



**Technical Division Engineering & Construction**  
**Statische Prüfstelle Hafen (SPH)**  
Neuer Wandrahm 4, 20457 Hamburg

# **Zusätzliche technische Vertragsbedingungen Technische Bearbeitung**

ZTV-TB (HPA)

Seiten 1 bis 33

Anlagen: Deckblatt Statik  
Hafenplan  
Zeichnungsfelder  
Statiklauf / Planlauf  
Vermerk schwimmende Anlagen

Januar 2020

# 1 Inhaltsverzeichnis

1	Inhaltsverzeichnis .....	0
2	Allgemeines .....	4
2.1	Anwendungsbereich .....	4
2.2	Normative Verweise .....	4
2.3	Statisches Grundsatzgespräch .....	4
2.4	Prüfung und Genehmigung der Ausführungsunterlagen .....	4
2.5	Aufbau der Statik .....	5
2.6	Bestandspläne .....	6
2.7	Zustimmung im Einzelfall .....	6
3	Erdstatische Angaben .....	6
3.1	Bemessungsrelevante Angaben zum Baugrund .....	6
3.2	Mantelreibungs- bzw. Spitzenwiderstandswerte .....	6
3.3	Berechnungstiefe .....	6
3.4	Wasserüberdruck .....	8
3.4.1	Allgemeines .....	8
3.4.2	Lastfall Sunk 3 mit beschränkter Versickerung .....	9
3.4.3	Lastfall Sunk 3 mit ungehinderter Versickerung .....	9
3.4.4	Prinzipdarstellungen der Wasserüberdruckflächen und Raumgewichtsänderungen .....	9
3.5	Erddruck auf Brückenwiderlager .....	9
3.6	Erddruck auf massive Bauteile von Schleusen .....	9
3.7	Mindesterddruck .....	9
4	Belastungen (charakteristische Werte) .....	10
4.1	Allgemeine Lastansätze .....	10
4.1.1	Nutzlasten hinter Stützbauwerken .....	10
4.1.2	Schutthalter, Nischenpoller (BS-P) .....	10
4.1.3	Eisdruck auf Bauteile (BS-A) .....	11
4.1.4	Treibgutstoß (BS-A) .....	11
4.1.5	Windlast .....	11
4.2	Kaimauerbauwerke .....	12
4.2.1	Flächenlasten (BS-P) .....	12
4.2.2	Containerbrückenlasten (BS-P) .....	12
4.2.3	Hafenmobilkran (BS-P) (entspricht einem LHM 600) .....	12
4.2.4	Einzellasten (BS-P, entfällt bei Ansatz von Hafenmobilkran) .....	12
4.2.5	Gabelstapler / Reachstacker (BS-P, entfällt bei Ansatz von Hafenmobilkran) .....	13
4.2.6	Pollerzug (BS-P) .....	13
4.2.7	Fenderdruck (BS-P) .....	15
4.3	HWS-Bauwerke und Schleusen .....	15

---

4.3.1	HWS-Bauwerke .....	15
4.3.2	Schleusen .....	15
4.4	Brückenbauwerke .....	15
4.4.1	Straßenbrücken .....	15
4.4.2	Eisenbahnbrücken .....	16
4.4.3	Windeinwirkungen .....	16
4.4.4	Schiffsstoß .....	16
4.4.5	Anprall auf Überbauungen .....	16
4.5	Dalben .....	17
4.5.1	Eisdruck (BS-A) .....	17
4.5.2	Schutz- und Leitdalben .....	17
4.5.3	Anlegedalben .....	17
4.5.4	Vertäudalben .....	17
4.5.5	Führungsdalben .....	17
4.6	Pontonanlagen .....	18
4.6.1	Allgemeines .....	18
4.6.2	Nutzlast .....	18
4.6.3	Schiffsstoß (Extrem-Lastfall) .....	18
4.6.4	Pollerzug (BS-P) .....	18
4.7	Fußgängerbrücken und Zugangsstege .....	18
4.7.1	Allgemeine Bemessungsvorgaben .....	18
4.7.2	Nicht öffentliche Anlagen .....	18
5	Entwurf / Bemessung .....	19
5.1	Allgemeines .....	19
5.1.1	Wellen- und kombinierte Spundwände .....	20
5.1.2	Zugverankerung und Anschlusskonstruktion .....	21
5.1.3	Abrostung .....	23
5.1.4	Verdrängungspfähle / Bohrpfähle .....	23
5.1.5	Winkelstützwände .....	23
5.1.6	Poller / Schutthalter .....	23
5.2	Kaimauerbauwerke .....	23
5.2.1	Allgemeines .....	23
5.2.2	Erhöhung der Bodenreibungswinkel durch Kaiplattenpfähle .....	24
5.2.3	Pfähle unter der Kaiplatte .....	25
5.2.4	Lasteinfluss aus Ebene II auf Ebene I (Prinzipdarstellung) .....	26
5.2.5	Klappanker .....	27
5.2.6	Stahlbetonkonstruktionen .....	28
5.3	HWS-Bauwerke und Schleusen .....	29

---

5.3.1	HWS-Bauwerke .....	29
5.3.2	Schleusen / Sperrwerke.....	30
5.4	Brückenbauwerke .....	30
5.4.1	Überbauten .....	30
5.4.2	Lager.....	30
5.4.3	Militärische Einstufungsberechnung .....	30
5.4.4	Schwertransportüberföhrung von Straßenbrücken .....	31
5.4.5	Belastbarkeitswerte .....	31
5.4.6	Verkehrszeichenbrücken .....	31
6	Pfahlprüfungen .....	31
6.1	Allgemeines .....	31
6.2	Druckbeanspruchte Bauteile .....	31
6.2.1	Kalibrierung dynamischer Pfahlprobelastungen .....	31
6.3	Zugbeanspruchte Bauteile.....	31
6.3.1	Mikropfähle .....	32
6.3.2	Versuchslast .....	32
	Tabellen.....	33
	Bilder .....	33

---

## 2 Allgemeines

Mit diesem Dokument sind keinerlei Abweichungen von der VOB/B beabsichtigt. Sollten Regelungen auslegungsbedürftig sein, ist diejenige Auslegung maßgeblich, die VOB/B-konform ist.

### 2.1 Anwendungsbereich

Die ZTV-TB (HPA) sind im Zuständigkeitsbereich der Hamburg Port Authority (HPA) für Bauwerke der HPA sowie für die Uferbauwerke in der HafenCity anzuwenden. Die Regelungen gelten für Neubauten, für Bestandsbauwerke sind sie gegebenenfalls gesondert abzustimmen.

Die ZTV-TB (HPA) legen die Mindestanforderungen fest, grundsätzlich sind projektspezifische Abweichungen / Anforderungen im Einzelfall rechtzeitig vor zur Ausschreibung und spätestens zur Auftragsvergabe festzulegen.

### 2.2 Normative Verweise

Die Anwendung der Eurocodes für den Brückenbau ist verbindlich.

Auf folgende Anwendungsgrundlagen wird gesondert hingewiesen:

- Für Straßenbrücken: Die Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau (ARS) des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, insbesondere Nr. 22/2012
- Für Eisenbahnbrücken: Die Eisenbahnspezifische Liste Technischer Baubestimmungen (ELTB) in der gültigen Fassung
- Richtlinie Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der Freien und Hansestadt Hamburg
- EAU 2012 einschließlich der Technischen Jahresberichte
- EA-Pfähle, 2.Auflage einschließlich der Technischen Jahresberichte
- ZTV-ING

Bei widersprüchlichen Angaben ist das Vorgehen mit der Statischen Prüfstelle Hafen (SPH) abzustimmen.

### 2.3 Statisches Grundsatzgespräch

Vor Aufstellung statischer Berechnungen und Ausführungszeichnungen hat sich der Auftragnehmer mit dem Auftraggeber und der SPH der Hamburg Port Authority in Verbindung zu setzen. Mündliche Absprachen sind zu protokollieren und der Statik beizufügen. Die Anzahl der Unterlagen, ihre Verteilung und die Prüfzeiten sind entsprechend dem Statik- bzw. Planlauf (Anlagen 5 und 6) projektbezogen festzulegen.

### 2.4 Prüfung und Genehmigung der Ausführungsunterlagen

Die Prüfung von statischen Berechnungen und Ausführungszeichnungen wird von der SPH in statischer Hinsicht wahrgenommen. Alle Ausführungszeichnungen und statischen Berechnungen sind in der Regel 3-fach einzureichen. Statische Berechnungen sind grundsätzlich statisch zu prüfen und zusätzlich von der SPH zur Ausführung zu genehmigen.

---

Unterlagen ohne Prüfungs- und Genehmigungsvermerk dürfen der Ausführung nicht zugrunde gelegt werden. Der Projektleiter des Auftraggebers kann Arbeiten einstellen lassen, wenn dafür die genehmigten Ausführungsunterlagen auf der Baustelle nicht vorliegen.

Standsicherheitsnachweise für Bauhilfsmaßnahmen sind der SPH vorzulegen. Diese behält sich eine Prüfung vor. Dies gilt auch für Montageplätze außerhalb der Baustelle.

Als Prüfzeit für die statische Prüfung sind für alle vorgelegten Unterlagen in der Regel 5 Wochen nach Posteingang bei der SPH einzurechnen.

## **2.5 Aufbau der Statik**

### Allgemein

Nach Fertigstellung der Statik ist ein Gesamtinhaltsverzeichnis unter Berücksichtigung aller Nachträge vorzulegen.

Für Ingenieurbauwerke ist das Heft 504 / 1987 „Standsicherheitsnachweise für Kunstbauten: Anforderungen an den Inhalt, den Umfang und die Form“ der Schriftenreihe Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik in Anlehnung und für Brückenbauwerke im Allgemeinen zu berücksichtigen. Die RI-EDV-AP ist zu beachten. Statiken sind in deutscher Sprache einseitig ausgedruckt und unterschrieben zur Prüfung einzureichen.

### Statik

Zur Statik gehören ein Deckblatt (Anlage 1) und ein Hafenplan mit Kennzeichnung der Örtlichkeit (Anlage 2). Das Inhaltsverzeichnis ist den eingereichten Teilunterlagen mit aktuellem Stand beizufügen. Statische Systeme sind möglichst grafisch darzustellen. Bei EDV-Berechnungen ist die grafische Auftragung des Systems mit allen Kennwerten, der Belastungen und der Ergebnisse für mindestens einen Lastfall so detailliert vorzunehmen, dass alle relevanten Daten eindeutig abgelesen werden können. Berechnungsausdrucke sind der Statik in einer Anlage beizufügen. Bauzustände des Tragwerks gehören zum Standsicherheitsnachweis des Bauwerks. Bauhilfsmaßnahmen sind in einem separaten Teil abzuhandeln.

### Änderungen und Ergänzungen

Änderungen und Ergänzungen sind mit einem Deckblatt und einem Revisionsverzeichnis zu versehen. In dem Revisionsverzeichnis ist der Grund und Inhalt der Revision aufzuführen. Weiterhin sind die Austausch- und Ergänzungsseiten, sowie die hierdurch ungültig gewordenen Seiten der Statik aufzuführen. Austauschseiten sind mit einem Buchstaben und mit neuem Datum zu versehen. Werden zusätzliche Seiten mit gleicher Seitennummer eingeschoben, so sind alle eingefügten Seiten mit einer durch Schrägstrich getrennten durchlaufenden Nummer und Datum zu versehen.

---

## 2.6 Bestandspläne

Es sind Bestandspläne anzufertigen, die den tatsächlichen Zustand des Bauwerkes nach Abschluss der Maßnahme darstellen. Umfang und Beschaffenheit der Pläne, sowie Ablauf und Form der Übergabe, sind projektbezogen abzustimmen.

## 2.7 Zustimmung im Einzelfall

Für Bauvorhaben nach der Hamburgischen Bauordnung (HBauO) ist die Zustimmung im Einzelfall über die Freie und Hansestadt Hamburg, Behörde für Stadtentwicklung und Wohnen, Amt für Bauordnung und Hochbau einzuholen. Für alle anderen Bauvorhaben ist die Zustimmung im Einzelfall über die SPH einzuholen. Bei Bahnbrücken ist die Technische Landeseisenbahnaufsicht zu beteiligen. Das HPA-Merkblatt „Zustimmung im Einzelfall“ ist zu beachten.

# 3 Erdstatische Angaben

## 3.1 Bemessungsrelevante Angaben zum Baugrund

Alle erforderlichen Angaben wie z. B. Bodenkennwerte, Wasserstände, Lage und Mächtigkeit der dichtenden Schichten, Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte mit dem zu verwendenden Berechnungsverfahren (EA-Pfähle / EA-Pfähle TJ 2016) sind dem zum Projekt erstellten geotechnischen Bericht zu entnehmen.

## 3.2 Mantelreibungs- bzw. Spitzenwiderstandswerte

Aufgrund durchgeführter Probelastungen sind für die Bemessung charakteristische Mantelreibungs- und Spitzenwiderstandswerte zugrunde zu legen. Eventuelle Fußverstärkungen von Stahlprofilen dürfen nicht als Pfahlfußfläche angesetzt werden.

Die Werte für Zugpfähle gelten für gewachsene Sande unterhalb und oberhalb von bindigen Schichten (Theta-Linie beachten). Im Bereich von Auffüllungen, die während der Bauzeit eingebaut werden, dürfen nur 50% der angegebenen Werte angesetzt werden.

Die Werte für Druckpfähle gelten für gewachsene Sande unterhalb der untersten bindigen Schicht.

