

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis																																																																																																								
Vorwort	Berichtigung	Dr. Ir. Jakob Gerrit de Gijt, Rotterdam																																																																																																								
Verzeichnis der Empfehlungen	Berichtigung / Ergänzung	Verzeichnis der Empfehlungen																																																																																																								
		<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th></th> <th>Abschnitt</th> <th>Seite</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E 5</td> <td>Auswirkung artesischen Wasserdrucks unter Gewässersohlen auf Erddruck und Erdwiderstand</td> <td>2.10</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>E 5</td> <td>lotrechte Nutzlasten</td> <td>5.5</td> <td>107</td> </tr> <tr> <td>E 7</td> <td>Kombinierte Stahlspundwände</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>E 12/</td> <td>Anordnung und Belastung von Pollern</td> <td>5.12</td> <td>153</td> </tr> <tr> <td>E 102</td> <td>Bemessung für Pollerzuglasten</td> <td>5.13</td> <td></td> </tr> <tr> <td>E 14</td> <td>Anordnung, Ausbildung und Belastung von Steigleitern</td> <td>6.12</td> <td>203</td> </tr> <tr> <td>E 17</td> <td>Entwurfgrundlagen für Uferwände, Ufermauern und Überbauten</td> <td>10.1</td> <td>509</td> </tr> <tr> <td>E 18</td> <td>Bemessungssituationen</td> <td>5.4</td> <td>105</td> </tr> <tr> <td>E 20</td> <td>Tragfähigkeitsnachweis für die Elemente von Spundwandbauwerken</td> <td>8.2.7</td> <td>404</td> </tr> <tr> <td>E 21</td> <td>Ausbildung und Einbringen von Stahlbetonspundwänden</td> <td>8.1.2</td> <td>298</td> </tr> <tr> <td>E 22</td> <td>Ausbildung und Einbringen von Holzspundwänden</td> <td>8.1.1</td> <td>295</td> </tr> <tr> <td>E 23</td> <td>Sandschliffgefahr bei Spundwänden</td> <td>8.1.9</td> <td>324</td> </tr> <tr> <td>E 29</td> <td>Ausbildung von Spundwandgurten aus Stahl</td> <td>8.4.1</td> <td>443</td> </tr> <tr> <td>E 30</td> <td>Nachweise für Spundwandgurte aus Stahl</td> <td>8.4.2</td> <td>444</td> </tr> <tr> <td>E 31</td> <td>Ausbildung und Berechnung vorspringender Kaimauerecken mit Rundstahlverankerung</td> <td>8.4.10</td> <td>470</td> </tr> <tr> <td>E 34</td> <td>Ausbildung und Einbringen von Stahlspundwänden</td> <td>8.1.3</td> <td>301</td> </tr> <tr> <td>E 35</td> <td>Korrosion bei Stahlspundwänden und Gegenmaßnahmen</td> <td>8.1.8</td> <td>315</td> </tr> <tr> <td>E 38</td> <td>Ansatz des Anlegedrucks von Schiffen an Uferwänden</td> <td>5.2</td> <td>103</td> </tr> <tr> <td>E 40</td> <td>Anlegegeschwindigkeiten von Schiffen quer zum Liegeplatz</td> <td>5.3</td> <td>104</td> </tr> <tr> <td>E 41</td> <td>Gestaffelte Einbindetiefe bei Stahlspundwänden</td> <td>8.2.10</td> <td>412</td> </tr> <tr> <td>E 42</td> <td>Gestaffelte Ausbildung von Ankerwänden</td> <td>8.2.13</td> <td>420</td> </tr> <tr> <td>E 43</td> <td>Uferspundwände in nicht konsolidierten, weichen bindigen Böden, insbesondere in Verbindung mit unverschieblichen Bauwerken</td> <td>8.2.15</td> <td>421</td> </tr> <tr> <td>E 45</td> <td>Berechnung nachträglich verstärkter Pfahlrostkonstruktionen</td> <td>11.2</td> <td>553</td> </tr> <tr> <td>E 50</td> <td>Spundwandverankerungen in nicht konsolidierten weichen bindigen Böden</td> <td>8.4.9</td> <td>467</td> </tr> <tr> <td>E 55</td> <td>Wahl der Einbindetiefe von Spundwänden</td> <td>8.2.8</td> <td>408</td> </tr> </tbody> </table>			Abschnitt	Seite	E 5	Auswirkung artesischen Wasserdrucks unter Gewässersohlen auf Erddruck und Erdwiderstand	2.10	40	E 5	lotrechte Nutzlasten	5.5	107	E 7	Kombinierte Stahlspundwände			E 12/	Anordnung und Belastung von Pollern	5.12	153	E 102	Bemessung für Pollerzuglasten	5.13		E 14	Anordnung, Ausbildung und Belastung von Steigleitern	6.12	203	E 17	Entwurfgrundlagen für Uferwände, Ufermauern und Überbauten	10.1	509	E 18	Bemessungssituationen	5.4	105	E 20	Tragfähigkeitsnachweis für die Elemente von Spundwandbauwerken	8.2.7	404	E 21	Ausbildung und Einbringen von Stahlbetonspundwänden	8.1.2	298	E 22	Ausbildung und Einbringen von Holzspundwänden	8.1.1	295	E 23	Sandschliffgefahr bei Spundwänden	8.1.9	324	E 29	Ausbildung von Spundwandgurten aus Stahl	8.4.1	443	E 30	Nachweise für Spundwandgurte aus Stahl	8.4.2	444	E 31	Ausbildung und Berechnung vorspringender Kaimauerecken mit Rundstahlverankerung	8.4.10	470	E 34	Ausbildung und Einbringen von Stahlspundwänden	8.1.3	301	E 35	Korrosion bei Stahlspundwänden und Gegenmaßnahmen	8.1.8	315	E 38	Ansatz des Anlegedrucks von Schiffen an Uferwänden	5.2	103	E 40	Anlegegeschwindigkeiten von Schiffen quer zum Liegeplatz	5.3	104	E 41	Gestaffelte Einbindetiefe bei Stahlspundwänden	8.2.10	412	E 42	Gestaffelte Ausbildung von Ankerwänden	8.2.13	420	E 43	Uferspundwände in nicht konsolidierten, weichen bindigen Böden, insbesondere in Verbindung mit unverschieblichen Bauwerken	8.2.15	421	E 45	Berechnung nachträglich verstärkter Pfahlrostkonstruktionen	11.2	553	E 50	Spundwandverankerungen in nicht konsolidierten weichen bindigen Böden	8.4.9	467	E 55	Wahl der Einbindetiefe von Spundwänden	8.2.8	408
				Abschnitt	Seite																																																																																																					
		E 5	Auswirkung artesischen Wasserdrucks unter Gewässersohlen auf Erddruck und Erdwiderstand	2.10	40																																																																																																					
		E 5	lotrechte Nutzlasten	5.5	107																																																																																																					
		E 7	Kombinierte Stahlspundwände																																																																																																							
		E 12/	Anordnung und Belastung von Pollern	5.12	153																																																																																																					
		E 102	Bemessung für Pollerzuglasten	5.13																																																																																																						
		E 14	Anordnung, Ausbildung und Belastung von Steigleitern	6.12	203																																																																																																					
		E 17	Entwurfgrundlagen für Uferwände, Ufermauern und Überbauten	10.1	509																																																																																																					
		E 18	Bemessungssituationen	5.4	105																																																																																																					
		E 20	Tragfähigkeitsnachweis für die Elemente von Spundwandbauwerken	8.2.7	404																																																																																																					
		E 21	Ausbildung und Einbringen von Stahlbetonspundwänden	8.1.2	298																																																																																																					
		E 22	Ausbildung und Einbringen von Holzspundwänden	8.1.1	295																																																																																																					
		E 23	Sandschliffgefahr bei Spundwänden	8.1.9	324																																																																																																					
		E 29	Ausbildung von Spundwandgurten aus Stahl	8.4.1	443																																																																																																					
		E 30	Nachweise für Spundwandgurte aus Stahl	8.4.2	444																																																																																																					
		E 31	Ausbildung und Berechnung vorspringender Kaimauerecken mit Rundstahlverankerung	8.4.10	470																																																																																																					
		E 34	Ausbildung und Einbringen von Stahlspundwänden	8.1.3	301																																																																																																					
		E 35	Korrosion bei Stahlspundwänden und Gegenmaßnahmen	8.1.8	315																																																																																																					
		E 38	Ansatz des Anlegedrucks von Schiffen an Uferwänden	5.2	103																																																																																																					
		E 40	Anlegegeschwindigkeiten von Schiffen quer zum Liegeplatz	5.3	104																																																																																																					
		E 41	Gestaffelte Einbindetiefe bei Stahlspundwänden	8.2.10	412																																																																																																					
		E 42	Gestaffelte Ausbildung von Ankerwänden	8.2.13	420																																																																																																					
		E 43	Uferspundwände in nicht konsolidierten, weichen bindigen Böden, insbesondere in Verbindung mit unverschieblichen Bauwerken	8.2.15	421																																																																																																					
		E 45	Berechnung nachträglich verstärkter Pfahlrostkonstruktionen	11.2	553																																																																																																					
		E 50	Spundwandverankerungen in nicht konsolidierten weichen bindigen Böden	8.4.9	467																																																																																																					
E 55	Wahl der Einbindetiefe von Spundwänden	8.2.8	408																																																																																																							

