

Technischer Jahresbericht 2014 des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. (HTG) und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGTT)

1 Allgemeines

Im Berichtszeitraum 2014 fanden drei Arbeitstagungen in Hamburg und Bonn statt. Während dieser Arbeitstagungen wurde über das zukünftige Arbeitsprogramm und die Ausrichtung des Ausschusses, sowie Änderungen und Ergänzungen der Empfehlungen beraten.

Zu ordentlichen Mitgliedern des Ausschusses "Ufereinfassungen" wurden

Herr Beckhaus, Schrobenhausen

Herr Broos, Rotterdam

Herr Howe, Bremerhaven

Herr Los, Hamburg

Herr Palapys, Duisburg

Herr Schrewe, Hamburg

berufen. Herr Dr.-Ing. Schwarz, Schrobenhausen, hat seine aktive, verdienstvolle Tätigkeit im Ausschuss im Frühjahr 2014 beendet. Er hat maßgeblich die Arbeit des Ausschusses durch wertvolle Beiträge aus der Praxis geprägt.

Die derzeitige personelle Besetzung des Ausschusses kann der Internetseite der HTG (www.htg-online.de) entnommen werden.

2 Sammelveröffentlichung der Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“, EAU 2012

2.1 Fehlerberichtigungen der EAU 2012

Die Korrekturtabelle wird fortgeschrieben und kann in ihrer jeweiligen aktuellen Fassung auf der Internetseite der HTG (www.htg-online.de) abgerufen werden.

2.2 Änderungen und Ergänzungen der EAU 2012

Im Berichtszeitraum hat der Ausschuss Korrekturen von Empfehlungen zusammengetragen, die in der Korrekturtabelle abgedruckt sind.

Außerdem wurden Änderungen an Empfehlungen vorgenommen, von denen die wichtigen hier gesondert aufgeführt werden.

2.2.1 Verzeichnis der Empfehlungen

In der 11. Auflage der EAU ist das Verzeichnis der Empfehlungen unvollständig. Ein aktualisiertes Verzeichnis kann auf der Internetseite der HTG (www.htg-online.de) und des Verlags Ernst & Sohn (www.ernst-und-sohn.de) heruntergeladen werden.

2.2.2 Bodenkennwerte

Änderungsgrund: Anpassung der Tabelle E 9-1 und des zugehörigen Textes an die neue Normung.

In Spalte 2 wird der Parameter für die Ungleichförmigkeit entsprechend DIN 18196 in C_u geändert.

In Spalte 4 wird ein eindeutiger Bezug auf eine Norm aufgenommen, da in Deutschland dieselben Konsistenzbegriffe (weich, steif, ...) für die Beschreibung eines Bodens nach DIN EN 14688-1 und für die Klassifizierung nach DIN EN 14688-2 benutzt werden.

In Spalte 6 sind bei einzelnen Bodenarten die Zeilen bei der Übernahme in die Ausgabe EAU 2012 verrutscht.

Die Spalte 9 wird ersatzlos gestrichen und der Text in Abschnitt 1.1.1 entsprechend angepasst, da die Angaben zur undrännierten Scherfestigkeit aufgrund der großen Streubreite für die Praxis nicht

hilfreich sind. Außerdem wird im Abschnitt 1.4 ausführlich erläutert, dass diese Werte keine Bodenkonstanten sind, sondern von den jeweiligen Randbedingungen abhängen.

1.1.1 Allgemeines

Für Vorentwürfe dürfen die in Tabelle E 9-1 angegebenen charakteristischen Werte (Index k) als Erfahrungswerte eines größeren Bodenbereichs verwendet werden. Ohne Nachweis dürfen nur die Tabellenwerte für geringen Sondierwiderstand oder weiche Konsistenz angenommen werden.

Die Erfahrungswerte der Scherparameter des undraineden, erstbelasteten Bodens $c_{u,k}$ (Spalte 9) müssen innerhalb der angegebenen Bandbreite so gewählt werden, dass sie der jeweiligen geostatischen Auflast σ'_v entsprechen. Das kann mit der Beziehung

$$\tau_f = c_u \approx c' + \sigma'_v \cdot \tan\phi'$$

überprüft werden, darin sind ϕ' und c' der jeweiligen Bodenart nach Spalten 7 und 8 einzusetzen. Höhere Werte von c_u müssen durch Laborversuche nachgewiesen werden.

Der Ausführungsplanung sind grundsätzlich die örtlich durch Feld- und Laborversuche ermittelten Werte der Bodenkenngößen zugrunde zu legen (E 88, Abschnitt 1.4). Die wirksamen Scherparameter ϕ' und c' von bindigen Böden sind an ungestörten Bodenproben möglichst in Triaxialversuchen zu ermitteln.

Nach Wroth (1984) beträgt der Reibungswinkel ϕ' für nichtbindige, dicht gelagerte Böden im ebenen Verformungszustand 9/8 des Reibungswinkels, der im Triaxialversuch gemessen wird. Dieser darf daher für die Berechnung von langgestreckten Uferneigungen im Einvernehmen mit dem geotechnischen Sachverständigen um bis zu 10 % erhöht werden.

Die charakteristischen Werte der Scherparameter ϕ'_k und c'_k für bindige Böden gelten für die Berechnung der Endstandsicherheit (konsolidierter Zustand, Endfestigkeit).

Die charakteristischen Werte der Scherparameter des unconsolidierten Bodens $\phi_{u,k}$ und $c_{u,k}$ sind die Scherparameter für den nicht konsolidierten Anfangszustand. Bei wassergesättigten Böden wird $\phi_{u,k} = 0$ gesetzt. Erfahrungswerte für die Scherparameter des undraineden, erstbelasteten Bodens $c_{u,k}$ werden in DIN 1055-2 (2010-11) angegeben.

2.2.3 Bemessungssituation (BS-T)

Änderungsgrund: Eine Reihe von Lasten wurden in DIN EN 1997-1 in BS-P eingestuft, die früher dem Lastfall LF 2 zugeordnet waren. Erste Änderung erfolgte bereits im Technischen Jahresbericht 2013. Ergänzend wird der letzte Halbsatz gestrichen, da z.B. Pollerzug als BS-P definiert ist.

5.4.2 Bemessungssituation (BS-T)

Vorübergehenden Situationen (Transient situations), die sich auf zeitlich begrenzte Zustände beziehen, wird die Bemessungssituation BS-T zugeordnet, z.B. im Bauzustand oder bei der Instandsetzung; im Wasserbau neben den ständigen und während der Funktionszeit des Bauwerks regelmäßig auftretenden veränderlichen Einwirkungen der BS-P z.B. begrenzte Kolkbildung durch Strömung oder Schiffsschrauben, oder Wasserüberdruck bei selten auftretenden ungünstigen Außen- und Innenwasserständen (vgl. E 19, Abschnitt 4.2), oder Wellenlasten gemäß E 136, Abschnitt 5.6.4., oder kurzfristige horizontale Zug-, Druck- und Stoßlasten wie Pollerzug, Fenderdruck bzw. Kranseitenstoß.

2.2.4 Vertikale Tragfähigkeit von offenen Rohr- und Profilpfählen

Änderungsgrund: Differenzen in den vereinfachten Nachweisverfahren der vertikalen Tragfähigkeit von offenen Rohr- und Profilpfählen mit den EA-Pfähle machten eine Überarbeitung der entsprechenden Empfehlungen notwendig. Mit Ausnahme der Wellenspundwände erfolgt die Bemessung der axialen Tragfähigkeit von nun an nach EA-Pfähle, siehe Technischer Jahresbericht 2014 der EA-Pfähle.

Auf Basis durchgeführter Pfahlprobelastungen und unter Berücksichtigung der gängigen Quantilwerte von 10 % für die unteren und 50 % für die oberen Werte für Pfahlwiderstände verbleiben zwei Modellvorstellungen, die eine konsistente Bemessung der axialen Tragfähigkeit aus Erfahrungswerten für gängige Profilabmessungen erlauben. Die zugrunde liegenden Modelle werden im Folgenden kurz vorgestellt. Zur Herleitung und zu den statistischen Auswertungen der Pfahlprobelastungen wird auf die Veröffentlichung Lüking & Becker (2014) sowie auf den Technischen Jahresbericht 2014 der EAP verwiesen.

Modell 1 geht von einer Pfropfenbildung im Pfahlfußbereich aus. Es wird der Vollquerschnitt in Verbindung mit Modellfaktoren angesetzt. Dieses Modell trifft auf offene Rohrprofile mit einem Durchmesser $\leq 0,5$ m und entsprechende Hohlkastenpfähle sowie einfache und doppelte Stahlträgerprofile zu.

Modell 2 berücksichtigt Rohrdurchmesser $\geq 1,50$ m sowie entsprechende Hohlkastenpfähle. Von einer Pfropfenbildung kann nicht ausgegangen werden¹, so dass eine Mantelreibung an den Innen- wie Außenflächen angesetzt wird. Die anzusetzende innere Mantelreibung entspricht hierbei aus statistischen Gründen der halben äußeren Mantelreibung und wirkt auf 80% der Pfahleinbindetiefe.

Zwischen diesen Modellen wird in Abhängigkeit des äquivalenten Durchmessers interpoliert.

8.2.5 Ansatz der Erddruckneigungswinkel und die Nachweise in vertikaler Richtung (E 4)

8.2.5.6 Versagen durch Vertikalbewegung

Neben dem Nachweis der horizontalen Tragfähigkeit des Bodenaufagers und der Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes gemäß der Modellvorstellung von aktiven und passiven Gleitkörpern muss nach 8.2.1 auch der Nachweis gegen Versagen bodengestützter Wände durch Vertikalbewegung geführt werden.

Bei Wänden aus Stahlträgerprofilen (I-förmige Wandprofile) und bei kombinierten Wänden erfolgt der Nachweis der axialen Tragfähigkeit der Tragelemente (offene Stahlrohre, Hohlkastenpfähle, einfache und doppelte Stahlträgerprofile) nach EA-Pfähle 2012 in Verbindung mit dem Technischen Jahresbericht EA-Pfähle 2014. Zur Herleitung des Nachweiskonzeptes siehe Lükling & Becker (2014).

8.2.5.6.1 Modellvorstellung

Es wird von den in Bild E 4-3 dargestellten Lastbildern ausgegangen. Von diesen zwei unabhängigen Modellvorstellungen kann eine gewählt werden.

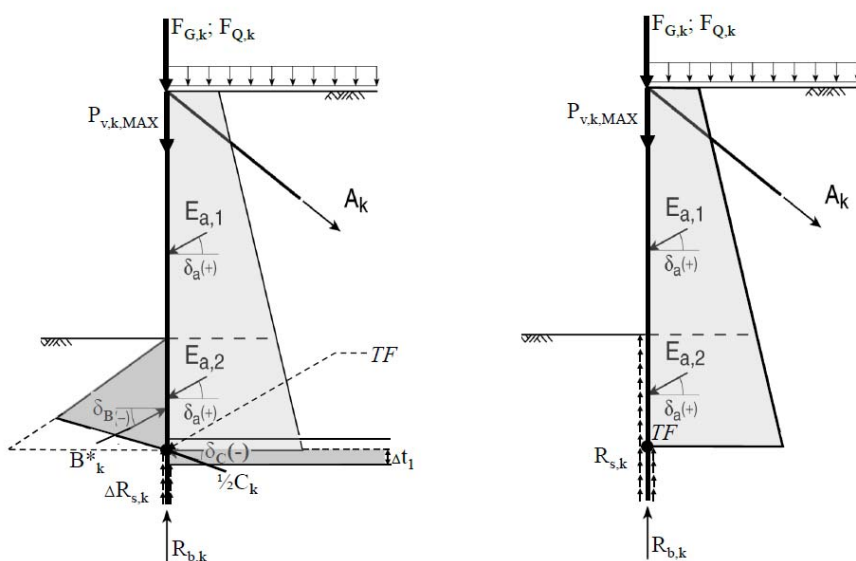


Bild E 4-3. Ansatz der Einwirkungen und Widerstände (Beispiel für eine eingespannte Wand)

8.2.5.6.2 Nachweisformat

Beim Nachweis der Sicherheit von bodengestützten Wänden gegen Versagen durch Vertikalbewegung im Baugrund (DIN EN 1997-1), Abschnitt zu 9.7.5) müssen alle nach unten gerichteten axialen Einwirkungen ΣV_i und die axialen Widerstände ΣR_i mit ihren Bemessungswerten berücksichtigt werden. Die Gesamtbeanspruchung V_d darf höchstens so groß werden wie die axialen Widerstände $\Sigma R_{i,d}$. Der Nachweis der Grenzzustandsbedingung lautet:

$$V_d = \sum V_{i,d} \leq \sum R_{i,d}$$

¹ Rausche et al. (2011): Zur Auswertung dynamischer Messungen an großen offenen Stahlrohrpfählen. Pfahl-Symposium 2011, Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 94, S. 491-507.