## 3.3 Berechnungstiefe

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

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

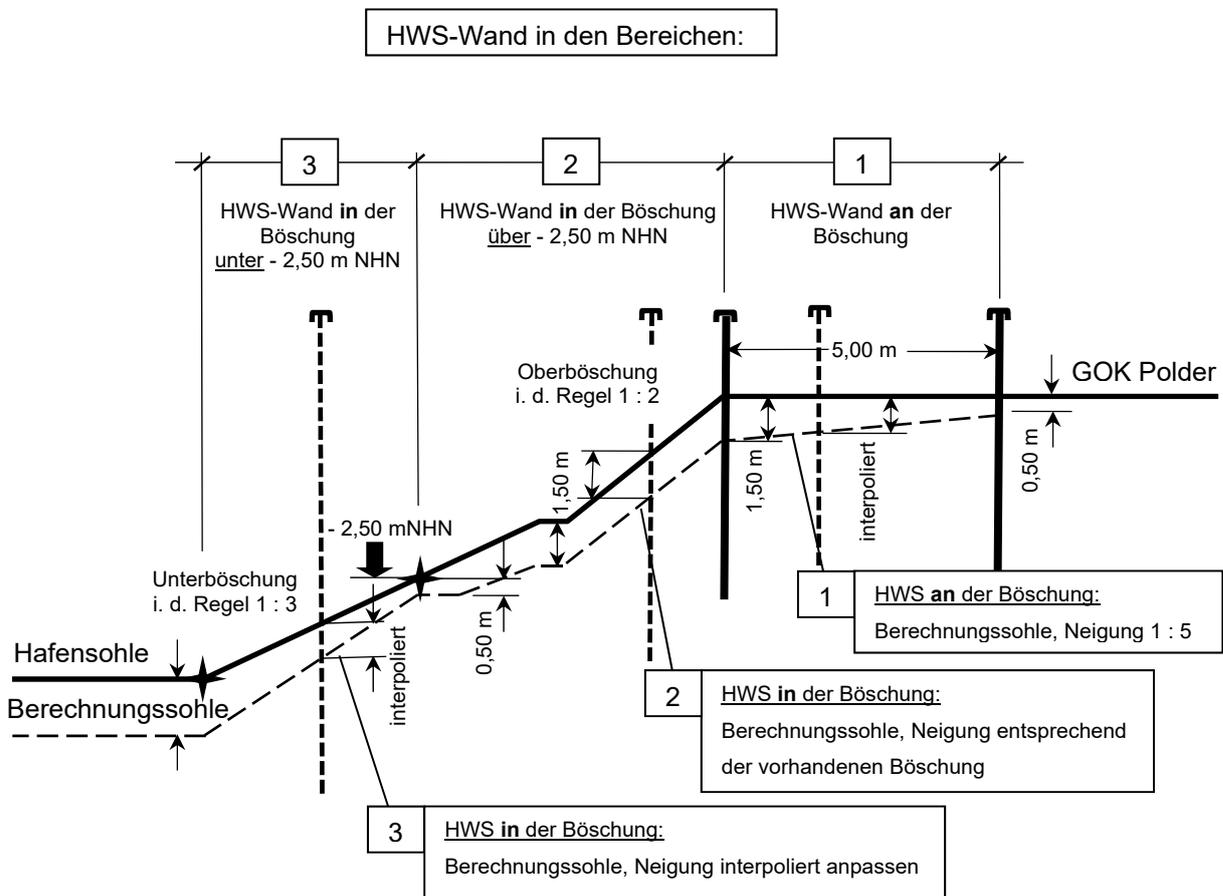
Der Kolkzuschlag beträgt im Bereich von Seeschiffverkehrsverkehr 1,50 m, im Bereich von Binnenschiffverkehrsverkehr 0,50 m.

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 der Hafenterrasse 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 Bild 1.

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



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

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

## 3.4 Wasserüberdruck

### 3.4.1 Allgemeines

Die maßgebenden Wasserstände sowie die Form der Wasserüberdruckflächen und die anzusetzenden Wichteänderungen aus Strömungsdruck sind gemäß der Richtlinie „Berechnungsgrundsätze für Hochwasserschutzwände, Flutschutzanlagen und Uferbauwerke im Bereich der Tideelbe der FHH (BHFU)“ anzusetzen, sofern im Baugrundgutachten nichts anderes angegeben ist.

**Die BHFU wird aktuell überarbeitet. Eine Veröffentlichung ist für Ende 2020 / Anfang 2021 geplant. Es zeichnet sich ab, dass das Niedrigwasserniveau für den Lastfall Sunk 1 niedriger als bisher anzusetzen ist. Bis zur endgültigen Festlegung und Veröffentlichung ist daher vorläufig ein Außenwasserstand im Lastfall Sunk 1 von – 2,00 m NHN anzusetzen.**

Liegen die nachfolgend genannten Außenwasserstände tiefer als GOK (Erdwiderstandsseite), ist zu überprüfen, ob ein höherer Außenwasserstand auf GOK für die Bemessung maßgebend wird.

Es ist grundsätzlich ein Mindestwasserüberdruck von 10 kN/m<sup>2</sup> anzusetzen.

Lastfall	Außenwasserstände	Innenwasserstände
Niedrigwasser : Sunk 1 = BS-P	siehe BHFU, Kapitel 3.1	
Niedrigwasser : Sunk 2 = BS-A		
Niedrigwasser : Sunk 3 = BS-A	siehe BHFU, Kapitel 3.2 und 3.3	
Bauzustand *) = BS-A	- 2,00 m NHN	+ 2,00 m NHN

**Tabelle 1: Anzusetzende Sunk-Lastfälle**

\*) Nur bei Bodenaufspülung oder wenn besonders ungünstige Verhältnisse hinsichtlich des anzusetzenden Wasserüberdrucks vorliegen. Bei Außenwasserständen unter - 2,00 m NHN ist der Spülvorgang einzustellen.

Entwässerungsöffnungen und Dränagen sind nur im Ausnahmefall anzuordnen und bedürfen grundsätzlich einer Zustimmung durch das Projekt und die SPH. Der Lastfall „Ausfall der Drainage“ ist dann gemäß EAU, Kapitel 5.4.4 nachzuweisen.

Die im Lastfall Sunk 3 maßgebenden Innenwasserstände berücksichtigen die während der Sturmflut eingetretenen Anstiege des Grundwasserspiegels. Zusätzlich kann versickernder Wellenüberschlag zu einer weiteren Aufsättigung der Bodenporen auf der Landseite der Hochwasserschutzwand führen und eine zusätzliche Anhebung der anzusetzenden Innenwasserstände erforderlich machen. Im Folgenden wird daher zwischen Wänden mit beschränkter und ungehinderter landseitiger Versickerung unterschieden. Bei Uferbauwerken ist Versickern des Wassers infolge Überflutung zu berücksichtigen und dem Fall der ungehinderten Versickerung zuzuordnen.

### 3.4.2 Lastfall Sunk 3 mit beschränkter Versickerung

Die Ansatzwerte gemäß BHFU, Kapitel 3.2 gelten für:

- HWS-Wandbereiche, in denen die mittlere Wellenüberschlagsrate  $q_T \leq 0,5 \text{ l}/(\text{s}\cdot\text{m})$  ist.
- HWS-Wandbereiche, in denen eine geeignete, landseitig der HWS-Anlage liegende Oberflächenversiegelung und eine ausreichend dimensionierte Oberflächenentwässerung die Versickerung von Überschlagswasser zuverlässig verhindern.

### 3.4.3 Lastfall Sunk 3 mit ungehinderter Versickerung

Die Ansatzwerte gemäß BHFU, Kapitel 3.3 gelten für:

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

### 3.4.4 Prinzipdarstellungen der Wasserüberdruckflächen und Raumbereichsänderungen

Es gelten die Angaben gemäß BHFU, Kapitel 4 und Anlage 3.

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

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

Die Niedrigwasserfiguren 2 und 3 gelten für  $t_w \leq 0,5 \cdot d_w$ . Für  $t_w > 0,5 \cdot d_w$  sind Wasserüberdruck und Wichteänderung zwischen den Werten der Figuren 2 und 5 bzw. 3 und 6 linear zu interpolieren.

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.

## 3.5 Erddruck auf Brückenwiderlager

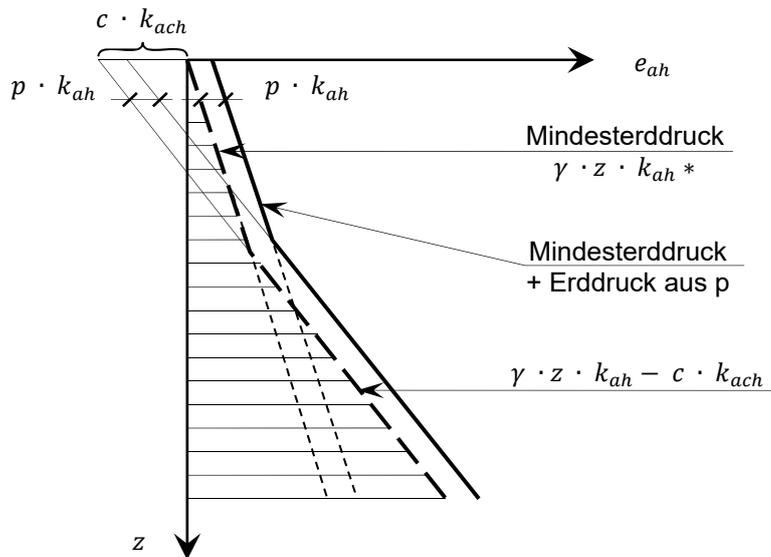
Infolge Widerlagerhinterfüllung ist belastend wirkend auf die massiven Teile der Erdruhedruck und auf die Spundwände der erhöhte aktive Erddruck anzusetzen. Der Erddruck infolge Verkehrslasten ist als aktiver Erddruck anzusetzen. Ggf. ist ein Verdichtungserddruck nach DIN 4085 zu berücksichtigen.

## 3.6 Erddruck auf massive Bauteile von Schleusen

Der belastende Erddruck aus Bodeneigengewicht ist als Erdruhedruck anzusetzen. Der Erddruck infolge Verkehrslasten ist als aktiver Erddruck anzusetzen. Ggf. ist ein Verdichtungserddruck nach DIN 4085 zu berücksichtigen.

## 3.7 Mindesterdrruck

Der Mindesterdrruck ist auf den Erddruck aus Bodeneigengewicht und Kohäsion zu beziehen. Nutzlasten bis  $p_k = 10 \text{ kN}/\text{m}^2$  dürfen mit einbezogen werden. Ansonsten ist für die Ermittlung des Erddrucks aus Nutzlasten der tatsächliche Reibungswinkel maßgebend.



$$k_{ah}^* = k_{ah}(\varphi_k = 40^\circ)$$

Bild 2: Mindesterdruk

## 4 Belastungen (charakteristische Werte)

### 4.1 Allgemeine Lastansätze

#### 4.1.1 Nutzlasten hinter Stützbauwerken

Nutzlasten aus Straßen- und Schienenverkehr sind nach EB 55, aus Baustellenverkehr und Baubetrieb nach EB 56 und aus Baggern und Hebezeugen nach EB 57 der EAB anzusetzen.

#### 4.1.2 Schuttenhalter, Nischenpoller (BS-P)

Es ist eine horizontale Zugbelastung von  $F_k = 100 \text{ kN}$  zu berücksichtigen, wobei die Angriffsrichtung der Last in einem Winkelbereich von  $180^\circ$  variieren kann.

### 4.1.3 Eisdruck auf Bauteile (BS-A)

Bauteile, die aufgrund ihrer Lage am oder im Wasser Eisdruck ausgesetzt sein können, sind rechnerisch wie folgt zu belasten:

Pfähle, Rohre, Dalben und vergleichbare Bauteile:

$$F_k = 100 \text{ kN/m} \times b \text{ [m]} \quad \text{mit } b = \text{ Bauteilbreite rechtwinklig zum Eisangriff;} \\ \text{bei Rohren ist für } b \text{ der Außendurchmesser anzusetzen}$$

Flächenbauteile:

$$e_k = 30 \text{ kN/m}$$

Bei Kombination von Einzel- und Flächenbauteilen ist der ungünstigere Wert anzusetzen. Die Höhe des Eisangriffs ist in statisch ungünstiger Höhe anzusetzen, jedoch nur im Bereich von - 2,50 m NHN bis + 5,00 m NHN. Nach Absprache mit der SPH kann die Ansatzhöhe im Gebiet beruhigter Nebenarme außerhalb des Hauptstrombereichs (dazu zählen Elbe, Köhlbrand, Norder- und Süderelbe) auf - 2,50 m NHN bis + 2,50 m NHN begrenzt werden.

### 4.1.4 Treibgutstoß (BS-A)

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

- 30 kN auf Spundwände (die Lastverteilungsbreite ist ohne Nachweis mit 3,00 m anzusetzen)
- 30 kN auf den Betonaufsatz von Spundwänden (die Lastverteilung ist sinnvoll zu wählen)
- 100 kN auf Betonwände (die Lastverteilung ist sinnvoll zu wählen, z. B. unter 45° ohne weiteren Nachweis)

Bei entsprechenden Nachweisen kann eine günstigere Lastverteilung angesetzt werden. Die Lastangriffsfläche ist jeweils mit 0,50 m x 0,50 m mit Schwerlinie in Höhe AW anzunehmen. Im Bereich von Lee-Lagen ist ein Treibgutstoß nicht anzusetzen.

### 4.1.5 Windlast

Es gilt die Anlage der „Verwaltungsvorschrift Technische Baubestimmungen“ (VVTB) zur DIN EN 1991-1-4. Bei dem genauen Nachweisverfahren sind die Windlasten nach Tabelle NA.B.2 unter Ansatz der Geländekategorie II zu ermitteln.

Für Verkehrszeichenbrücken und vergleichbare Bauwerke ist für die Windlast die Zone II gemäß ZTV-ING, Teil 9 anzusetzen.

Nach DIN EN 1991-1-4, Kapitel 3.4 sind die charakteristischen Größen (Einwirkungen) mit einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 2 % zu bestimmen, was einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren entspricht.

---

## 4.2 Kaimauerbauwerke

Dynamische Faktoren sind nur für die Bemessung der Stahlbetonüberbauten anzusetzen.

### 4.2.1 Flächenlasten (BS-P)

Als gleichmäßig verteilte Last sind  $q_k = 30,0 \text{ kN/m}^2$  in feldweise ungünstigster Kombination über den gesamten Überbau des Bauwerkes anzusetzen.

Wenn zusätzliche Kranlasten wirken, bleiben folgende Bereiche frei von  $q$ :

- Raum zwischen Kaivorderkante und wasserseitiger Kranschiene
- 1,00 m landseitig der wasserseitigen Kranschiene
- 1,00 m beidseitig der belasteten, landseitigen Kranschiene

### 4.2.2 Containerbrückenlasten (BS-P)

Bei Überlagerung mit Kolkbildung ist gemäß EAU (E 18) eine Einstufung in BS-T vorzunehmen.

