



# Freie und Hansestadt Hamburg

## Richtlinie

### **Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg**

- April 2013 -

Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer  
Sachsenfeld 3 - 5  
20097 Hamburg



**LSBG**  
Landesbetrieb Straßen,  
Brücken und Gewässer  
Hamburg

Hamburg Port Authority  
Anstalt des öffentlichen Rechts  
Neuer Wandrahm 4  
20457 Hamburg



# Inhaltsverzeichnis

	Seite
<b>1. Allgemeines</b>	<b>4</b>
1.1 Begriffe und Definitionen	4
<b>2. Sollhöhenermittlung für Hochwasserschutzwände und Flutschutzanlagen</b>	<b>5</b>
2.1 Prinzip der Sollhöhenermittlung	5
2.2 Grundlagen der Sollhöhenermittlung	5
<b>3. Maßgebende Wasserstände</b>	<b>6</b>
3.1 Hoch- und Niedrigwasser	6
3.2 Ablaufendes Hochwasser - Bemessungssituation Sunk 3 mit beschränkter Versickerung	6
3.3 Ablaufendes Hochwasser - Bemessungssituation Sunk 3 mit ungehinderter Versickerung	7
<b>4. Wasserüberdruck und Raumgewichtsänderungen</b>	<b>8</b>
<b>5. Wellendruck</b>	<b>8</b>
5.1 Stehende bzw. gebrochene Welle	8
5.2 Sturzbrecher	9
5.3 Belastung von Teilflächen	9
<b>6. Berechnungsansätze für Überlaufabweiser und vertikale Wanderhöhen</b>	<b>10</b>
<b>7. Eisdruck, Zug durch Schutenhalter, Pollerzug, Treibgutstoß</b>	<b>11</b>
7.1 Eisdruck	11
7.2 Zug durch Schutenhalter	11
7.3 Pollerzug	11
7.4 Treibgutstoß	11
<b>8. Verkehrslasten</b>	<b>11</b>
<b>9. HWS - Tore</b>	<b>11</b>

<b>10. Bemessungssituation und Sicherheiten</b>	<b>12</b>
10.1 Hochwasser - Bemessungssituation	12
10.2 Niedrigwasser - Bemessungssituation	12
<b>11. Hydraulische Nachweise</b>	<b>12</b>
11.1 Hydraulischer Grundbruch	12
11.2 Sicherheit gegen Aufbruch und Auftrieb	12
11.3 Erosionssicherheit	13
<b>12. Standsicherheitsnachweise</b>	<b>13</b>
<b>13. Berechnungstiefe</b>	<b>13</b>
<b>14. Schrifttum</b>	<b>14</b>

### **Anlagenverzeichnis**

**Anlage 1:** Bemessungswasserstände (BW) im zentralen Hamburger Hafengebiet, gültig ab 2013

**Anlage 2:** Nomogramm zur Bestimmung des Wellenüberlaufes an HWS-Wänden

**Anlage 3:** Prinzipdarstellung der Wasserüberdruckflächen und Raumgewichtsänderungen

**Anlage 4:** Überlaufabweiser

**Anlage 5:** Maßgebende Werte für die Spundwandberechnung

**Anlage 6:** Lasteinfluss aus Ebene II auf Ebene I (Prinzipdarstellung)

**Anlage 7:** Sturzbrecher-Prüfung

## 1. Allgemeines

Die Richtlinie bezieht sich auf Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Tideeinfluss der Elbe.

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 2012 durchzuführen.

### 1.1. Begriffe und Definitionen

AW	Außenwasserstand	[m über NN]
BW	Bemessungswasserstand	[m über NN]
$c_t$	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	
$\varphi$	Stoßfaktor für Belastung durch Sturzbrecher	[-]
$p_1, p_2, p_3$	Wellendruckordinaten	[KN/m <sup>2</sup> ]
$q_t$	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/ms]
$q_T$	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/ms]
$R_c$	Tatsächliche Freibordhöhe bei Hochwasserschutzwänden: Differenz zwischen Wandoberkante und BW bzw. AW	[m]
$T_p$	Peakperiode = Wellenperiode bei maximaler Energiedichte	[s]
$\chi_1, \chi_2$	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 zu 50 Jahren bzw. von mehr als 50 Jahren.

#### 2.2.2 Wellenklima

Das Wellenklima wurde für die Elbe in Hamburg unter Sturmflutbedingungen und eingetretenem Bemessungswasserstand für ein Windspektrum 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- u. Eisenbahnbrücken
- St. Pauli Landungsbrücken und Überseebrücken
- ggf. Hochwasserschutzanlagen

Nicht berücksichtigt wurden:

- übrige Bebauung
- Fußgängerbrücken und 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 (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 probabilistischen 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  $q_T = 0,5 \text{ l/m s}$  für die ungünstigste Windrichtung eines HWS-Abschnittes.

## 3. Maßgebende Wasserstände

### 3.1 Hoch- und Niedrigwasser

Zeile	Bemessungssituation	Außenwasserstand	Innenwasserstand
1	Hochwasser	BW	Allgemein GOK
2	Sunk 1: Normaltide	NN - 1,70 m	NN + 1,00 m
3	Sunk 2: Extremes Niedrigwasser	NN - 3,70 m	NN ± 0,00 m
4	Sunk 3: Ablaufendes Hochwasser	s. Abs. 3.2 bzw. 3.3	s. Abs. 3.2 bzw. 3.3

Tabelle 1: Maßgebende Wasserstände

- BW: siehe Anlage 1: Bemessungswasserstände (BW) im Hamburger Hafen, gültig ab 2013
- 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 zu Grunde gelegt werden.
- In allen Sunk - Bemessungssituationen ist der Innenwasserstand mindestens 1,0 m über der Oberkante der Weichschicht anzusetzen.
- Bei Anordnung von Drainagen darf der Innenwasserstand in der bei der Drainagebemessung nachgewiesenen Höhe, jedoch nicht tiefer als NN + 2,00 m, angesetzt werden. Im öffentlichen Hochwasserschutz werden Drainagen 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

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

Die Wasserstände der Tabelle 2 gelten für

- Wände in durchlässigen Böden
- 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.

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

<sup>1)</sup> Für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als 50 Jahren

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

- Innenwasserstand nicht höher als GOK

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

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

<sup>1)</sup> Für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als 50 Jahren

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

- 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

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

Die Wasserstände der Tabelle 4 gelten für

- Wände in durchlässigen Böden
- 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.

Zeile	Bemessungssituation	Außenwasserstände	Innenwasserstände
1	Sunk 3 a	NN + 2,50 m	NN + 5,50 m / + 6,00 m <sup>1)</sup>
2	Sunk 3 b	NN - 1,00 m	NN + 4,00 m / + 4,50 m <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als 50 Jahren

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

- Innenwasserstand nicht höher als GOK

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

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

<sup>1)</sup> Für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als 50 Jahren

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

- Innenwasserstand nicht höher als GOK

## 4. Wasserüberdruck und Raumgewichtsänderungen

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 BENT HANSEN berücksichtigt, vergl. dazu EAU 2012 (E 114).

Im homogenen Boden ist die Wichteänderung im gesamten Gleitkörper 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 2012 (E 114) zu überlagern.