8.2.5.6.3 Vertikalbeanspruchung V_d

V_d ist der Bemessungswert aller nach unten gerichteten axialen Einwirkungen am Wand- oder Bohlrägerfuß nach DIN 1054-2010-12, Abschnitt 9.7.5.

Zu seiner Ermittlung werden alle von oben nach unten wirkenden charakteristischen axialen Teileinwirkungen mit den für die jeweilige Bemessungssituation geltenden Teilsicherheitsbeiwerten des Grenzzustandes GEO-2 nach Tabelle E 0-1 für ständige (G) und veränderliche (Q) Einwirkungen multipliziert, und zwar innerhalb der Einwirkungskombinationen nach Ursachen getrennt.

$$V_{F,d} = \sum (V_{F,G,k} \gamma_G + V_{F,Q,k} \gamma_Q)$$

aus axialen, nach unten gerichteten Einwirkungen F ,

$$V_{P_v,d} = \sum (V_{P_v,G,k} \gamma_G + V_{P_v,Q,k} \gamma_Q)$$

aus den Ankerkraftkomponenten P_v ,

$$V_{E_{av},d} = \sum (V_{E_{av},G,k} \gamma_G + V_{E_{av},Q,k} \gamma_Q)$$

aus der sich aus der Erddruckverteilung ergebenden Summe der schichtweisen Resultierenden E_{av} aller Schichten bis zur Tiefe des theoretischen Fußpunkts TF.

8.2.5.6.4 Bemessungswerte der axialen Widerstände $R_{i,d}$

Die Ermittlung der Bemessungswerte $R_{i,d}$ der von unten nach oben gerichteten axialen Widerstände erfolgt durch Division des charakteristischen Werts $R_{i,k}$ des einzelnen Widerstandes durch die für die jeweilige Bemessungssituation geltenden Teilsicherheitsbeiwerte des Grenzzustandes GEO-2.

Für Mantelreibung und Spitzendruck werden in Anlehnung an die Pfahlbemessung die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfähle angesetzt.

Für Reibungswiderstände $R_{Bv,k}$ bzw. $R_{Bv,k}^*$ und $R_{Cv,k}$ aus den charakteristischen horizontalen Komponenten der Bodenauflegerkraft $B_{h,k}$ bzw. $B_{h,k}^*$ und der halben Ersatzkraft $1/2 C_{h,k}$ wird der Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand $\gamma_{R,e}$ angesetzt.

Für den Tragfähigkeitsnachweis stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung:

a) Berücksichtigung des Bodenauflegers (siehe Bild E 4-3 links)

Folgende Widerstände sind anzusetzen:

$$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 C_{h,k}) \cdot \tan \delta_B / \gamma_{R,e}$$

Wandreibungswiderstand aus dem mobilisierten Bodenaufleger $B_{h,k}$,

$$R_{Cv,d} = 1/2 C_{h,k} \cdot \tan \delta_C / \gamma_{R,e}$$

Wandreibungswiderstand aus der Hälfte der Ersatzkraft $C_{h,k}$,

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b$$

Fußwiderstand aus dem Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014) für Spundwände:

$$\Delta R_{s,d} = \Delta R_{s,k} / \gamma_s$$

$$R_{b,k} = A_W \cdot q_{b,k},$$

zusätzlicher Mantelwiderstand aus der Mantelreibung für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014) für Spundwände:

$$\Delta R_{s,k} = A_S \cdot q_{s,k}$$

$$R_{b,d} = R_{b,k}^2 / \gamma_b^3$$

Fußwiderstand aus dem Spitzenwiderstand $R_{b,k}$

$$R_{b,k} = A_{Pf} \cdot q_{b,Boden}$$

oder

$$R_{b,k} = A_W \cdot q_b$$

$$\Delta R_{s1,d} = \Delta R_{s1,k}^4 / \gamma_s$$

zusätzlicher Mantelwiderstand aus der Mantelreibung (außen)

$$\Delta R_{s1,k} = U \cdot \Delta l \cdot q_s$$

mit $U = U_{PF}$ bei Pfropfenbildung

oder $U = U_a$ ohne Pfropfenbildung,

$$\Delta R_{s2,d} = \Delta R_{s1,k}^4 / \gamma_s$$

zusätzlicher Mantelwiderstand aus der Mantelreibung (innen)

$$\Delta R_{s1,k} = U_i^5 \cdot 0,8(t + \Delta l) \cdot q_s$$

nur wenn Pfropfenbildung am Wandfuß nicht möglich ist.

b) Berücksichtigung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand (siehe Bild E 4-3 rechts)

Folgende Widerstände sind anzusetzen:

$$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b$$

Fußwiderstand aus dem Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014) für Spundwände:

$$R_{b,k} = A_W \cdot q_{b,k}$$

$$R_{b,d} = Q_{b,k} / \gamma_b$$

Fußwiderstand aus dem Spitzenwiderstand $Q_{b,k}$ bei Ansatz von $Q_{b,k}$ aus Probelastungen.

$$R_{s,d} = R_{s,k} / \gamma_s$$

Mantelwiderstand aus der Mantelreibung für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014) für Spundwände:

$$R_{s,k} = A_S \cdot q_{s,k}$$

$$R_{s,d} = Q_{s,k} / \gamma_s$$

Mantelwiderstand infolge Mantelreibung $Q_{s,k}$ bei Ansatz von $Q_{s,k}$ aus Probelastungen.

$$R_{s1,d} = R_{s1,k}^4 / \gamma_s$$

~~Mantelwiderstand aus der Mantelreibung (außen)~~

$$R_{s1,k} = U \cdot t \cdot q_{s,k}$$

mit $U = U_{Pf}$ bei Pfropfenbildung oder $U = U_a$ ohne Pfropfenbildung,

$$R_{s2,d} = R_{s2,k}^4 / \gamma_s$$

~~Mantelwiderstand aus der Mantelreibung (innen)~~

$$R_{s2,k} = U_i \cdot 0,8 \cdot t \cdot q_s$$

~~nur wenn Pfropfenbildung am Wandfuß nicht möglich ist,~~

$$R_{b,d} = R_{b,k}^2 / \gamma_b^3$$

~~Fußwiderstand~~

$$R_{b,k} = A_{Pf} \cdot q_{b,Boden}$$

~~bei Pfropfenbildung~~

$$R_{b,k} = A_W \cdot q_b$$

~~oder~~

Die Größe des negativen Erddruckneigungswinkels δ_B beim Nachweis "Versagen gegen Vertikalbewegung" darf in Abhängigkeit von der Wandrauigkeit mit $|\delta_B| \leq \varphi'_k$ angesetzt werden und ist unabhängig vom Nachweis nach 8.2.5.5.

Der Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ wird durch Multiplikation der Querschnittsfläche des Wandprofils A_W mit dem Spitzendruck am Wandfuß $q_{b,k}$ ermittelt. Als Erfahrungswert für den Spitzendruck darf der von q_c abhängige Wert aus Tabelle 8 gewählt werden.

Die Größe der von der Bemessungssituation unabhängigen Teilsicherheitsbeiwerte γ_b und γ_s hängt von der Ermittlung des Spitzendrucks ab. Wird der Spitzendruck $q_{b,k}$ und die Mantelreibung $q_{s,k}$ aus

- Erfahrungswerten gewonnen, so ist $\gamma_b = \gamma_s = 1,40$,
- Probelastungen gewonnen, so ist $\gamma_b = \gamma_s = 1,10$.

Der Mantelwiderstand $R_{s,k}$ wird durch Multiplikation der Abwicklungsfläche des Wandprofils A_S mit der Mantelreibung ermittelt. Die Abwicklungsfläche wird in Abhängigkeit von der Modellvorstellung (s. Bild E 4-3) angesetzt. Zur Aktivierung zusätzlich benötigter Mantelreibungswiderstände ΔR_s ist die Wand über TF hinaus zu verlängern.

~~¹⁾ δ_B = Größe des negativen Erddruckneigungswinkels beim Nachweis "Versagen gegen Vertikalbewegung" mit $|\delta_B| \leq \varphi'_k$, unabhängig vom Nachweis nach 8.2.5.5.~~

~~²⁾ Der Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ wird durch Multiplikation der Spitzenwiderstandsfläche mit dem Spitzendruck am Wandfuß ermittelt.~~

Wird der Spitzendruck lediglich auf die Querschnittsfläche des Wandprofils A_W angesetzt, dann darf als Erfahrungswert für diesen der von q_c abhängige Wert aus Tabelle 8 gewählt werden. Wird der Spitzendruck auf einen Pfropfen am Wandfuß A_{Pf} angesetzt, so ist für die Festlegung von Fläche und Spitzendruck im Rahmen der Bemessung ein Sachverständiger für Geotechnik einzuschalten.

³⁾ Die Größe des von der Bemessungssituation unabhängigen Teilsicherheitsbeiwerts γ_b hängt von der Ermittlung des Spitzendrucks ab. Wird der Spitzendruck $q_{b,k}$ aus

Erfahrungswerten gewonnen, so ist $\gamma_b = 1,40$,

Probebelastungen gewonnen, so ist $\gamma_b = 1,10$.

⁴⁾ Zur Aktivierung zusätzlich benötigter Mantelreibungswiderstände $\Delta R_{s,i}$ ist die Wand über TF hinaus um Δl zu verlängern. Dabei ist zu beachten, dass bei einem über Pfropfenbildung am Wandfuß berücksichtigten Spitzenwiderstand die Mantelreibung lediglich auf die Umrissfläche des Pfropfens U_{Pf} angesetzt werden darf. Bildet sich kein Pfropfen, so dürfen als Abwicklungsflächen des Wandprofils U_a (äußere) und U_i (innere) angesetzt werden. Hierbei gelten für γ_s die gleichen Werte wie unter 3) für γ_b aufgeführt.

⁵⁾ Bei I förmigen Wandprofilen darf die Mantelreibung gemäß Bild E 4 4 auch auf die Steg- und die inneren Flanschflächen angesetzt werden. Dies allerdings nur auf 80 % der Einbindelänge.

8.2.5.6.5 Ansätze für Mantelreibung und Spitzenwiderstand beim Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

Zur Vorbemessung dürfen in nichtbindigen Böden die charakteristischen Erfahrungswerte von geramnten Spundwänden ~~und offenen Tragprofilen~~ im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Mantelreibung $q_{s,k}$ und den Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ aus Tabelle E 4-1 verwendet werden.

Tabelle E 4-1. Erfahrungswerte zur Vorbemessung des charakteristischen Spitzenwiderstands $q_{b,k}$ und der Mantelreibung $q_{s,k}$ von ~~offenen Stahlprofilen~~ Spundwänden in nichtbindigen Böden.

mittlerer Sondierspitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m ²]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ im Bruchzustand [MN/m ²]	Mantelreibung $q_{s,k}$ im Bruchzustand [kN/m ²]
7,5	7,5	20
15	15	40
≥ 25	20	50

Die Tabellenwerte sind abhängig vom über die Tiefe gemittelten Spitzenwiderstand q_c der Drucksonde in nichtbindigen Böden. Bei der Festlegung des maßgebenden mittleren Spitzenwiderstandes q_c der Drucksonde ist zwischen dem

- für den ~~Pfahls~~Spitzenwiderstand maßgebenden Bereich ($1 \cdot D_{eq}$ ober- bis $4 \cdot D_{eq}$ unterhalb des ~~Pfahl~~Wandfußes) und dem
- für die ~~Pfahl~~Mantelreibung maßgebenden Bereich (Mittelwert der betreffenden Schicht)

des Bodens zu unterscheiden. Hat die Bodenschichtung einen großen Einfluss auf den Spitzenwiderstand der Drucksonde, dann sind für die ~~Pfahl~~Mantelreibung zwei oder mehr mittlere Bereiche getrennt festzulegen.

Alternativ kann die Tragfähigkeit auch aus statischen und dynamischen Probebelastungen ermittelt werden.

