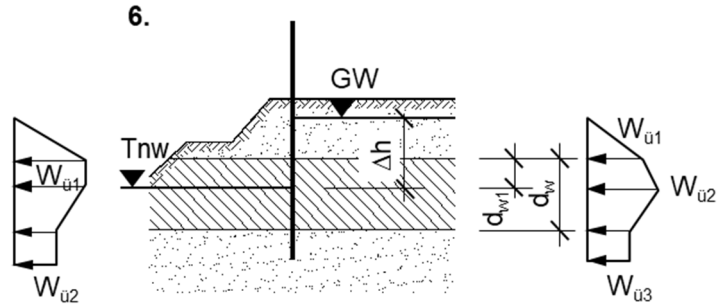
Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{\Delta h - \Delta h_2}{d_w} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = 0$$

$\Delta h_2 = 1,00$  m bei Kaimauern o. ä.

$\Delta h_2 = 1,50$  m in Böschungen



$$w_{\bar{u}1} = (\Delta h - d_{w1}) \cdot \gamma_w$$

$$w_{\bar{u}2} = \Delta h \cdot \gamma_w - (\Delta h - \Delta h_2) \cdot \frac{d_{w1}}{d_w} \cdot \gamma_w$$

$$w_{\bar{u}3} = \Delta h_2 \cdot \gamma_w$$

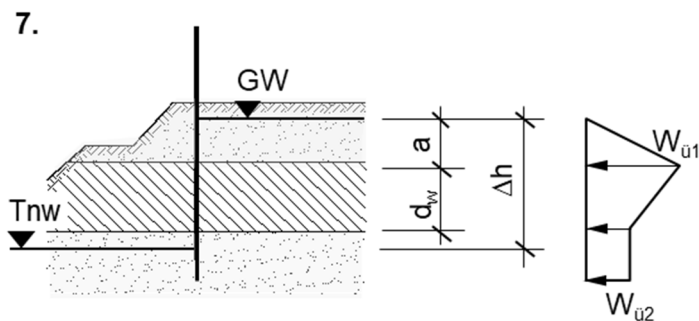
Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{\Delta h - \Delta h_2}{d_w} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = 0$$

$\Delta h_2 = 1,00$  m bei Kaimauern o. ä.

$\Delta h_2 = 1,50$  m in Böschungen



$$w_{\bar{u}1} = a \cdot \gamma_w$$

$$w_{\bar{u}2} = \Delta h_2 \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

$$\Delta\gamma'_a = + \frac{a + d_w - \Delta h_2}{d_w} \cdot \gamma_w$$

$$\Delta\gamma'_p = 0$$

$\Delta h_2 = 1,00$  m bei Kaimauern o. ä.