## 5. Wellendruck

Die Wellendruckbelastung ist für 2 Wellentypen zu ermitteln:

- stehende Welle bzw. bereits gebrochene Welle
- ggf. Sturzbrecher (Sturzbrecher-Prüfung siehe Anlage 7)

Sofern keine genauere Ermittlung der Wellendruckbelastung (insbesondere bei Wellenhöhen  $\leq 0,4$ m) geführt wird, sind folgende Ersatzlasten anzusetzen:

### 5.1 Stehende bzw. gebrochene Welle

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

**Luv-Lagen:**

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

Tabelle 6: Wellenersatzlast für stehende bzw. bereits gebrochene Welle



## 5.2 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

Tabelle 7: Wellenersatzlast für Sturzbrecher

### 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):

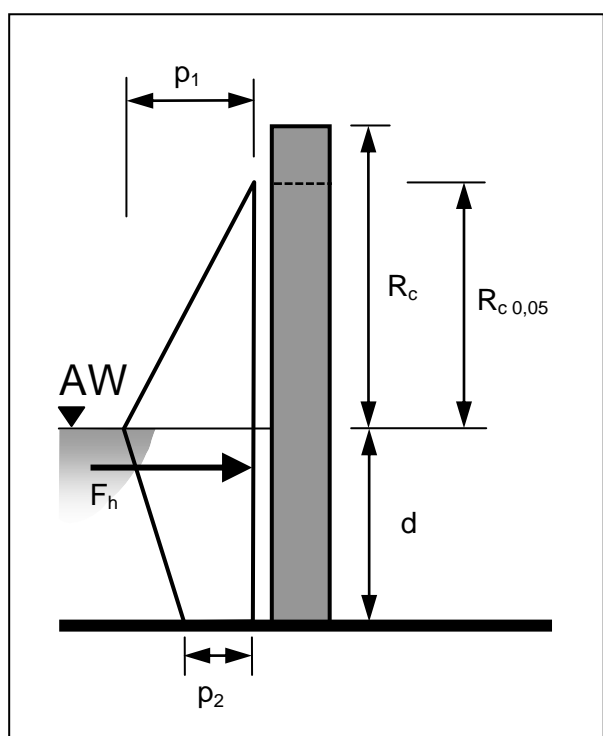
$$\varphi = 1,4 \text{ für alle Nachweise oberhalb 1,50 m unter GOK}$$

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

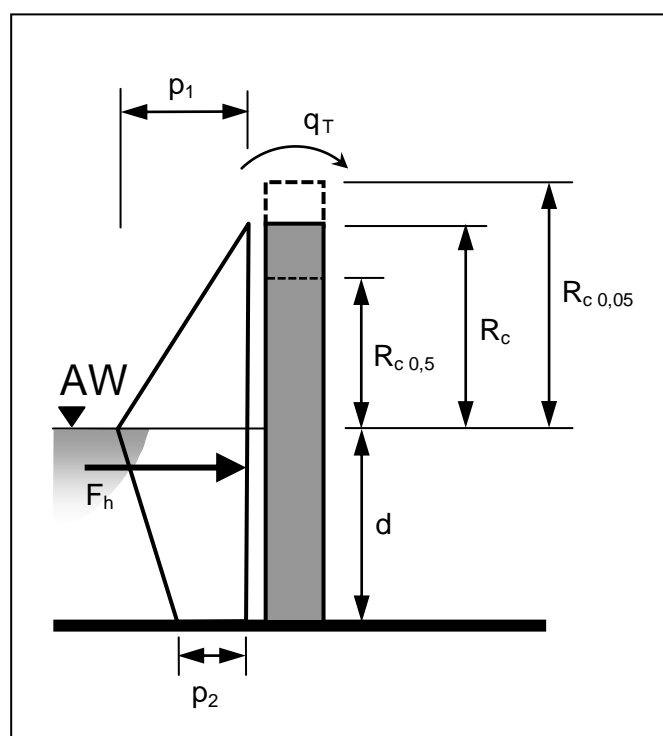
## 5.3 Belastung von Teilflächen

Zur Ermittlung des Wellendruckes auf Teilflächen nach Abb.1 werden nachfolgend Formeln zur Ermittlung der Wellendruckkoordinaten  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $p_3$  angegeben:

(a) ohne Wellenüberlauf bzw.  $q_T < 0,05$  l/ms



(b) mit Wellenüberlauf  $0,05 \text{ l/ms} \leq q_T \leq 0,5 \text{ l/ms}$



(c) mit Wellenüberlauf  $q_T > 0,5 \text{ l/ms}$

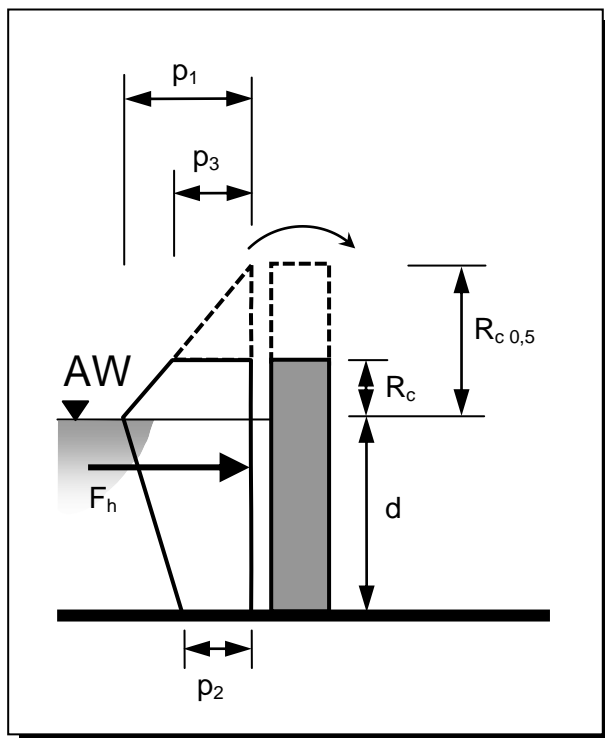


Abb. 1: Allgemeiner Druckansatz für Wellenbelastung senkrechter Wände

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/ms
$R_{c,0,5}$	rechnerische Freibordhöhe gemäß Anlage 2 mit	$q_T = 0,5$ l/ms
$d$	Wassertiefe vor der Wand	
$F_h$	Wellenersatzlast gemäß Tabelle 6 bzw. 7 (mit $\varphi = 1,40$ ) in kN/m	

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

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

Tab. 8: Parameter zur Beschreibung der Druckverteilungsf figur

## 6. Berechnungsansätze für Überlaufabweiser und vertikale Wanderhö hungen

Der Überlaufabweiser ist ein 40 cm hohes und im 45° Winkel geneigtes Stahlblech an der HWS- Wandoberkante. Hinsichtlich Anwendungsbereich sowie Auswirkung auf die Wellenüberlauf rate und Belastung wird auf Anlage 4 verwiesen.

Vertikale Wanderhö hungen sind gem. 2.2.3 sowie der Teilflächenbelastung entsprechend Abschnitt 5.3 zu bemessen.

Für (a) (b) und (c) gilt:

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

$$p_2 = \chi_1 \cdot p_1$$

$$p_3 = \frac{R_{c,0,5} - R_c}{R_{c,0,5}} \cdot p_1$$

## 7. Eisdruck, Zug durch Schutthalter, Pollerzug, Treibgutstoß

### 7.1 Eisdruck

Der Eisdruck (Bemessungssituation - A) ist statisch in ungünstigster Höhe zwischen NN - 2,00 m und NN + 5,00 m mit einer charakteristischen Liniensatzlast von 30 kN/m anzusetzen.

### 7.2 Zug durch Schutthalter

$F = 100 \text{ kN}$  (Bemessungssituation - P) charakteristische Last

### 7.3 Pollerzug

Pollerzug ist anzusetzen, wenn entsprechende Einrichtungen vorgesehen sind.

Die Größe des anzusetzenden Pollerzuges kann nach EAU 2012, Tab. E 12-1, erfolgen (Bemessungssituation - T).

### 7.4 Treibgutstoß

Als charakteristische Ersatzlast für anprallendes Treibgut sind anzusetzen (Luvseiten):

- 30 kN auf Spundwände;  
die Lastverteilungsbreite ist ohne Nachweis mit 3 m anzusetzen
- 30 kN auf Spundwände mit Betonaufsatz;  
die Lastverteilung ist gemäß DIN 1045-1 bzw. Heft 525 (DAfStb.) anzusetzen
- 100 kN auf Betonwände;  
die Lastverteilung ist gemäß DIN 1045-1 bzw. Heft 525 (DAfStb.) anzusetzen

Bei entsprechenden Nachweisen kann eine günstigere Lastverteilung angesetzt werden. Die Lastangriffsfläche ist jeweils mit 0,5 m x 0,5 m mit Schwerlinie in Höhe AW anzunehmen. Ein Stoßbeiwert ist nicht gesondert zu berücksichtigen. Im Bereich von Lee-Lagen ist Treibgutstoß nicht anzusetzen.

## 8 Verkehrslasten

Die charakteristische Verkehrsbelastung der landseitigen Flächen ist je nach Nutzung festzulegen, jedoch nicht kleiner als 10 kN/m<sup>2</sup>. Je nach Randbedingungen ist ggf. eine Ersatzlast aus landseitigem Fahrzeuganprall zu berücksichtigen.