Bei der Mobilisierung axialer Widerstände ist zu beachten, dass der Mantelwiderstand bereits nach geringen Relativverschiebungen wirksam ist, der Fußwiderstand dagegen große Verschiebungen erfordert, es sei denn, die Rammelemente werden bereits beim Einbringen aufgrund örtlicher Erfahrungen als ausreichend fest eingestuft.

Die in Tabelle E 4-1 angegebenen Erfahrungswerte des Spitzendrucks und der Mantelreibung sind aus dynamischen Probebelastungen an vom Wasser aus eingeramnten Spundwänden und Profilen abgeleitet worden. Bei ausreichender Verschiebung der Wand infolge Hinterfüllung kann sich auf der passiven Seite ein gegenüber dem Zustand der dynamischen Pfahlprüfung erhöhter horizontaler Spannungszustand ergeben. Diese Erhöhung ergibt sich aus dem Verhältnis des mobilisierten horizontalen Erdwiderstandes zum Spannungszustand nach der Einbringung (z. B. Mahutka et al., 2006). Auf dieser Fläche kann die Mantelreibung unter Hinzuziehung eines Sachverständigen für Geotechnik erhöht angesetzt werden. Aufgrund geotechnischer Erfahrungen aus Hamburg kann die Erhöhung der Mantelreibung um einen Faktor von bis zu 2 erfolgen.

Für die Festlegung der Widerstände und der Flächen ist im Rahmen der Bemessung ein Sachverständiger für Geotechnik einzuschalten.

Die vorgenannten Werte der Tabelle E 4-1 gelten für die im Hafenanbau üblichen Profile:

Wellenspundwände,

I-Profile mit $h \geq 0,50$ m,

II-Profile mit $h \geq 0,50$ m,

Rohrprofile mit $d \geq 0,80 \text{ m}$.

Für kleinere Profilabmessungen sind in EA Pfähle (11), Abschnitt 5.4.4 Widerstandswerte angegeben.

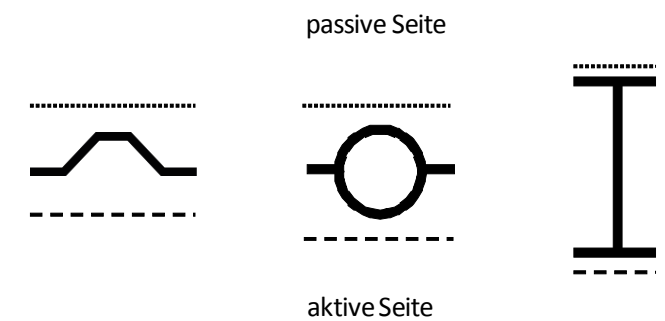
8.2.5.6.6 Ansatz der Flächen

Die Mantelreibung $q_{s,k}$ darf bei offenen Profilen auf allen Innenflächen angesetzt werden, siehe Bild E 4-4, sofern eine Pfropfenbildung ausgeschlossen werden kann. Erfahrungsgemäß beträgt die innen liegende Mantelhöhe 80 % der Einbindelänge in den tragfähigen Baugrund.

Die Mantelreibung $q_{s,k}$ darf nicht auf der durch aktiven Erddruck beanspruchten Fläche als Widerstand angesetzt werden (Bild 4-3 rechts und Bild E 4-4).

Unter Beachtung von Abschnitt 8.2.5.6.4 kann auf der Erdwiderstandsseite entweder die Vertikalkomponente des Bodenaufagers $B^*_{v,k}$ (Bild E 4-3 links) oder die Mantelreibung $q_{s,k}$ (Bild 4-3 rechts) angesetzt werden.

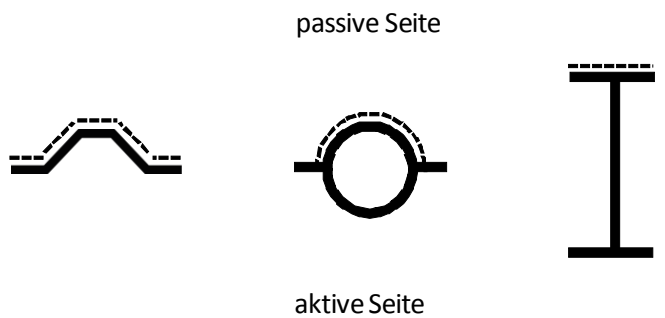
Bei kombinierten Spundwänden ist für die Berechnung des Bodenaufagers der räumliche Erddruck beispielsweise nach Weißenbach (1985) anzusetzen, wenn dieser bei gewählter Einbindelänge kleiner als der durchgehende Erdwiderstand ist. Wie unter Abschnitt 8.1.4.2 erwähnt, kann bei Einhaltung eines lichten Tragbohlenabstandes von max. 1,80 m und einer Mindesteinbindetiefe von 5,00 m im Erdwiderstandsbereich vereinfachend der volle passive Erddruck angesetzt werden, auch wenn die Zwischenbohlen eine geringere Einbindetiefe als die Tragbohlen aufweisen.



..... $R_{Bv,k}$ aus Bodenauflagerkraft $B^*_{h,k}$ unter Neigungswinkel \bar{B}

----- $R_{Cv,k}$ aus Ersatzkraft $\frac{1}{2}C_{h,k}$ unter Neigungswinkel \bar{C}

Bei einer Wandeinbindung, die bei der passiven Seite über den theoretischen Fußpunkt TF bzw. bei der aktiven Seite über die UK des Rammtiefenzuschlages τ_1 hinausgeht, darf aus äußerer Mantelreibung ein zusätzlicher Widerstand $R_{s,k}$ angesetzt werden.



— $R_{B,k}$ aus $q_{b,k}$ auf die Querschnittsfläche des Wandprofils A_w

----- $R_{s,k}$ aus erhöhter Mantelreibung ab Sohle im E_p -Bereich

Bild E 4-4. Widerstehende Vertikalkomponenten "R" ab Berechnungssohle beim Nachweis des Versinkens. **o**Oben: Widerstände aus erdstatischen Einwirkungen; unten: Widerstände infolge Mantelreibung und Spitzenwiderstand

Bei Pfropfenbildung darf ein abgeminderter Fußwiderstand $R_{b,pf,k}$ auf die innere Fußfläche der offenen Stahlprofile in Ergänzung zum Pfahlsitzenwiderstand angesetzt werden, siehe Abschnitt 8.2.5.6.7.

8.2.5.6.7 Pfropfenbildung

Prinzipiell ist bei offenen Profilen (Rohre, Wellenspundwände, I- und Kastenprofile) die Möglichkeit einer Pfropfenbildung im Profilinnern gegeben. Dies ist abhängig vom Profilquerschnitt, der Lagerungsdichte des Bodens, dem Verhältnis aus Profildurchmesser und Einbindetiefe und dem Einbringverfahren.

Die Pfropfenbildung ist gekennzeichnet durch eine Verspannung im Profilinnern, die dazu führt, dass die durch die Verspannung mobilisierte Mantelreibung im Profilinnern höher ist als die am Fuß auf die Bodensäule im Profil wirkende Druckkraft. Somit stellt sich ein fester Bodenpfropfen im Profil ein. Bei einer Schlagrammung kann durch dynamische Effekte ein kontinuierlicher Wechsel zwischen festem Pfropfen und Ablösung des Pfropfens eintreten, siehe z. B. Randolph (2003).

Erkenntnisse in Meek (1995) gehen von einer Pfropfenbildung bei einer Einbindetiefe von mindestens dem fünffachen Pfahldurchmesser für gerammte Rohre aus. Eine Abschätzung zur Pfropfenbildung in Abhängigkeit von Profildurchmesser und Lagerungsdichte ist bei Jardine et al. (2005) zu finden. Diese gilt für gerammte und gedrückte Profile.

Bei Rausche et al. (2011) wird ausgesagt, dass Rohre mit einem Durchmesser größer 1,5 m keine Pfropfenbildung erwarten lassen. Bei Jardine et al. (2005) wird eine Pfropfenbildung bei Rohrprofilen im Bereich zwischen 0,5 m und 1,5 m Durchmesser für möglich angesehen.

Erkenntnisse in Henke und Grabe (2008) zeigen, dass während einer Vibrationsrammung nicht von einer Pfropfenbildung auszugehen ist. Feldmessungen bei Henke (2011) belegen dies für die Vibrationsrammung, bei der messtechnisch betrachteten Schlagrammung ist eine Pfropfenbildung zu erkennen. Eine hohe statische Axialbelastung der Pfähle im Anschluss an die Pfahlrammung erhöht die Wahrscheinlichkeit einer Pfropfenbildung beträchtlich.

Bei Clausen et al. (2005) wird ein Ansatz zur Ermittlung des Spitzenwiderstandes gerammter Rohrprofile vorgestellt. Dieser ist im Wesentlichen abhängig von der Lagerungsdichte des Bodens. Bei lockerer Lagerung kann bei Annahme einer Pfropfenbildung nach Clausen et al. (2005) etwa 60 % des Spitzenwiderstandes eines Vollquerschnittes angesetzt werden. Bei dichter Lagerung ist der Spitzenwiderstand auf 20 % abzumindern. Ein vergleichbarer Ansatz ist bei Lehane et al. (2005) zu finden. Für offene Profile gilt nach Clausen et al. (2005):

$$\sigma_{b, \text{Boden}} = 0,7 q_c / (1 + 3 I_D^2)$$

Die Anordnung von Verstärkungsblechen am Profilfuß zur Förderung der Pfropfenbildung sollte vorab mit einem geotechnischen Sachverständigen abgestimmt werden. Die Verstärkungsbleche können zu einer Störung der inneren Mantelreibung und somit zu einer Reduktion der Wahrscheinlichkeit einer Pfropfenbildung führen, sodass verminderte Tragfähigkeiten erzielt werden, siehe z. B. Henke (19).

Bücher, Abhandlungen (ergänzend)

EA Pfähle (2014): Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle". Technischer Jahresbericht 2014. Bautechnik, Heft 12, 2014

Lüking, J.; Becker, P. (2015): Harmonisierung der Berechnungsverfahren der axialen Tragfähigkeit für offene Profile nach EA-Pfähle und EAU. Bautechnik 92, Heft 2, 2015

2.2.5 Sprossenabstand Steigeleitern

Änderungsgrund: Widersprüchliche Abmessungen des Sprossenabstandes in Kapitel 6.12.2 und Bild E 14-2.

6.12.2 Ausbildung

Die Leitersprossen liegen mit ihrer Achse mindestens 10 cm hinter der Vorderkante des Uferbauwerks und bestehen aus Quadratstahl 30/30 mm, der so eingebaut wird, dass eine Kante nach oben zeigt. Dadurch wird die Rutschgefahr bei Vereisung oder Verschmutzung vermindert. Die Sprossen sind mit 28 bis 30 cm Achsabstand in den Leiterwangen befestigt, deren lichtet Maß mindestens 45 cm beträgt.

Im Übrigen wird auf DIN 19703 verwiesen.

2.2.6 Pollerzug

Änderungsgrund: Die anzusetzenden Einwirkungen infolge Pollerzug werden so definiert, dass sie in Verbindung mit dem Nachweiskonzept der Teilsicherheitsbeiwerte zu einem Abreißen des Pollers im Versagensfall führen und keine Beschädigung der Wandkonstruktion auftritt.

5.11 Windlasten auf vertäute Schiffe und deren Einflüsse auf die Bemessung von Vertäu- und Fendereinrichtungen in Seehäfen (E 153)

5.11.1 Allgemeines

Diese Empfehlung gilt als Ergänzung zu den Vorschlägen und Hinweisen, die sich mit der Planung, dem Entwurf und der Bemessung von Fender- und Vertäueinrichtungen befassen, insbesondere zu E 12 / E 102, Abschnitt 5.12.2 und Abschnitt 13.1.4. ~~„E 111, Abschnitt und E 128, Abschnitt.“~~

Die Belastungen für Vertäueinrichtungen – wie Poller oder Sliphaken mit den zugehörigen Verankerungen, Gründungen, Stützbauwerken usw. –, die sich nach dieser Empfehlung ergeben, ersetzen die Lastgrößen nach E 12 / E 102, Abschnitt 5.12, nur dann, wenn die Einflüsse aus Dünung, Wellen und Strömung am Schiffs Liegeplatz vernachlässigt werden können. Sonst müssen letztere besonders nachgewiesen und zusätzlich berücksichtigt werden.