Rad- und Linienlasten sind für das Einzelprojekt festzulegen.

Es ist jeweils nur eine Kranschiene mit voller Verkehrslast anzusetzen, die zweite Schiene erhält den 0,2-fachen Lastanteil.

Dynamischer Faktor:  $\varphi = 1,20$  (gilt für den land- und wasserseitigen Kranbahnbalcken)

Als Horizontallast in Schienenquerrichtung ist 1/10 der Vertikallast in Ansatz zu bringen. Der Angriffspunkt liegt auf Oberkante Kranschiene.

### 4.2.3 Hafenmobilkran (BS-P) (entspricht einem LHM 600)

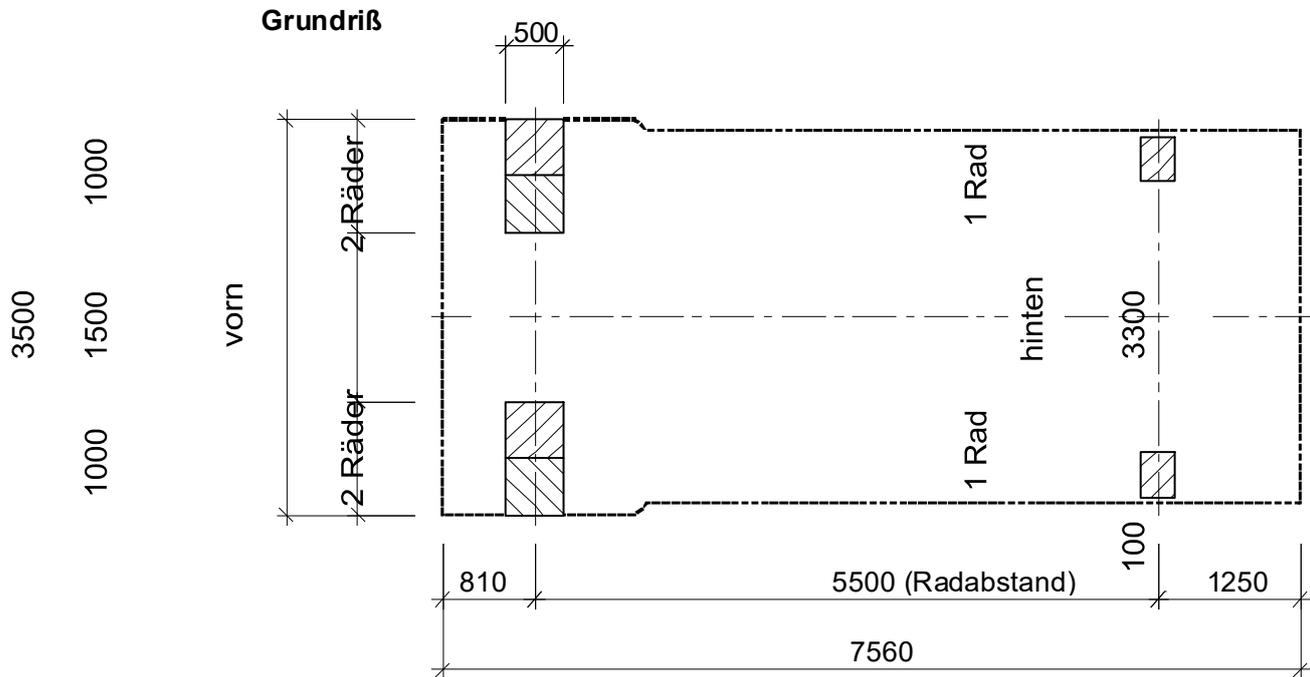
- Fahrbetrieb:
  - Gesamtlast: 5.750 kN
  - Radgruppe: 280 kN je Radsatz mit einer Aufstellfläche von 1,40 m x 0,25 m
- Pratzenlasten inkl. Wind (dyn. Einflüsse sind mit einem Faktor von 1,06 zu berücksichtigen):
  - Einzellasten: max. 3.560 kN / 10 m<sup>2</sup>, wenn eine Fläche von 14,0 m x 14,0 m um den Angriffspunkt unbelastet bleibt

### 4.2.4 Einzellasten (BS-P, entfällt bei Ansatz von Hafenmobilkran)

- Einzellasten: max. 1.200 kN / (2,00 m x 2,00 m), wenn eine Fläche von 40 m<sup>2</sup> um den Angriffspunkt unbelastet bleibt

## 4.2.5 Gabelstapler / Reachstacker (BS-P, entfällt bei Ansatz von Hafenmobilkran)

Es gilt das beigefügte Lastschema gemäß Bild 3. Dynamischer Faktor:  $\varphi = 1,10$



**Bild 3: Lastbild Gabelstapler / Reachstacker [mm]**

Achslast vorn (t)		Gesamtlast (t)	Achslast hinten (t)	
Stillstand	Fahrt		Stillstand	Fahrt
96,25	82,20	71,6 + 40 = 111,6	15,35	29,40

**Tabelle 2: Lasttabelle Gabelstapler / Reachstacker**

## 4.2.6 Pollerzug (BS-P)

### 4.2.6.1 Anordnung von Pollern für Seeschiffe

Poller für Seeschiffe sind bedarfsgerecht anzuordnen. Soweit der Hafенbetreiber keine abweichenden Vorgaben macht, gelten folgende Empfehlungen:

- Für die Vertäuung von großen Schiffen mit einer Länge  $\geq 330$  m sind Einzelpoller im Abstand von ca. 10 m oder Doppelpoller im Abstand von ca. 15 bis 20 m zu wählen.
- Für die Vertäuung von kleineren Schiffen sind Einzelpoller im Abstand von ca. 15 m oder Doppelpoller im Abstand von ca. 30 m zu wählen.
- Werden Blockfugen angeordnet, sollten die Poller in den Blöcken symmetrisch angeordnet werden.
- Grundsätzlich wird für die Vertäuung von Schiffen mit einer Länge  $\geq 330$  m bzw. einer Wasserverdrängung  $\geq 100.000$  t empfohlen, diese mittels einer dynamischen Vertäuanalyse zu untersuchen und daraus die Pollerlasten und Abstände zu definieren.

Der benötigte Abstand des Pollers zu der Vorderseite des Betons (Kaikante) ist abhängig von der Pollerkonstruktion. Hinter dem Poller sind mindesten 1,20 m als freier Arbeitsraum vorzusehen.

#### 4.2.6.2 Belastung von Pollern für Seeschiffe

Die maximale Pollerbelastung und damit die erforderliche Nutzlast (SWL) eines sich an Land befindlichen Pollers wird insbesondere von folgenden Parametern bestimmt:

MBL = Minimum Breaking Load; ist die Mindestbruchlast einer Leine.

MBL<sub>SD</sub> = Ship design MBL; ist ein theoretischer Wert und beschreibt die Mindestbruchlast von neuen, trockenen Vertäuleinen, für die das Vertäusystem eines Schiffes ausgelegt wird.

WLL = Working Load Limit; ist die Nenntagfähigkeit oder maximale Arbeitslast der Leinen bei normalem Betrieb. Gemäß OCIMF (2018) beträgt sie 50% MBLSD für synthetische Leinen.

BHC = Brake Holding Capacity ist die charakteristische Bremshaltekraft einer Winde.

Anhaltswerte lauten:

- für Bulker, Container-, Kreuzfahrt- und Spezialschiffe mit hohen Aufbauten: 80% MBL<sub>SD</sub>
- für Tankerschiffe: 60% MBLSD

SWL = Safe Working Load; ist die zulässige charakteristische Nutzlast

Folgende Lastfälle sind zu untersuchen:

In der ständigen Bemessungssituation (BS-P) beträgt die Last für einen Poller:

$$F_{k,1} = BHC + (N-1) \cdot WLL \quad N = \text{Anzahl der Leinen}$$

Bei Überlagerung mit Kolkbildung ist gemäß EAU (E 18) eine Einstufung in BS-T vorzunehmen.

Als außergewöhnlicher Lastfall (BS-A) wird eine Situation betrachtet, bei der

- Fall 1: alle Winden nachgeben oder
- Fall 2: bis zu zwei Winden blockieren (Leinenkräfte bis MBL) und die anderen Leinen die maximale Arbeitslast (WLL) erfahren.

$$F_{k,2} = \max \begin{bmatrix} F_{k,2,1} \\ F_{k,2,2} \end{bmatrix}$$

$$F_{k,2,1} = N \cdot BHC$$

$$F_{k,2,2} = MBL \quad \text{für } N = 1$$

$$F_{k,2,2} = 2 \cdot MBL + (N - 2) \cdot WLL \quad \text{für } N > 1$$

Für die Poller zukünftiger Containerschiffs Liegeplätze wird eine SWL von mindestens 3000 kN empfohlen, sofern nicht projektspezifisch größere SWL vorgegeben sind.

Für die Berechnung des Gesamtsystems (Rückverankerung / Baugrund) kann vereinfacht der Kraftangriff rechtwinklig zur Kaiflucht angesetzt werden.

Der Lastangriffspunkt liegt 0,30 m über Kaimaueroberkante.

Bei Kaimauern in Blockbauweise ist die Horizontallast der Doppelpoller in Blockmitte auf eine Blocklänge zu verteilen. Bei Endpollern ist die Belastung unter Berücksichtigung des Momentenanteils anzusetzen.

Poller inkl. Verankerung selbst sind auch in anderem Winkel nachzuweisen.

---

## 4.2.7 Fenderdruck (BS-P)

Der Fenderdruck ist projektspezifisch in Abhängigkeit von Abstand und Fendersystem festzulegen.

Ist nichts anderes vereinbart ist  $F_k = 1.500$  kN rechtwinklig zur Kaiflucht anzusetzen.

Mögliche Ausmittigkeiten sind abhängig vom Fendersystem zu berücksichtigen.

## 4.3 HWS-Bauwerke und Schleusen

### 4.3.1 HWS-Bauwerke

Generell sind die Angaben der BHFU anzuwenden.

#### 4.3.1.1 Polder im Polder

Für den Sonderfall Polder im Polder liegt i.A. kein Wellendatenblatt vor. Diese Polder können als in Lee-Lage liegend eingestuft werden.

### 4.3.2 Schleusen

#### 4.3.2.1 Schiffsstoß (BS-A)

Auf Tore und Verschlusskörper ist eine horizontale Last von  $F_k = 300$  kN auf  $1,00$  m x  $1,00$  m in Höhe des ungünstigsten Wasserstandes anzusetzen.

#### 4.3.2.2 Verkehrslast auf Bedien- und Wartungsstege

Für ausschließlich betrieblich genutzte Bedien- und Wartungsstege gelten die Regelungen für nicht öffentliche Zugangsstege (siehe Kapitel 4.7).

## 4.4 Brückenbauwerke

Alle Brückenbauwerke sind für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren auszulegen.

### 4.4.1 Straßenbrücken

Abweichend von den Angaben der DIN EN 1991-2, Tabelle 4.2 ist die Doppelachslast des Fahrstreifen 2 auf  $Q_{2k} = 300$  kN zu erhöhen. Diese Erhöhung gilt nicht für Kombinationen mit außergewöhnlichen Einwirkungen. Für die Anpassungsfaktoren  $\alpha_{Qi}$  und  $\alpha_{qi}$  ist der nationale Anhang zu beachten.

Für Ermüdungsberechnungen ist  $N_{obs} = 2 \times 10^6$  anzusetzen. Auf mehrspurigen Brücken sind zwei Fahrstreifen mit Lastkraftverkehr mit jeweils  $2 \times 10^6$  Lkw pro Jahr anzunehmen.

Das durchschnittliche Gesamtgewicht der Lastwagen ist für die Ermittlung des Spurbeiwertes mit  $Q_{m1} = 400$  kN anzusetzen.

Bei Betonbrücken ist der Versagensbeiwert  $\varphi_{fat} = 1,2$  und als Verkehrsart „große Entfernung“ anzunehmen.

Bei der Ermittlung der Auflagerkräfte ist für das Szenario „Schwertransport in Alleinfahrt“ die horizontale Last aus Bremsen und Anfahren von  $Q_{lk} = 1200$  kN zu berücksichtigen.

Für alle anderen Szenarien wird im Rahmen der Nachrechnung für Schwertransporte die zulässige H-Last aus Bremsen und Anfahren auf den Wert der Regelbemessung begrenzt.

---

#### 4.4.2 Eisenbahnbrücken

Eisenbahnbrücken sind mit den Lastmodellen LM 71, SW/0 (nur bei Durchlaufträgern) und SW/2 zu bemessen.

Der Lastklassenbeiwert  $\alpha$  ist mit  $\alpha = 1,21$  (dann kein Nachweis für SW/2) zu berücksichtigen. Dieser Beiwert gilt auch für die Ermüdungsnachweise. Für Baubehelfe kann projektbezogen ein geringerer Klassifizierungsbeiwert vom Bauherrn festgelegt werden.

Der dynamische Beiwert  $\Phi$  ist für Gleise mit normaler Instandhaltung mit  $\Phi_3$  zu wählen.

Anmerkung: Für Ermüdungsnachweise ist weiterhin der Beiwert  $\Phi_2$  zu verwenden.

Ermüdungsnachweise sind für „Schwerverkehr mit 250 kN-Achsen“ zu führen.

Die Jahrestonnage beträgt für den Ermüdungsnachweis  $25 \times 10^6$  Tonnen auf jedem Gleis.

#### 4.4.3 Windeinwirkungen

Die Windeinwirkungen sind für Windzone 2 in Küstennähe nach DIN EN 1991-1-4, Tabelle NA.N.7 anzusetzen.

#### 4.4.4 Schiffsstoß

Außergewöhnliche Einwirkungen aus Schiffsstoß sind für das Einzelprojekt festzulegen.

Für Medienbrücken ist die außergewöhnliche Einwirkung aus Schiffsstoß in Abhängigkeit des Gefährdungspotentials der überführten Medien im Einzelfall festzulegen. Es ist mindestens eine außergewöhnliche Einwirkung von  $F_A = 1.000$  kN anzusetzen.