$\Delta h_2 = 1,50$  m in Böschungen

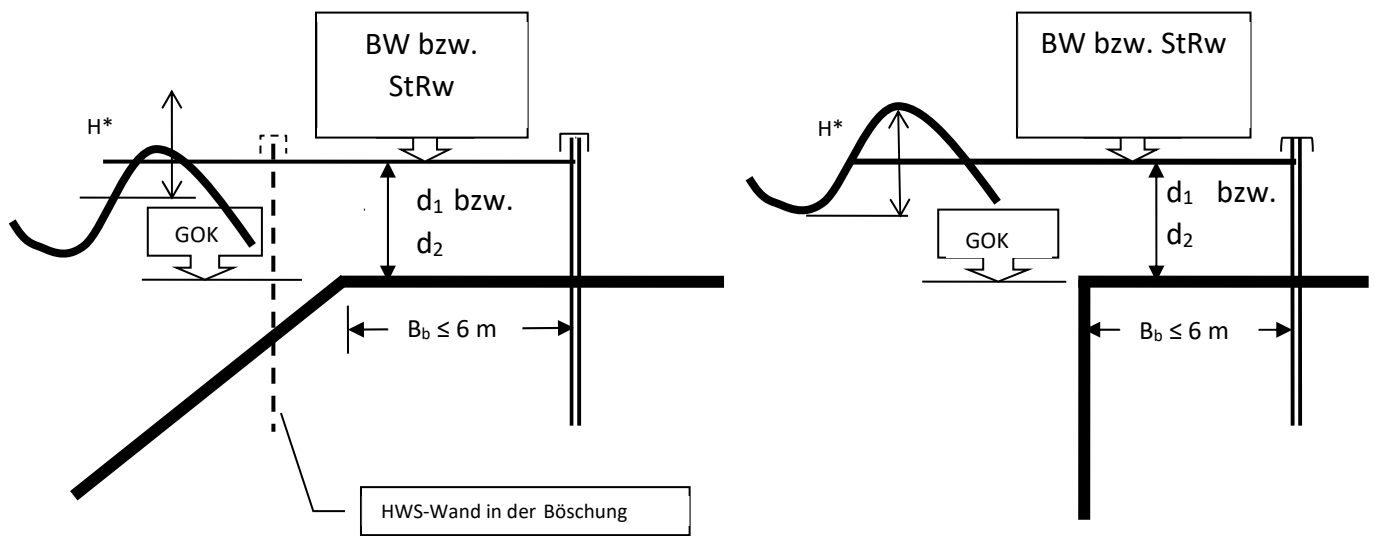
## Anlage 4

### Sturzbrecher-Prüfung

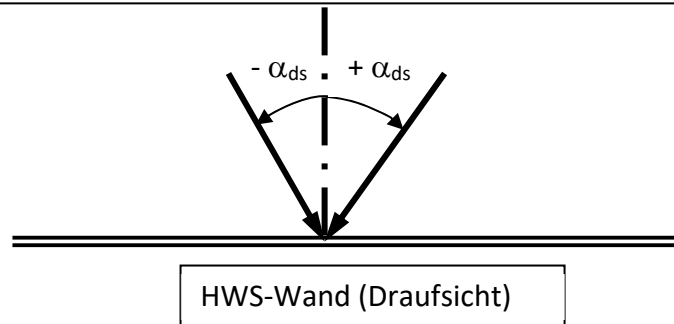
Nur bei folgenden Querschnitten können Sturzbrecher auftreten:

A) HWS-Wand an einer Böschung  
mit Vorland  $B_b \leq 6$  m oder in der  
Böschung

B) HWS-Wand an einer Uferwand  
mit Vorland  $B_b \leq 6$  m



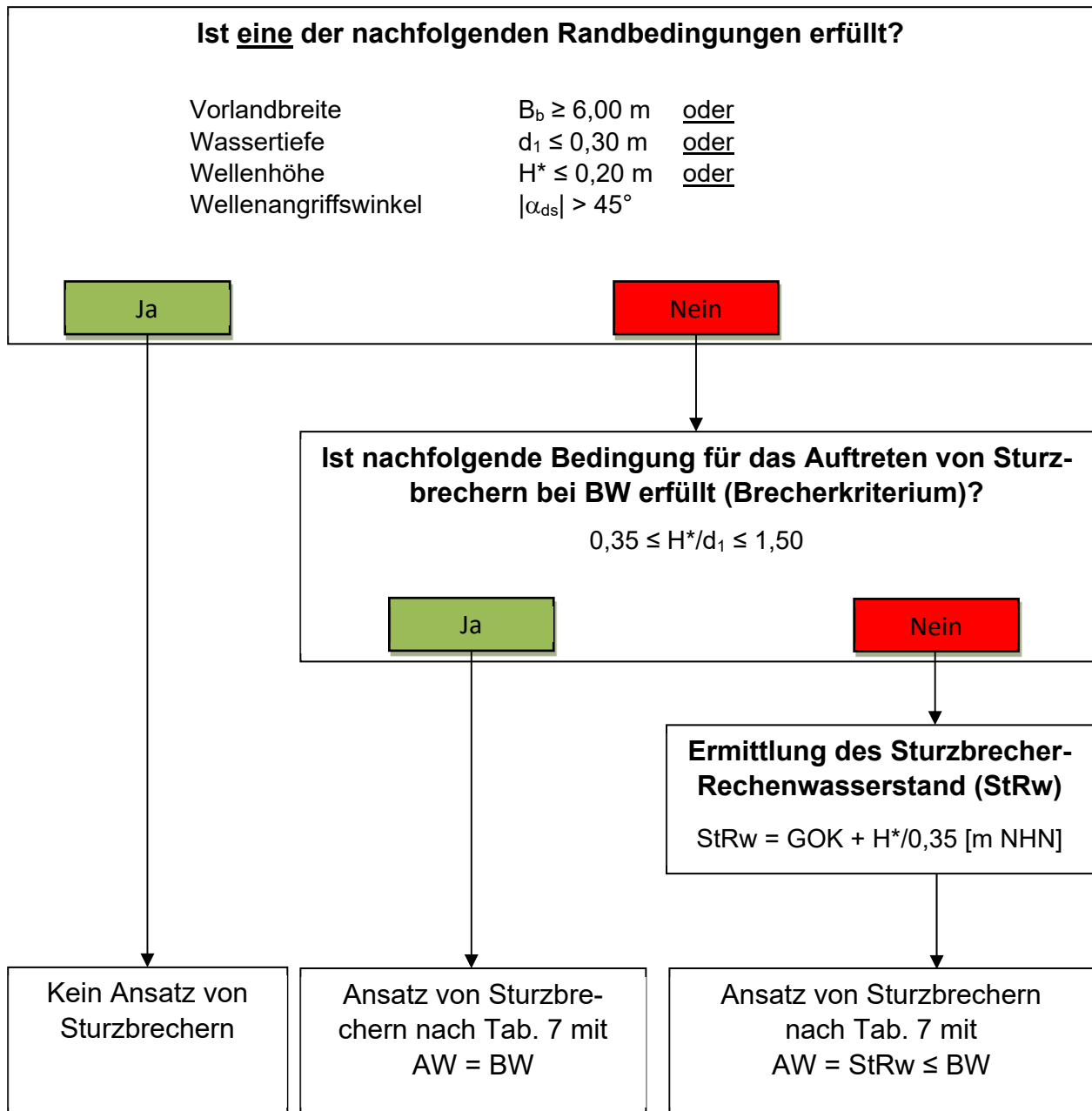
Wellenangriffsrichtung an der HWS-Wand im Winkel  $-45 \leq \alpha_{ds} \leq +45^\circ$