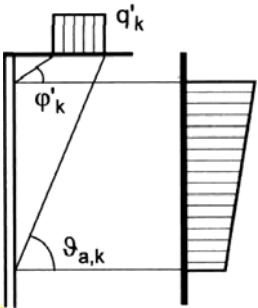
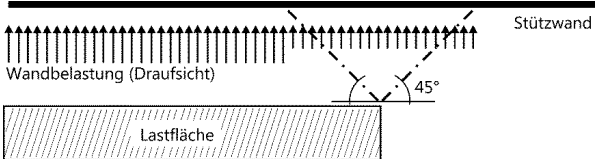
Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis		
E 56	Ermittlung der Einbindetiefe für voll bzw. teilweise im Boden eingespannte Spundwände	8.2.9	409	
E 57	Gründung von Stahlspundwänden in Fels	8.2.14	420	
E 59	Spundwandgurte aus Stahlbeton bei Verankerung durch Stahlrammpfähle	8.4.3	446	
E 67	Gütevorschriften für Stähle und Maßtoleranzen von Stahlspundbohlen	8.1.6	310	
E 72	Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauteilen bei Ufereinfassungen	10.2	510	
E 77	Berechnung einfach verankerter, im Boden eingespannter Spundwandbauwerke	8.2.3	385	
E 78	Berechnung ebener Pfahlrostkonstruktionen	11.3	556	
E 90	Rammen von Stahlspundbohlen und Stahlpfählen bei tiefen Temperaturen	8.1.15	346	
E 91	Abtrennen der Kopfenden gerammter Stahlprofile für tragende Schweißanschlüsse	8.1.20	363	
E 94	Oberer Stahlkantenschutz für Stahlbetonwände und -holme bei Ufereinfassungen	8.4.6	460	
E 95	Stahlholme für Stahlspundwände bei Ufereinfassungen	8.4.4	451	
E 98	Übernahmebedingungen für Stahlspundbohlen und Stahlpfähle auf der Baustelle	8.1.7	313	
E 99	Ausbildung geschweißter Stöße an Stahlspundbohlen und Stahlrammpfählen	8.1.19	360	
E 100	Zellenfangedämme als Baugrubenumschließungen und als Ufereinfassungen	8.3.1	424	
E 101	Kastenfangedämme als Baugrubenumschließungen und als Uferbauwerke	8.3.2	436	
E 12/	Anordnung und Belastung von Pollern	5.12	153	
E 102	Bemessung für Pollerzuglasten	5.13		
E 103	Schubfeste Schlossverbindung bei Stahlspundwänden (Verbundwände)	8.1.5	306	
E 104	Einrammen von kombinierten Stahlspundwänden	8.1.12	331	
E 105	Beobachtungen beim Einbringen von Stahlspundbohlen, Toleranzen	8.1.13	337	
E 117	Wasserdichtheit von Stahlspundwänden	8.1.21	363	
E 118	Einrammen wellenförmiger Stahlspundbohlen	8.1.11	327	
E 121	Ufereinfassungen in Bergsenkungsgebieten	8.1.22	366	
E 123	Ausbildung und Bemessung von Kaimauern in Blockbauweise	10.6	521	
E 125	Ausbildung und Bemessung einfach verankerter Spundwandbauwerke in Erdbebengebieten	8.2.16	423	
E 129	Stahlbetonholme für Stahlspundwände bei Ufereinfassungen	8.4.5	454	
E 132	Horizontale Einwirkungen auf Stahlspundwände in Längsrichtung des Ufers	8.2.11	415	
E 133	Hilfsverankerung am Kopf von Stahlspundwandbauwerken	8.4.7	463	
E 134	Berechnung doppelt verankerter Spundwände	8.2.4	389	
E 140	Ausbildung von Rammgerüsten	8.1.18	356	

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis				
		E 145	Gelenkiger Anschluss gerammter Stahlankerpfähle an Stahlspondwandbauwerke	8.4.13	478	
		E 146	Ausbildung und Berechnung vorspringender Kaimauerecken mit Schrägpfählen	8.4.11	473	
		E 149	Lärmschutz, Schallarmes Rammen	8.1.14	341	
		E 151	Hohes Vorspannen von Ankern aus hochfesten Stählen bei Ufereinfassungen	8.4.12	476	
		E 152	Berechnung von im Boden eingespannten Ankerwänden	8.2.12	418	
		E 161	Unverankerte Spundwandbauwerke	8.2.2	383	
		E 162	Schmale Trennmolen in Spundwandbauweise	8.3.3	442	
		E 167	Sanierung von Schlossschäden an eingerammten Stahlspondwänden	8.1.16	347	
		E 176	Gepanzerte Stahlspondwände	8.1.17	351	
		E 183	Rammhilfe für Stahlspondwände durch Lockerungssprengungen	8.1.10	324	
		E 184	Gewinde von Spundwandankern	8.4.8	464	
		E 199	Berücksichtigung von ungünstigen Grundwasserströmungen im Erddruckbereich	8.2.6	404	
		E 202	Einrütteln wellenförmiger Stahlspondbohlen	8.1.23	370	
		E 203	Spülhilfe beim Einbringen von Stahlspondbohlen	8.1.24	374	
		E 212	Einpressen wellenförmiger Stahlspondbohlen	8.1.25	377	
		E 214	Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen und Widerstände	8.2.1.1	380	
		E 215	Ermittlung der Bemessungswerte für die Biegebeanspruchung	8.2.1.2	380	
		E 216	Teilsicherheitsbeiwert für den Wasserdruck	8.2.1.3	383	
		E 217	Zugpfähle und Anker	9	499	
		E 218	Daiben	13	615	
		E 220	Erddruckverteilung unter begrenzten Lasten (E-215) (E-220)	2.8	37	
		E 221	Offshore Basishäfen	15	neu	
		E 222	RoRo-Anleger	16	neu	
		E 223	Anlegebrücken	17	neu	
Kapitel 0 Abschnitt 0.2.1 Seite 5	Änderung	Tabelle E 0-1. Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen (nach DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1 mit Ergänzungen)				
		HYD und UPL: Grenzstand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
		Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,45	1,45	1,25
		Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,90	1,90	1,45

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis																																																		
Kapitel 0 Abschnitt 0.2.1 Seite 5	Ergänzung	<p>Tabelle E 0-1. Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen (nach DIN 1054:2010-12, Tabelle A 2.1 mit Ergänzungen)</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="5">STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^{a)}</td> <td>γ_G</td> <td>1,35</td> <td>1,20</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}</td> <td>γ_G</td> <td>1,35</td> <td>1,20</td> <td>1,10</td> </tr> <tr> <td>Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^{c)}</td> <td>$\gamma_{G,inf}$</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruehdruk</td> <td>$\gamma_{G,EO}$</td> <td>1,20</td> <td>1,10</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Wasserdruck bei bestimmten Randbedingungen ^{d)}</td> <td>$\gamma_{G,red}$</td> <td>1,20</td> <td>1,10</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Wasserdruck bei bestimmten Randbedingungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}</td> <td>$\gamma_{G,red}$</td> <td>1,20</td> <td>1,10</td> <td>1,10</td> </tr> <tr> <td>Beanspruchung aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen ^{e)}</td> <td>γ_Q</td> <td>1,50</td> <td>1,30</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td>Beanspruchung aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}</td> <td>γ_Q</td> <td>1,50</td> <td>1,30</td> <td>1,10</td> </tr> <tr> <td>Beanspruchung aus günstigen veränderlichen Einwirkungen</td> <td>γ_Q</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund					Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^{a)}	γ_G	1,35	1,20	1,00	Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}	γ_G	1,35	1,20	1,10	Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^{c)}	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00	Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruehdruk	$\gamma_{G,EO}$	1,20	1,10	1,00	Wasserdruck bei bestimmten Randbedingungen ^{d)}	$\gamma_{G,red}$	1,20	1,10	1,00	Wasserdruck bei bestimmten Randbedingungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}	$\gamma_{G,red}$	1,20	1,10	1,10	Beanspruchung aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen ^{e)}	γ_Q	1,50	1,30	1,00	Beanspruchung aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}	γ_Q	1,50	1,30	1,10	Beanspruchung aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
		STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund																																																		
		Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^{a)}	γ_G	1,35	1,20	1,00																																														
		Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}	γ_G	1,35	1,20	1,10																																														
		Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^{c)}	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00																																														
		Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruehdruk	$\gamma_{G,EO}$	1,20	1,10	1,00																																														
		Wasserdruck bei bestimmten Randbedingungen ^{d)}	$\gamma_{G,red}$	1,20	1,10	1,00																																														
		Wasserdruck bei bestimmten Randbedingungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}	$\gamma_{G,red}$	1,20	1,10	1,10																																														
		Beanspruchung aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen ^{e)}	γ_Q	1,50	1,30	1,00																																														
		Beanspruchung aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen für die Bemessung der Verankerung ^{b)}	γ_Q	1,50	1,30	1,10																																														
Beanspruchung aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0																																																
Kapitel 0 Abschnitt 0.2.2 Seite 7	Berichtigung	^{a)} Abminderung ausschließlich bei der Ermittlung des Biegemomentes. Bei Uferauffassungen, bei denen größere Verschiebungen schadlos aufgenommen werden können, dürfen die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{R,e,red}$ für den Erdwiderstand verwendet werden, wenn die Voraussetzungen nach Abschnitt 8.2.0.2 8.2.1.2 gegeben sind (DIN 1054, A 2.4.7.6.1 A(3)).																																																		
Kapitel 0 Abschnitt 0.2.3 Seite 7	Berichtigung	0.2.2 Kombinationsbeiwerte Für Uferbauwerke werden im Regelfall die Kombinationsbeiwerte $\psi = 1,00$ gesetzt. Ausnahmen sind in Abschnitt 5.4.4 behandelt.																																																		
Kapitel 1 Abschnitt 1.1.1 Seite 11	Änderung/ Berichtigung	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.																																																		