Medienbrücken sind so anzuordnen, dass diese konstruktiv durch die Brückenkonstruktion geschützt werden.

#### 4.4.5 Anprall auf Überbauungen

Bei Straßenbrücken ist eine äquivalente statische Ersatzlast von  $F_{dx} = 500$  kN für alle Kategorien nach DIN EN 1991-1-7, Tabelle 4.2 anzusetzen.

Über Straßen mit lichten Höhen  $H < 5,00$  m ist am ungünstigsten Punkt des Tragwerks über der Fahrbahn als weiterer Lastfall eine vertikal nach oben gerichtete Ersatzkraft  $F_{dz} = 250$  kN anzusetzen.

Anpralllasten auf Überbauungen und stützende Unterbauten sind unter Ausnutzung aller Reserven (z.B. Bettung) in die Gründung weiter zu verfolgen.

## 4.5 Dalben

### 4.5.1 Eisdruck (BS-A)

Dalben sind mit einem rechnerischen Eisdruck gemäß Kapitel 4.1.3 zu belasten.

### 4.5.2 Schutz- und Leitdalben

Schutz- und Leitdalben sind für ein erforderliches Arbeitsvermögen, abhängig von Schiffsart, Schiffsgröße und Schiffsgeschwindigkeit, zu dimensionieren.

- erf.  $A \geq 25 \text{ kNm}$  Wasserverdrängung  $\leq 100 \text{ t}$ , maximale Geschwindigkeit  $\leq 1 \text{ m/s}$ ,
- erf.  $A \geq 75 \text{ kNm}$  Binnenschiffe

Bei Seeschiffsverkehr ist das erforderliche Arbeitsvermögen nach EAU (E 60) zu ermitteln.

Das erforderliche Arbeitsvermögen ist auf Höhe Mittelwasser  $\pm 0,00 \text{ m}$  NHN nachzuweisen.

### 4.5.3 Anlegedalben

Anlegedalben sind für ein erforderliches Arbeitsvermögen nach EAU (E 60) zu dimensionieren. Das erforderliche Arbeitsvermögen ist auf Höhe Mittelwasser  $\pm 0,00 \text{ m}$  NHN nachzuweisen.

Um die Schiffshaut nicht zu beschädigen sollten in Abhängigkeit der auftretenden Stoßkraft die Dalbendurchmesser nach Tabelle 7 nicht unterschritten werden.

Dalbendurchmesser [mm]	Anlegekraft $F_k$ [kN]
700	300
800	400
900	500
1000	600
1100	700
1200	800

Tabelle 3: Minstdurchmesser für Anlegedalben

### 4.5.4 Vertäudalben

Belastung siehe EAU (E 12) bzw. projektspezifische Vertäustudie.

### 4.5.5 Führungsdalben

Führungsdalben dienen der Festhaltung von Pontons und sind für die Belastung aus diesen zu dimensionieren.

---

## 4.6 Pontonanlagen

### 4.6.1 Allgemeines

Ein Vertäuplan mit Lage und Anzahl der Bemessungsschiffe ist zu erstellen. Auf Führungselemente und Konsolen von Pontonanlagen ist abweichend von den Angaben für Eisdruck auf Bauteile (siehe Kapitel 4.1.3) ein Differenzeisdruck von 10 kN/m auf jeweils eine Pontonseite bis Außenkante Führungsdalben anzusetzen (BS-A).

Für die Bemessung der Steckbolzen zur Befestigung der Dalbenschlösser an dem Ponton sind die charakteristischen Lasten mit einem Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_Q = 1,2$  zu multiplizieren. Für alle anderen Bauteile sowie die Lastweiterleitung im Bauwerk gilt  $\gamma_Q = 1,5$ . Hierdurch wird sichergestellt, dass das Bauwerk durch das Versagen eines Steckbolzens (Sollbruchstelle) nicht beschädigt wird.

Weiterhin ist die Lastweiterleitung aus Schiffsstoß, Treibgutstoß, Anlegemanöver, Trossenzug, ggf. Windlasten auf Aufbauten, Strömungsdruck, Absunk und Wellenlast zu berücksichtigen. Der anzusetzende Bemessungswasserstand ist nutzungsabhängig entsprechend Normaltide und Hochwasser nach Absprache mit HPA anzusetzen.

### 4.6.2 Nutzlast

Es ist eine gleichmäßig verteilte Last  $q_k = 5,0$  kN/m<sup>2</sup> anzusetzen.

### 4.6.3 Schiffsstoß (Extrem-Lastfall)

Schiffsstoß  $F_k = 300$  kN auf 1,00 m x 1,00 m bei Stahl  
auf 0,50 m x 0,50 m bei Beton

### 4.6.4 Pollerzug (BS-P)

Es ist eine rechnerische Last von  $F_k = 200$  kN anzusetzen.

Für die Bemessung der Führungsdalben ist bei Überlagerung Pollerzug mit Kolkbildung eine Einstufung in BS-T vorzunehmen.

## 4.7 Fußgängerbrücken und Zugangsstege

Es gelten die entsprechenden Vorschriften für Einwirkungen auf Fußgängerbrücken.

### 4.7.1 Allgemeine Bemessungsvorgaben

Es ist für Windlasten ein Verkehrsband von 2,00 m Höhe anzusetzen.

Für die vertikale Verkehrslast gilt der Teilsicherheitsbeiwert von 1,5.

Für den Brückenbelag (z.B. Gitterroste) ist für die Einzellast nur der Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen.

### 4.7.2 Nicht öffentliche Anlagen

Für nicht öffentliche Anlagen können aufgrund der eingeschränkten Nutzung folgende Einwirkungen und Berechnungsansätze gewählt werden:

- 
- die vertikale Nutzlast darf mit  $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$  angenommen werden
  - die vertikale Einzellast darf bei gleichbleibender Aufstandsfläche zu  $Q_k = 3,0 \text{ kN}$  angenommen werden.
  - für die Windlast darf folgender Ansatz gewählt werden:
    - 50 % der Windlast auf die Windangriffsfläche einschließlich des Verkehrsbandes.
    - 100 % der Windlast auf die Fläche von UK Konstruktion bis OK Geländer.Der ungünstigere Ansatz ist maßgebend.
  - Bei Konstruktionen mit einer vertikalen Eigenfrequenz von  $< 3,0 \text{ Hz}$  ist die ausdrückliche Zustimmung des Bauherrn erforderlich.

Werden nicht öffentliche Anlagen mit den vorgenannten, geringeren Lastansätzen bemessen, ist durch geeignete Maßnahmen eine öffentliche Nutzung dauerhaft auszuschließen. Zusätzlich ist die eingeschränkte Nutzung zu beschildern.

## 5 Entwurf / Bemessung

### 5.1 Allgemeines

Im Stahl- und Stahlverbundbau ist sofern nicht anders angegeben das Nachweisverfahren elastisch-elastisch anzuwenden.

Für geneigte und vertikale druck- und zugbelastete Gründungselemente von im Wesentlichen biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen (z. B. Kaiplatten, Kranbahnbalen) ist von elastischer Lagerung auszugehen. Bei Modellierung der Gründungselemente als Auflagerfedern ist die Federsteifigkeit unter Berücksichtigung der Pfahlkopfsetzung bzw. -hebung zu ermitteln. Dabei sind grundsätzlich zwei Grenzfälle zur Ermittlung der extremalen Schnittgrößen zu betrachten:

- Nachgiebige Gründungselemente (alle Auflagerfedern weich):  $c_1 = R_k(s^*) / s^*$
- Weniger nachgiebige Gründungselemente (alle Auflagerfedern steif):  $c_2 = EA / L$

$c_i$  Federsteifigkeit

$R_k(s^*)$  charakteristischer Pfahlwiderstand bei der Setzung  $s^*$

$s^*$  maßgebende Pfahlkopfsetzung bzw. Pfahlkopfehebung, sofern nicht gesondert vorgegeben:

bei Druckpfählen gilt  $s^* = 0,03 D_b$  für Bohrpfähle

$s^* = 0,035 D_{eq}$  für Ramppfähle

bei Zugpfählen gilt  $s^* = s_{sg}$  bei Bohrpfählen

$s^* = s_{sg}^*$  bei Ramppfählen

(siehe EA-Pfähle, Kapitel 5.4.4 und 5.4.6.)

$E$  Elastizitätsmodul ( $E_{cm}$  bei Beton)

$A$  Querschnittsfläche des Gründungselements

$L$  Länge von UK Anschlussbauteil bis zum Schwerpunkt der Lasteinleitung

---

## 5.1.1 Wellen- und kombinierte Spundwände

### 5.1.1.1 Rammtiefe

Die Rammtiefe, auch von Füllbohlen, beträgt mindestens 4,00 m unter Berechnungssohle. Es ist ein Mindesteinspanngrad von 50 % anzusetzen:

$$T = T_{\text{Frei}} + (T_{\text{Voll}} - T_{\text{Frei}}) \cdot 0,5$$

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

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

Die Einbindetiefe ist definiert ab der Berechnungssohle bis zum theoretischen Fußpunkt. Die oben genannten Mindestwerte gelten nicht für eine Spundwandschürze in Ebene II (siehe Bild 5).

### 5.1.1.2 Mindestwert Rammtiefenzuschlag

Nach EAU (E 56), jedoch mindestens:

- bei Volleinspannung: Mindestwert 0,50 m
- bei Teileinspannung: Mindestwert dem Einspanngrad entsprechend reduzieren

### 5.1.1.3 Ansatz Erdwiderstand

Grundsätzlich ist mit dem Ansatz Erdwiderstand zu rechnen. Der Ansatz einer horizontalen Bettung ist nur in Abstimmung mit der SPH zulässig.

Direkt unterhalb der Berechnungssohle anstehende breiige und weiche Böden dürfen nicht als Erdwiderstand, sondern nur als vertikale Auflast angesetzt werden.

Bei sandigen Böden ist der Reibungswinkel  $\varphi_k'$  auf den ersten 3,00 m unterhalb der Berechnungssohle auf maximal 35° zu begrenzen.

### 5.1.1.4 Tragfähigkeitsnachweise

Die Tragfähigkeitsnachweise für Spundwandbauwerke sind auf Grundlage der DIN EN 1993-1-1 und DIN EN 1993-5 vorzunehmen.

#### Wellenwände:

Eine Querschnittsbemessung von Wellenspundwänden erfolgt unter Anwendung der in DIN EN 1993-5 angegebenen Gleichungen. Querschnitte der Klassen 1-3 sind dabei grundsätzlich unter Anwendung der Gleichungen für Klasse-3-Querschnitte nachzuweisen (Verfahren elastisch – elastisch).

Für Wellenspundwände ist der vereinfachte Stabilitätsnachweis nach DIN EN 1993-5, Kapitel 5.2.3 zu führen.

#### Kombinierte Spundwände:

Einfach verankerte kombinierte Spundwände sind bei Einhaltung der dort beschriebenen Randbedingungen nach dem vereinfachten Verfahren gemäß EAU, 2. THB 2016 zu bemessen.

Der Stabilitätsnachweis ist für einfach verankerte kombinierte Spundwände im vereinfachten Verfahren nach EAU, 2. THB 2016 enthalten. Sollten die Randbedingungen nicht eingehalten werden, sind die

Stabilitätsnachweise der Tragbohlen nach DIN EN 1993-1-1 zu führen. Querschnitte der Klassen 1-3 sind grundsätzlich als Querschnitte der Klasse 3 zu bemessen (Verfahren elastisch – elastisch).

Bei Wahl kombinierter Spundwände sind folgende Punkte zu beachten:

- Zur Aufnahme der Vertikalkräfte und der Momente in der Spundwand sind nur die Tragbohlen ohne Mitwirkung der Füllbohlen heranzuziehen.
- Bei Spannungsnachweisen für Tragbohlen aus PSp- bzw. HZM-Profilen darf mit dem Mittelwert aus  $W_y = 2 \cdot I_y / h$  und  $W_y' = 2 \cdot I_y / H$  gerechnet werden ( $h$  = Abstand der Randfaser im Profil,  $H$  = Abstand der Schlossstahlausenkanten).
- Bei Verwendung verschiedener Stahlgüten (z.B. PSp- bzw. HZM-Bohlen aus S 390 GP und Schlossstählen aus S 430 GP) müssen die Spannungen in der Außenkante Schlossstahl und Flanschaußenkante Spundbohle nachgewiesen werden. Es kann das Widerstandsmoment  $W_y$  oder  $W_y'$  maßgebend sein.

#### 5.1.1.5 Nachweis Geländebruchsicherheit und tiefe Gleitfuge

Für den Nachweis der Geländebruchsicherheit und der tiefen Gleitfuge gelten die gleichen charakteristischen Werte der Böden  $\varphi_k'$  und  $\alpha_k'$  wie für die Spundwandberechnung.

#### 5.1.2 Zugverankerung und Anschlusskonstruktion

Die charakteristischen Lasten von Zugpfählen sollen  $F_k = 2.500$  kN in der Bemessungssituation BS-P nicht überschreiten.

##### Ausnutzbare Spannungen:

Zur Berücksichtigung ungewollter Zusatzbeanspruchungen darf bei Setzungen bis 50 cm der maximale Spannungsanteil der Normalkraft (Bemessungswert der Zugkraft) bei Stahlzugpfählen nur 70% der Grenztragfähigkeit ausmachen:

$$\sigma_{N,Ed} / \sigma_{Rd} \leq \varepsilon_N = 0,70$$

Die Grenztragfähigkeit von Schweißnähten ist dabei auf 60% ( $\varepsilon_w = 0,60$ ) abzumindern.

Bei gebohrten Mikropfählen gelten bei Setzungen bis 15 cm analog 85% für den Spannungsanteil der Normalkraft ( $\varepsilon_N = 0,85$ ) und 75% für die Schweißnähte ( $\varepsilon_w = 0,75$ ).

In Bereichen mit geringer Durchbiegung ( $\leq 3$  cm) darf die maximale Spannungsausnutzung 100% betragen.