E 38, Abschnitt 5.2 wird von dieser Empfehlung nicht berührt. Bei der Ermittlung der dort behandelten „normalen Anlegedrucke“ bleibt daher der Bezug auf E 12 / E 102, Abschnitt 5.12.2 ohne Einschränkung gültig.

5.12 Anordnung und Belastung von Pollern für Seeschiffe (E 12 / E 102)

Der Begriff Poller wird zusammengefasst für alle Arten von Pollern wie Kantenpoller, Nischenpoller, Dalbenpoller, Haltekreuze, Festmacherringe usw. verwendet.

Die Poller können als Einzel- oder als Doppelpoller ausgebildet werden. Sie können gleichzeitig mehrere Trossen aufnehmen. Sie sollten so konstruiert sein, dass eine Reparatur oder ein Auswechseln leicht möglich ist.

Alle Poller sollten eine deutliche Beschriftung mit der Angabe der maximalen Pollerzuglast haben.

Für Schleusen der Binnenschifffahrt und deren Vorhäfen gilt DIN 19703.

Sogenannte Quick Release Hooks (QRH), wie sie häufig bei Massengutliegeplätzen und insbesondere bei LNG- oder Oil-and-Gas-Terminals zum Einsatz kommen, fallen nicht unter dieses Kapitel. Für diese Festmachereinrichtungen sollten immer dynamische Mooring-Berechnungen durchgeführt werden (siehe auch E 153, 5.11).

5.12.1 Anordnung von Pollern für Seeschiffe

~~Mit Rücksicht auf möglichst einfache und klare statische Verhältnisse wird bei Ufermauern und Pfahlrostmauern aus Beton und Stahlbeton~~ Der Pollerabstand wird, soweit der Hafenbetreiber nichts anderes vorgibt, mit rd. 30 m gewählt. Werden Blockfugen angeordnet, sollten die Poller in den Blöcken symmetrisch angeordnet werden.

Der Abstand der Poller von der Uferlinie ist in E 6, Abschnitt 6.1.2 angegeben.

~~Die Poller können als Einzel- oder als Doppelpoller ausgebildet werden. Sie können gleichzeitig mehrere Trossen aufnehmen. Sie sollten so konstruiert sein, dass eine Reparatur oder ein Auswechseln leicht möglich ist.~~

~~Alle Poller sollten eine deutliche Beschriftung mit der Angabe der maximalen Trossenlast haben.~~

5.12.2 Belastung von Pollern für Seeschiffe

Da die auf einen Poller aufgelegten Trossen im Allgemeinen nicht gleichzeitig voll gespannt sind und sich die Trossenzugkräfte in ihrer Wirkung zum Teil gegenseitig aufheben, können – unabhängig von der Anzahl der aufgelegten Trossen – sowohl bei Einzel- als auch bei Doppelpollern charakteristische Pollerzuglasten nach Tabelle E 12-1 angesetzt werden:

Tabelle E 12-1. Festlegung der charakteristischen Pollerzuglasten E_k für Seeschiffe

Wasserverdrängung [t]	Pollerzuglasten E_k [kN]
bis 10.000	300
bis 20.000	600
bis 50.000	800
bis 100.000	1.000
bis 200.000	2.000
bis 250.000	2.500
> 250.000	> 2.500

Die angegebenen Lasten sind charakteristische Werte. Für die Bemessung des Pollers und seines Anschlusses an das Bauwerk sind die Teilsicherheiten für Belastung und Materialfestigkeit gemäß Abschnitt 13 anzusetzen. Die Bemessung der Verankerung des Pollers im Bauwerk ist mit der 1,5-fachen Last durchzuführen, um sicherzustellen, dass die Kaikonstruktion nach dem Abreißen eines Pollers nicht beschädigt wird. Bei Großschiffsliegeplätzen mit starker Strömung sollten, beginnend für Schiffe von 50.000 t Wasserverdrängung, die Pollerzuglasten nach Tabelle E 12-1 um 25 % erhöht werden.

Die Pollerzuglasten nach Tabelle E 12-1 sollten für folgende Fälle um 25 % erhöht werden:

- bei Großschiffsliegeplätzen mit starker Strömung, beginnend für Schiffe ab 50.000 t Wasserverdrängung,
- bei Seeschiffen mit großer Windangriffsfläche, wie beispielsweise Containerschiffe, Fahrgastschiffe, Gastankschiffe und Car Carrier.

Generell wird bei Schiffen ab 100.000 t Wasserverdrängung und insbesondere bei Containerschiffen die Simulation eines Anlegemanövers (Dynamic Mooring Analysis) empfohlen.

5.12.3 Anordnung von Pollern für Binnenschiffe

In Binnenhäfen sollen Schiffe mit drei Trossen, so genannten Drähten, am Ufer festgemacht werden, und zwar mit dem Vordraht, dem Laufdraht und dem Achterdraht. Hierfür sind am Ufer ausreichend Poller vorzusehen.

Poller müssen auf und oberhalb der Hafenbetriebsebene angeordnet werden, wobei sie mit der Oberkante über HSW und, soweit möglich, über HHW hinausreichen sollen. Der Durchmesser solcher Poller soll größer als 15 cm sein. Wenn der Poller nicht über HHW hinausreicht, ist durch eine Quersprosse das Abgleiten der Trosse zu verhindern. Außer den Pollern an der Oberkante des Ufers müssen in Flusshäfen – entsprechend den örtlichen Wasserstandsschwankungen – weitere Poller in verschiedenen Höhenlagen angeordnet werden. Nur dann können bei jedem Wasserstand und jeder Freibordhöhe die Schiffe vom Schiffspersonal ohne Schwierigkeiten festgemacht werden.

Die Poller in unterschiedlichen Höhen liegen bei senkrechten Uferwänden jeweils in einer Reihe lotrecht übereinander. Die Lage der Reihen richtet sich nach der Lage der Steigeleitern. Um ein Überspannen der Leitern zu vermeiden, wird neben jeder Steigeleiter links und rechts im Achsabstand von etwa 0,85 bis 1,00 m bei Massivwänden und einem Doppelbohlenabstand bei Spundwänden zur Leiterachse je eine Pollerreihe angeordnet. Der Abstand der Steigeleitern bzw. der Pollerreihen sollte etwa 30 m betragen. Bei Stahlspundwänden wird das genaue Achsmaß durch das Systemmaß der Bohlen, bei Massivwänden ggf. durch die Blocklänge bestimmt, wenn Blockfugen angeordnet werden.

Der unterste Poller wird etwa 1,50 m über NNW, im Tidegebiet über MSpTnw angeordnet. Der lotrechte Abstand zwischen diesem und der Oberkante der Uferwand wird durch weitere Poller im Abstand von 1,30 bis 1,50 m (im Grenzfall bis 2,00 m) unterteilt.

Bei Uferbauten aus Stahlbeton werden die Poller in Nischen angeordnet oder bei landseitig versetzten Wänden an bündig einbetonierten, verankerten Stahlplatten angeschraubt, deren Gehäuse, mit Anschlussankern versehen, einbetoniert werden. Bei Stahlspundwänden können die Poller angeschraubt oder angeschweißt werden. Die Vorderkante des Pollerzapfens soll 5 cm hinter der Vorderkante der Uferwand liegen. Damit die Schiffstrossen leicht aufgelegt und wieder abgenommen werden können, ist seitlich hinter und über dem Pollerzapfen ein entsprechender Abstand zu halten. Um eine Beschädigung der Trossen und der Uferkonstruktion zu vermeiden, sind die Übergangskanten zur Flucht der Uferwand abzurunden.

Bei teilgeböschten und geböschten Ufern werden die Poller beidseitig neben den Treppen (Bild E 102-1) angeordnet. Die Treppen befinden sich in der Verlängerung der Leitern.

Bei dieser Anordnung wird das Pollerfundament zweckmäßig unter der Treppe hindurch gemeinsam für beide Poller ausgeführt.

5.12.4 Belastung von Pollern für Binnenschiffe

Die auftretenden Pollerzuglasten sind in erster Linie von der Schiffsgröße, der Geschwindigkeit und dem Abstand vorbeifahrender Schiffe, der Fließgeschwindigkeit des Wassers am Liegeplatz und vom Quotienten des Wasserquerschnitts zu dem eingetauchten Schiffsquerschnitt abhängig.

Für die Pollerzuglast ist eine charakteristische Kraft von 200 kN je Poller anzusetzen.

Nach DIN EN 14329 ist die charakteristische Pollerzuglast auf mindestens 300 kN zu erhöhen, wenn die Schiffslänge 110 m überschreitet.

Das Abbremsen fahrender Schiffe an Pollern ist untersagt und bleibt daher bei den Lastansätzen (Einwirkungen) unberücksichtigt.

5.12.3 5.12.5 Richtung der Pollerzuglast

Die Pollerzuglast kann nach der Richtung Wasserseite hin in jedem beliebigen Winkel wirken. Eine Pollerzuglast zur Landseite hin wird nicht angesetzt, es sei denn, dass der Poller auch für eine dahinter liegende Uferbefestigung benötigt wird oder dass er als Eckpoller besondere Aufgaben zu erfüllen hat. Bei der Berechnung des Uferbauwerks wird die Pollerzuglast üblicherweise waagrecht wirkend angesetzt.

Bei der Berechnung des Pollers selbst und seiner Anschlüsse an das Uferbauwerk sind auch nach oben gerichtete Schrägneigungen bis zu 45° mit entsprechender Pollerzuglast zu berücksichtigen.

5.13 Anordnung, Ausbildung und Belastungen von Pollern in Binnenhäfen (E 102)

Diese Empfehlung ist so weit DIN 19703 „Schleusen der Binnenschiffahrtsstraße — Grundsätze für Abmessungen und Ausrüstung“ angepasst, als deren Grundsätze auf Uferbefestigungen übertragen werden können.

Für die Festmachereinrichtungen wird zusammenfassend der Begriff Poller gebraucht. Darunter fallen Kantenpoller, Nischenpoller, Dalbenpoller, Haltekreuze, Haltebügel, Festmacheringe und dergleichen.

5.13.1 Anordnung und Ausbildung

In Binnenhäfen sollen Schiffe mit drei Trossen, so genannten Drähten, am Ufer festgemacht werden, und zwar mit dem Vorausdraht, dem Laufdraht und dem Achterdraht. Hierfür sind am Ufer ausreichend Poller vorzusehen.

Poller müssen auf und oberhalb der Hafenebene angeordnet werden, wobei sie mit der Oberkante über HSW und, soweit möglich, über HHW hinausreichen sollen. Der Durchmesser solcher Poller soll größer als 15 cm sein. Wenn der Poller nicht über HHW hinausreicht, ist durch eine Quersprosse das Abgleiten der Trosse zu verhindern. Außer den Pollern an der Oberkante des Ufers müssen in Flusshäfen — entsprechend den örtlichen Wasserstandsschwankungen — weitere Poller in verschiedenen Höhenlagen angeordnet werden. Nur dann können bei jedem Wasserstand und jeder Freibordhöhe die Schiffe vom Schiffspersonal ohne Schwierigkeiten festgemacht werden.

Die Poller in unterschiedlichen Höhen liegen bei senkrechten Uferwänden jeweils in einer Reihe lotrecht übereinander. Die Lage der Reihen richtet sich nach der Lage der Steigeleitern. Um ein Überspannen der Leitern zu vermeiden, wird neben jeder Steigeleiter links und rechts im Achsabstand von etwa 0,85 bis 1,00 m bei Massivwänden und einem Doppelbohlenabstand bei Spundwänden zur Leiterachse je eine Pollerreihe angeordnet. Der Abstand der Steigeleitern bzw. der Pollerreihen sollte etwa 30 m betragen. Bei Stahlspundwänden wird das genaue Achsmaß durch das Systemmaß der Bohlen, bei Massivwänden ggf. durch die Blocklänge bestimmt, wenn Blockfugen angeordnet werden.

Der unterste Poller wird etwa 1,50 m über NNW, im Tidegebiet über MSpTnw angeordnet (bei Binnenschiffahrtsschleusen maximal 1,0 m über niedrigstem Unterwasserstand). Der lotrechte Abstand zwischen diesem und der Oberkante der Uferwand wird durch weitere Poller im Abstand von 1,30 bis 1,50 m (im Grenzfall bis 2,00 m) unterteilt.