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>Die Erfahrungswerte der Scherparameter des undrÄnirten, erstbelasteten Bodens $c_{u,k}$ (Spalte 9) mÅssen innerhalb der angegebenen Bandbreite so gewÄhlt werden, dass sie der jeweiligen geostatischen Auflast σ_v' entsprechen. Das kann mit der Beziehung</p> <p>$\tau_f = c_u \approx c' + \sigma_v' \cdot \tan \varphi'$</p> <p>ÅberprÅft werden, darin sind φ' und c' der jeweiligen Bodenart nach Spalten 7 und 8 einzusetzen. HÅhere Werte von c_u mÅssen durch Laborversuche nachgewiesen werden.</p> <p>Der AusfÅhrungsplanung sind grundsÄtzlich die Årtlich durch Feld- und Laborversuche ermittelten Werte der BodenkenngrÅBen zugrunde zu legen (E 88, Abschnitt 1.4). Die wirksamen Scherparameter φ' und c' von bindigen BÅden sind an ungestÅrten Bodenproben mÅglichst in Triaxialversuchen zu ermitteln.</p> <p>Nach Wroth (1984) betrÄgt der Reibungswinkel φ' fÅr nichtbindige, dicht gelagerte BÅden im ebenen Verformungszustand 9/8 des Reibungswinkels, der im Triaxialversuch gemessen wird. Dieser darf daher fÅr die Berechnung von langgestreckten Ufereinfassungen im Einvernehmen mit dem geotechnischen SachverstÄndigen um bis zu 10 % erhÅht werden.</p> <p>Die charakteristischen Werte der Scherparameter φ'_k und c'_k fÅr bindige BÅden gelten fÅr die Berechnung der Endstandsicherheit (konsolidierter Zustand, Endfestigkeit).</p> <p>Die charakteristischen Werte der Scherparameter des unkonsolidierten Bodens $\varphi_{u,k}$ und $c_{u,k}$ sind die Scherparameter fÅr den nicht konsolidierten Anfangszustand. Bei wassergesÄttigten BÅden wird $\varphi_{u,k} = 0$ gesetzt. Erfahrungswerte fÅr die Scherparameter des undrÄnirten, erstbelasteten Bodens $c_{u,k}$ werden in DIN 1055-2 (2010-11) angegeben.</p>
Kapitel 1 Abschnitt 1.1.1 Seite 12	Änderung / Berichtigung	[Bitte Anhang A: Tabelle E 9-1. Charakteristische Werte von BodenkenngrÅBen Anhang A: Tabelle E 9-1. Charakteristische Werte von BodenkenngrÅBen beachten.]
Kapitel 1 Abschnitt 1.1.1 Seite 22	Berichtigung	Weniger verbreitet ist die Ableitung von c_u aus Bohrlochaufweitungsversuchen nach DIN 4096-5.
Kapitel 2 Abschnitt 2.8 Seite 37	Berichtigung	<p>2.8 Erddruckverteilung unter begrenzten Lasten (E 215) (E 220)</p> <p>Der Erddruck aus lotrechten Streifen- oder Linienlasten darf in einer vereinfachten begrenzten Lastfigur auf die StÅtzwand angesetzt werden. Die Belastung der Wand erstreckt sich auf einen durch den Winkel φ'_k von der</p>