## 9 HWS - Tore

Für HWS-Tore sind - ergänzend zu den Abschnitten 5, 7 und 8 - 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 0,5 m x 0,5 m an ungünstigster Stelle wirkend anzusetzen.
- Für den Nachweis des Drepfels sind im Durchfahrtsbereich Radlasten aus Verkehr zu berücksichtigen.
- Bei großen Torbreiten sollte eine genauere Ermittlung der Wellendruckbelastung erfolgen.

## 10 Bemessungssituation und Sicherheiten

### 10.1 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	Bemessungssituation - T
2	AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle)	./.	Bemessungssituation - A
3	AW + Wellendruck (stehende bzw. gebrochene Welle) + Treibgutstoß	./.	Extremfall <sup>1)</sup>
4	AW + Wellendruck (Sturzbrecher)	./.	Extremfall <sup>1)</sup>

Tabelle 9: Bemessungssituation Hochwasser

<sup>1)</sup> Bei der Überlagerung dieser außergewöhnlichen Ereignisse sind sämtliche Teilsicherheiten sowohl auf der Einwirkungsseite wie auch auf der Widerstandsseite mit 1,0 anzusetzen.

### 10.2 Bemessungssituation: Niedrigwasser

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

Tabelle 10: Bemessungssituation Niedrigwasser

## 11 Hydraulische Nachweise

### 11.1 Hydraulischer Grundbruch

Nachweise sind gemäß EAU 2012 (E115) zu führen. Die Angaben des Baugrund- und Gründungsgutachtens sind zu berücksichtigen. Im Allgemeinen ist bei Einhaltung des in E 165, Kap. 12.7.4, geforderten Sickerweges eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch eingehalten. Die EAU 2012 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.

### 11.2 Sicherheit gegen Aufbruch und Auftrieb

Maßgebend ist das Handbuch EC7-1.

### 11.3 Erosionssicherheit

Maßgebend sind EAU 2012 (E116) und (E165). Der Ansatz einer dichtenden Schicht gemäß EAU 2012 (E165), Punkt 12.7.4 ist nur möglich, wenn anhand von geeigneten Untergrundaufschlüssen (siehe Baugrund und -Gründungsgutachten) der erforderliche Nachweis einer durchgehend dichten Schicht von mindestens 0,5 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.

## 12. 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 2012:  
anzuwenden für Hochwasserschutzanlagen, bei denen keine Einschränkung der Wandverformung erforderlich ist

## 13. Berechnungstiefe

Im Bereich von Seeschiffverkehrsverkehr ist die Berechnungstiefe um 2,00 m tiefer anzusetzen als die für den jeweiligen Abschnitt geplante Hafensohle (Solltiefe). Hierin sind 0,50 m Baggertoleranz und 1,50 m Kolkzuschlag berücksichtigt.

Im Bereich von Binnenschiffverkehrsverkehr ist die Berechnungstiefe um 1,00 m tiefer anzusetzen als die für den jeweiligen Abschnitt geplante Hafensohle (Solltiefe). Hierin sind 0,50 m Baggertoleranz und 0,50 m Kolkzuschlag berücksichtigt.

Für Wände in Böschungen und an Böschungen, deren landseitiger Abstand von der Böschungskante gleich oder weniger als 5,00 m beträgt, ist die Berechnungstiefe 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 (z. B. Böschungsbruch) der Hafenböschung ist für alle relevanten Lastfälle nachzuweisen.

Sind die vorgenannten Bedingungen nicht erfüllt oder ist eine dauerhafte Unterhaltung der Böschung nicht gewährleistet, dann gilt der Mindestansatz für die Berechnungssohle gemäß Bild 1.

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

Es kann unter Umständen sinnvoll sein, für die Sickerwegsberechnungen andere Berechnungstiefen festzulegen, als für die statischen Berechnungen.