Bei Uferbauten aus Stahlbeton werden die Poller in Nischen angeordnet, deren Gehäuse, mit Anschlussankern versehen, einbetoniert werden. Bei Stahlspundwänden können die Poller angeschraubt oder angeschweißt werden. Die Vorderkante des Pollerzapfens soll 5 cm hinter der Vorderkante der Uferwand liegen. Damit die Schiffstrossen leicht aufgelegt und wieder abgenommen werden können, ist seitlich hinter und über dem Pollerzapfen ein entsprechender Abstand zu halten. Um eine Beschädigung der Trossen und der Uferkonstruktion zu vermeiden, sind die Übergangskanten zur Flucht der Uferwand abzurunden.

Bei teilgeböschten und geböschten Ufern werden die Poller beidseitig neben den Treppen (Bild E 102-1) angeordnet. Die Treppen befinden sich in der Verlängerung der Leitern.

Bei dieser Anordnung wird das Pollerfundament zweckmäßig unter der Treppe hindurch gemeinsam für beide Poller ausgeführt.

5.13.2 Belastung

Die auftretenden Trossenzuglasten sind in erster Linie von der Schiffsgröße, der Geschwindigkeit und dem Abstand vorbeifahrender Schiffe, der Fließgeschwindigkeit des Wassers am Liegeplatz und vom Quotienten des Wasserquerschnitts zu dem eingetauchten Schiffsquerschnitt abhängig.

Für die Belastung der Wand (d. h. für Spundwände, Gurte, Holme, Anker und Dalben etc.) ist eine charakteristische Last von 200 kN je Poller anzusetzen. Die Bemessung der Verankerung des Pollers im Bauwerk ist für eine charakteristische Last von 300 kN zu bemessen, um sicher zu stellen, dass die Kaikonstruktion nach dem Abreißen eines Pollers nicht beschädigt wird.

Für die Bemessung des Pollers sind die Teilsicherheiten für Belastung und Materialfestigkeit gemäß Abschnitt anzusetzen.

Nach DIN EN 14329 ist die charakteristische Pollerlast auf 300 kN zu erhöhen, wenn die Schiffslänge 110 m überschreitet. Die Verankerungsteile sind in diesem Fall für 400 kN zu bemessen.

Das Abbremsen fahrender Schiffe an Pollern ist untersagt und bleibt daher bei den Lastansätzen (Einwirkungen) unberücksichtigt.

5.13.3 Richtung der Trossenzuglasten

Trossenzuglasten können nur von der Wasserseite her auftreten. Sie laufen meist in einem spitzen Winkel und nur selten rechtwinklig zum Ufer. Rechnerisch muss aber jeder mögliche Winkel zur Längs- und Höhenrichtung des Ufers berücksichtigt werden.

5.13.4 Berechnung

Die Standsicherheitsnachweise sind für die einseitig angreifende Trossenzuglast in ungünstiger Beanspruchungsrichtung zu führen. Die Standsicherheitsnachweise können auch durch Probelastungen erbracht werden.

5.13 Bemessung für Pollerzuglasten (E 12 / E 102)

Die in Abschnitt 5.12 angegebenen Pollerzuglasten sind charakteristische Werte und der Bemessungssituation BS-P zuzuordnen.

Für die Bemessung der Pollerzapfen bzw. der Pollerbefestigungen am Bauwerk sind die in Abschnitt 5.12 genannten Pollerzuglasten mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{Q,P} = 1,2$ zu multiplizieren. Dabei darf der Ausnutzungsgrad bei diesem Bemessungsschritt nicht kleiner als 95 % sein ($0,95 \sigma_{Rd} \leq \sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$).

Das Uferbauwerk wird in der Bemessungssituation BS-P mit $\gamma_Q = 1,5$ bemessen.

Hierdurch wird erreicht, dass der Poller bzw. seine Befestigung planmäßig vor dem Bauwerk, an dem er befestigt ist, versagt ($\gamma_{Poller} = 1,2 / 0,95 = 1,26 < \gamma_{Struktur} = 1,5$).

Kann aus konstruktiven Gründen, z. B. Mindestblechdicken, Mindestschweißnahtdicken, Korrosionszuschlag etc., das Kriterium der Mindestausnutzung von 95 % nicht eingehalten werden, dann ist die anzusetzende Pollerzuglast für die Bemessung des Uferbauwerks mit einem Anpassungsfaktor von $\eta = \text{Mindestausnutzungsgrad} / \text{tatsächliche Ausnutzung}$ zu erhöhen. Der Anpassungsfaktor darf auf $\eta_{\max} = 2,0$ begrenzt werden.

13 Dalben

13.1.4.2 Vertäu- und Anlehnkräfte

Auf an Dalben festgemachte Schiffe wirken Wind-, Strömungs- und Wellenkräfte, diese sind vom Dalben aufzunehmen. Je nach Standort des Dalbens in Bezug zum Schiff ergeben sich dabei Zugkräfte (Vertäukräfte) oder Druckkräfte (Anlehnkräfte). Die Zugkräfte können bis zu 45° nach oben gerichtet sein.

Windkräfte auf Schiffe können nach E 153, Abschnitt 5.11 bestimmt werden. Empfehlungen zum Ansatz von Strömungskräften enthält die Richtlinie für Festmachereinrichtungen (DNV, 2010).

Vertäu- und Anlehnkräfte auf Dalben in geschützten Hafengebieten, d. h. ohne wesentliche Einwirkungen aus Wellen (Seegang und Dünung), können mithilfe der Angaben in E 12 / E 102, Abschnitt und 5.12.4 E-102, Abschnitt 5.13 ermittelt werden.

2.2.7 Gurtung

8.2.7 Tragfähigkeitsnachweis für die Elemente von Spundwandbauwerken (E 20)

8.2.7.1 Uferwand

1. Vorwiegend gleich bleibende Beanspruchung

Die Tragfähigkeitsnachweise für alle Bauarten von Spundwänden sind nach DIN EN 1993-5 zu führen. Danach lautet das Nachweisformat der Sicherheit gegen Verlust der Tragfähigkeit des Spundwandprofils mit dem Bemessungswert E_d der Schnittgrößen und dem Bemessungswert R_d des Profilwiderstandes:

$$E_d \leq R_d.$$

DIN EN 1993-5 verweist hinsichtlich der Berechnungsverfahren und -methoden auf DIN EN 1997-1.

Der Nachweis des Biegedrillknickens, der nur für die I-förmigen Tragbohlen der kombinierten Spundwände zu führen wäre, darf bei folgenden Randbedingungen entfallen:

- voll hinterfüllte Kombi-Wand oder
- kombinierte Spundwand aus Doppel-Tragbohlen mit I-Querschnitt, wenn die Tragbohlen mindestens dreiseitig im tragfähigen Baugrund einbinden und die freie Länge maximal 7,5 m beträgt.

Der Nachweis der schiefen Biegung darf bei durchgehenden, U-förmigen Wellenspundwänden, die aus schubfest verbundenen Doppelbohlen bestehen, entfallen, wenn diese elastisch-elastisch berechnet werden.

Schrägpfähle und alle Konstruktionsteile der Spundwandkopf- und Pfahlkopfausbildungen für den Anschluss an Gurte, Holme oder Stahlbetonüberbauten werden nach DIN EN 1993-1-1 bemessen.

~~In jedem Fall ist bei der Bemessung des Ankeranschlusses immer die volle charakteristische Tragfähigkeit $A_{Pfahl} \cdot f_y$ des tatsächlich eingebauten Ankers als Design-Beanspruchung des Anschlusses anzusetzen.~~

2. Vorwiegend wechselnde Beanspruchung

Nicht hinterfüllte, frei im Wasser stehende Spundwände werden durch Wellenschlag vorwiegend wechselnd beansprucht. Dabei tritt über die Verkehrsdauer der Wand eine große Zahl von Lastspielen auf, sodass der Nachweis der Betriebsfestigkeit nach ~~DIN 19704-1 zu führen ist. Ergänzend wird auf DIN EN 1993-1-49 hingewiesen zu führen ist.~~

Um nachteilige Einflüsse aus der Kerbwirkung, zum Beispiel von konstruktiven Schweißnähten, Heftnähten, unvermeidlichen Unregelmäßigkeiten in der Oberfläche aus dem Walzvorgang, Lochkorrosion und dergleichen, zu vermeiden, sind in solchen Fällen beruhigte Stähle nach DIN EN 10025 zu verwenden.

8.2.7.2 Ankerwand, Gurte, Holme und Ankerkopfgrundplatten

1. Vorwiegend gleich bleibende Beanspruchung

Für den Tragfähigkeitsnachweis von Ankertafeln und eingespannten Ankerspundwänden gilt Abschnitt 8.2.7.1, Punkt 1. ~~Gurte, Holme, Aussteifungen und Ankerkopfgrundplatten werden nach DIN EN 1993-1-1 berechnet. Hierbei ist ggf. bei Gurten und Holmen eine Erhöhung der Teilsicherheitsbeiwerte der Widerstände nach E 30, Abschnitt 8.4.2.3 zu berücksichtigen. Der Widerstand der Spundbohlen gegen die Einleitung von Anker- und Aussteifungskräften muss nach DIN EN 1993-5, Abschnitt nachgewiesen werden.~~

2. Vorwiegend wechselnde Beanspruchung

Für den Tragfähigkeitsnachweis gilt Abschnitt 8.2.7.1, Punkt 2. Für geschraubte Gurt- und Holmstöße sind Passschrauben mindestens der Festigkeitsklasse 4.6 zu verwenden. ~~Der Nachweis der Betriebsfestigkeit ist nach DIN EN 1993-1-1 zu führen.~~

8.2.7.3 Rundstahlanker und Gurtbolzen

Die Bemessung für Rundstahlanker und Gurtbolzen ist nach DIN EN 1993-5, Abschnitt 7.2 ~~mit dem Kerbfaktor k_f und der Kernquerschnittsfläche A_{kern} zu führen. (damit liegt der berechnete Bemessungswert des Profilwiderstands auf der sicheren Seite).~~

8.2.7.3.1 Vorwiegend ruhende Beanspruchung

Werkstoffe für Rundstahlanker und Gurtbolzen sind in Abschnitt 8.1.22.3 aufgeführt.

Das Nachweisformat für die Grenzzustandsbedingung der Tragfähigkeit nach DIN EN 1993-5 lautet:

$$Z_d \leq R_d.$$

Die Bemessungswerte sind mit den folgenden Größen zu ermitteln:

Z_d	Bemessungswert der Ankerkraft, $Z_d = Z_{G,k} \cdot \gamma_G + Z_{Q,k} \cdot \gamma_Q$,
R_d	Bemessungswiderstand des Ankers, $R_d = \min [F_{tt,Rd}, F_{tg,Rd}]$,
$F_{tg,Rd}$	$A_g \cdot f_y / \gamma_{M0}$,
$F_{tt,Rd}$	$k_t \cdot A_{Kern} \cdot A_s \cdot f_{ua,k} / \gamma_{M2}$,
A_g	Querschnittsfläche im Schaftbereich,
$A_{Kern} \cdot A_s$	Kernquerschnittsfläche Spannungsquerschnitt im Gewindebereich,
$f_{y,k}$	Streckgrenze,
$f_{ua,k}$	Zugfestigkeit,
γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Ankerschaft,
γ_{M2}	Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Gewindequerschnitt,
k_t	Kerbfaktor ($k_t = 0,55$).

DIN EN 1993-5/NA ist in Abschnitt 8.3.14 den Anregungen der EAU gefolgt und hat den Kerbfaktor mit $k_t = 0,55$ bei der Ermittlung des Widerstandes im Gewindeteil festgelegt. Damit **und durch Ansatz des Kernquerschnitts** werden evtl. Zusatzbeanspruchungen infolge des Ankereinbaus unter nicht idealen Einbaubedingungen des rauen Baustellenbetriebes und daraus resultierender unvermeidlicher Biegebeanspruchungen des Gewindeteils berücksichtigt. Unbeschadet davon ist es weiterhin erforderlich, konstruktive Maßnahmen zur ausreichend frei drehbaren Lagerung des Ankerkopfes vorzusehen.

Die in DIN EN 1993-5 geforderten Zusatznachweise für die Gebrauchstauglichkeit sind wegen des gewählten Wertes für den Kerbfaktor k_t und den üblichen Aufstachverhältnissen zwischen Schaft- und Gewindedurchmesser bereits implizit in der Grenzzustandsbedingung $Z_d \leq R_d$ enthalten und brauchen daher nicht geführt zu werden. Rundstahlanker können geschnittene, gerollte oder warmgewalzte Gewinde nach E 184, Abschnitt 8.4.8 aufweisen.