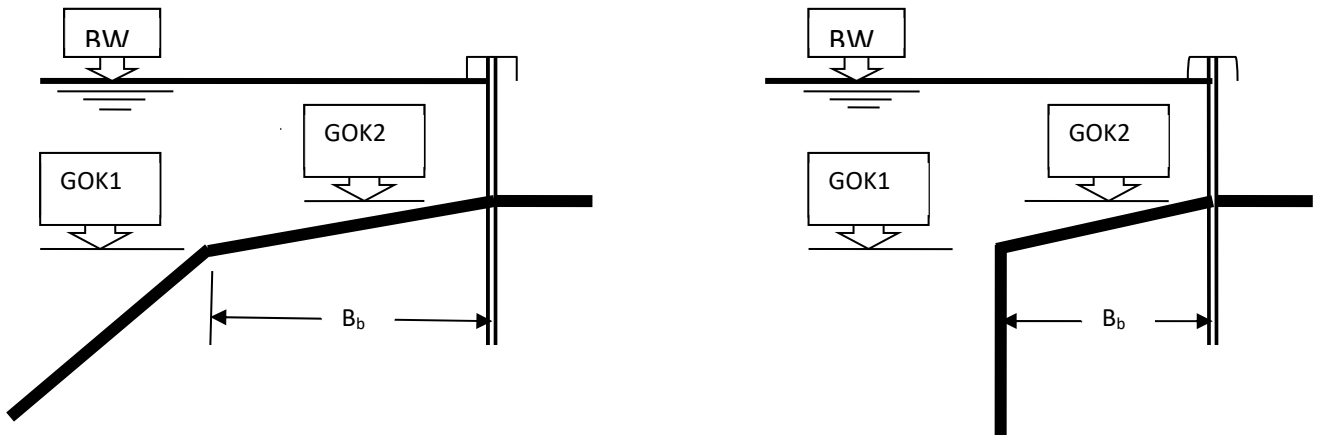
### Zeichenerklärung:

- GOK = Geländeoberkante = Vorlandhöhe vor der HWS-Wand [m NHN]
- $d_1$  = BW – GOK [m] Wassertiefe bei Bemessungswasserstand an der HWS-Wand
- $H^*$  = Für die Sturzbrecher-Prüfung maßgebende Wellenhöhe nach Vorgabe der zuständigen Fachbehörde
- $B_b$  = Vorlandbreite [m]
- $\alpha_{ds}$  = Wellenangriffswinkel an der HWS-Wand (siehe Wellendatenblatt)
- StRw = Sturzbrecher-Rechenwasserstand
- $d_2$  = StRw – GOK [m] Wassertiefe bei Sturzbrecher-Rechenwasserstand an der HWS-Wand;  
 $d_2 = H^*/0,35$

**Ablaufdiagramm Sturzbrecher-Prüfung:**



**Verfahrensweise bei geneigtem Vorland:**



Sollte wasserseitig der HWS-Wand das Vorland geneigt verlaufen, so ist jeweils für die höhere Geländeoberkante das Brecherkriterium anzuwenden, da bei höherer GOK mit der entsprechend geringeren Wassertiefe zuerst der Sturzbrecher auftritt, bei gleichzeitig ungünstigstem hydrostatischem Wasserüberdruck (höherer Wasserspiegel).