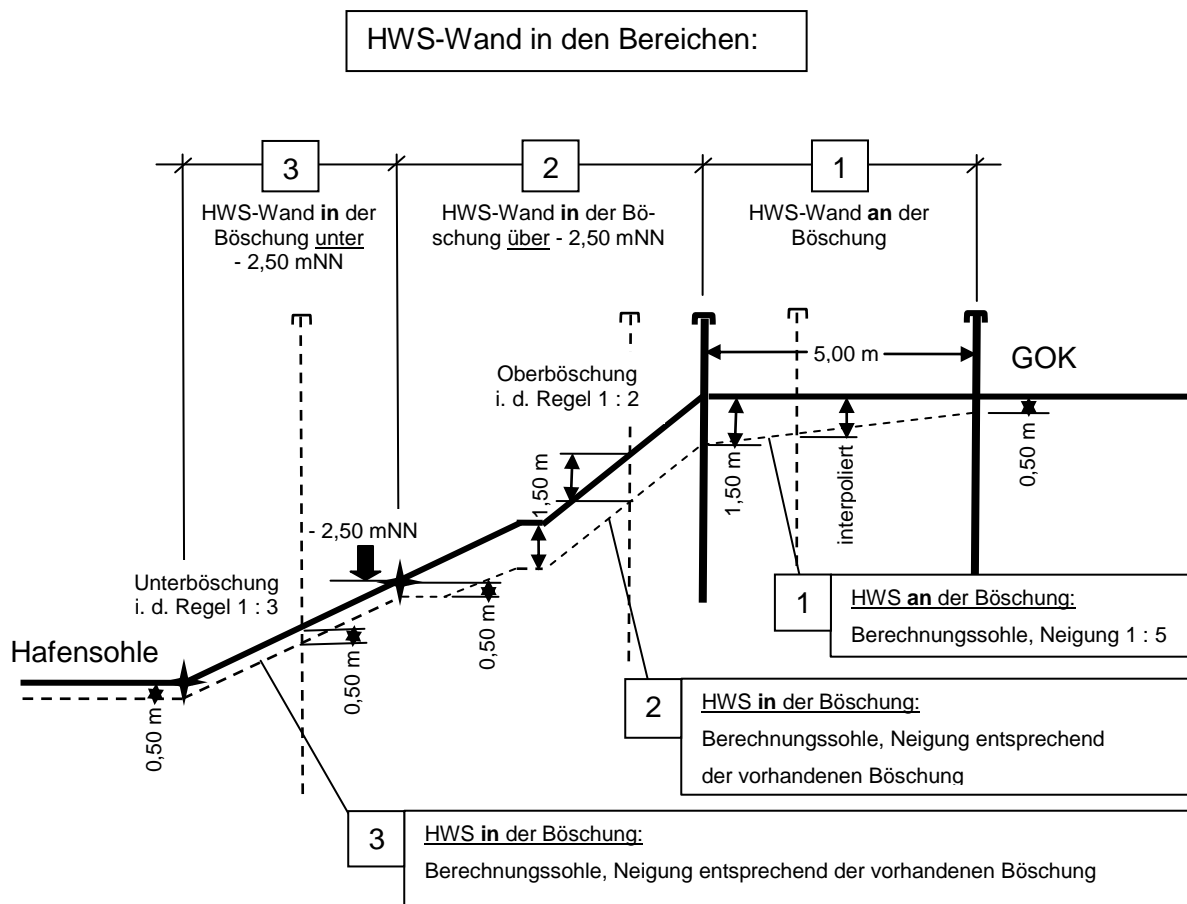


Bild 1: Mindestansatz der Berechnungssohle für Wände in und an Böschungen

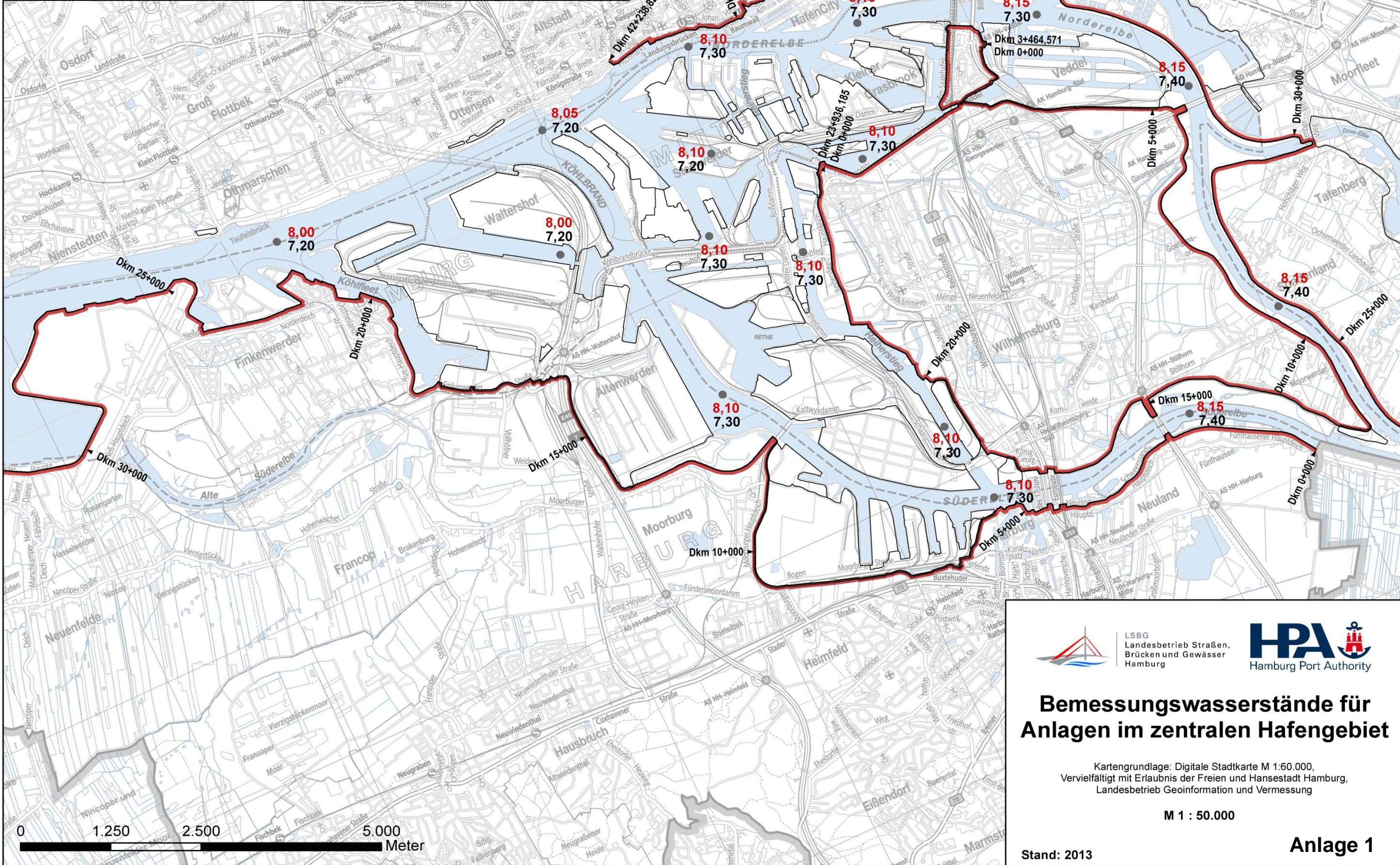
## 14. Schrifttum

- EAU (2012): Empfehlungen des Arbeitsausschusses Uferneinbauten Häfen und Wasserstraßen
- KFKI (Hrsg.); (2007): EurOtop Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual. Die Küste, Heft 73, Jahr 2007.



# Legende

-  Hochwasserschutzlinie einschließlich privater Polder
-  Öffentliche Hauptdeichlinie
-  Deichkilometrierung
-  Wasserstand in m über NN
- 8,10 Bemessungswasserstand für Bauwerke mit einer geplanten Lebensdauer von mehr als 50 Jahren
- 7,30 Bemessungswasserstand für Bauwerke mit einer Lebensdauer bis zu 50 Jahren



## Bemessungswasserstände für Anlagen im zentralen Hafengebiet

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

M 1 : 50.000

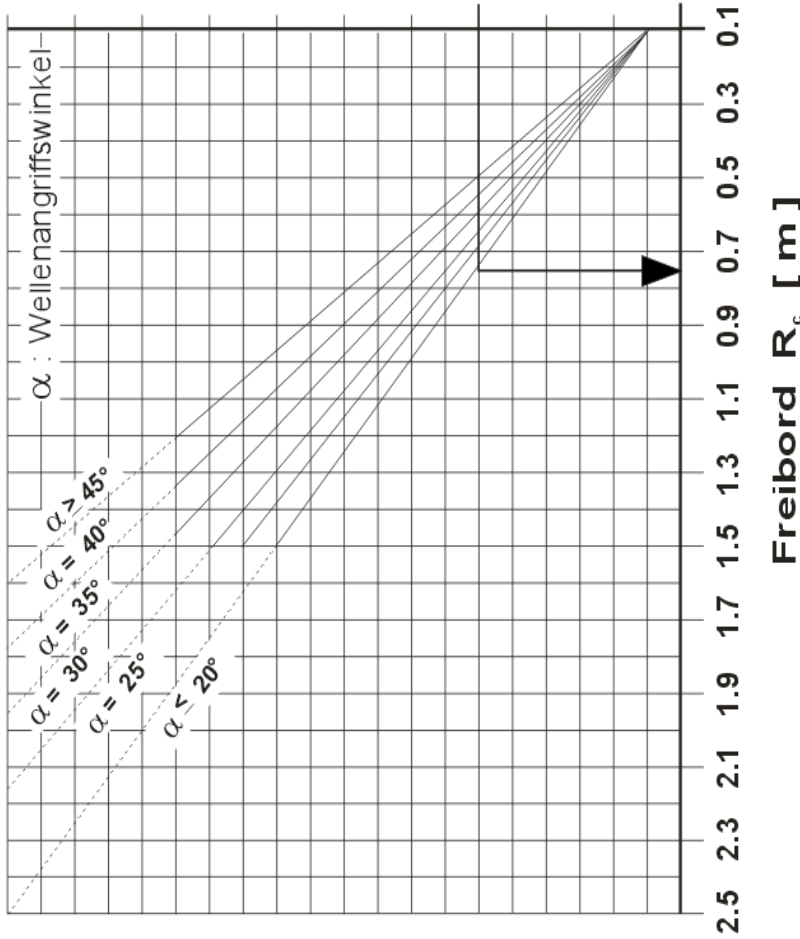
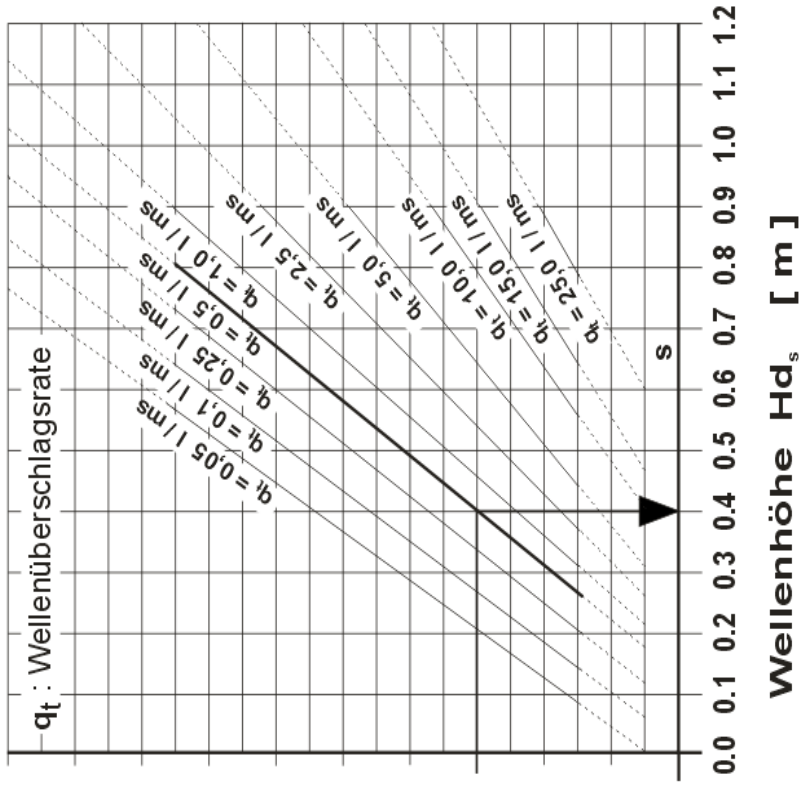
Stand: 2013