Voraussetzung für die ordnungsgemäße Bemessung ist eine konstruktiv richtige Ausbildung des Ankeranschlusses. Hierfür sind die Anker mit Gelenken auszurüsten und anzuschließen. Die Anker sind überhöht einzubauen, sodass evtl. Setzungen oder Sackungen nicht zu Zusatzbeanspruchungen führen.

Aufstachungen der Enden von Ankerstangen für die Gewindebereiche und Hammerköpfe sowie Rundstahlanker mit Gelenkaugen sind zulässig,

- wenn die Gütegruppen J2 und K2 ggfs. im normalgeglühten/normalisierend gewalzten Zustand (+N) – jedoch keine thermomechanisch gewalzten Stähle der Gruppen J2 und K2 - eingesetzt werden (E 67, Abschnitt 8.1.6.1 ist zu beachten),
- wenn andere Stahlsorten – wie z. B. S 355 J0 – eingesetzt werden und durch begleitende Prüfungen sichergestellt wird, dass nach dem Normalisierungsvorgang des Schmiedeprozesses die geforderten Festigkeitswerte nach DIN EN 10025 nicht unterschritten werden,
- wenn die Aufstachungen, Hammerköpfe und Gelenkaugen durch Fachfirmen ausgeführt werden und sichergestellt wird, dass in allen Bereichen des Rundstahlankers die mechanischen und technologischen Werte entsprechend der gewählten Stahlsorte vorhanden sind, dass durch den Bearbeitungsprozess der Faserverlauf nicht beeinträchtigt wird und schädliche Gefügestörungen sicher vermieden werden.

Bei Rundstahlverankerungen und Ankerpfählen braucht der Nachweis „Ausfall eines Ankers“ nicht berücksichtigt zu werden. **weil der oben dargestellte Tragfähigkeitsnachweis mit einem Kerbfaktor k_t geführt wird, die Anker für die volle innere Tragfähigkeit angeschlossen werden und die Rundstahlanker somit eine ausreichende Traglastreserve aufweisen, um evtl. Bruchschäden zu vermeiden.**

Rundstahlanker sollen, wie in E 35, Abschnitt 8.1.8.4 (4) erwähnt, ohne konservierende Beschichtung eingebaut werden.

In jedem Fall müssen die Rundstahlanker nach dem Einbau auf ganzer Länge in einer ausreichend dicken Sandschicht im Auffüllboden allseitig eingebettet werden.

Falls eine Beschichtung der Rundstahlanker zu Konservierungszwecken erforderlich ist, sind auf der Baustelle Maßnahmen vorzusehen, um diese Beschichtung nicht zu beschädigen. Treten trotzdem Beschädigungen auf, muss die Beschichtung so saniert werden, dass deren Ursprungsqualität wieder hergestellt ist.

Die vorgenannten Maßnahmen verringern die Gefahr von anodischen Bereichen an den Rundstahlankern und die daraus evtl. entstehende Lochkorrosion.

Für die Ausführung und Bemessung von Spundwandverankerungen mit verpressten Rundstahlankern gilt DIN 1054 mit DIN EN 1537.

8.4 Gurte, Holme und Ankeranschlüsse

~~Der Ankeranschluss an Spundwandbauwerken ist grundsätzlich und in allen Teilen so zu bemessen, dass der Anschluss nicht vor dem Anker versagt.~~

Gurte, Holme und Ankeranschlüsse müssen robust ausgeführt werden, da sie neben den rechnerischen Beanspruchungen zusätzliche Einwirkungen, z. B. aus dem Ausrichten der Wand, Anlegedruck oder auch infolge unterschiedlicher Steifigkeiten der Rückverankerung, aufnehmen müssen. Ohne genauere Nachweise sind daher die rechnerischen Ankerkräfte der rückverankerten Spundwände um 15 % zu erhöhen.

8.4.1.6 Gurtbolzen

Gurtbolzen sind mit Rücksicht auf die Korrosionsgefahr, auf die Beanspruchung beim Ausrichten der Wand und auf den Anlegedruck mindestens 38 mm dick auszuführen.

8.4.2 Nachweise für Spundwandgurte aus Stahl (E 30)

Gurte, Gurtbolzen (s. auch 8.2.7.3) und Unterlegplatten werden nach DIN EN 1993-1 bzw. DIN EN 1993-5 bemessen. ~~Als Belastung ist mindestens die Tragfähigkeit des gewählten Zugankers anzusetzen.~~ Schwerere Gurte aus S 235 JRG2 S 235 JR sind leichteren aus S 355 J2 G3 vorzuziehen, weil sie robuster sind und damit auch zur Ausrichtung der Wand benutzt werden können. Stöße, Aussteifungen, Bolzen und Anschlüsse müssen entsprechend den Regeln des Stahlbaus konstruiert und schweißtechnisch günstig gestaltet werden.

Tragende Schweißnähte müssen wegen der Korrosionsgefahr mindestens 2 mm dicker als statisch erforderlich ausgeführt werden. Darüber hinaus müssen sie so bemessen werden, dass sämtliche ~~sonst~~ angreifenden horizontalen und lotrechten Einwirkungen aufgenommen und in die Anker oder in die Spundwand (Ankerwand) abgeleitet werden können. Zu berücksichtigen sind folgende Einwirkungen:

8.4.2.1 Horizontale Einwirkungen

1. Der Bemessungswert der ~~um 15 % erhöhten~~ horizontalen Teilkraft des Ankerzugs aus der Spundwandberechnung. ~~mindestens aber die horizontale Teilkraft aus der Tragfähigkeit des gewählten Zugankers.~~
2. Die Bemessungswerte von unmittelbar angreifenden Trossenzügen.
3. Der Bemessungswert des Anlegedrucks in Abhängigkeit von der Schiffsgröße, dem Anlegemanöver, den Strömungs- und Windverhältnissen. Eisstoß kann vernachlässigt werden.

8.4.2.2 Lotrechte Einwirkungen

1. Die Eigenlast der Gurtstähle und ihrer Aussteifungen, Gurtbolzen und Unterlegplatten.
2. Die anteilige Bodenauflast, gerechnet ab Rückseite der Spundwand bis zur Lotrechten durch Hinterkante Gurt.
3. Die anteilige Nutzlast der Uferwand zwischen Hinterkante Spundwandholm und der Lotrechten durch Hinterkante Gurt.
4. Die lotrechte Teilkraft des Erddrucks, der von der Unterkante Gurt bis Oberkante Gelände auf die lotrechte Fläche durch Hinterkante Gurt wirkt.
5. ~~Bei Zug- und Druckgurten~~ Die lotrechte Teilkraft eines ~~um 15 % erhöhten~~ schrägen Ankerzugs nach Abschnitt 8.4.2.1, Punkt 1.

Die unter 1. bis 5. genannten Einwirkungen sind mit ihren Bemessungswerten für den Grenzzustand GEO-2 anzusetzen.

Bei mehreren übereinander liegenden Gurten werden die lotrechten Einwirkungen anteilig auf die Gurte verteilt. Um den sicheren Anschluss der Gurtkonsolen zu gewährleisten, werden die Einwirkungen dafür in Außenkante des von der Spundwand abgewandten Gurts angesetzt.

8.4.2.3 Ansatz der Einwirkungen

In der statischen Berechnung der Gurte werden im Allgemeinen von den horizontalen Einwirkungen die Teilkraft des Ankerzugs nach Abschnitt 8.4.2.1, Punkt 1 und der Trossenzüge nach Abschnitt 8.4.2.1, Punkt 2 zahlenmäßig zusammengefasst, die lotrechten Einwirkungen nach Abschnitt 8.4.2.2 werden dagegen vollständig angesetzt. Die Beanspruchungen aus Anlegedruck und dem Ausrichten der Wand werden indirekt berücksichtigt, indem die Gurtung robust konstruiert und außerdem als Belastung mindestens die Tragfähigkeit des gewählten Zugankers angesetzt wird. Bei mehreren übereinander liegenden Gurten werden die lotrechten Einwirkungen anteilig auf die Gurte verteilt. Um den sicheren Anschluss der Gurtkonsolen zu gewährleisten, werden die Einwirkungen dafür in Hinterkante Gurt angesetzt.

8.4.2.4 8.4.2.3 Berechnungsweise

Die zahlenmäßig erfassten Einwirkungen werden in Teilkraften senkrecht und parallel zur Spundwandebene (Hauptträgheitsachsen der Gurte) zerlegt. In der Berechnung ist anzunehmen, dass die Gurte für die Aufnahme der senkrecht zur Spundwandebene wirkenden Kräfte an den Anker und für die parallel dazu wirkenden Einwirkungen an den Stützkonsolen oder den Aufhängungen aufgelagert sind. Wenn die Anker an die Spundwand angeschlossen sind, wirkt im Anschlussbereich der Anker die Pressung der Wand an den Gurt stützend, sodass es hier wie auch allgemein bei Druckgurten ausreicht, die Gurte an der Rückseite aufzuhängen. Das Stütz- und Feldmoment aus dem Bemessungswert der Spundwandauflegerkraft wird mit Rücksicht auf die Endfelder im Allgemeinen nach der Formel $q \cdot l^2/10$ errechnet.

8.4.2.5 Gurtbolzen

Die Gurtbolzen werden nach den gleichen Grundsätzen bemessen wie die Spundwandverankerung, (E 20, Abschnitt 8.2.7.1). Gurtbolzen sind mit Rücksicht auf die Korrosionsgefahr, auf die Beanspruchung beim Ausrichten der Wand und auf den Anlegedruck mindestens 38 mm dick auszuführen. Die Unterlegplatten der Gurtbolzen sind so zu bemessen, dass ihre Tragfähigkeit der der Gurtbolzen entspricht.

8.4.3 Spundwandgurte aus Stahlbeton bei Verankerung durch Stahlrampfpfähle (E 59)

8.4.3.2 Ausführung von Stahlbetongurten

Stahlbetongurte müssen aus konstruktiven Gründen die Mindestabmessungen nach Bild E 59-1 haben.

Stahlbetongurte werden mithilfe von Rund- oder Vierkantstählen an die Spundwand angeschlossen, die an die Spundwandstege geschweißt werden (Bild E 59-1, Pos. 4 und 5). Die Bewehrung wird im Allgemeinen nur im Bereich eventueller Dehnungsfugen verstärkt. Auch die Ankerkräfte werden über Rund- oder Vierkantstähle angeschlossen (Bild E 59-1, Pos. 1 bis 3).

Die an die Spundwand und die Stahlpfähle geschweißten Anschlussstähle werden im Allgemeinen aus Stahl S 235 J2G3 JR hergestellt. Außerdem werden Rundstähle BSt 500 verwendet. Vierkantstähle können unmittelbar mit der Wand und dem Anker verschweißt werden, Rundstähle müssen zur Erleichterung des Schweißens flachgeschmiedet werden.

Die Schweißarbeiten dürfen nur von geprüften Schweißern unter der Aufsicht eines Schweißfachingenieurs ausgeführt werden. Es dürfen nur Werkstoffe verwendet werden, deren Schweißbeignung bekannt und gleichmäßig gut ist und die miteinander verträglich sind (E 99, Abschnitt 8.1.19).

8.4.3.3 Ausführung der Pfahlanschlüsse

Sind in der Hinterfüllung der Wand keine größeren Setzungen oder Sackungen zu erwarten, können die Ankerpfähle in den Stahlbetongurt eingespannt werden.

Dieser wirtschaftliche Anschluss kann auch verwendet werden, wenn im Falle nur geringer Setzungsmaße (z. B. setzungsempfindliche Böden mit nur geringer Mächtigkeit oder gut verdichtete Hinterfüllung mit nichtbindigem Boden) die aus den Setzungen resultierenden Zwängungsspannungen bei der Bemessung des Gurts mit angesetzt werden.

In diesen Fällen muss das Einspannmoment aus der Zwängung für die Streckgrenze $f_{y,k}$ des verwendeten Ankerstahls und der charakteristischen Normalkraft N_k im Anker ermittelt werden.

In Bild E 59-3 ist eine günstige Anschlusslösung mit so genannten „Rundkopfbolzen“ dargestellt, wie sie bislang schon bei Pollerverankerungen angewendet wurde. Hierbei wird ein Ende des Rundstahls so aufgestaucht, dass am Kopf ein Teller von bis zum dreifachen Durchmesser des Rundstahls entsteht. Das an den Zugpfahl anzuschweißende Ende des Rundstahls wird abgeflacht, um eine gute Schweißung zu ermöglichen.