Formatiert

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>Vorderkante der Last und durch den Winkel $\vartheta_{a,k}$ von der Hinterkante der Last begrenzten Bereich (Bild E-219-1) (Bild E-220-1). Die Verteilung der Last muss unter der Berücksichtigung der möglichen Verformungen gewählt werden. Sind die Voraussetzungen für eine Erddruckumlagerung gegeben (Abschnitt 8.2.3.2) müssen diese Lastanteile ebenfalls umgelagert werden, insbesondere um die Lastkonzentration über Stützstellen nicht zu unterschätzen. Weitere Empfehlungen enthält EAB, 3.5 (EB 7).</p> <p>Bei einer in Längsrichtung der Wand begrenzten Streifen- oder Linienlast darf die Lastausbreitung über das Ende hinaus unter einem Winkel von 45° berücksichtigt werden. Die damit einhergehende Entlastung der Wand darf in einem Bereich unter dem Winkel $\pm 45^\circ$ vom Lastende berücksichtigt werden (Bild E-219-2) (Bild E-220-2). Überschneiden sich bei sehr kurzer Lastfläche die Bereiche, wird die Last auf den durch die jeweils äußeren Ausbreitungslinien begrenzten Abschnitt der Wand verteilt.</p>  <p>Bild E-219-1, Bild E-220-1 Wirkungsbereich einer Streifenlast</p>  <p>Bild E-219-2, Bild E-220-2 Horizontale Lastverteilung bei begrenzten Lasten</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis																																																																																																																																																																																								
Kapitel 3 Seite 63	Berichtigung	3 Hydraulischer Grundbruch, Geländebruch Piping																																																																																																																																																																																								
Kapitel 3 Abschnitt 3.2 Seite 69	Berichtigung	Der höchste Gradient entsteht immer in der Kontaktfuge zwischen Bauwerk Baugrund und Wand.																																																																																																																																																																																								
Kapitel 5 Abschnitt 5.1.1.4 Seite 97	Ergänzung	<p>Tabelle E 39-1.4. Containerschiffe</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tragfähigkeit</th> <th>Wasserverdrängung G</th> <th>Länge über alles</th> <th>Länge zwischen den Loten</th> <th>Breite</th> <th>max. Tiefgang</th> <th>Anzahl Container</th> <th>Generation</th> </tr> <tr> <th>dwt</th> <th>t</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>TEU</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>200.000</td> <td>260.000</td> <td>399</td> <td>379</td> <td>59,0</td> <td>16,0</td> <td>18.000</td> <td>Triple E Maersk</td> </tr> <tr> <td>188.000</td> <td>244.400</td> <td>396</td> <td>378</td> <td>53,6</td> <td>16,0</td> <td>16.000</td> <td>CMA „Marco Polo“</td> </tr> <tr> <td>160.000</td> <td>208.000</td> <td>397</td> <td>379</td> <td>56,4</td> <td>16,0</td> <td>13.700</td> <td>E-Klasse Maersk</td> </tr> <tr> <td>150.000</td> <td>195.300</td> <td>386</td> <td>369</td> <td>51,0</td> <td>15,5</td> <td>12.900</td> <td></td> </tr> <tr> <td>140.000</td> <td>182.700</td> <td>376</td> <td>359</td> <td>48,4</td> <td>15,5</td> <td>12.000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>130.000</td> <td>170.000</td> <td>365</td> <td>348</td> <td>45,6</td> <td>15,0</td> <td>11.100</td> <td></td> </tr> <tr> <td>120.000</td> <td>157.400</td> <td>353</td> <td>337</td> <td>45,6</td> <td>15,0</td> <td>10.200</td> <td></td> </tr> <tr> <td>110.000</td> <td>144.700</td> <td>342</td> <td>324</td> <td>42,8</td> <td>14,5</td> <td>9.400</td> <td></td> </tr> <tr> <td>100.000</td> <td>133.000</td> <td>329</td> <td>312</td> <td>42,8</td> <td>14,5</td> <td>8.500</td> <td>6.</td> </tr> <tr> <td>90.000</td> <td>120.000</td> <td>315</td> <td>300</td> <td>42,8</td> <td>14,5</td> <td>7.600</td> <td>6.</td> </tr> <tr> <td>80.000</td> <td>107.000</td> <td>300</td> <td>284</td> <td>40,3</td> <td>14,5</td> <td>6.500</td> <td>5.</td> </tr> <tr> <td>70.000</td> <td>93.600</td> <td>285</td> <td>270</td> <td>40,3</td> <td>14,0</td> <td>5.400</td> <td>5.</td> </tr> <tr> <td>60.000</td> <td>80.400</td> <td>268</td> <td>254</td> <td>32,3</td> <td>13,4</td> <td>4.400</td> <td>4.</td> </tr> <tr> <td>50.000</td> <td>67.200</td> <td>250</td> <td>237</td> <td>32,3</td> <td>12,6</td> <td>3.700</td> <td>3.</td> </tr> <tr> <td>40.000</td> <td>53.900</td> <td>230</td> <td>217</td> <td>32,3</td> <td>11,8</td> <td>2.900</td> <td>3.</td> </tr> <tr> <td>30.000</td> <td>40.700</td> <td>206</td> <td>194</td> <td>30,2</td> <td>10,8</td> <td>2.100</td> <td>2.</td> </tr> <tr> <td>25.000</td> <td>34.100</td> <td>192</td> <td>181</td> <td>28,8</td> <td>10,2</td> <td>1.700</td> <td>2.</td> </tr> <tr> <td>20.000</td> <td>27.500</td> <td>177</td> <td>165</td> <td>25,4</td> <td>9,5</td> <td>1.300</td> <td>2.</td> </tr> <tr> <td>15.000</td> <td>20.900</td> <td>158</td> <td>148</td> <td>23,3</td> <td>8,7</td> <td>1.000</td> <td>1.</td> </tr> <tr> <td>10.000</td> <td>14.200</td> <td>135</td> <td>126</td> <td>20,8</td> <td>7,6</td> <td>600</td> <td>1.</td> </tr> <tr> <td>7.000</td> <td>10.300</td> <td>118</td> <td>109</td> <td>20,1</td> <td>6,8</td> <td>400</td> <td>1.</td> </tr> </tbody> </table>	Tragfähigkeit	Wasserverdrängung G	Länge über alles	Länge zwischen den Loten	Breite	max. Tiefgang	Anzahl Container	Generation	dwt	t	m	m	m	m	TEU		200.000	260.000	399	379	59,0	16,0	18.000	Triple E Maersk	188.000	244.400	396	378	53,6	16,0	16.000	CMA „Marco Polo“	160.000	208.000	397	379	56,4	16,0	13.700	E-Klasse Maersk	150.000	195.300	386	369	51,0	15,5	12.900		140.000	182.700	376	359	48,4	15,5	12.000		130.000	170.000	365	348	45,6	15,0	11.100		120.000	157.400	353	337	45,6	15,0	10.200		110.000	144.700	342	324	42,8	14,5	9.400		100.000	133.000	329	312	42,8	14,5	8.500	6.	90.000	120.000	315	300	42,8	14,5	7.600	6.	80.000	107.000	300	284	40,3	14,5	6.500	5.	70.000	93.600	285	270	40,3	14,0	5.400	5.	60.000	80.400	268	254	32,3	13,4	4.400	4.	50.000	67.200	250	237	32,3	12,6	3.700	3.	40.000	53.900	230	217	32,3	11,8	2.900	3.	30.000	40.700	206	194	30,2	10,8	2.100	2.	25.000	34.100	192	181	28,8	10,2	1.700	2.	20.000	27.500	177	165	25,4	9,5	1.300	2.	15.000	20.900	158	148	23,3	8,7	1.000	1.	10.000	14.200	135	126	20,8	7,6	600	1.	7.000	10.300	118	109	20,1	6,8	400	1.
Tragfähigkeit	Wasserverdrängung G	Länge über alles	Länge zwischen den Loten	Breite	max. Tiefgang	Anzahl Container	Generation																																																																																																																																																																																			
dwt	t	m	m	m	m	TEU																																																																																																																																																																																				
200.000	260.000	399	379	59,0	16,0	18.000	Triple E Maersk																																																																																																																																																																																			
188.000	244.400	396	378	53,6	16,0	16.000	CMA „Marco Polo“																																																																																																																																																																																			
160.000	208.000	397	379	56,4	16,0	13.700	E-Klasse Maersk																																																																																																																																																																																			
150.000	195.300	386	369	51,0	15,5	12.900																																																																																																																																																																																				
140.000	182.700	376	359	48,4	15,5	12.000																																																																																																																																																																																				
130.000	170.000	365	348	45,6	15,0	11.100																																																																																																																																																																																				
120.000	157.400	353	337	45,6	15,0	10.200																																																																																																																																																																																				
110.000	144.700	342	324	42,8	14,5	9.400																																																																																																																																																																																				
100.000	133.000	329	312	42,8	14,5	8.500	6.																																																																																																																																																																																			
90.000	120.000	315	300	42,8	14,5	7.600	6.																																																																																																																																																																																			
80.000	107.000	300	284	40,3	14,5	6.500	5.																																																																																																																																																																																			
70.000	93.600	285	270	40,3	14,0	5.400	5.																																																																																																																																																																																			
60.000	80.400	268	254	32,3	13,4	4.400	4.																																																																																																																																																																																			
50.000	67.200	250	237	32,3	12,6	3.700	3.																																																																																																																																																																																			
40.000	53.900	230	217	32,3	11,8	2.900	3.																																																																																																																																																																																			
30.000	40.700	206	194	30,2	10,8	2.100	2.																																																																																																																																																																																			
25.000	34.100	192	181	28,8	10,2	1.700	2.																																																																																																																																																																																			
20.000	27.500	177	165	25,4	9,5	1.300	2.																																																																																																																																																																																			
15.000	20.900	158	148	23,3	8,7	1.000	1.																																																																																																																																																																																			
10.000	14.200	135	126	20,8	7,6	600	1.																																																																																																																																																																																			
7.000	10.300	118	109	20,1	6,8	400	1.																																																																																																																																																																																			

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis																																																																								
Kapitel 5 Abschnitt 5.1.1.5 Seite 98	Berichtigung	<p>Tabelle E 39-1.5. Fährschiffe</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tragfähigkeit</th> <th>Wasserverdrängung G</th> <th>Länge über alles</th> <th>Länge zwischen den Loten</th> <th>Breite</th> <th>max. Tiefgang</th> </tr> <tr> <th>t dwt</th> <th>dwt t</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>30.300</td> <td>40.000</td> <td>223</td> <td>209</td> <td>31,9</td> <td>8,0</td> </tr> <tr> <td>22.800</td> <td>30.000</td> <td>201</td> <td>188</td> <td>29,7</td> <td>7,4</td> </tr> <tr> <td>15.300</td> <td>20.000</td> <td>174</td> <td>162</td> <td>26,8</td> <td>6,5</td> </tr> <tr> <td>11.600</td> <td>15.000</td> <td>157</td> <td>145</td> <td>25,0</td> <td>6,0</td> </tr> <tr> <td>7.800</td> <td>10.000</td> <td>135</td> <td>125</td> <td>22,6</td> <td>5,3</td> </tr> <tr> <td>5.500</td> <td>7.000</td> <td>119</td> <td>110</td> <td>20,6</td> <td>4,8</td> </tr> <tr> <td>3.900</td> <td>5.000</td> <td>106</td> <td>97</td> <td>19,0</td> <td>4,3</td> </tr> <tr> <td>2.390</td> <td>3.000</td> <td>88</td> <td>80</td> <td>16,7</td> <td>3,7</td> </tr> <tr> <td>1.600</td> <td>2.000</td> <td>76</td> <td>69</td> <td>15,1</td> <td>3,3</td> </tr> <tr> <td>810</td> <td>1.000</td> <td>59</td> <td>54</td> <td>12,7</td> <td>2,7</td> </tr> </tbody> </table>	Tragfähigkeit	Wasserverdrängung G	Länge über alles	Länge zwischen den Loten	Breite	max. Tiefgang	t dwt	dwt t	m	m	m	m	30.300	40.000	223	209	31,9	8,0	22.800	30.000	201	188	29,7	7,4	15.300	20.000	174	162	26,8	6,5	11.600	15.000	157	145	25,0	6,0	7.800	10.000	135	125	22,6	5,3	5.500	7.000	119	110	20,6	4,8	3.900	5.000	106	97	19,0	4,3	2.390	3.000	88	80	16,7	3,7	1.600	2.000	76	69	15,1	3,3	810	1.000	59	54	12,7	2,7
		Tragfähigkeit	Wasserverdrängung G	Länge über alles	Länge zwischen den Loten	Breite	max. Tiefgang																																																																			
		t dwt	dwt t	m	m	m	m																																																																			
		30.300	40.000	223	209	31,9	8,0																																																																			
		22.800	30.000	201	188	29,7	7,4																																																																			
		15.300	20.000	174	162	26,8	6,5																																																																			
		11.600	15.000	157	145	25,0	6,0																																																																			
		7.800	10.000	135	125	22,6	5,3																																																																			
		5.500	7.000	119	110	20,6	4,8																																																																			
		3.900	5.000	106	97	19,0	4,3																																																																			
		2.390	3.000	88	80	16,7	3,7																																																																			
		1.600	2.000	76	69	15,1	3,3																																																																			
810	1.000	59	54	12,7	2,7																																																																					
Kapitel 5 Abschnitt 5.2 Seite 103	Berichtigung	Die Anlegedrücke bei Dalben sind in E 128, Abschnitt 13.3 218, Kapitel 13, behandelt.																																																																								
Kapitel 5 Abschnitt 5.3 Seite 105	Berichtigung	Für Binnenschiffe bis 1.500 t Wasserverdrängung kann etwa von den Anlegegeschwindigkeiten in Tabelle E 40-3 quer zum Liegeplatz ausgegangen werden, die DIN EN 14504 (DIN 14504, 2004) entnommen sind.																																																																								
Kapitel 5 Abschnitt 5.4.2 Seite 105	Änderung	<p>5.4.2 Bemessungssituation (BS-T)</p> <p>Wie Bemessungssituation BS-P, jedoch mit begrenzter Kolkbildung durch Strömung oder Schiffsschrauben, soweit gleichzeitig möglich, mit Wasserüberdruck bei selten auftretenden ungünstigen Außen- und Innenwasserständen (vgl. E 19, Abschnitt z 4.2 z.); Wasserüberdruck bei regelmäßig zu erwartender Überflutung der Uferbefestigung, mit dem Sogeeinfluss vorbeifahrender Schiffe, mit Belastung und Erddruck aus außergewöhnlichen örtlichen Auflasten; Kombination von Erd- und Wasserdrücken mit Wellenlasten aus häufig auftretenden Wellen (vgl. E 136, Abschnitt z 5.6.4 z.); Kombinationen von Erd- und Wasserüberdrücken mit kurzfristigen horizontalen Zug-, Druck- und Stoßlasten wie Pollerzug, Fenderdruck bzw. Kranseitenstoß, Lasten aus vorübergehenden Bauzuständen.</p> <p>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</p>																																																																								