Anlage 1



# 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  $Hd_s$  [m] und dem Wellenangriffswinkel  $\alpha$ .

$q_t$  = örtliche Wellenüberschlagsrate im Mittel über drei Stunden

Beispiel: vorgeg.:  $Hd_s = 0,4$  m;  $\alpha = 5^\circ$  ;  $q_t = 0,5$  l/ms  $\rightarrow$  ergibt auf der linken Seite eine Freibordhöhe  $R_c = 0,75$  m

Beispiel: vorgeg.:  $Hd_s = 0,4$  m;  $\alpha = 5^\circ$  ;  $R_c = 0,75$  m  $\rightarrow$  ergibt auf der rechten Seite eine Wellenüberschlagsrate  $q_t = 0,5$  l/ms

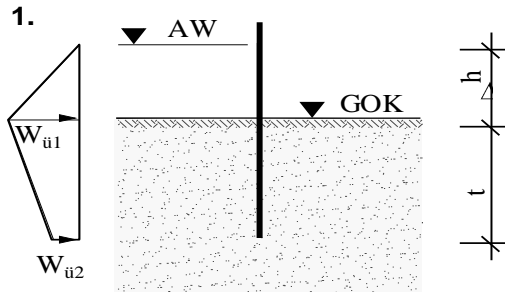
Für große Wellenperioden  $T_p > 4,1$  s erhöht sich die Wellenüberschlagsrate um den Faktor  $T_p / 4,1$  s



# Anlage 3a

## Prinzipdarstellungen der Wasserüberdruckflächen und Raumgewichtsänderungen

### 1. Hochwasser - Bemessungssituationen

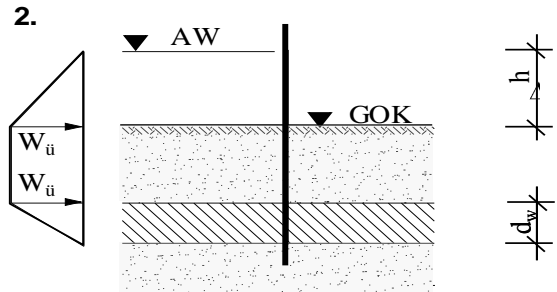


$$W_{\ddot{u}1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

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

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

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

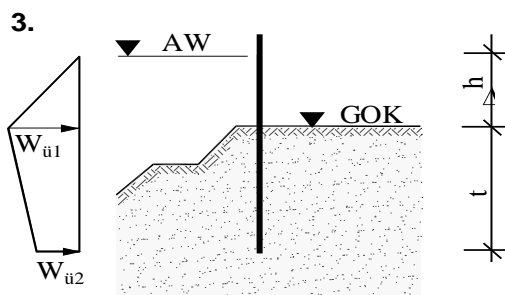


$$W_{\ddot{u}} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

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

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

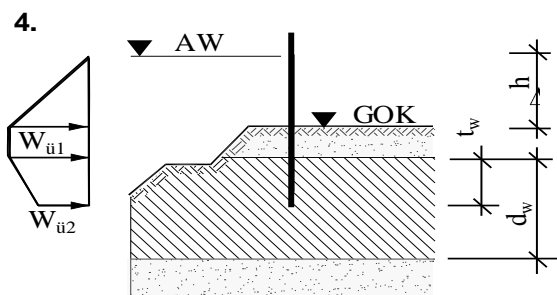


$$W_{\ddot{u}1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

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

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

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



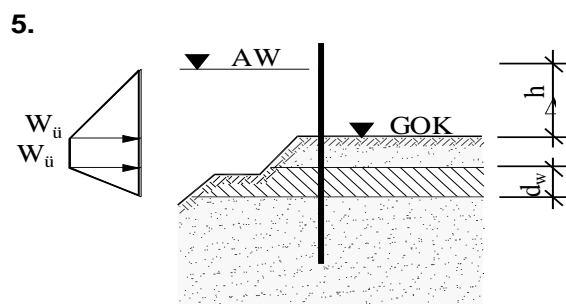
$$W_{\ddot{u}1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

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

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

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

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



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

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

$$\Delta \gamma'_a = 0$$

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

gilt für  $t_w < 0,5 d_w$  ;

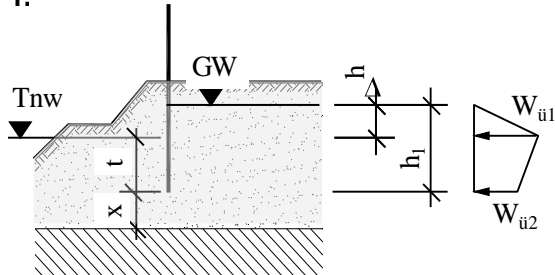
für  $t_w > 0,5 d_w$  sind Wasserüberdruck und Wichteänderung zwischen den Werten der Bilder 4. und 5. linear zu interpolieren.

# Anlage 3b

## 2. Niedrigwasser - Bemessungssituationen

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

1.



$$W_{ü1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

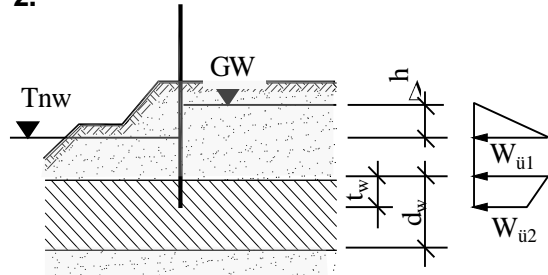
$$W_{ü2} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in 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.



$$W_{ü1} = \Delta h \cdot \gamma_w$$

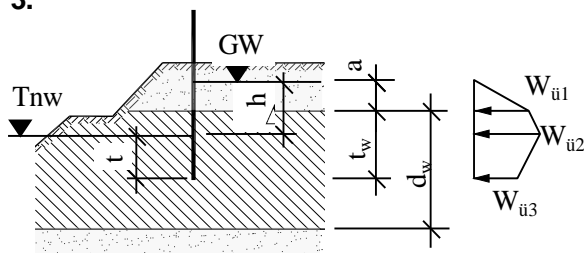
$$W_{ü2} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

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

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

3.



$$W_{ü1} = a \cdot \gamma_w$$

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

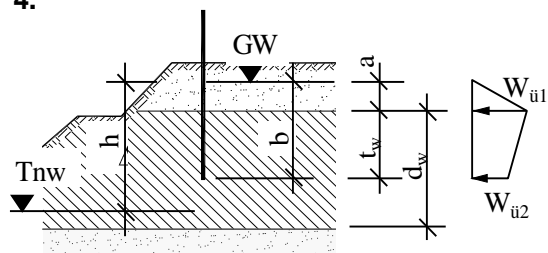
$$W_{ü3} = 0,6 \cdot \Delta h \cdot \gamma_w$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

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

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

4.



$$W_{ü1} = a \cdot \gamma_w$$

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

$$\Delta h_2 = 1,00 \text{ m unter Kaimauer}$$

$$\text{bzw. } \Delta h_2 = 1,50 \text{ m in Böschungen}$$

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

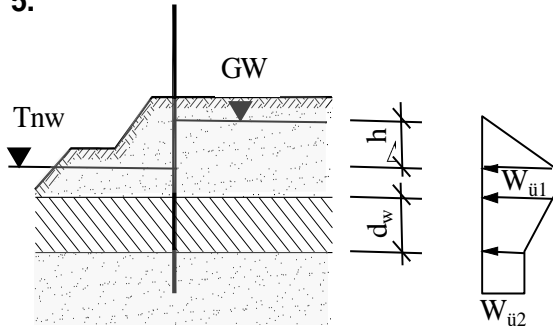
$$\Delta \gamma'_a = + \frac{\Delta h - \Delta h_2}{d_w} \cdot \gamma_w$$

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

# Anlage 3c

## 2. Niedrigwasser - Bemessungssituation (Fortsetzung)

5.