Pfahlsystem	Setzungen	$\varepsilon_N$	$\varepsilon_w$
allgemein	$\leq 3$ cm	1,00	1,00
Mikropfahl	$\leq 15$ cm	0,85	0,75
Verdrängungspfahl	$\leq 50$ cm	0,70	0,60

**Tabelle 4: Abminderung der Tragfähigkeiten**

### Probelastungspfähle:

Das Profil soll nicht verändert werden, auch nicht durch Lamellen. Unter Umständen muss, um die Versuchslast erreichen zu können, eine höhere Stahlfestigkeit bzw. ein größerer Querschnitt gewählt werden.

### Pfahlanschlüsse, Gurte, Holme:

Anschlüsse, Gurte und Holme sind generell für den vollen Querschnitt des Verankerungselementes anzuschließen, maximal jedoch für

$$F_{d,\text{grenz}} = 3.375 \text{ kN.}$$

$$E_d = \max \left\{ \frac{F_d}{\varepsilon} ; \frac{A \cdot f_{y,k}}{\gamma_{M0}} \leq F_{d,\text{grenz}} = 3.375 \text{ kN} \right\}$$

$E_d$  Bemessungswert der Anschlusskraft

$F_d$  Bemessungswert der Pfahlkraft

$A$  Querschnittsfläche des Pfahles;

bei Rundstahlankern und Gurtbolzen ist die Querschnittsfläche im Schaftbereich anzusetzen

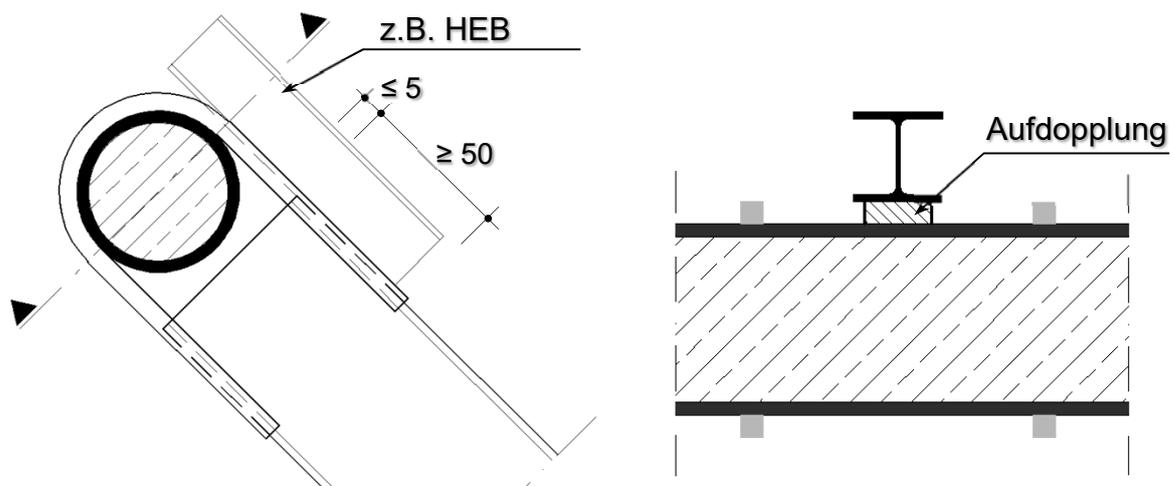
$f_{y,k}$  Streckgrenze

$\gamma_{M0}$  Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchbarkeit von Querschnitten

$\varepsilon$  maximaler Ausnutzungsgrad: für Stahlbauteile  $\varepsilon_N$ ; für Schweißnähte  $\varepsilon_w$

Betonstahl ist als Laschenmaterial nicht zugelassen. Die Schweißnähte müssen voll im Betonkörper liegen.

Zur Aufnahme von Querkräften (z. B. aus Sandeinspülung, Setzungen) ist im Übergangsbereich Stahlpfahl - Rohrtraverse ein Querkraftträger anzuordnen (siehe Bild 4).



**Bild 4: Pfahlanschluss mit Querkraftträger**

---

### 5.1.3 Abrostung

Bei Stahlbauteilen mit festgelegten Korrosionsraten ist zusätzlich zu den Nachweisen am Beginn der Lebensdauer / Nutzungsdauer auch ein Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit am Ende der Lebensdauer in der Bemessungssituation BS-A zu führen. Die Lebensdauer / Nutzungsdauer ist im Einzelfall festzulegen.

### 5.1.4 Verdrängungspfähle / Bohrpfähle

Die charakteristische Last sollte 3.000 kN (BS-P) nicht überschreiten. Diese Einschränkung gilt nicht für Großbohrpfähle. Die äußere Tragfähigkeit ist durch geeignete vergleichbare Probelastungen nachzuweisen. Auf dieser Grundlage sind Rammkriterien festzulegen und in die Ausführungspläne zu übernehmen.

Für Pfähle mit größeren Wechsellasten sind nach Absprache mit HPA die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände wegen der Gefahr des „Pumpens“ gegenüber DIN 1054, Tabelle A2.3 um jeweils 0,35 zu vergrößern.

Für die Längsbewehrung aller Betonpfähle sind ein Mindestdurchmesser von 16 mm und folgende Grenzwerte für den Stababstand (Achismaß) einzuhalten:

- $\geq 4 \varnothing$
- $\leq 16 \text{ cm}$

Für die Wendelbewehrung gilt ein Mindestdurchmesser von 8 mm.

### 5.1.5 Winkelstützwände

Bei Winkelstützwänden mit erdseitigem Schenkel ist der Erddruck für die Nachweise „Gleiten“ und „Kippen“ auf Grundlage einer fiktiven lotrechten Ersatzwand zu ermitteln.

### 5.1.6 Poller / Schutthalter

Für die Bemessung der Pollerzapfen und der Grundplatte inklusive Schweißnähte sind die charakteristischen Pollerzuglasten mit einem Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_Q = 1,2$  zu multiplizieren. Für die Dimensionierung der Pollerbefestigung (Verankerung, Rückhängebewehrung) sowie die Lastweiterleitung im Bauwerk gilt  $\gamma_Q = 1,5$ . Hierdurch wird sichergestellt, dass das Bauwerk durch das Abreißen eines Pollers / Zapfens (Sollbruchstelle) nicht beschädigt wird.

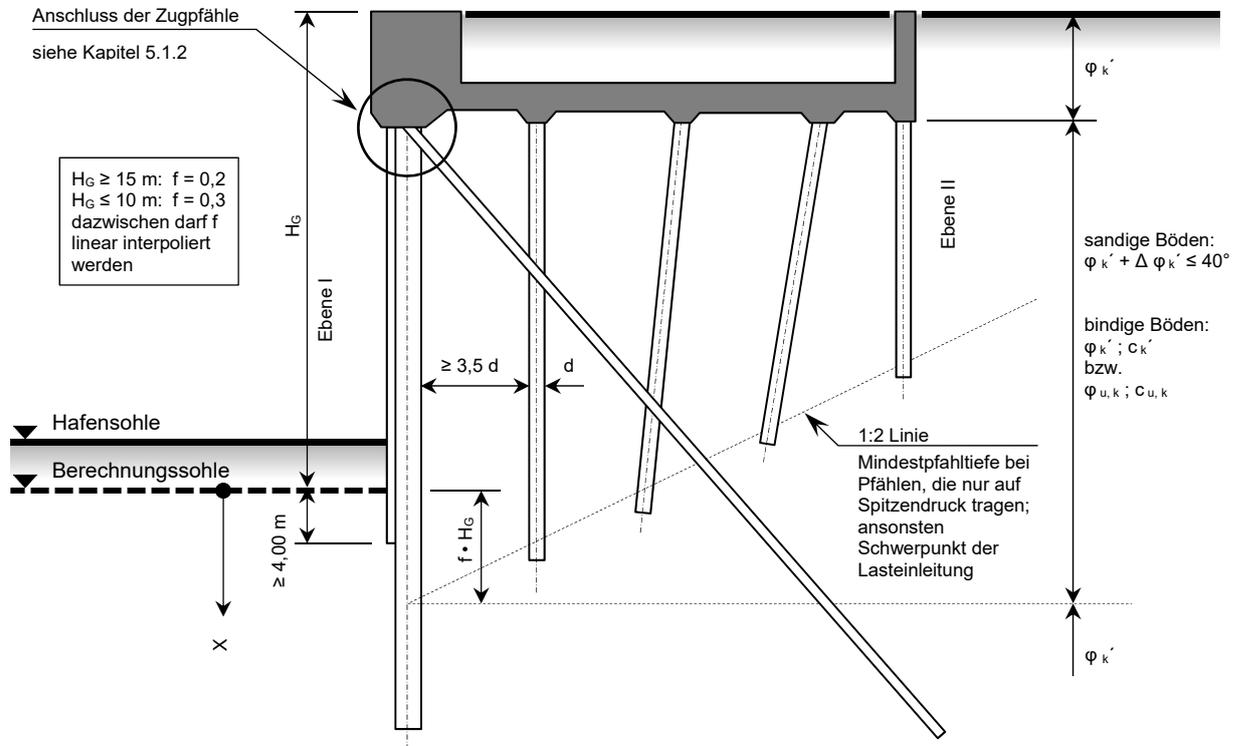
## 5.2 Kaimauerbauwerke

### 5.2.1 Allgemeines

Die hinter der Spundwand herzustellenden Gründungspfähle der Kaiplatte schirmen einen Teil des Erddrucks von der Spundwand ab. Ebenfalls entlastend wirkt eine Verbesserung der Bodenreibungswinkel infolge der Verdichtung beim Rammen der Pfähle. Andererseits führt diese Abschirmung in Verbindung mit der Uferwanddurchbiegung aber auch zu Biegemomenten in den Pfählen.

Bei Kaiplattenpfählen, die nicht die Mindesttiefe gemäß Bild 5 erreichen, führt die Einleitung der Pfahl-druckkräfte in den Baugrund zu einer zusätzlichen Erddruckbelastung der Uferwand.

Alle diese Einflüsse sind bei der Bemessung der Konstruktion zu berücksichtigen.



**Bild 5: Entwurfsgrundsätze bei Kaimauern**

Der Ansatz einer Einspannung der Stahlspundwand in den Stahlbetonüberbau ist nicht zulässig. Die Einspannung einer Betonschlitzwand in den Stahlbetonüberbau ist nur auf Nachweis unter Berücksichtigung der Steifigkeitsverhältnisse (Zustand I / II) möglich. Hierbei sind sämtliche Schnitt- und Auflagerkräfte am Gesamtsystem Wand - Überbau zu ermitteln.

### 5.2.2 Erhöhung der Bodenreibungswinkel durch Kaiplattenpfähle

Der in der Statik der Uferwand anzusetzende Bodenreibungswinkel  $\varphi'_{k'}$  ist bei nicht bindigen Böden um  $\Delta\varphi'_{k'}$  zu erhöhen (vgl. Bild 5):

$$\varphi_k^* = \varphi'_{k'} + \Delta\varphi'_{k'} \leq 40^\circ$$

$$\Delta\varphi'_{k'} = \frac{400 \times a}{H}$$

$a$  : Querschnittsfläche der Kaiplattenpfähle pro laufenden Meter [ $\text{m}^2/\text{m}$ ]

$H$  : Geländesprung von OK Kaimauer bis zur Hafensohle [m]

Die vorgenannte Erhöhung der Bodenreibungswinkel führt zu einer zusätzlichen horizontalen Last für die Kaimauerverankerung. Der Ankerkraftanteil aus Erddruck ist daher bei Ansatz von  $\Delta\phi'_k$  um 15% zu erhöhen.

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

### 5.2.3 Pfähle unter der Kaiplatte

Die Pfähle unter der Kaiplatte müssen mindestens die in Bild 5 dargestellten Mindestitfen erreichen. In diesem Fall sind keine Zusatzlasten in die Uferwand einzurechnen.

Druckpfähle müssen sowohl im Feld als auch am Kopf (konstruktive Einspannung in dem Überbau) für ein charakteristisches Mindestmoment  $\Delta M_k$  bemessen werden.

$$\Delta M_k = D_k \cdot \frac{d}{12}$$

$D_k$  : charakteristische Druckkraft des Pfahls [kN]

$d$  : Pfahldurchmesser [m]

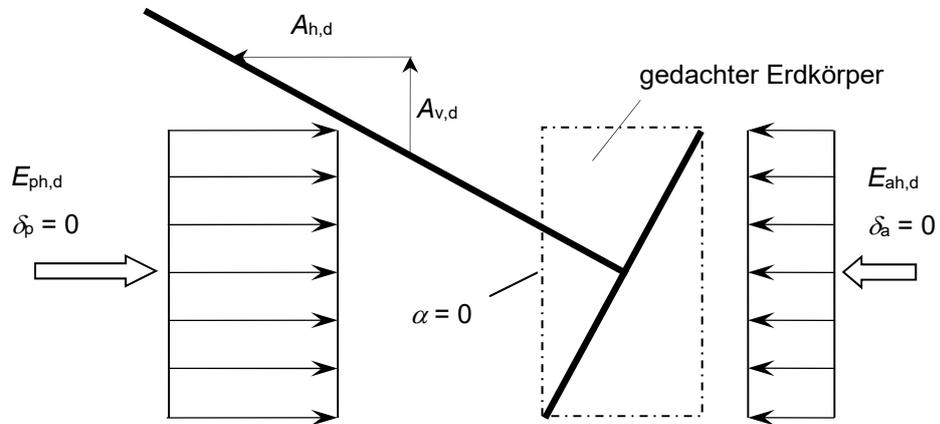
Bei geneigten Pfählen treten bei Setzungen, insbesondere wenn oberhalb von Weichschichten Auffüllungen erfolgen, Biegebeanspruchungen auf. Diese Biegemomente sind zu berücksichtigen. Alle Momente können als ständige Last angesetzt werden.