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		4.2), oder Wellenlasten gemäß E 136, Abschnitt 5.6.4. oder kurzfristige horizontale Zug-, Druck- und Stoßlasten wie Pollerzug, Fenderdruck bzw. Kranseitenstoß.
Kapitel 5 Abschnitt 5.4.3 Seite 106	Berichtigung	Wie Bemessungssituation BS-T, jedoch mit außergewöhnlichen Bemessungssituationen wie außerplanmäßigen Auflasten auf größerer Fläche, eine ungewöhnlich große Abflachung einer Unterwasserböschung vor einem Spundwandfuß, eine ungewöhnliche Kolkbildung durch Strömung oder Schiffsschrauben, Wasserüberdrücke nach extremen Wasserständen (vgl. E 19, Abschnitt 4.2 bzw. E 165, Abschnitt 4.9 Abschnitt 12.7) Wasserüberdruck nach einer außergewöhnlichen Überflutung der Uferbefestigung, Kombinationen von Erd- und Wasserdrücken mit Wellenlasten aus selten auftretenden Wellen (vgl. E 136, Abschnitt 5.6.4); Kombination von Erd- und Wasserdrücken mit Treibgutstoß gemäß Abschnitt 4.9.5 Abschnitt 12.7.5 , alle Lastkombinationen in Verbindung mit Eisgang bzw. Eisdruck.
Kapitel 5 Abschnitt 5.4.4 Seite 106	Änderung/ Berichtigung	5.4.4 Extremfall Beim Zusammentreffen äußerst unwahrscheinlicher Einwirkungskombinationen kann von der nach DIN-EN 1997-1, Abschnitt 2.4.6 gegebenen Möglichkeit, Kombinationsbeiwerte anzusetzen, Gebrauch gemacht und die veränderlichen Einwirkungen als repräsentativer Wert angesetzt werden. Es ist die Bemessungssituation BS-A zugrunde zu legen. Die größte veränderliche Leiteinwirkung ist mit dem Kombinationsbeiwert $\psi = 1$ anzusetzen, die weiteren mit dem Kombinationsbeiwert $\psi_2 = 0,5$. Beim Zusammentreffen äußerst unwahrscheinlicher Einwirkungskombinationen können nach DIN 1054, Abschnitt A 2.4.7.6.1 A(4) und A 2.4.7.6.3 A(5) die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Widerstände $\gamma_F = \gamma_R = 1,0$ gesetzt werden. Die Kombinationsbeiwerte werden nach Abschnitt 0.2.2 zu $\psi = 1,0$ gesetzt. Beispiele hierfür sind das Zusammentreffen extremer Wasserstände bei gleichzeitigen extremen Wellenlasten aus Sturzbrechern gemäß E 135 Abschnitt 5.7.3, extreme Wasserstände bei gleichzeitigem restlosen Ausfall einer Entwässerung/Drainage (vgl. E 165, Abschnitt 4.9.2 Abschnitt 12.7.2), Kombinationen aus drei gleichzeitig wirkenden kurzfristigen Ereignissen, wie z. B. Hochwasser (HHTw, vgl. E 165, Abschnitt 4.9.2 Abschnitt 12.7.2), selten auftretenden Wellen (vgl. E 136, Abschnitt 5.6.4) und Treibgutstoß (vgl. E 165, Abschnitt 4.9.5 Abschnitt 12.7.5).
Kapitel 5 Abschnitt 5.5.1 Seite 108	Änderung	[Bitte Anhang B: Tabelle E 5-1. Lotrechte Nutzlasten (GRF = Grundfall) beachten.]
Kapitel 5 Abschnitt 5.5.2 Seite 109	Änderung	Außerhalb des Verkehrsverbands sind die tatsächlich zu erwartenden Auflasten aus Lagergut anzusetzen, wegen späterer möglicher Nutzungsänderungen aber mindestens 20 kN/m^2 (vgl. Abschnitt 5.5.6). Wenn durch die Art der Anlage nur leichter Verkehr möglich bzw. zu erwarten ist, genügt eine Nutzlast von 5 kN/m^2 .
Kapitel 5 Abschnitt 5.6.5	Berichtigung	Nähere Einzelheiten können Battjes (1975), Siefert (1974), Balvin Galvin (1972) und (EAK, 2002) entnommen werden.

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Seite 120		
Kapitel 5 Abschnitt 5.7.2 Seite 123	Berichtigung	h Höhendifferenz zwischen dem Ruhewasserspiegel und der mittleren Spiegelhöhe im Reflexionsbereich vor der Wand: $h = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L}$,
Kapitel 5 Abschnitt 5.7.2 Seite 124	Berichtigung	p_1 Druckerhöhung (Wellenberg) bzw. -verringerung (Wellental) am Fußpunkt des Bauwerks infolge Wellenwirkung $p_1 = \gamma H / \cosh \frac{2\pi d}{L}$,
Kapitel 5 Abschnitt 5.7.3 Seite 126	Berichtigung	(Hamburger Richtlinie, 1998 2007)
Kapitel 5 Abschnitt 5.10.9.1 Seite 143	Ergänzung	$h_{cr} = \dots$ (5.1)
Kapitel 5 Abschnitt 5.11.1 Seite 149	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>Die Belastungen für Vertäueinrichtungen – wie Poller oder Siphaken 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.</p> <p>E 38, Abschnitt 5.2 wird von dieser Empfehlung nicht berührt. Bei der Ermittlung der dort behandelten „normalen Anlegedrücke“ bleibt daher der Bezug auf E 12 / E 102, Abschnitt 5.12.2 ohne Einschränkung gültig.</p>
Kapitel 5 Abschnitt 5.12 Seite 152	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis														
		<p>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.</p> <p>Alle Poller sollten eine deutliche Beschriftung mit der Angabe der maximalen Pollerzuglast haben.</p> <p>Für Schleusen der Binnenschifffahrt und deren Vorhäfen gilt DIN 19703.</p> <p>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 Festmacheinrichtungen sollten immer dynamische Mooring-Berechnungen durchgeführt werden (siehe auch E 153, 5.11).</p>														
<p>Kapitel 5 Abschnitt 5.12.1 Seite 152</p>	<p>Änderung (24.08.2015)</p>	<p>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 Hafensbetreiber 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.</p> <p>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.</p> <p>Alle Poller sollten eine deutliche Beschriftung mit der Angabe der maximalen Trossenlast haben.</p>														
<p>Kapitel 5 Abschnitt 5.12.2 Seite 152</p>	<p>Berichtigung, Änderung (24.08.2015)</p>	<p>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:</p> <p>Tabelle E 12-1. Festlegung der charakteristischen Pollerzuglasten E_k für Seeschiffe</p> <table border="1" data-bbox="568 1123 1487 1299"> <thead> <tr> <th>Wasserverdrängung [t]</th> <th>Pollerzuglasten E_k [kN]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>bis 10.000</td> <td>300</td> </tr> <tr> <td>bis 20.000</td> <td>600</td> </tr> <tr> <td>bis 50.000</td> <td>800</td> </tr> <tr> <td>bis 100.000</td> <td>1.000</td> </tr> <tr> <td>bis 200.000</td> <td>2.000</td> </tr> <tr> <td>bis 250.000</td> <td>2.500</td> </tr> </tbody> </table>	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
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															