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

$$W_{\ddot{u}2} = \Delta h_2 \cdot \gamma_w$$

$\Delta h_2 = 1,00$  m unter Kaimauer

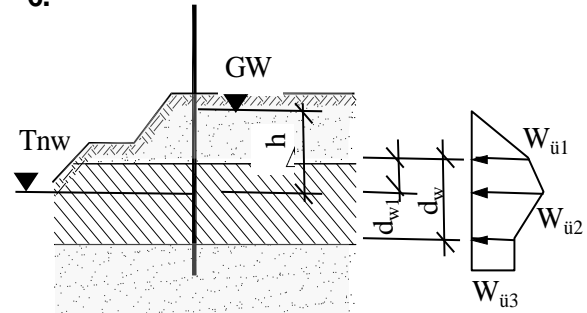
bzw.  $\Delta h_2 = 1,50$  m in Böschungen

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

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

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

6.



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

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

$$W_{\ddot{u}3} = \Delta h_2 \cdot \gamma_w$$

$\Delta h_2 = 1,00$  m unter Kaimauer

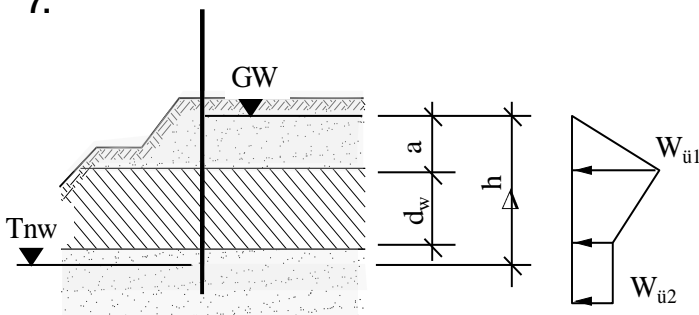
bzw.  $\Delta h_2 = 1,50$  m in Böschungen

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

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

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

7.



$$W_{\ddot{u}1} = a \cdot \gamma_w$$

$$W_{\ddot{u}2} = \Delta h_2 \cdot \gamma_w$$

$\Delta h_2 = 1,00$  m unter Kaimauer

bzw.  $\Delta h_2 = 1,50$  m in Böschungen

Wichteänderung in der dichtenden Schicht:

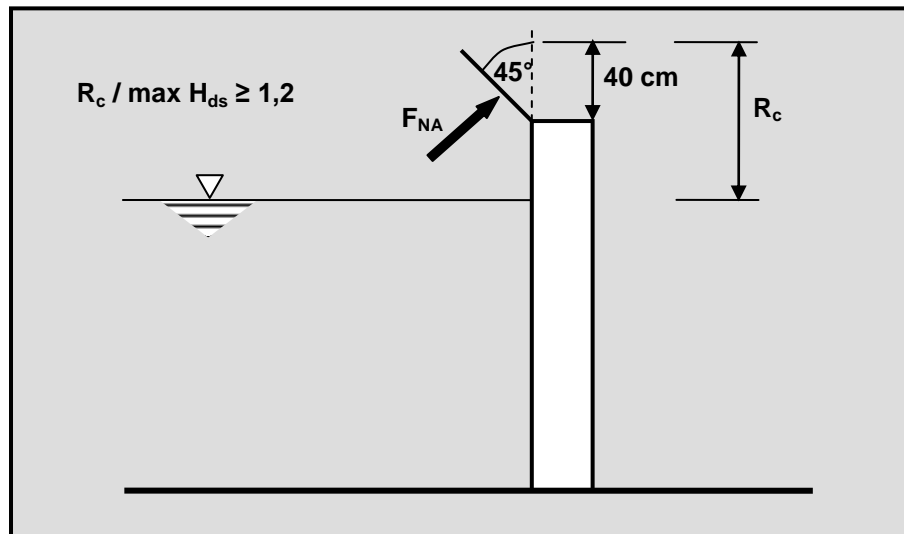
$$\Delta \gamma'_a = \frac{a + d_w - \Delta h_2}{d_w} \cdot \gamma_w$$

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

# Anlage 4

## Überlaufabweiser

Definitionsskizze:



### Ausführung

Der Wellenabweiser ist ein 40 cm hohes und im 45° Winkel geneigtes Stahlblech an der HWS-Wandoberkante. Hierdurch wird der Freibord  $R_C$  um dieses Maß erhöht.

Die Art der Verbindung (Schweißnaht etc.) sowie die Wahl des Materials sind den erforderliche Randbedingungen anzupassen.

### Anwendungsbereich

Abweiser (nach Definitionsskizze) zur Reduzierung des Wellenüberlaufs können bei relativen Freibordhöhen von  $R_C / \max H_{ds} \geq 1,2$  verwendet werden.

### Einfluss auf Wellenüberlauf

Durch Einsatz des Wellenabweisers bei relativen Freiborden von  $R_C / \max H_{ds} \geq 1,2$  beträgt die Überlauftrate  $q_T$  (im Mittel über 3 h) unabhängig vom Wellenangriffswinkel  $\leq 0,5 \text{ l} / (\text{m} \cdot \text{s})$

### Einfluss auf Belastung

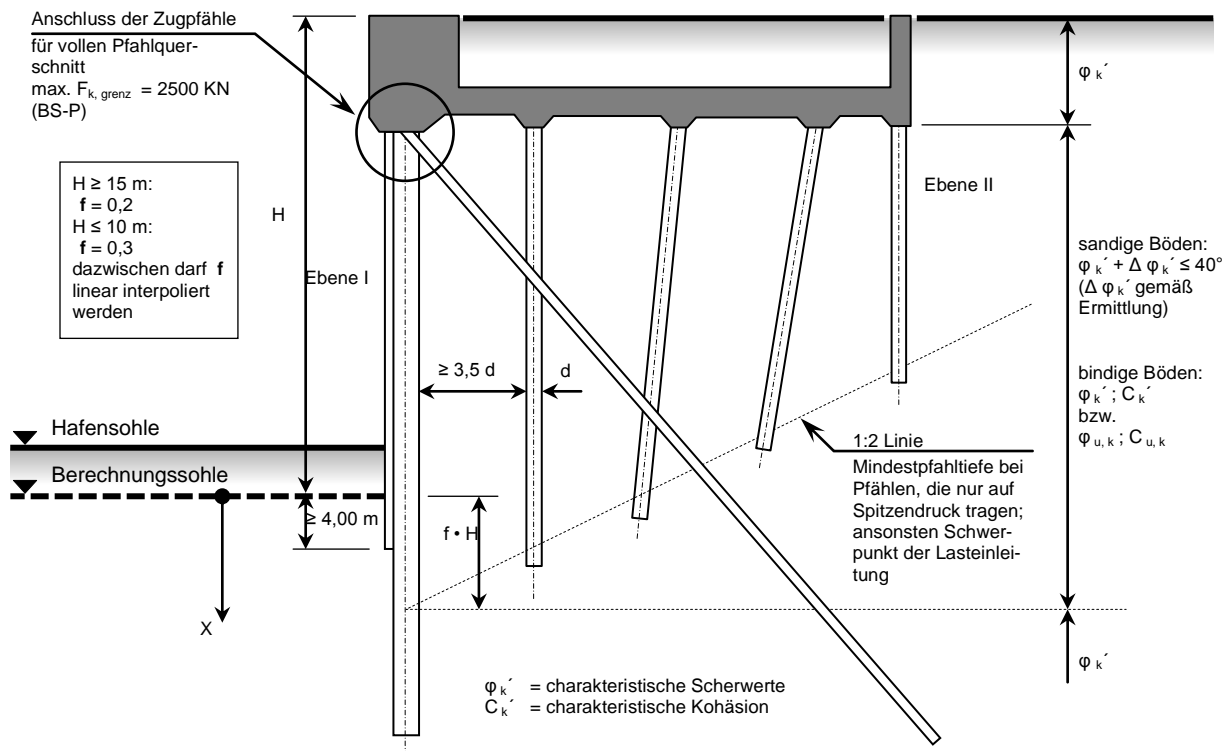
Abweiser führen aufgrund des vergrößerten Freibordes  $R_C$  zu geringeren Überlauftraten. Die Wellendruckbelastung der Wand gemäß Kap. 5 bleibt unverändert.

Bei Abweisern (nach Definitionsskizze) und relativen Freiborden  $R_C / H_{ds} \geq 1,2$  kann für die Belastung  $F_{NA}$  unabhängig vom Wellenangriffswinkel pauschal 15 KN/m angesetzt werden. Die Horizontalkomponente von  $F_{NA}$  ist im Wellendruck gemäß Kap. 5 enthalten.