## 5.2.5 Klappanker

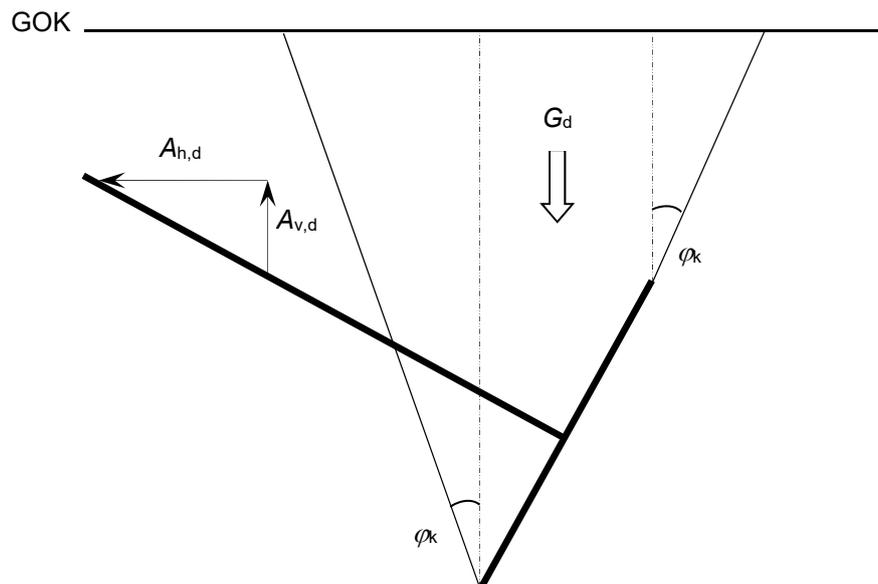
### 5.2.5.1 Äußere Tragfähigkeit

Nachweis  $\Sigma H$ :  $E_{ph,d} / (A_{h,d} + E_{ah,d}) \geq 1,0$



**Bild 7: Lastbild Ankertafel Klappanker äußere Tragfähigkeit  $\Sigma H$**

Nachweis  $\Sigma V$ :  $G_d / A_{v,d} \geq 1,0$



**Bild 8: Lastbild Ankertafel Klappanker äußere Tragfähigkeit  $\Sigma V$**

$G_d$  darf nur soweit angesetzt werden, wie der Erdkörper auch voll über der Ankertafel stehen kann und nicht etwa durch eine HWS-Schürze abgeschirmt ist,  $\gamma_F$  gemäß EAU (günstige ständige Einwirkung).

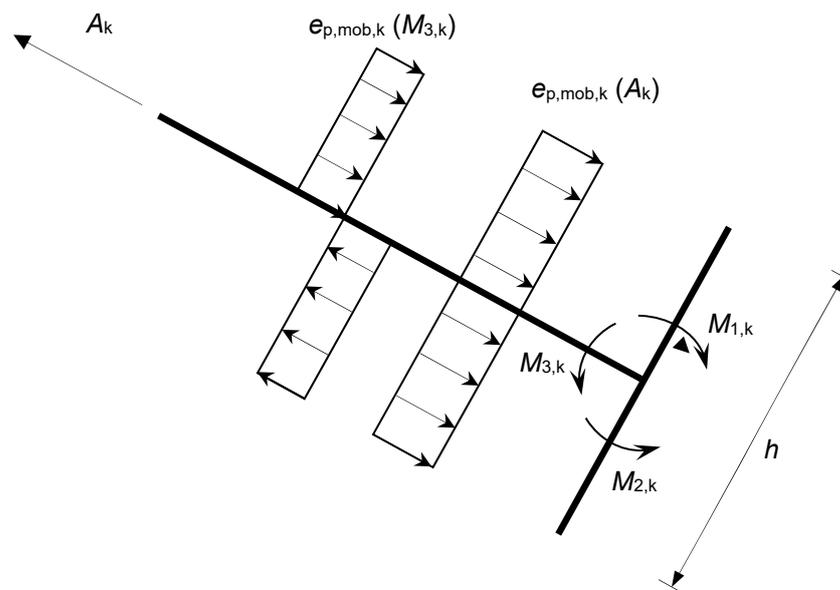
$G_d$  ist auf Grundlage unterer charakteristischer Werte der Wichten zu ermitteln, siehe auch Normen-Handbuch Eurocode 7-1, Kapitel 3.3.3 und DIN 1055-2.

**Achtung:** Bauteilbreite und Ankerabstand beachten, räumlicher Erddruck darf angesetzt werden!

### 5.2.5.2 Innere Tragfähigkeit

Für die Bemessung gilt Kapitel 5.1.2.

Die Sandauffüllung führt zwangsläufig zu Mitnahmesetzungen im Pfahl, die zu einem Einspannmoment  $M_{3,k}$  führen. Um diesen sowie generelle Effekte aus einer ungleichmäßigen Bettung der Ankertafel abzudecken, ist das Anschlussmoment mit  $M_{3,k} = \pm 0,5 \cdot M_{pl,y,Rd}$  anzusetzen.  $M_{pl,y,Rd}$  ist die plastische Momententragfähigkeit des angeschlossenen Pfahls.



**Bild 9: Lastbild Ankertafel Klappanker innere Tragfähigkeit**

Bei einer Überdeckung der Ankertafel  $\geq 10$  m (Geländeoberkante bis OK Ankertafel) dürfen zur Ermittlung der Biegemomente in der Spundwandtafel die Erdwiderstandsspannungen  $e_{p,mob,k}$  vereinfacht gemäß vorstehender Abbildung angesetzt werden. Somit ergibt sich:

$$M_{1,k} = M_{2,k} = A_k \cdot \frac{h}{8} + 0,5 \cdot M_{3,k}$$

### 5.2.6 Stahlbetonkonstruktionen

Die Lastverteilung bei Einzellasten ist im Bereich der Trogverfüllung im Bereich der oberen 50 cm unter  $45^\circ$  bzw. darunter unter  $60^\circ$  zur Horizontalen anzusetzen.

Maßgebend für den Rissbreitennachweis bzw. die Mindestbewehrung sind:

- rechnerische Rissbreite  $w_k = 0,25$  mm
- Beanspruchungen aus frühem Zwang (abfließende Hydratationswärme) sind zu berücksichtigen
- Nachweis der Rissbreitenbeschränkung für Lastbeanspruchung braucht in der Regel nicht geführt zu werden
- Mindestbewehrung ist auf die Betonierfolge und die Betonierabschnitte abzustimmen, ein entsprechendes Konzept ist bei der Baustoffberatung der HPA zur Prüfung einzureichen

## 5.3 HWS-Bauwerke und Schleusen

### 5.3.1 HWS-Bauwerke

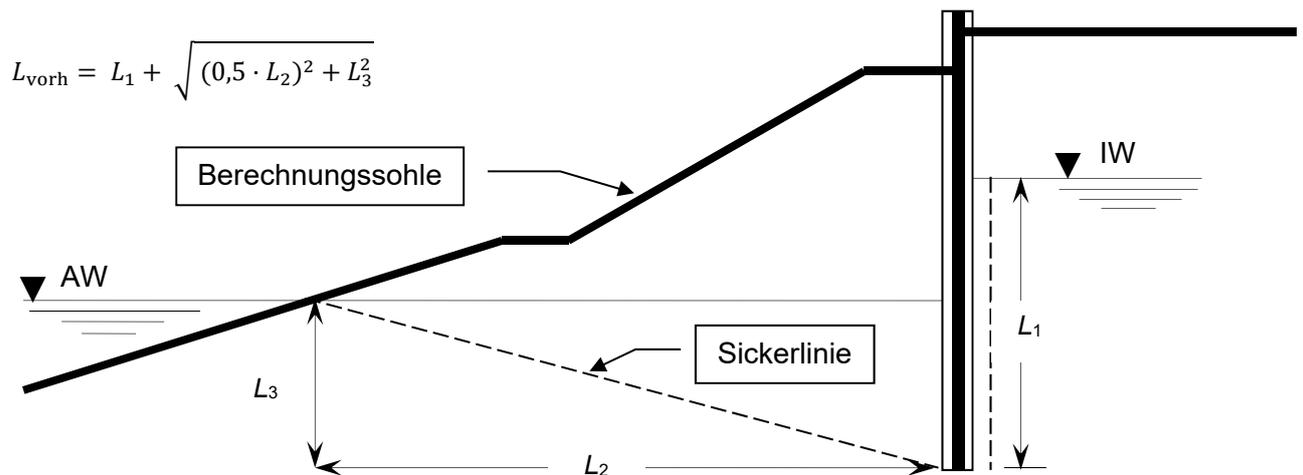
#### 5.3.1.1 Hydraulischer Grundbruch

Bei Wänden in geschichtetem Boden muss die Einbindung der Spundwand in die dichtende Schicht mindestens 0,50 m betragen, wenn als Strömungsweg nur die 3-fache Differenz zwischen Bemessungswasserstand und der landseitigen Geländeoberkante angesetzt werden soll.

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

Der vorhandene Sickerweg für Wände in oder an Böschungen kann für den Fall, dass der Spundwandfuß gleich tief oder tiefer liegt als der Außenwasserstand gemäß Bild 10 ermittelt werden. Für den Fall, dass der Spundwandfuß oberhalb des Außenwasserstandes liegt, ist grundsätzlich zu prüfen, ob ein nennenswerter Wasseranstau hinter der Wand überhaupt möglich ist oder ob der Nachweis entfallen kann.

Vorhandener Sickerweg:



**Bild 10: Sickerweg Sunkfall für undurchlässige Wände in oder an Böschungen**

Werden genauere Verfahren zum Nachweis des hydraulischen Grundbruchs angewendet, sind ungünstig wirkende Effekte wie zum Beispiel Spaltbildung infolge Wanddurchbiegung, Setzungen oder Bodenunregelmäßigkeiten (z. B. Steine) und ggf. räumliche Effekte (z. B. Eckbereiche) entsprechend zu berücksichtigen.

---

### 5.3.2 Schleusen / Sperrwerke

Im Bereich von Schleusen und Sperrwerken ist der Berechnung und Bemessung die DIN 19702 zugrunde zu legen, sowohl für massive als auch für Spundwandbauwerke.

Es ist im Einzelfall festzulegen, ob diese Regelungen auch für angrenzende Bauwerke, z. B. Vorhäfen, gelten.

## 5.4 Brückenbauwerke

### 5.4.1 Überbauten

#### 5.4.1.1 Stahl- und Stahlverbundbau

Die Nennwerte der Streckgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_u$  für Baustahl sind direkt als Werte  $f_y = R_{eff}$  und  $f_u = R_m$  aus der Produktnorm (z. B. DIN EN 10025-2) zu entnehmen.

#### 5.4.1.2 Gerüste auf Brücken

Für das temporäre Aufstellen von Gerüsten auf Brückenüberbauten sind neben der Gerüststatik die folgenden Nachweise und Angaben vorzulegen:

- Die Berechnung von Gerüsten auf Brücken (bzw. temporären Aufbauten), einschließlich der Verankerung, hat nach der jeweils gültigen Norm unter Berücksichtigung der Windlast zu erfolgen.
- Das Brückenbauwerk ist für die Zusatzlasten aus den temporären Aufbauten zu bemessen bzw. nachzuweisen. Hierfür ist die Windlast für Windzone 2 in Küstennähe nach DIN EN 1991-1-4, Tabelle NA.N.7 anzusetzen (auf die gesamte Windangriffsfläche). Die Lastweiterleitung ist bis in die Gründung zu untersuchen.
- Die erforderlichen Auflagen für das Brückenbauwerk (Lastbeschränkung, zulässige Windgeschwindigkeit etc.) während der Standzeit des Gerüstes sind anzugeben.
- Für die Verankerung am Brückenbauwerk ist eine entsprechende Ausführungsplanung erforderlich.

### 5.4.2 Lager

Nach Einbau sind die Lager mit Hilfe von auf Maß geschliffenen Keilplatten in ihrer Soll-Lage zu fixieren. Der Einsatz von Multimetallo.Ä. ist für diesen Zweck nicht zugelassen.

Der Nachweis der überdrückten Kopfbolzendübel gemäß bauaufsichtlicher Zulassung der Anschlussbauteile ist explizit zu erbringen.

Abhebende Lagerkräfte sind unzulässig.

Bei Stahlüberbauten sind die Gleitflächen unten anzuordnen, ansonsten sind die infolge der Überbauverformungen auftretenden Exzentrizitäten zu berücksichtigen.

### 5.4.3 Militärische Einstufungsberechnung

Das aktuelle NATO-Standardisierungsübereinkommen, STANAG 2021 ist für die Einstufungsberechnung zu berücksichtigen.

Die militärischen Lasten sind mit dem Schwingbeiwert  $\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot l_{\varphi} \leq 1,25$  für Räderfahrzeuge bzw.  $\varphi = 1,4 - 0,008 \cdot l_{\varphi} \leq 1,10$  für Gleiskettenfahrzeuge zu beaufschlagen. Dabei ist  $l_{\varphi}$  die maßgebende Länge in m.

Das Formblatt (BMVBS) für die Einstufung in militärische Lastenklassen ist ausgefüllt und mit rechtsgültiger Unterschrift versehen vorzulegen.

#### **5.4.4 Schwertransportüberfahung von Straßenbrücken**

Für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Schwertransport als charakteristische Verkehrseinwirkung anzusetzen.

Für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist der Kombinationsfaktor  $\psi$  für die Schwertransporte mit  $\psi_0 = \psi_1 = \psi_1' = \psi_2 = 1,0$  anzusetzen (analog BEM-ING Teil 3 Berechnung von Straßenbrücken im Bestand für Schwertransporte).

#### **5.4.5 Belastbarkeitswerte**

Für Eisenbahnbrücken sind die Belastbarkeitswerte  $\beta_{71}$  nach RIL 804 zu ermitteln.

#### **5.4.6 Verkehrszeichenbrücken**

Die Gründung von Verkehrszeichenbrücken und vergleichbaren Bauwerken ist für das Bemessungshochwasser gemäß DIN EN 1997, Bemessungssituation BS-A auszulegen.

## **6 Pfahlprüfungen**

### **6.1 Allgemeines**

Grundsätzlich ist die Tragfähigkeit von Gründungspfählen anhand von Probelastungen nachzuweisen. Die Art und der Umfang von Probelastungen sind vor Ausführungsbeginn mit der SPH abzustimmen. Bei Ableitung der Pfahlwiderstände aus statischen Probelastungen darf der Streuungsfaktor auf die Mittelwerte abweichend zum Normen-Handbuch Eurocode 7-1, Tabelle A 7.1 mit  $\xi_1 = 1,15$  für  $n \leq 3$  probebelastete Pfähle angesetzt werden.