Die Endverankerung im Beton kann aber auch dadurch erreicht werden, dass an Rund- und Quadratankerstangen Querstäbe oder Platten in entsprechender Größe angeschweißt werden.

Der Pfahl soll etwa auf den doppelten Betrag seiner Höhe in den bewehrten Beton einbinden.

Liegen die Pfähle nur auf kürzeren Strecken in setzungsempfindlichen Böden oder sind die Aufschütthöhen der Hinterfüllung klein, kann das zusätzliche Anschlussmoment entsprechend kleiner angesetzt werden.

Die Einleitung der Schnittkräfte des Stahlpfahls an der Anschlussstelle in den Stahlbetongurt ist nachzuweisen. Dabei ist die kombinierte Beanspruchung des Pfahlkopfs durch Normalkraft, Querkraft und Biegemoment zu beachten. Im Bedarfsfall kann der Stahlpfahl zur besseren Einleitung der Schnittkräfte durch seitliche Bleche verstärkt werden, an die dann die als Schlaufen ausgebildeten Verankerungsstäbe angeschlossen werden. Die bei dieser Lösung neben dem Steg der Ankerpfähle entstehenden Kammern müssen zur Vermeidung von Korrosion besonders sorgfältig ausbetoniert werden.

Bei allen Uferwänden mit Verankerung durch Ankerpfähle, die größeren Biegebeanspruchungen ausgesetzt sind, dürfen für die Pfähle und ihre Anschlüsse nur sprödebruchempfindliche, besonders beruhigte Stähle (FF) wie S 235 J2G3-JR oder S 355 J2G3 verwendet werden.

Stehen im Bereich der Verankerung stark setzungsempfindliche Bodenarten in größerer Dicke an oder kann eine Hinterfüllung nicht verdichtet werden, ist der Pfahlschluss zweckmäßig gelenkig auszubilden.

8.4.3.4 Berechnung des Ankeranschlusses

~~Der Bemessungswert der horizontalen Einwirkung ist die Tragfähigkeit des gewählten Ankers; die Ankerkraft aus der Spundwandberechnung muss also auf die Tragfähigkeit des gewählten Ankers erhöht werden.~~

Die um 15 % erhöhte rechnerische Ankerkraft wird im Schnittpunkt der Spundwandachse mit der Pfahlachse angesetzt. Der Gurt einschließlich seiner Anschlüsse an die Spundwand wird als gleichmäßig gestützt berechnet. Eigenlasten, lotrechte Auflasten, Pfahlkräfte, Biegemoment und Querkraften aus den Ankerpfählen sind Einwirkungen und werden als Bemessungswerte eingeführt.

Die Schnittkräfte am Pfahlschluss aus Bodenaufasten auf dem Ankerpfahl im Bereich der Hinterfüllung oder aus Setzungen werden für einen im Gurt und im tragfähigen Boden eingespannt angenommenen Ersatzbalken errechnet. Das am Pfahlschluss wirkende Einspannmoment und die dort auftretende Querkraft müssen beim Nachweis des Anschlusses des Gurts an die Spundwand berücksichtigt in der Bemessungssituation BS-A nachgewiesen werden. Für die Nachweise der Wand selbst sind diese Lasten nur dann weiter zu verfolgen, wenn eine Abschirmung der Spundwandbelastung durch die Ankerpfähle berücksichtigt wird.

Eine Schwächung des Pfahlquerschnitts an der Einspannstelle in den Gurt zur Verminderung des Anschlussmoments und der damit zusammenhängenden Querkraft ist nicht zulässig, weil eine solche Schwächung – vor allem bei unsachgemäßer Ausführung – leicht zu einem Pfahlbruch führen kann.

Werden Ankerpfähle gelenkig angeschlossen, müssen auch die gelenkigen Anschlüsse für die Zusatzbeanspruchungen aus Setzungen und/oder Sackungen nachgewiesen werden. ~~Der Nachweis ist für die Bemessungswerte der Schnittgrößen E_d zu führen, die entsprechend der Bemessungssituationen nach Abschnitt 8.2.1.2 abgemindert werden dürfen.~~

~~Bei Berücksichtigung eines Anschlussmoments und der zugehörigen Querkraft unter Ausnutzung der Streckgrenze $f_{y,k}$ im Ankerpfahl darf auch in den Anschlusselementen die Streckgrenze $f_{y,k}$ angesetzt werden.~~

~~Stahlbetongurte müssen aus konstruktiven Gründen die Mindestabmessungen nach Bild 60 haben. Um Ungleichmäßigkeiten der angreifenden Ankerkräfte und der Beanspruchungen des Gurts abzudecken, werden die Querschnitte der Bewehrung um mindestens 20 % größer gewählt als errechnet.~~

8.4.3.5 Bewegungsfugen

Stahlbetongurte können mit oder ohne Bewegungsfugen hergestellt werden. Die Ausbildung richtet sich nach 8.4.5.4 und E 72, Abschnitte 10.2.4 und 10.2.5. Bezüglich der Arbeitsfugen wird auf E 72, Abschnitt 10.2.3 verwiesen.

Werden Bewegungsfugen angeordnet, sind sie so auszubilden, dass die Längenänderungen der Blöcke nicht behindert werden.

Zur gegenseitigen Stützung der Baublöcke in horizontaler Richtung werden die Bewegungsfugen nach Bild 61 verzahnt, ggf. verdübelt. Bei Pfahlrostmauern wird die horizontale Verzahnung in der Rostplatte untergebracht. Fugenspalten sind gegen ein Auslaufen der Hinterfüllung zu sichern.

8.4.3.6 Kopfausrüstung von Stahlankerpfählen zur Kräfteinleitung in einen Stahlbetonüberbau

Die Kopfausrüstung von Ankerpfählen muss so angeordnet, gestaltet und bemessen sein, dass die Ankerkraft in der Anschlusskonstruktion im Rahmen zulässiger Beanspruchbarkeiten aufgenommen werden kann. Dabei sollen Zusatzbeanspruchungen aus Biegung und Querkraft des Ankerpfahls im Anschlussbereich möglichst klein gehalten werden. Hierzu muss der Pfahl etwa auf den doppelten Betrag seiner Höhe in den bewehrten Beton einbinden (Bild E 59-3). Die Anschlussstäbe und ihre Schweißnahtanschlüsse werden so ausgelegt, dass der volle Querschnitt des Ankerpfahls angeschlossen wird.

Die Beanspruchungen im Stahlbeton-Überbau sind bei nachgiebigem Baugrund unter den Ankerpfählen im Rahmen zulässiger Beanspruchbarkeiten nach Bemessungssituation BS-A nachzuweisen, und zwar nicht nur für die volle Ankerpfahlkraft, sondern auch für die Belastungen durch die Querkraft und das Biegemoment am Ankerpfahlanschluss bei Beanspruchung des Pfahls bis zur Streckgrenze.

In Bild E 59-3 ist eine günstige Anschlusslösung mit so genannten „Rundkopfbolzen“ dargestellt, wie sie bislang schon bei Pollerverankerungen eingebaut wurde. Hierbei wird ein Ende des Rundstahls so aufgestaucht, dass am Kopf ein Teller von bis zum dreifachen Durchmesser des Rundstahls entsteht. Das an den Zugpfahl anzuschweißende Ende des Rundstahls wird abgeflacht, um eine gute Schweißung zu ermöglichen.

Die Endverankerung im Beton kann aber auch dadurch erreicht werden, dass an Rund- und Quadratankerstangen Querstäbe oder Platten in entsprechender Größe angeschweißt werden.

8.4.5 Stahlbetonholme für Stahlspundwände bei Ufereinfassungen (E 129)

8.4.5.2 Statische Forderungen

Der Holm dient in vielen Fällen nicht nur zur Abdeckung der Spundwand, sondern er steift gleichzeitig die Spundwand aus und wird damit auch durch horizontale und lotrechte Einwirkungen beansprucht. Überträgt er als Holmgurt auch Ankerkräfte, muss er entsprechend kräftig ausgebildet werden, zumal dann, wenn er zusätzlich noch eine unmittelbar aufgesetzte Kranbahn zu tragen hat.

Bezüglich des Ansatzes der horizontalen und lotrechten Einwirkungen gilt E 30, Abschnitt 8.4.2 sinngemäß. Hinzu kommen in Bereichen mit Pollern oder sonstigen Festmachereinrichtungen die auf diese wirkenden Lasten (E 153, Abschnitt 5.11, E 12/E 102, Abschnitt 5.12 und E 102, Abschnitt 5.13), sofern letztere nicht durch Sonderkonstruktionen aufgenommen werden. Darüber hinaus sind auch noch die lotrechten und die horizontalen Kranradlasten aufzunehmen (E 84, Abschnitt 5.14), wenn ein Stahlbetonholm eine unmittelbar aufgesetzte Kranbahn trägt (Bild 129-2).

In den statischen Nachweisen wird der Stahlbetonholm sowohl in waagerechter als auch in lotrechter Richtung zweckmäßig als auf der Spundwand elastisch gebetteter biegsamer Balken betrachtet. Die horizontale Bettung kann bei schweren Holmen für Seeschiffskaimauern näherungsweise mit einem Bettungsmodul $k_{s,bh} = 25 \text{ MN/m}^3$ erfasst werden. Die Bettung in senkrechte Richtung hängt weitgehend vom Profil der Wand, von deren Länge und von der Holmbreite ab. Der Bettungsmodul $k_{s,bv}$ für die senkrechte Bettung muss daher für jedes Bauwerk besonders ermittelt werden.

Im Rahmen der Entwurfsplanung darf der senkrechte Bettungsmodul näherungsweise mit $k_{s,bv} = 250 \text{ MN/m}^3$ angenommen werden, für die Ausführungsplanung des Holms sind für die Bettungsbedingungen Grenzbetrachtungen anzustellen, die Bemessung muss für den ungünstigsten Fall erfolgen.

An den Holm angeschlossene Verankerungen des Spundwandbauwerks oder von Pollerfundamenten sind im Rahmen der Bemessung zu berücksichtigen.

Besondere Beachtung ist den Beanspruchungen des Holms aus Längenänderungen infolge Schwinden und Temperaturwechseln zu widmen. Die Längenänderungen des Holms können durch die angeschlossene Spundwand und die Hinterfüllung stark behindert werden, sodass entsprechende Beanspruchungen aus Schwinden und Temperaturänderungen möglich sind.

Zur pauschalen Berücksichtigung dieser Einwirkungen und unterschiedlicher Steifigkeiten der Abstützung des Holms durch die Wand und von unterschiedlichen Ankerkräften werden die Querschnitte der Bewehrung entsprechend E 59, Abschnitt 8.4.3 mindestens 20 % größer gewählt als rechnerisch erforderlich.

Bezüglich der für Stahlbetonholme zu verwendenden Betongruppen und der Bewehrungsführung wird auf E 72, Abschnitt 10.2 verwiesen.

Lotrechte Lasten in der Spundwandebene werden im Allgemeinen mittig in den Spundwandkopf eingeleitet. Dazu muss der Stahlbetonholm unmittelbar über der Spundwand eine ausreichende Spaltzugbewehrung haben. Auf wellenförmigen Stahlspundwänden kann der Stahlbetonholm mit bauaufsichtlich zugelassenen Schneidenlagerungen aufgelagert werden. Bei Einleitung großer Einzellasten, z. B. aus einer Kranbahn, über den Holm in die Spundwand sollte sichergestellt werden, dass diese z. B. durch entsprechende Schlossverschweißungen die Lasten wie eine Scheibe abtragen kann.

Geometrische Vorgaben aus dem Hafenbetrieb können eine außermittige Auflagerung der vorderen Kranschiene auf dem Holm notwendig machen (E 74, Abschnitt).

Die sichere Überleitung aller Schnittkräfte aus dem Holm in die Wand ist nachzuweisen.

8.4.8 Gewinde von Spundwandankern (E 184)

8.4.8.1 Gewindearten

Folgende Gewindearten werden für Spundwandanker verwendet:

1. Geschnittene Gewinde (spanabhebende Gewinde) nach Bild E 184-1

Der Gewindeaußendurchmesser ist gleich dem Durchmesser des Rundstahls bzw. einer ggf. vorgenommenen Aufstauchung.