# Anlage 5

## Maßgebende Werte für Spundwandberechnungen

### a. für den aktiven Erddruck



Rammtiefe, auch von Füllbohlen, mindestens 4,0 m unter Berechnungssohle;  
Rammtiefenzuschlag gem. EAU, E 56, jedoch

bei Volleinspannung: mindestens 0,50 m

(außer bei frei auskragenden Wänden mit  $H \leq 2,00 \text{ m}$ ;

bei Teileinspannung: Mindestwert entsprechend dem Einspannungsgrad reduzieren;

Mindesteinbindetiefe bei Teileinspannung  $T = T_{\text{Frei}} + (T_{\text{Voll}} - T_{\text{Frei}}) \cdot 0,50$

mit  $T_{\text{Frei}} = \text{Einbindetiefe bei freier Auflagerung ab Berechnungssohle}$

$T_{\text{Voll}} = \text{Einbindetiefe bei Volleinspannung ab Berechnungssohle}$

Ermittlung von  $\Delta \varphi_k'$ :  $\Delta \varphi_k' = \frac{400 \cdot a}{H}$

mit  $a = \sum A_{1-n} / m$  mit  $A_{1,2,\dots,n} = \text{Querschnittsfläche der Pfähle}$   
 $H = \text{Geländesprung von OK Kaimauer bis zur Hafensohle}$

Anmerkung:

Die Verbesserung der Bodenkennwerte für die Bemessung der Spundwand und der Verankerung dürfen nur für die Berechnungsebene I angesetzt werden.

### b. für den passiven Erddruck

Ansatz gemäß EAU, E 215, Lastbild nach Bild 215-1, nicht Bild 215-2

sandige Böden:  $\varphi_k' \leq 35^\circ$  für  $x \leq 3,0 \text{ m}$

$\varphi_k'$  für  $x > 3,0 \text{ m}$

bindige Böden:  $\varphi_k'$ ,  $c_k'$ ,  $c_{u,k}$

gilt nur für bindige Böden mit mind. steifer Konsistenz; breiige und weiche Böden

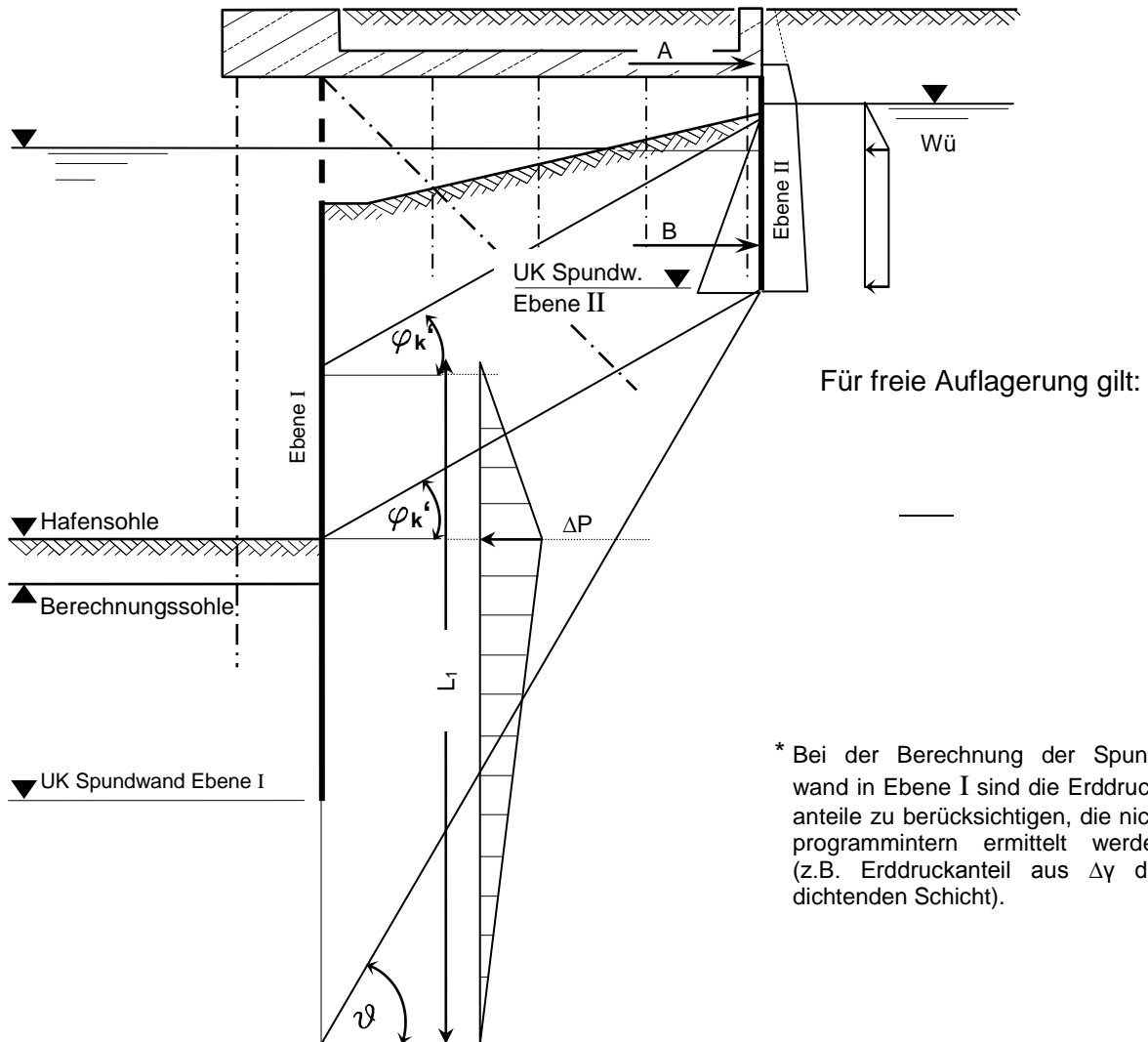
werden nicht angesetzt ( $\varphi_k' = c_k' = 0$ )

### c. für die Standsicherheit

Für den Nachweis der Geländebruchsicherheit und der tiefen Gleitfuge gelten die charakteristischen Werte der Böden  $\varphi_k'$  und  $c_k'$ . Wird die Wand in Ebene I zur Berücksichtigung der Vernadelung des Bodenkörpers mit Pfählen mit dem Bodenverbesserungswert  $\Delta \varphi_k'$  dimensioniert ist der Ankerkraftanteil aus Erddruck um 15% zu erhöhen.

# Anlage 6

## Lasteinfluss aus Ebene II auf Ebene I (Prinzipdarstellung)



Im Falle einer teil- bzw. eingespannten Wand ist die C-Kraft zu berücksichtigen (Vereinfachung: Ansatz in der BS-P als ständige Last).