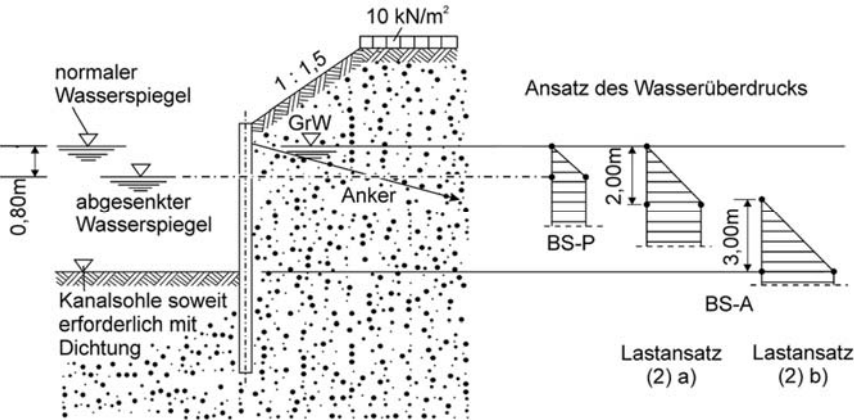
Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis		
		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">> 250.000</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">> 2.500</td> </tr> </table> <p>Die angegebenen 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.</p> <p>Die Pollerzuglasten nach Tabelle E 12-1 sollten für folgende Fälle um 25 % erhöht werden:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 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. <p>Generell wird bei Schiffen ab 100.000 t Wasserverdrängung und insbesondere bei Containerschiffen die Simulation eines Anlegemanövers (Dynamic Mooring Analysis) empfohlen.</p>	> 250.000	> 2.500
> 250.000	> 2.500			
Kapitel 5 Abschnitt 5.12.3 Seite 153	Ergänzung, altes Kapitel 5.12.3 jetzt Kapitel 5.12.5 (24.08.2015)	<p>5.12.3 Anordnung von Pollern für Binnenschiffe</p> <p>In Binnenhäfen sollen Schiffe mit drei Trossen, so genannten Drähten, am Ufer festgemacht werden, und zwar mit dem Vorausraht, dem Laufdraht und dem Achterdraht. Hierfür sind am Ufer ausreichend Poller vorzusehen.</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>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.</p>		

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>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.</p> <p>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.</p> <p>Bei dieser Anordnung wird das Pollerfundament zweckmäßig unter der Treppe hindurch gemeinsam für beide Poller ausgeführt.</p>
Kapitel 5 Abschnitt 5.12.4 Seite 153	Ergänzung, neues Kapitel (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>Für die Pollerzuglast ist eine charakteristische Kraft von 200 kN je Poller anzusetzen.</p> <p>Nach DIN EN 14329 ist die charakteristische Pollerzuglast auf mindestens 300 kN zu erhöhen, wenn die Schiffslänge 110 m überschreitet.</p> <p>Das Abbremsen fahrender Schiffe an Pollern ist untersagt und bleibt daher bei den Lastansätzen (Einwirkungen) unberücksichtigt.</p>
Kapitel 5 Abschnitt 5.12.5 Seite 153	Ergänzung, ersetzt Kapitel 5.12.3 (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>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.</p>
Kapitel 5 Abschnitt 5.13 Seite 153	Änderung (24.08.2015)	<p>5.13 Anordnung, Ausbildung und Belastungen von Pollern in Binnenhäfen (E 102)</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>Diese Empfehlung ist so weit DIN 19703 „Schleusen der Binnenschiffahrtsstraße – Grundsätze für Abmessungen und Ausrüstung“ angepasst, als deren Grundsätze auf Uferbefestigungen übertragen werden können.</p> <p>Für die Festmachereinrichtungen wird zusammenfassend der Begriff Poller gebraucht. Darunter fallen Kantenpoller, Nischenpoller, Dalbenpoller, Haltekreuze, Haltebügel, Festmacheringe und dergleichen.</p> <p>5.13.1 Anordnung und Ausbildung</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>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.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>Bei dieser Anordnung wird das Pollerfundament zweckmäßig unter der Treppe hindurch gemeinsam für beide Poller ausgeführt.</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>Für die Bemessung des Pollers sind die Teilsicherheiten für Belastung und Materialfestigkeit gemäß Abschnitt anzusetzen.</p> <p>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.</p> <p>Das Abbremsen fahrender Schiffe an Pollern ist untersagt und bleibt daher bei den Lastansätzen (Einwirkungen) unberücksichtigt.</p> <p>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.</p> <p>5.13.4 Berechnung Die Standsicherheitsnachweise sind für die einseitig angreifende Trossenzuglast in ungünstiger Beanspruchungsrichtung zu führen. Die Standsicherheitsnachweise können auch durch Probebelastungen erbracht werden.</p> <p>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.</p> <p>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 ($0,95 \sigma_{Rd} \leq \sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$).</p> <p>Das Uferbauwerk wird in der Bemessungssituation BS-P mit $\gamma_Q = 1,5$ bemessen.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>Hierdurch wird erreicht, dass der Poller bzw. seine Befestigung planmäßig vor dem Bauwerk, an dem er befestigt ist, versagt ($\gamma_{\text{Poller}} = 1,2 / 0,95 = 1,26 < \gamma_{\text{Struktur}} = 1,5$).</p> <p>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 $\eta_{\text{max}} = 2,0$ begrenzt werden.</p>
Kapitel 5 Abschnitt 5.15.2 Seite 163	Berichtigung	Mit den oben angegebenen oder im Idealfall in situ bzw. experimentell ermittelten Materialeigenschaften ergibt sich die horizontale einachsige Eisdruckfestigkeit σ_0 nach (Gl. 2005) Germanischer Lloyd (GL) (2005) und Kovacs (1996) zu:
Kapitel 5 Abschnitt 5.15.3.1 Seite 164	Berichtigung	<p>a) Eine mittlere waagrecht wirkende Linienlast p_0 in der jeweils ungünstigsten Höhenlage der in Betracht kommenden Wasserstände, wobei vorausgesetzt wird, dass die aus der einaxialen Eisdruckfestigkeit σ_0 errechnete maximale Last im Mittel nur auf $1/3$ der Bauwerkslänge wirksam wird (Kontaktbeiwert $k = 0,33$). Diese ergibt sich somit zu:</p> $p_0 = k \cdot h \cdot \sigma_0$ <p>Darin sind:</p> <p>p_0 maximal wirkende mittlere Linienlast [MN/m],</p> <p>$k = 0,33$, Kontaktbeiwert [-],</p> <p>h Dicke des Eises [m],</p> <p>σ_0 einaxiale Eisdruckfestigkeit [MN/m²].</p>
Kapitel 5 Abschnitt 5.15.3.1 Seite 164	Berichtigung	<p>c) Eine reduzierte mittlere, waagrecht wirkende Linienlast p'_0 in der jeweils ungünstigsten Höhenlage der in Betracht kommenden Wasserstände bei Bühnen und Uferdeckwerken im Tidegebiet, wenn infolge von Wasserspiegelschwankungen eine gebrochene Eisdecke entsteht. Diese ergibt sich nach Hager (1996) zu:</p> $p'_0 = 0,40 \cdot p_0$ <p>Darin sind:</p> <p>p'_0 reduzierte mittlere Linienlast [MN/m],</p> <p>p_0 maximal wirkende mittlere Linienlast [MN/m].</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Kapitel 6 Abschnitt 6.4.1 Seite 184	Änderung	 <p>Bild E 106-1. Querschnitt für das Spundwandufer eines Binnenschiffahrtskanals mit den wichtigsten Lastansätzen</p> <p>Bild E 106-1. Ansatz des Wasserdrucks für das Spundwandufer eines Binnenschiffahrtskanals</p>
Kapitel 6 Abschnitt 6.4.3 Seite 184	Berichtigung	<p>6.4.3 Lastansätze Bemessungssituationen</p> <p>Die den Bemessungssituationen zugeordneten Lasten Einwirkungen und Beanspruchungen sind charakteristische Werte. In der Bemessungssituation BS-P ist mit dem Wasserüberdruck zu rechnen, der sich bei häufig auftretenden ungünstigen Kanal- und Grundwasserständen ergibt. Dazu zählt auch eine Absenkung des Kanalwasserspiegels Normalwasserspiegels vor der Spundwand um 0,80 m durch vorbeifahrende Schiffe. Oft wird der Grundwasserspiegel in Höhe der Oberkante Spundwand angesetzt.</p>
Kapitel 6 Abschnitt 6.12.2 Seite 205	Änderung (24.08.2015)	<p>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 lichtetes Maß mindestens 45 cm beträgt.</p> <p>Im Übrigen wird auf DIN 19703 verwiesen.</p>
Kapitel 6 Abschnitt 6.15.4.2 Seite 217	Berichtigung	<p>3. Anlegewinkel α Winkel α</p> <p>Messungen in Japan haben für Schiffe mit mehr als 50.000 dwt Anlegewinkel von in der Regel weniger als 5° (entsprechend $\alpha > 85^\circ$) ergeben. Um in Berechnungen auf der sicheren Seite zu liegen, wird empfohlen, für diese Schiffe einen Anlegewinkel von 6° (entsprechend $\alpha = 84^\circ$) anzunehmen.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		Für kleinere Schiffe und vor allem beim Anlegen ohne Schlepperhilfe sollte ein Anlegewinkel von 10 bis 15° (entsprechend $75^\circ \leq \alpha \leq 80^\circ$) angenommen werden.
Kapitel 8.1 Abschnitt 8.1.1.2 Seite 296	Berichtigung	Tabelle E 22-1. Kennwerte tropischer Harthölzer TNO = Nijverheidsorganisatie voor Toegepast Natuurwetenschappelijk Onderzoek TNO = Nederlandse Organisatie voor toegepast-natuurwetenschappelijk onderzoek
Kapitel 8.1 Abschnitt 8.1.4.2 Seite 302	Berichtigung	Breite Füllbohle + Breite T _{rag} bohle
Kapitel 8.1 Abschnitt 8.1.5.1 Seite 307	Änderung	<p>8.1.5.1 Allgemeines In statischer Hinsicht wird zwischen Wänden ohne schubfeste Schlossverbindung und solchen mit schubfester Schlossverbindung (Verbundwände) unterschieden. Bei Verbundwänden tragen alle Bohlen voll zum Widerstandsmoment der Wand bei.</p> <p>Voraussetzung für die Berechnung einer Stahlspundwand als Verbundwand ist der Nachweis, dass die Schubkräfte in den Schlössern aufgenommen werden können. Der Nachweis der Schubkraftübertragung in den Schlössern ist gemäß DIN EN 10248 zu führen.</p> <p>Bei Stahlspundwänden in Wellenform aus U-förmigen Profilen liegen alle Schlösser in der Wandachse, sodass hier eine ausreichende Übertragung der Schubkräfte nur dann angenommen werden kann, wenn die im Werk eingezogenen Schlösser verpresst oder verschweißt sind. und die bauseitigen Fädelschlösser nach dem Einbringen der Wand Bohlen verschweißt werden. In DIN EN 1993-5 / NA Tabelle NA.1 sind die bei der Bemessung von U-Bohlen zu berücksichtigenden Abminderungsfaktoren β_B (Biegetragfähigkeit) und β_D (Biegesteifigkeit) in Abhängigkeit vom statischen System, der Bodenbeschaffenheit und des verbundenen Rammelements aufgeführt.</p> <p>Mit dem Verpressen der Schlösser kann allerdings nur ein begrenzter Verbund erreicht werden, weil sich die Schlösser an den Pressstellen bei Schubbeanspruchung um wenige Millimeter verschieben können. Die Anzahl der Pressstellen je Schloss beeinflusst die Möglichkeit der Verschiebung der verpressten Bohlen gegeneinander und damit die Verbundwirkung.</p> <p>Bei Wellenwänden aus Z-förmigen Einzelbohlen und Wellenwänden, bei denen mehr als eine Einzelbohle pro Halbwellen vorhanden ist, liegen die bauseitigen Die Fädelschlösser liegen dann außen und können die dort</p>