2. Gerollte Gewinde (spanlos in kaltem Zustand hergestellte Gewinde) nach Bild E 184-2

Nach dem Gewinderollen ist der Außendurchmesser der Gewinde größer als der Durchmesser des Ankerstahls. Daher darf der Durchmesser oder der Aufstauchdurchmesser von Rundstahlankern mit gerolltem Gewinde bei gleicher Tragfähigkeit kleiner sein als der von Anker mit geschnittenem Gewinde.

Bei Anker aus den Stählen ~~S 235 JRG2~~ S 235 JR und ~~S 355 J2G3~~ S 355 J2 muss vor dem Gewinderollen der Anker eine eventuelle Aufstauchung auf den Nenndurchmesser des Gewindes abgedreht oder vorgeschält werden, um ein normgerechtes Gewinde zu erhalten.

Gezogene Stähle (bis Durchmesser 36 mm) brauchen nicht vorbearbeitet zu werden.

3. Warmgewalzte Gewinde (spanlose warm hergestellte Gewinde) nach Bild 184-3

Dem Gewindestab werden beim Warmwalzen zwei gegenüber liegende Reihen von Gewindeflanken aufgewalzt, die sich zu einem durchgehenden Gewinde ergänzen. Für die Tragfähigkeit ist der Nenndurchmesser maßgebend, der tatsächliche Durchmesser weicht von diesem leicht ab. Für Endverankerungen und Stoßausbildungen sind Bauelemente mit gleicher Gewindeform zu verwenden.

8.4.9.4 Ausbildung der Gurte

Die Eigenschaften weicher, nicht konsolidierter bindiger Böden können über sehr kurze Entfernungen stark unterschiedlich sein. Demzufolge können Bereiche mit besonders geringer Tragfähigkeit auch dann nicht ausgeschlossen werden, wenn sie im Rahmen von Bohrungen und Sondierungen mit dem üblichen Abstand (vgl. E 1, Abschnitt) nicht erkundet wurden.

Um die Zusatzbeanspruchungen aus unterschiedlichen Setzungen des Baugrunds abzudecken, müssen die Gurte von Uferspundwänden in diesen Bodenarten stärker bemessen werden als in anderen Fällen.

Im Allgemeinen sollen die Gurte mindestens aus Profilen U 400 der Stahlsorte ~~S 235 JRG2~~ S 235 JR, bei größeren Bauwerken ~~S 355 J2G3~~ S 355 J2, ausgeführt werden, auch wenn diese Profile statisch nicht erforderlich sein sollten. Stahlbetongurte müssen mindestens das gleiche Tragvermögen haben wie Stahlgurte aus Profilen U 400. Sie werden in Blöcke von 6,00 bis 8,00 m Länge unterteilt. Ihre Fugen werden gegen horizontalen Versatz verzahnt (E 59, Abschnitt 8.4.3).

8.4.12 Hohes Vorspannen von Anker aus hochfesten Stählen bei Ufereinfassungen (E 151)

8.4.12.1 Allgemeines

Für die Verankerung von Ufereinfassungen in Spundwandbauweise, aber auch zum nachträglichen Sichern von anderen Bauwerken wie Pfahlrostmauern werden üblicherweise nicht vorgespannte Anker aus den Stahlsorten ~~S 235 JRG2~~ S 235 JR, ~~S 235 J2G3~~ S 235 J2 oder aus ~~S 355 J2G3~~ S 355 J2 angewendet.

In besonderen Fällen kann es aber nützlich sein, Anker mit einem hohen Anteil ihrer rechnerischen Ankerkraft vorzuspannen (hohe Vorspannung). Dazu müssen Anker aus hochfesten Stählen eingesetzt

Das hohe Vorspannen von Ankern aus hochfesten Stählen kann unter anderem zur Begrenzung von Verschiebungen, insbesondere bei Bauwerken mit langen Ankern, mit Rücksicht auf vorhandene empfindliche Bauwerke oder beim Anschluss nachträglich vorgerammter Spundwände zweckmäßig sein.

Weiter kann durch die hohe Vorspannung eine Erddruckumlagerung erreicht werden, wenn die Spundwand mit mindestens mitteldicht gelagertem nichtbindigen Boden oder steifem bindigen Boden hinterfüllt ist. Durch die Erddruckumlagerung wird das Feldmoment abgemindert und die Ankerkraft vergrößert.

Werden Daueranker aus hochfesten Stählen hergestellt, müssen sie gegen Korrosion geschützt werden. Gegebenenfalls vorhandene Zulassungen, beispielsweise für Verpressanker nach DIN EN 1537, sind zu beachten.

8.4.12.4 Ergänzende Hinweise

Bei hoher Vorspannung der Anker in Teilabschnitten der Uferwand ist zu bedenken, dass die Wand insgesamt dadurch örtlich unterschiedliche Bewegungsmöglichkeiten hat. Die vorgespannten Bereiche wirken wie Festpunkte, auf die dementsprechend ein erhöhter räumlicher Erddruck wirkt. Der erhöhte Erddruck muss in den statischen Nachweisen der betreffenden Wandbereiche und ihre Verankerung berücksichtigt werden.

Vorgespannte Anker sollten dauernd zugänglich sein, sodass im Bedarfsfall die Vorspannung kontrolliert und korrigiert werden kann. Im Übrigen ist ein gelenkiger Anschluss der Ankerenden anzustreben.

Da Poller nur zeitweise belastet werden, sollen ihre Verankerungen nicht aus hochfestem Stahl vorgespannt, sondern als praktisch schlaff eingebaute kräftige Rundstahlanker aus ~~S 235 JRG2~~ S 235 JR, ~~S 235 J2G3~~ S235 J2 oder aus ~~S 355 J2G3~~ S 355 J2 ausgeführt werden. Letztere weisen bei Belastung nur eine geringe Dehnung auf.

8.4.13 Gelenkiger Anschluss gerammter von Stahlankerpfählen an Stahlspundwandbauwerke (E 145)

8.4.13.2 Hinweise zur Ausbildung eines gelenkigen Ankeranschlusses

Die Verdrehbarkeit des Ankeranschlusses kann durch einfach oder doppelt angeordnete Gelenkbolzen oder durch plastische Verformung eines dafür geeigneten Bauteils (Fließgelenk) erreicht werden. Auch eine Kombination von Bolzen und Fließgelenk ist möglich. Werden Fließgelenke planmäßig vorgesehen, sind folgende Hinweise zu beachten:

1. Fließgelenke sind so anzuordnen, dass sie einen ausreichenden Abstand von Stumpf- und Kehlnähten haben und somit der Stahl nicht im Bereich der Schweißnahtverbindungen bis zur Fließgrenze beansprucht wird. Flankenkehlnähte sollen in der Kraftebene bzw. in der Ebene des Zugelements liegen, damit ihr Abschälen sicher vermieden wird. Andernfalls ist das Abschälen der Nähte durch sonstige Maßnahmen zu verhindern.
2. Quer zur planmäßigen Zugkraft des Ankerpfahls angeordnete Schweißnähte können als metallurgische Kerben wirksam werden und sollten daher vermieden werden.
3. Nicht beanspruchungs- und schweißgerecht angebrachte Montagenähte in schwierigen Zwangslagen erhöhen die Versagenswahrscheinlichkeit.
4. Bei schwierigen Anschlusskonstruktionen auch mit gelenkigem Anschluss empfiehlt es sich, den wahrscheinlichen Fließgelenkquerschnitt bei Einwirkung der planmäßigen Normalkräfte im Zusammenwirken mit möglichen Zusatzbeanspruchungen und dergleichen zu untersuchen (E 59, Abschnitt 8.4.3). Bei Bemessung mit Fließgelenken ist DIN ~~48800~~ EN 1993-1 zu beachten.
5. Übergangslose Steifigkeitssprünge, beispielsweise Brenkerben im Pfahl und/oder metallurgischen Kerben aus Quernähten, sowie sprunghafte Vergrößerungen von Stahlquerschnitten, beispielsweise durch aufgeschweißte, sehr dicke Laschen, sind vor allem in möglichen Fließbereichen der auf Zug beanspruchten Ankerpfähle zu vermeiden, da sie verformungslose Brüche auslösen können.

Beispiele für gelenkige Anschlüsse von Stahlankerpfählen sind in den Bildern E 145-1 bis E 145-8 dargestellt.

8.4.13.5 Nachweis der Tragfähigkeit für den Anschluss

Alle Ankeranschlussteile sind für die ~~Schnittgrößen~~ zu bemessen, die vom gewählten Ankersystem ~~übertragen werden können~~ um 15 % erhöhten rechnerischen Ankerkräfte zu bemessen. Belastungen von der Wasserseite, wie Anlegedruck, Eisdruck oder durch Bergsenkungen usw., können die im Ankerpfahl vorhandene Zugkraft zeitweise abbauen oder sogar in eine Druckkraft umwandeln. Wenn erforderlich, ist daher auch nachzuweisen, dass diese Lasten im Ankeranschluss und im Anker aufgenommen werden können. Für frei stehende Anker ist ggf. ein Knicknachweis zu führen. Fallweise ist in diesen Nachweisen auch Eisstoß zu berücksichtigen.

Wenn möglich, soll der Ankeranschluss im Schnittpunkt von Spundwand- und Pfahlachse angeordnet werden (Bilder E 145-1 bis E 145-8). Bei größeren Abweichungen des Ankeranschlusses von diesem Schnittpunkt sind Zusatzmomente in der Spundwand anzusetzen.

Die ~~der Pfahlkraft entsprechenden~~ lotrechten und horizontalen Teilkräfte sind auch in den Anschlusskonstruktionen an die Spundwand und – wenn nicht jedes tragende Wanelement verankert wird – im Gurt und seinen Anschlüssen zu berücksichtigen. Muss mit einer lotrechten Belastung der Anker durch Bodenauflast gerechnet werden, ist auch diese in den Auflagerkräften und beim Nachweis der Tragfähigkeit der Anschlüsse zu erfassen. Dies ist immer dann der Fall, wenn Durchbiegungen der Ankerpfähle zu erwarten sind.

Änderungen des Anschlusswinkels zwischen Ankerpfahl und Spundwand infolge der Ankerdurchbiegung und die dadurch bedingte Änderung der Zugkräfte und Querkräfte im Ankeranschluss sind in den Nachweisen ebenfalls zu berücksichtigen.

Bei Ankeranschlüssen im Wellental von Spundwänden muss die horizontale Komponente der Ankerkraft durch eine ausreichend breite Unterlegplatte in die Bohlenstege eingeleitet werden (Bild E 145-3). Dabei ist die Schwächung des Spundwandquerschnitts durch die Ankerdurchführung zu beachten. Fallweise können Spundwandverstärkungen im Anschlussbereich erforderlich werden.

Die Anschlusskonstruktionen der gelenkigen Verankerungen müssen so ausgelegt werden, dass sie die Übertragung der Zugkräfte und der Querkräfte in einem stetigen Kraftfluss ermöglichen. Wenn bei schwierigen, hochbelasteten Anschlusskonstruktionen der Kraftfluss nicht einwandfrei überblickt werden kann, sollten die rechnerisch ermittelten Abmessungen des Ankeranschlusses durch mindestens zwei bis zum Bruch geführte Probelastungen an Werkstücken im Maßstab 1 : 1 überprüft werden.

3 Technischer Jahresbericht 2013

Die Einspruchsfrist zu dem Technischen Jahresbericht 2013 ist abgelaufen. Einsprüche hat es nicht gegeben. Der Technische Jahresbericht gilt somit wie in der Bautechnik 2013, Heft 12, ab Seite 822 veröffentlicht.

Die Berichte können auch auf der Internetseite der HTG (www.htg-online.de) oder des Verlags Ernst & Sohn (www.ernst-und-sohn.de) abgerufen werden.

4 Zukünftiges Arbeitsprogramm

Der Arbeitsausschuss Ufereinfassungen bittet alle Fachkollegen, an der Weiterentwicklung der EAU mitzuwirken und den Ausschuss auf aktuellen Regelungsbedarf hinzuweisen. Kontaktaufnahme bitte über den Vorsitzenden.

5 Schlussbemerkung

Der Arbeitsausschuss Ufereinfassungen bedankt sich bei allen Fachkollegen für die inhaltlichen und formalen Anregungen zur Ausschussarbeit.

Kontaktadresse:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe
Technische Universität Hamburg-Harburg
Institut für Geotechnik und Baubetrieb
Harburger Schloßstraße 20
21079 Hamburg
Tel.: +49 (0)40 42878-3782
Fax: +49 (0)40 42878-4020
Email: grabe@tuhh.de