### **6.2 Druckbeanspruchte Bauteile**

An druckbeanspruchten Bauteilen sind dynamische Probelastungen durchzuführen.

#### **6.2.1 Kalibrierung dynamischer Pfahlprobelastungen**

Es ist davon auszugehen, dass die Kalibrierung immer an statischen Pfahlprobelastungen am gleichen Baufeld erfolgt. Als Erhöhungsfaktor ist somit  $\Delta\xi = 0$  anzusetzen.

### **6.3 Zugbeanspruchte Bauteile**

An zugbeanspruchten Bauteilen sind statische Probelastungen durchzuführen (für Klappanker werden keine Probelastungen durchgeführt).

### 6.3.1 Mikropfähle

Der Modellfaktor  $\gamma_M$  ist für zugbeanspruchte Mikropfähle nach DIN EN 14199 gemäß Normen-Handbuch Eurocode 7-1, Kapitel 7.6.3.2 (3) mit DIN 1054/A1 bzw. EA-Pfähle, Kapitel 6.3.1 (9) grundsätzlich zu berücksichtigen.

An 3% der Pfähle (mindestens 2) sind statische Probelastungen durchzuführen. Die Prüfkraft sollte dabei ausreichend groß angesetzt werden.

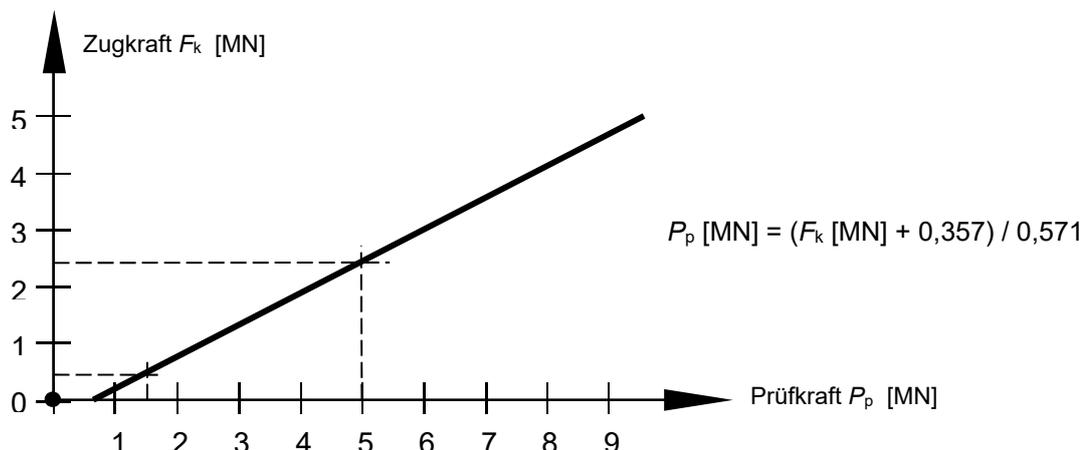
Alle weiteren Pfähle sind einer Qualitätsprüfung zu unterziehen. Die Qualitätsprüfungen sind in Anlehnung an die Abnahmeprüfungen von Ankern durchzuführen. Grundlage hierfür ist das Normen-Handbuch Eurocode 7-1, Kapitel 8.8.

Für die Probelastungen ist eine Lastabtragung im Bereich des aktiven Gleitkeils bzw. der rechnerisch nicht angesetzten Schichten durch geeignete Maßnahmen auszuschließen.

Das Probelastungskonzept ist rechtzeitig vor Baubeginn bei der SPH zur Prüfung einzureichen.

### 6.3.2 Versuchslast

Bei Probelastungen ist anzustreben, die Grenzlast der Tragfähigkeit zu ermitteln. Aus diesem Grund ergibt sich die Prüfkraft  $P_p$  in Abhängigkeit von der charakteristischen Zugkraft gemäß der nachfolgend aufgezeigten Funktion.



**Bild 11: Prüfkraft bei Probelastungen**

Die Probelastungseinrichtung inklusive aller Bauteile ist für die Prüfkraft zu bemessen. Für Mikropfähle gilt abweichend hiervon die Prüfkraft nach Normen-Handbuch Eurocode 7-1, Kapitel 7.5.2.1.

---

## Tabellen

- Tabelle 1: Anzusetzende Sunk-Lastfälle
- Tabelle 2: Lasttabelle Gabelstapler / Reachstacker
- Tabelle 3: Mindestdurchmesser für Anlegedalben
- Tabelle 4: Abminderung der Tragfähigkeiten

## Bilder

- Bild 1: Mindestansatz der Berechnungssohle für Wände in und an Böschungen
- Bild 2: Mindesterddruck
- Bild 3: Lastbild Gabelstapler / Reachstacker [mm]
- Bild 4: Pfahlanschluss mit Querkraftträger
- Bild 5: Entwurfsgrundsätze bei Kaimauern
- Bild 6: Lasteinfluss aus Ebene II auf Ebene I
- Bild 7: Lastbild Ankertafel Klappanker äußere Tragfähigkeit  $\Sigma H$
- Bild 8: Lastbild Ankertafel Klappanker äußere Tragfähigkeit  $\Sigma V$
- Bild 9: Lastbild Ankertafel Klappanker innere Tragfähigkeit
- Bild 10: Sickerweg Sunkfall für undurchlässige Wände in oder an Böschungen
- Bild 11: Prüfkraft bei Probelastungen

**Anlage 1: Muster Statik-Deckblatt**

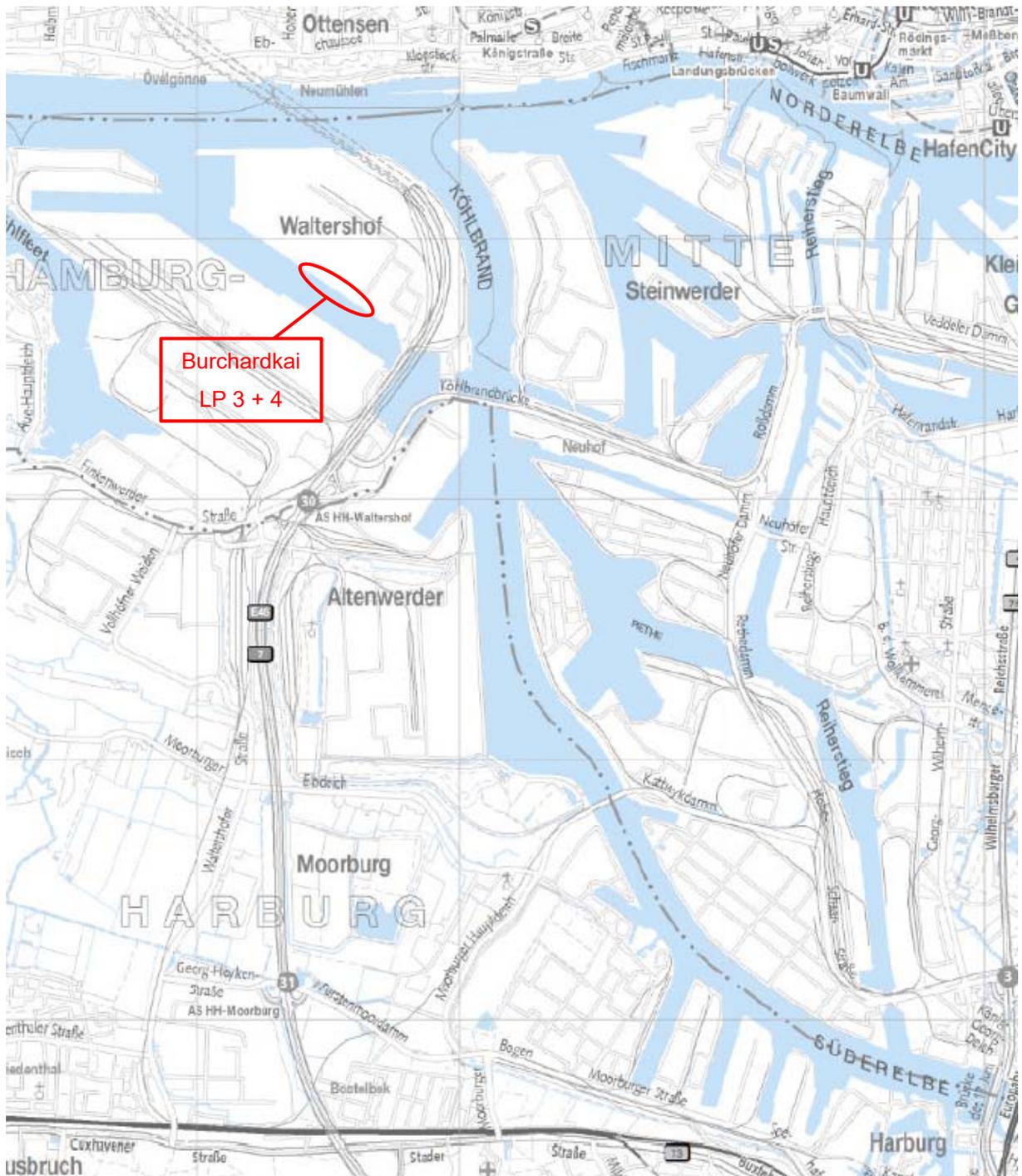
<p style="font-size: 24px; transform: rotate(-15deg); opacity: 0.5;">Platzhalter Übersicht Bauvorhaben</p>																	
<p>Prüfvermerke:</p> <p style="font-size: 24px; transform: rotate(-15deg); opacity: 0.5;">Platzhalter für Prüfstempel</p>																	
<p>Auftragnehmer / Planverfasser / ausführende Firma:</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center; padding: 10px;"> <div style="text-align: center;"> <p style="font-size: 36px; opacity: 0.5;">Firmenlogo</p> </div> <div> <p><b>Firmenname</b>  <b>Straße / Haus-Nr.</b>  <b>PLZ-Ort</b>  <b>Tel.-Nr.</b></p> </div> </div>	<p>AN-Projekt-Nr.: <b>1234 567</b></p> <p>Aufgestellt:  <b>Datum, Name Aufsteller</b></p> <p>Rechtverbindliche Unterschrift:  <b>Datum, Name Koordinator AN</b></p>																
<p>Bauherr:</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center; padding: 10px;"> <div style="text-align: center;">  <p><b>HPA</b> Hamburg Port Authority</p> </div> <div style="text-align: right;"> <p><b>XXX</b> <b>XXX</b></p> <p>Neuer Wandrahm 4 20457 HAMBURG            TEL. 040 / 42847 - 0</p> </div> </div>																	
<p>Projekt: <b>XXX</b></p>																	
<p>Teilprojekt: <b>XXX</b></p> <p>Bauteil: <b>XXX</b></p>																	
<p>Seiten: <b>XXX</b></p>	<p>Rev.</p>																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: 8px;"> <thead> <tr> <th style="width: 12.5%;">EC-Nummer</th> <th style="width: 12.5%;">Teilprojekt</th> <th style="width: 12.5%;">LPH</th> <th style="width: 12.5%;">Verfasser</th> <th style="width: 12.5%;">Bauteil / Objekt</th> <th style="width: 12.5%;">Planart</th> <th style="width: 12.5%;">Ifd. Nr.</th> <th style="width: 12.5%;">Index</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">E C - X X X X X</td> <td style="text-align: center;">X X X X X</td> <td style="text-align: center;">X</td> <td style="text-align: center;">X X X X</td> <td style="text-align: center;">X X</td> </tr> </tbody> </table>		EC-Nummer	Teilprojekt	LPH	Verfasser	Bauteil / Objekt	Planart	Ifd. Nr.	Index	E C - X X X X X	X X X X X	X	X X X X	X X X X	X X X X	X X X X	X X
EC-Nummer	Teilprojekt	LPH	Verfasser	Bauteil / Objekt	Planart	Ifd. Nr.	Index										
E C - X X X X X	X X X X X	X	X X X X	X X X X	X X X X	X X X X	X X										
<p>HPA BW-Nr.: <b>HPA xxx</b>      ASB-Nummer: <b>xxxxxxx</b>      BW-Nr. Projekt: <b>xxx</b></p>																	