Kommentiert [DP1]: Warum hier auch nicht im Sinne des technischen Jahresberichts 2013?

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis						
		nahezu nicht vorhandenen Schubkräfte bereits durch Reibung aufnehmen und so die erforderliche Verbundwirkung sicherstellen.						
Kapitel 8.1 Abschnitt 8.1.19.2 Seite 360	Berichtigung	<p>Tabelle E 99-1. Stoßdeckung in %</p> <p>d) Kastenprofile aus Einzelprofilen</p> <table> <tr> <td>Einzelprofil stoßen, dann Zusammenbau Zusammenbau</td> <td>100</td> <td>50-70</td> </tr> <tr> <td>Kastenpfehl stoßen</td> <td>70-80</td> <td></td> </tr> </table>	Einzelprofil stoßen, dann Zusammenbau Zusammenbau	100	50-70	Kastenpfehl stoßen	70-80	
Einzelprofil stoßen, dann Zusammenbau Zusammenbau	100	50-70						
Kastenpfehl stoßen	70-80							
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.5.6 Seite 396	Ergänzung (24.08.2015)	<p>8.2.5.6 Versagen durch Vertikalbewegung</p> <p>Neben dem Nachweis der horizontalen Tragfähigkeit des Bodenauflegers 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.</p> <p>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 Lüking & Becker (2014).</p>						
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.5.6.1 Seite 397	Änderung (24.08.2015)	<p>8.2.5.6.1 Modellvorstellung</p> <p>Es wird von den in Bild E 4-3 dargestellten Lastbildern ausgegangen. Von diesen zwei unabhängigen Modellvorstellungen kann eine gewählt werden.</p>						


Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis						
		<p>nach Tabelle E 0-1 für ständige (G) und veränderliche (Q) Einwirkungen multipliziert, und zwar innerhalb der Einwirkungskombinationen nach Ursachen getrennt.</p> $V_{F,d} = \sum (V_{F,G,k} \gamma_G + V_{F,Q,k} \gamma_Q)$ <p>aus axialen, nach unten gerichteten Einwirkungen F,</p> $V_{P_v,d} = \sum (V_{P_v,G,k} \gamma_G + V_{P_v,Q,k} \gamma_Q)$ <p>aus den Ankerkraftkomponenten P_v,</p> $V_{E_{av},d} = \sum (V_{E_{av},G,k} \gamma_G + V_{E_{av},Q,k} \gamma_Q)$ <p>aus der sich aus der Erddruckverteilung ergebenden Summe der schichtweisen Resultierenden E_{av} aller Schichten bis zur Tiefe des theoretischen Fußpunkts TF.</p>						
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.5.6.4 Seite 398	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>Für Mantelreibung und Spitzendruck werden in Anlehnung an die Pfahlbemessung die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfähle angesetzt.</p> <p>Für Reibungswiderstände $R_{Bv,k}$ bzw. $R_{Bv,k}^*$ und $R_{Cv,k}$ aus den charakteristischen horizontalen Komponenten der Bodenauflagerkraft $B_{h,k}$ bzw. $B_{h,k}^*$ und der halben Ersatzkraft $1/2 C_{h,k}$ wird der Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand $\gamma_{R,e}$ angesetzt.</p> <p>Für den Tragfähigkeitsnachweis stehen zwei Möglichkeiten zur Verfügung:</p> <p>a) Berücksichtigung des Bodenauflegers (siehe Bild E 4-3 links)</p> <p>Folgende Widerstände sind anzusetzen:</p> <table border="0" data-bbox="562 1129 1592 1308"> <tr> <td>$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 C_{h,k}) \cdot \tan \delta_B / \gamma_{R,e}$</td> <td>Wandreibungswiderstand aus dem mobilisierten Bodenaufleger $B_{h,k}$,</td> </tr> <tr> <td>$R_{Cv,d} = 1/2 C_{h,k} \cdot \tan \delta_C / \gamma_{R,e}$</td> <td>Wandreibungswiderstand aus der Hälfte der Ersatzkraft $C_{h,k}$,</td> </tr> <tr> <td>$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b$</td> <td>Fußwiderstand aus dem Spitzendruck $R_{b,k}$ für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014)</td> </tr> </table>	$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 C_{h,k}) \cdot \tan \delta_B / \gamma_{R,e}$	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 Spitzendruck $R_{b,k}$ für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014)
$R_{Bv,d} = (B_{h,k} - 1/2 C_{h,k}) \cdot \tan \delta_B / \gamma_{R,e}$	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 Spitzendruck $R_{b,k}$ für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014)							