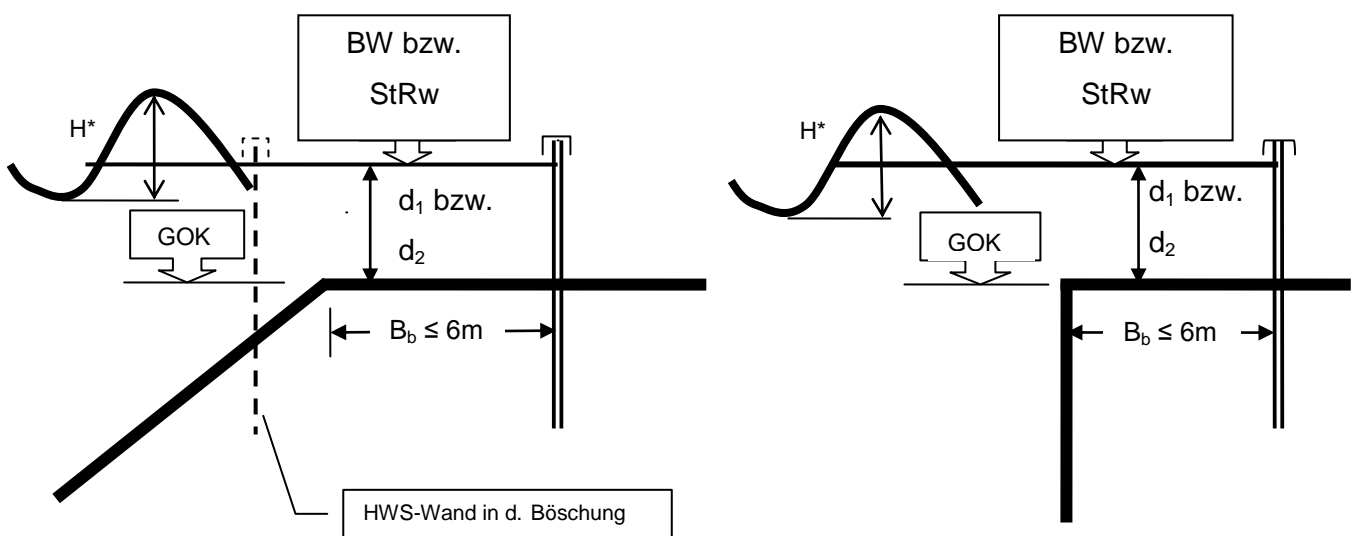
# Anlage 7

## Sturzbrecher-Prüfung

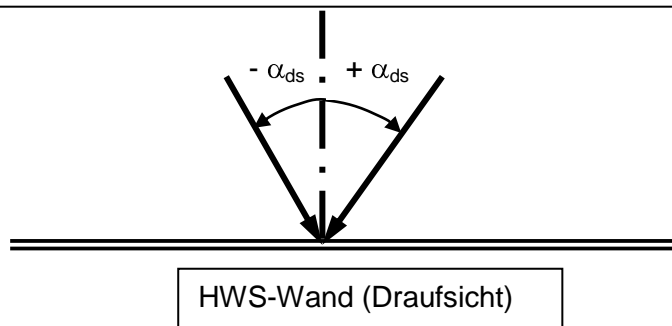
Nur bei folgenden Querschnitten können Sturzbrecher auftreten:

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

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



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



### Zeichenerklärung:

GOK = Geländeoberkante = Vorlandhöhe vor der HWS-Wand [mNN]

$d_1$  = BW – GOK [m] Wassertiefe bei Bemessungswasserstand an der HWS-Wand

$H^*$  = Für die Sturzbrecher-Prüfung maßgebende Wellenhöhe nach Vorgabe der zuständigen Fachbehörde

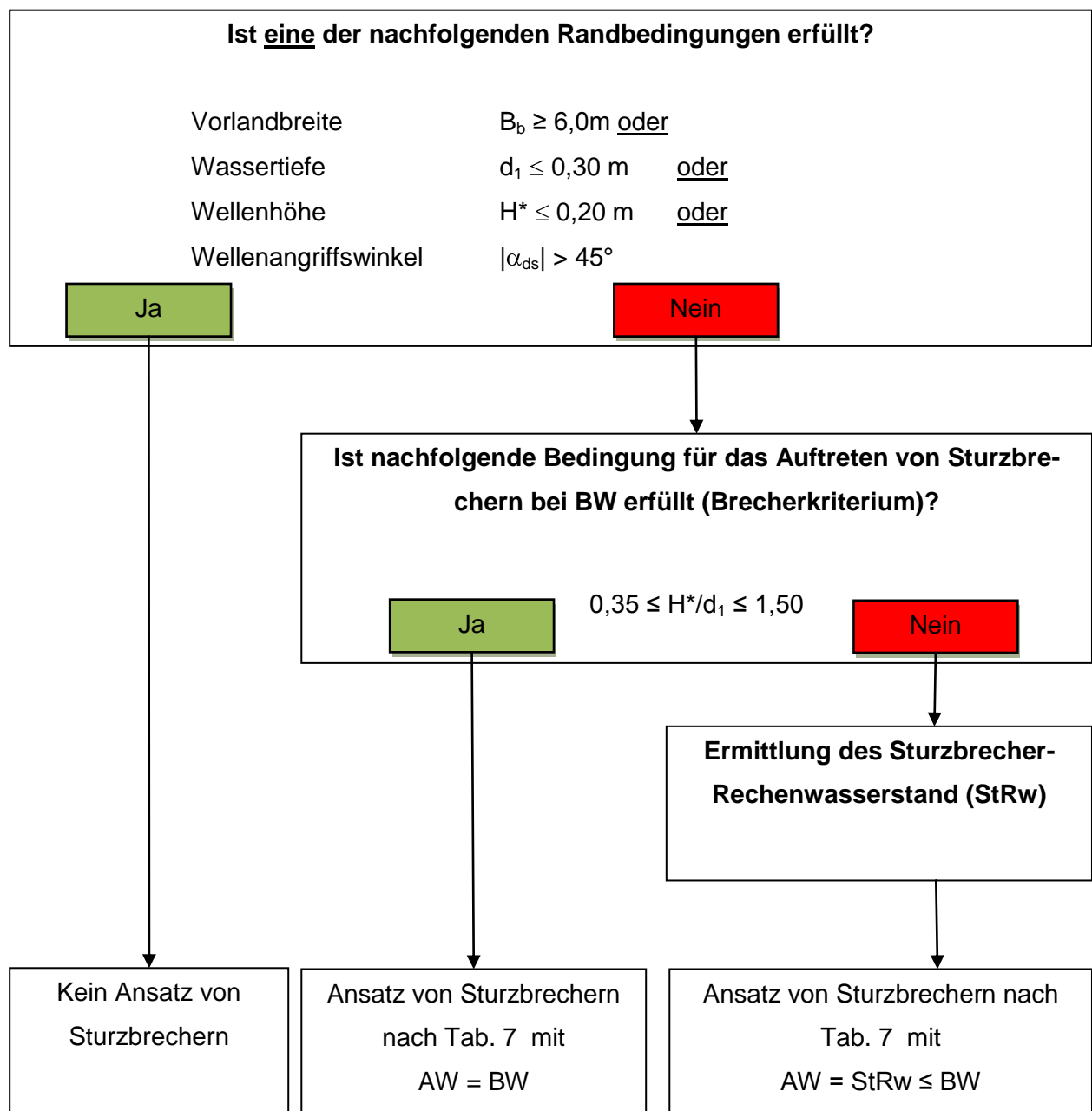
$B_b$  = Vorlandbreite [m]

$\alpha_{ds}$  = Wellenangriffswinkel an der HWS-Wand (siehe Wellendatenblatt)

StRw = Sturzbrecher-Rechenwasserstand

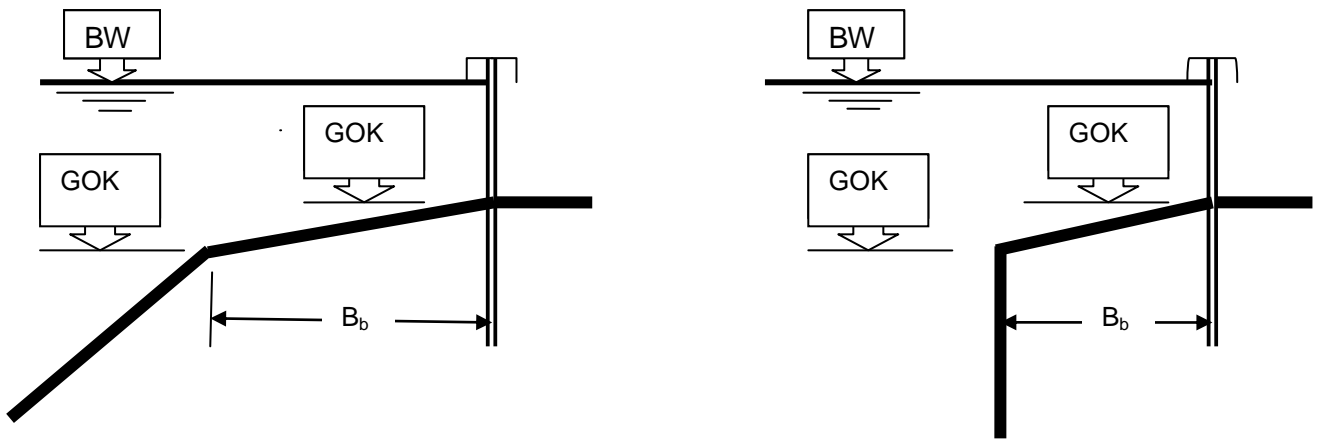
$d_2$  = StRw – GOK [m] Wassertiefe bei Sturzbrecher-Rechenwasserstand an der HWS-Wand;  $d_2 = H^*/0,35$

### 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).