## Anlage 2: Muster Hafenplan mit Kennzeichnung der Örtlichkeit

A4-Lageplan mit Angabe / Kennzeichnung der Baustelle auf der ersten Statikseite

hier z. B. Burchardkai LP 3 + 4

## Hafenplan



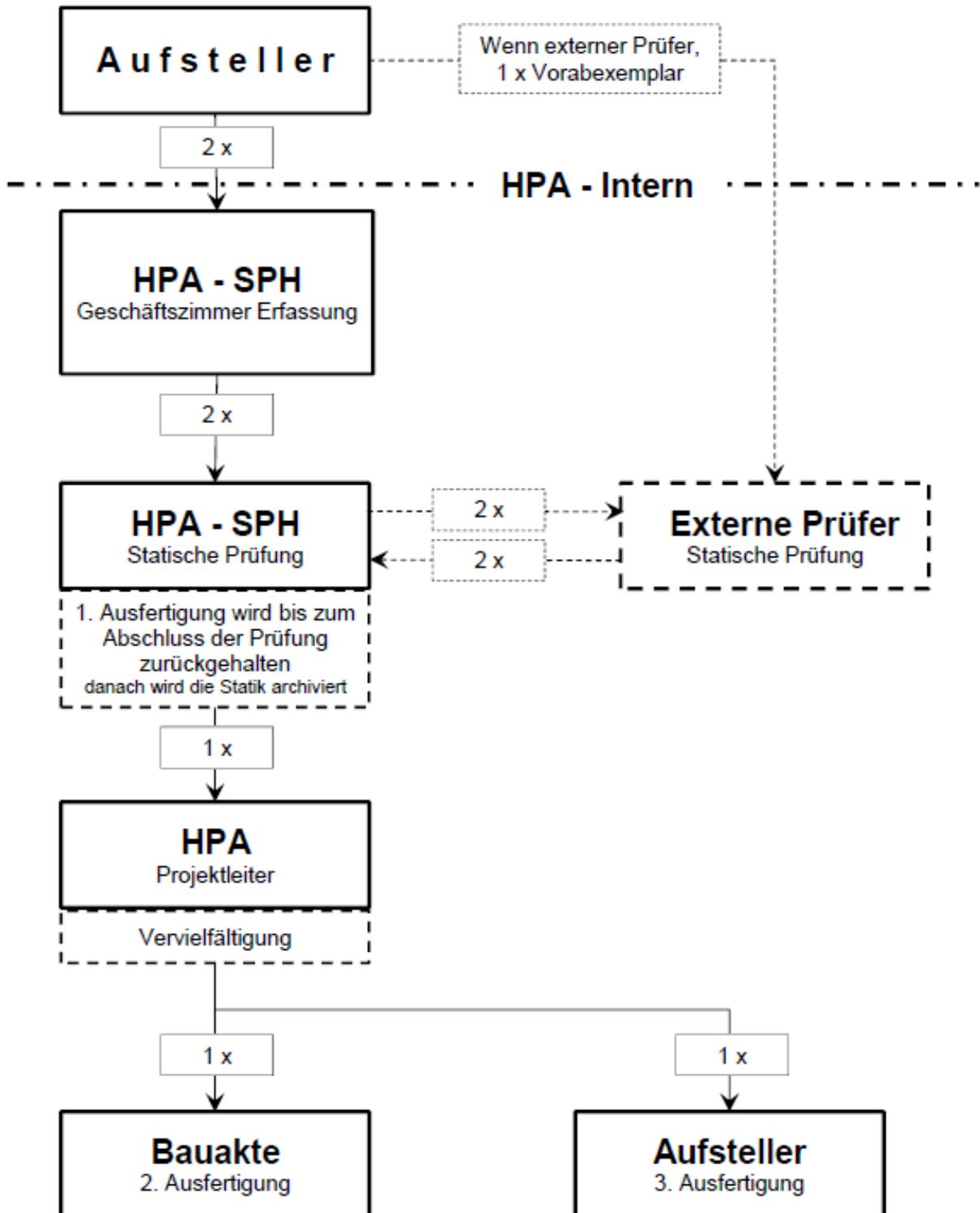


**Anlage 4: Muster Zeichnungsfeld (Bestandszeichnungen)**

<b>Zeichnungs-Nr.:</b>	EC-Nummer	Teilprojekt	LPH	Verfasser	Bauteil / Objekt	Planart	Ifd. Nr.	Index
	E C - X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X
<p style="font-size: 2em; transform: rotate(-30deg); opacity: 0.5;">Platzhalter Übersicht Bauvorhaben oder Hafenplan</p>								
<p><b>Bestandszeichnung / Bestandübersichtszeichnung</b></p> <p>Die Übereinstimmung der Zeichnung mit der Bauausführung, sowie die Übernahme der Prüfbemerkungen, bescheinigt:</p>								
Für den Auftragnehmer:				Für den Auftraggeber:				
Hamburg, den Datum _____				Hamburg, den Datum _____				
Vor- / Nachname _____				Vor- / Nachname _____				
Name / Unterschrift				Name / Unterschrift / Vwkz.				
<p>Anerkannt: Hamburg, den Datum Vor- / Nachname / Vwkz. _____</p> <p style="text-align: right;">Name / Unterschrift / Vwkz.</p>								
Auftragnehmer / Planverfasser / ausführende Firma:						AN-Projekt-Nr.: 1234 567		
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="font-size: 2em; font-weight: bold;">Firmenlogo</div> <div style="text-align: right;">                     Firmenname                      Straße / Haus-Nr.                      PLZ-Ort                      Tel.-Nr.                 </div> </div>						Gezeichnet: Datum, Name Zeichner		
						Geprüft: Datum, Name Projektleiter AN		
						Koordinator: Datum, Name Koordinator AN		
Bauherr:						Geprüft (statisch): Datum, Name HPA		
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p style="font-weight: bold; margin-top: 5px;">Hamburg Port Authority</p> </div> <div style="margin-left: 20px;"> <p>XXX XXX Neuer Wandrahm 4 20457 HAMBURG TEL. 040 / 42847 - 0</p> </div> </div>						Geprüft (allgemein): Datum, Name HPA		
						zur Ausführung genehmigt: Datum, Name HPA		
Projekt: XXX								
Teilprojekt: XXX								
Bauteil: XXX								
Planart: XXX								
Maßstab: 1 : XXX;xxx			Blattgröße: xxx x xxxmm			Bestandsplan		
EC-Nummer	Teilprojekt	LPH	Verfasser	Bauteil / Objekt	Planart	Ifd. Nr.	Index	
E C - X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	X X X X X X X X	
HPA BW-Nr.: HPA xxx			ASB-Nummer: xxxxxxxx			BW-Nr. Projekt: xxx		

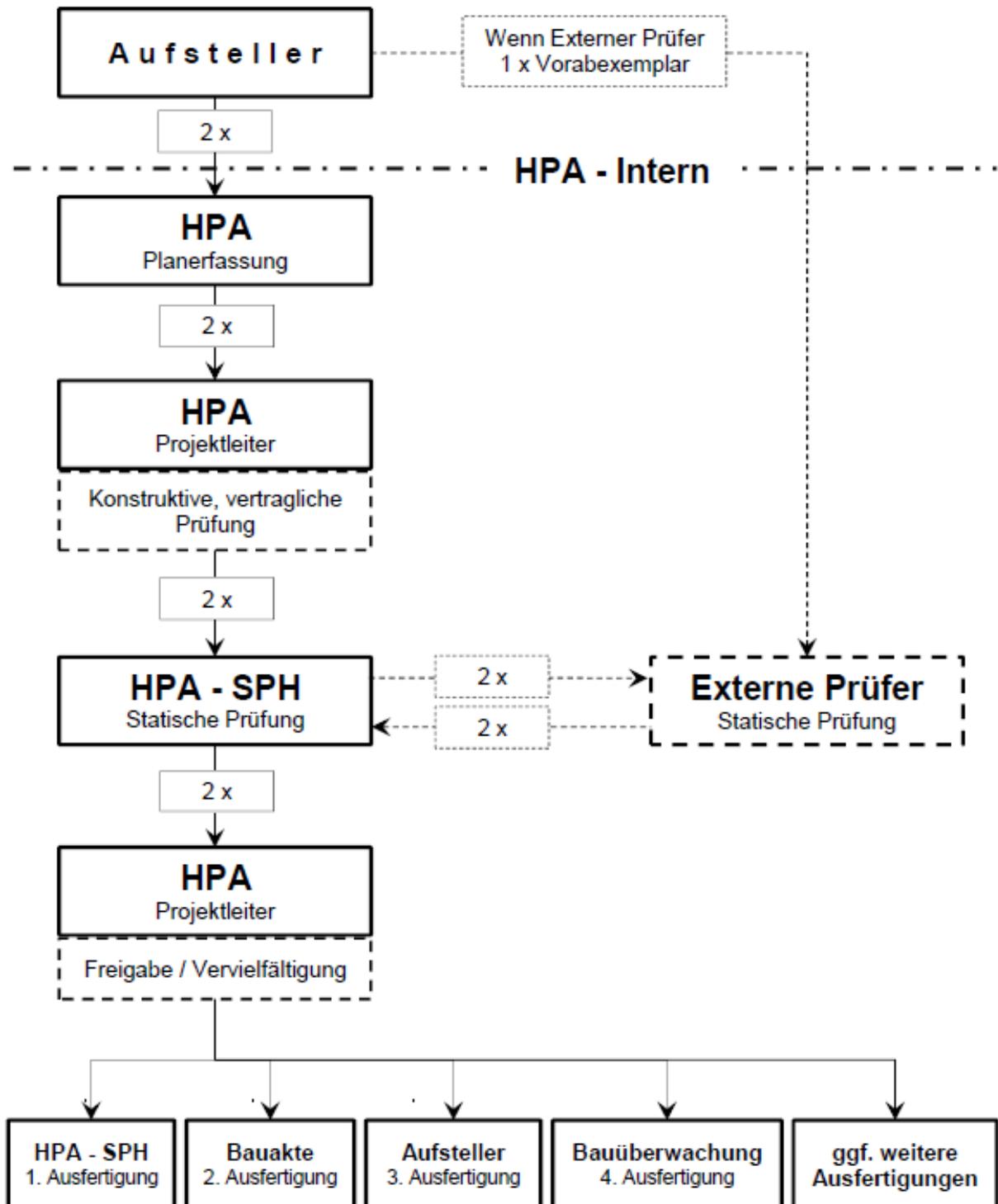
Anlage 5: Statiklauf HPA-Projekte

Statik



Anlage 6: Planlauf HPA-Projekte

Pläne



## Anlage 7: Vermerk schwimmende Anlagen



### Vermerk

#### Zur wasserrechtlichen Genehmigung und statischen Prüfung von schwimmenden Anlagen (Pontons, Dalben, Zugangsbrücken, Schlingelanlagen)

##### Allgemeines

1. Dieser Vermerk bezieht sich ausschließlich auf Dauerliegeplätze im Rahmen von wasserrechtlichen Genehmigungen. Liegeplatzgenehmigungen für den fahrenden Verkehr werden vom Oberhafenamt erteilt.
2. Hinsichtlich der Anforderungen an die Anlagen wird zwischen „öffentlich“ genutzten und „privat“ genutzten Anlagen unterschieden. Für die Einstufung als „privat“ oder „öffentlich“ sind neben der Nutzung u.a. die hafenspezifischen Kenntnisse der Betreiber und Nutzer maßgebend. Die Festlegung erfolgt durch die Wasserbehörde.
3. Das Merkblatt „Schwimmende Anlegestellen“ des BMVBS, DIN EN 14504, EAU E206 sowie ZTV-TB (HPA) sind in der jeweils aktuellen Fassung zu beachten.

##### Dalben

1. Grundsätzlich ist unter Beachtung ZTV-TB (HPA) eine prüffähige Statik aufzustellen.
2. Mit Ausnahme von Schutz- und Leitdalben für Binnenschiffe wird diese Statik durch die Statische Prüfstelle Hafen geprüft. Bei Schutz- und Leitdalben behält sich die Statische Prüfstelle Hafen eine Prüfung der Statik vor, z. B. bei hohem Gefährdungspotential.

##### Pontons / Schwimmkörper

###### allgemein:

1. Bei Dauerliegeplätzen im Rahmen von wasserrechtlichen Genehmigungen gilt der Grundsatz der Sicherung mittels Dalbenschlössern. Dieses gilt auch für die Pontons der Zugangsstege.
2. Grundsätzlich ist ein ausreichender Sicherheitsabstand zwischen Pontonboden und Hafensohle bzw. Böschung zu gewährleisten. Ist dieses im Einzelfall nicht möglich, dann ist die Konstruktion / Statik so auszuführen, dass Beanspruchungen aus dem Aufliegen des Pontons / Schwimmkörpers die Standsicherheit der Anlage inklusive Zugangskonstruktion und die Schwimmfähigkeit (z.B. „Festsaugen“) des Pontons nicht beeinträchtigen.

###### „öffentlich“ genutzte Anlagen:

3. Es ist eine prüffähige Statik aufzustellen. Diese Statik wird durch die Statische Prüfstelle Hafen geprüft.
4. Neben den statischen Nachweisen ist auch die Stabilität der Schwimmkörper nach DIN EN 14504 nachzuweisen (Intakt- und Leckstabilität).
5. Die Stabilitätsnachweise sind in prüffähiger Form als gesondertes Dokument zur Prüfung vorzulegen. Die Prüfung erfolgt durch die Statische Prüfstelle Hafen. Dabei werden in der Regel von der WSV anerkannte Sachverständige oder anerkannte Klassifikationsgesellschaften durch die Statische Prüfstelle Hafen beauftragt



(<https://www.elwis.de/DE/Untersuchung-Eichung/Allgemeines/Freie-Sachverstaendige/Pruefung-von-Stabilitaetsnachweisen/Pruefung-von-Stabilitaetsnachweisen-node.html>).

6. Der Mindestfreibord ist abweichend zu DIN EN 14504 im Einzelfall festzulegen. Die Festlegung ist abhängig von Art, Lage und Nutzung der Anlage. Im Bereich von Schiffsverkehr ist in der Regel ein Freibord von 80 cm einzuhalten. Die Festlegung erfolgt durch die Wasserbehörde in Abstimmung mit der Statischen Prüfstelle Hafen.

„privat“ genutzte Anlagen:

7. Bei privaten Anlagen ist als Mindestanforderung ein Schwimmfähigkeitsnachweis durch einen von der WSV anerkannten Sachverständigen oder eine anerkannte Klassifikationsgesellschaft zu erbringen und der Wasserbehörde vorzulegen. Dieser Nachweis ist rechtzeitig vor Ablauf zu aktualisieren und unaufgefordert der Wasserbehörde vorzulegen.

#### Zugangsbrücken

1. Es ist eine prüffähige Statik aufzustellen. Diese Statik wird durch die Statische Prüfstelle Hafen geprüft.
2. Der Neigungswinkel bei extremen Wasserständen ist nachzuweisen, siehe auch EAU E206. Die Prüfung erfolgt durch die Wasserbehörde.

#### Holzschlengelanlagen

1. Bei „öffentlich“ genutzten Anlagen gelten die Anforderungen analog zu Pontons.
2. Bei „privat“ genutzten Anlagen obliegt die Prüfung und Genehmigung der Wasserbehörde, d.h. es erfolgt keine Prüfung durch die Statische Prüfstelle Hafen. In der Regel erfolgt eine Sichtprüfung bzw. Begehung durch die Gewässer- bzw. Stromaufsicht der Wasserbehörde.

#### Vertäuerungen von Schlengelanlagen, Pontons:

1. Die Prüfung und Genehmigung obliegt der Wasserbehörde, d.h. es erfolgt keine Prüfung durch die Statische Prüfstelle Hafen.

Sind „privat“ genutzte Anlagen mit geringeren Lastansätzen als „öffentlich“ genutzte Anlagen bemessen, ist durch geeignete Maßnahmen eine öffentliche Nutzung dauerhaft auszuschließen. Zusätzlich ist die eingeschränkte Nutzung zu beschildern.

Hamburg, 12.08.2019

Frank Feindt  
EC-11  
Statische Prüfstelle Hafen

Bernd Hoyer  
PA23-1  
Wasserbehörde