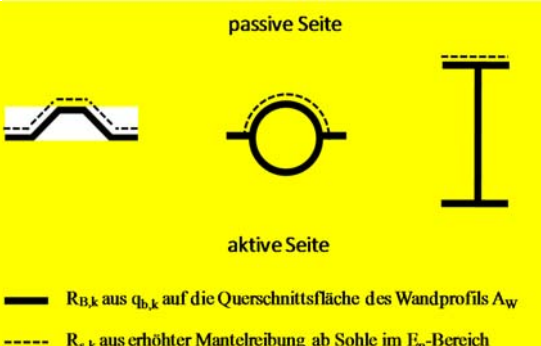
Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>für Spundwände: $R_{b,k} = A_W \cdot q_{b,k}$ zusätzlicher Mantelwiderstand aus der Mantelreibung für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014) für Spundwände: $\Delta R_{s,k} = A_S \cdot q_{s,k}$</p> <p>$\Delta R_{s,d} = \Delta R_{s,k} / \gamma_s$</p> <p>$R_{b,d} = R_{b,k}^2 / \gamma_b^3$</p> <p>$\Delta R_{s1,d} = \Delta R_{s1,k}^4 / \gamma_s$</p> <p>$\Delta R_{s2,d} = \Delta R_{s1,k}^4 / \gamma_s$</p> <p>Fußwiderstand aus dem Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ $R_{b,k} = A_{Pf} \cdot q_{b,Boden}$ oder $R_{b,k} = A_W \cdot q_{b}$ zusätzlicher Mantelwiderstand aus der Mantelreibung (außen) $\Delta R_{s1,k} = U \cdot \Delta l \cdot q_s$ mit $U = U_{PF}$ bei Pffropfenbildung oder $U = U_a$ ohne Pffropfenbildung, zusätzlicher Mantelwiderstand aus der Mantelreibung (innen) $\Delta R_{s1,k} = U_i^3 \cdot 0,8(t + \Delta l) \cdot q_s$ nur wenn Pffropfenbildung am Wandfuß nicht möglich ist.</p> <p>b) Berücksichtigung von Mantelreibung und Spitzenwiderstand (siehe Bild E 4-3 rechts) Folgende Widerstände sind anzusetzen:</p> <p>$R_{b,d} = R_{b,k} / \gamma_b$</p> <p>$R_{b,d} = Q_{b,k} / \gamma_b$</p> <p>$R_{s,d} = R_{s,k} / \gamma_s$</p> <p>$R_{s,d} = Q_{s,k} / \gamma_s$</p> <p>Fußwiderstand aus dem Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014) für Spundwände: $R_{b,k} = A_W \cdot q_{b,k}$ Fußwiderstand aus dem Spitzenwiderstand $Q_{b,k}$ bei Ansatz von $Q_{b,k}$ aus Probelastungen. Mantelwiderstand aus der Mantelreibung für offene Stahlrohre, Hohlkästen, einfache und doppelte Stahlträgerprofile: nach EAP, TJB (2014) für Spundwände: $R_{s,k} = A_S \cdot q_{s,k}$ Mantelwiderstand infolge Mantelreibung $Q_{s,k}$</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>bei Ansatz von $Q_{s,k}$ aus Probelastungen.</p> <p>$R_{s1,d} = R_{s1,k}^4 / \gamma_s$</p> <p>Mantelwiderstand aus der Mantelreibung (außen) $R_{s1,k} = U \cdot t \cdot q_{s,k}$ mit $U = U_{pf}$ bei Pfropfenbildung oder $U = U_s$ ohne Pfropfenbildung;</p> <p>$R_{s2,d} = R_{s2,k}^4 / \gamma_s$</p> <p>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;</p> <p>$R_{b,d} = R_{b,k}^2 / \gamma_b^3$</p> <p>Fußwiderstand $R_{b,k} = A_{pf} \cdot q_{b,Boden}$ bei Pfropfenbildung oder $R_{b,k} = A_W \cdot q_b$</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>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</p> <ul style="list-style-type: none"> • Erfahrungswerten gewonnen, so ist $\gamma_b = \gamma_s = 1,40$, • Probelastungen gewonnen, so ist $\gamma_b = \gamma_s = 1,10$. <p>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.</p> <p>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.</p> <p>²⁾ Der Spitzenwiderstand $R_{b,k}$ wird durch Multiplikation der Spitzenwiderstandsfläche mit dem Spitzendruck am Wandfuß ermittelt.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis												
		<p>Wird der Spitzendruck lediglich auf die Querschnittsfläche des Wandprofils A_{Wk} 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.</p> <p>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 $\gamma_b = 1,40$, Probelastungen gewonnen, so ist $\gamma_b = 1,10$.</p> <p>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.</p> <p>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.</p>												
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.5.6.5 Seite 400	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>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.</p> <table border="1" data-bbox="573 1010 1509 1134"> <thead> <tr> <th>mittlerer Sondierspitzenwiderstand q_c der Drucksonde [MN/m²]</th> <th>Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ im Bruchzustand [MN/m²]</th> <th>Mantelreibung $q_{s,k}$ im Bruchzustand [kN/m²]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>7,5</td> <td>7,5</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>15</td> <td>15</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>≥ 25</td> <td>20</td> <td>50</td> </tr> </tbody> </table> <p>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</p>	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
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												

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<ul style="list-style-type: none"> • für den PfahlsSpitzenwiderstand maßgebenden Bereich ($1 \cdot D_{eq}$ ober- bis $4 \cdot D_{eq}$ unterhalb des PfahlWandfußes) und dem • für die PfahlMantelreibung maßgebenden Bereich (Mittelwert der betreffenden Schicht) <p>des Bodens zu unterscheiden. Hat die Bodenschichtung einen großen Einfluss auf den Spitzenwiderstand der Drucksonde, dann sind für die PfahlMantelreibung zwei oder mehr mittlere Bereiche getrennt festzulegen.</p> <p>Alternativ kann die Tragfähigkeit auch aus statischen und dynamischen Probelastungen ermittelt werden.</p> <p>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.</p> <p>Die in Tabelle E 4-1 angegebenen Erfahrungswerte des Spitzendrucks und der Mantelreibung sind aus dynamischen Probelastungen an vom Wasser aus eingerammten 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.</p> <p>Für die Festlegung der Widerstände und der Flächen ist im Rahmen der Bemessung ein Sachverständiger für Geotechnik einzuschalten.</p> <p>Die vorgenannten Werte der Tabelle E 4-1 gelten für die im Hafenanbau üblichen Profile:</p> <p>Wellenspundwände,</p> <p>I-Profile mit $h \geq 0,50$ m,</p> <p>II-Profile mit $h \geq 0,50$ m,</p> <p>Rohrprofile mit $d \geq 0,80$ m.</p> <p>Für kleinere Profilabmessungen sind in EA-Pfähle (11), Abschnitt 5.4.4 Widerstandswerte angegeben.</p>
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.5.6.6 Seite 401	Änderung (24.08.2015)	<p>8.2.5.6.6 Ansatz der Flächen</p> <p>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.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>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).</p> <p>Unter Beachtung von Abschnitt 8.2.5.6.4 kann auf der Erdwiderstandsseite entweder die Vertikalkomponente des Bodenauflegers $B^*_{v,k}$ (Bild E 4-3 links) oder die Mantelreibung $q_{s,k}$ (Bild 4-3 rechts) angesetzt werden.</p> <p>Bei kombinierten Spundwänden ist für die Berechnung des Bodenauflegers 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.</p> <div data-bbox="568 660 1106 1120" style="background-color: yellow; padding: 10px;"> <p style="text-align: center;">passive Seite</p>  <p style="text-align: center;">aktive Seite</p> <p>..... $R_{Bv,k}$ aus Bodenauflegerkraft $B^*_{h,k}$ unter Neigungswinkel δ_B ----- $R_{Cv,k}$ aus Ersatzkraft $\frac{1}{2}C_{h,k}$ unter Neigungswinkel δ_C</p> <p><i>Bei einer Wandeinbindung, die bei der passiven Seite über den theoretischen Fußpunkt TF bzw. bei der aktiven Seite über die UK des Rammtiefenzuschlages Δt_1 hinausgeht, darf aus äußerer Mantelreibung ein zusätzlicher Widerstand $\Delta R_{s,k}$ angesetzt werden.</i></p> </div>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		 <p>Bild E 4-4. Widerstehende Vertikalkomponenten "R" ab Berechnungssohle beim Nachweis des Versinkens. Oben: Widerstände aus erdstatischen Einwirkungen; unten: Widerstände infolge Mantelreibung und Spitzenwiderstand</p> <p>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.</p>
<p>Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.5.6.7 Seite 401</p>	<p>Änderung (24.08.2015)</p>	<p>8.2.5.6.7 Pfropfenbildung</p> <p>Prinzipiell ist bei offenen Profilen (Rohre, Wellenspondwände, 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.</p> <p>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).</p> <p>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.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>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.</p> <p>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.</p> <p>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):</p> $\sigma_{b, \text{Boden}} = 0,7 q_c / (1 + 3 I_D^2)$ <p>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 (2012).</p>
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.6 Seite 404	Berichtigung	Der Einfluss einer Umströmung der Spundwand infolge unterschiedlicher Wasserstände vor und hinter der Wand muss bei der Berechnung und Bemessung berücksichtigt werden (E 114, Abschnitt 2.9.3.2 Abschnitt 2.12.3.2).
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.7.1 Seite 404	Änderung (24.08.2015)	<p>8.2.7.1 Uferwand</p> <p>1. Vorwiegend gleich bleibende Beanspruchung</p> <p>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:</p> $E_d \leq R_d$ <p>DIN EN 1993-5 verweist hinsichtlich der Berechnungsverfahren und -methoden auf DIN EN 1997-1.</p> <p>Der Nachweis des Biegedrillknickens, der nur für die I-förmigen Tragbohlen der kombinierten Spundwände zu führen wäre, darf bei folgenden Randbedingungen entfallen:</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<ul style="list-style-type: none"> • 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. <p>Der Nachweis der schiefen Biegung darf bei durchgehenden, U-förmigen Wellenspundwänden, die aus schubfest verbundenen Doppelbohlen bestehen, entfallen, wenn diese elastisch-elastisch berechnet werden.</p> <p>Schrägpfähle und alle Konstruktionsteile der Spundwandkopf- und Pfahlkopfausbildungen für den Anschluss an Gurte, Holme oder Stahlbetonüberbauten werden nach DIN EN 1993-1-1 bemessen.</p> <p>In jedem Fall ist bei der Bemessung des Ankeranschlusses immer die volle charakteristische Tragfähigkeit $A_{Pfahl} \cdot f_t$ des tatsächlich eingebauten Ankers als Design-Belastung des Anschlusses anzusetzen.</p> <p>2. Vorwiegend wechselnde Beanspruchung</p> <p>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.</p> <p>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.</p>
<p>Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.7.2 Seite 405</p>	<p>Änderung (24.08.2015)</p>	<p>8.2.7.2 Ankerwand, Gurte, Holme und Ankerkopfgrundplatten</p> <p>1. Vorwiegend gleich bleibende Beanspruchung</p> <p>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.</p> <p>2. Vorwiegend wechselnde Beanspruchung</p> <p>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.</p>
		<p>8.2.7.3 Rundstahlanker und Gurtbolzen</p>

Kommentiert [DP2]: Komplette Überarbeitung TJ 2016 II fehlt!

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis																						
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.7.3 Seite 405	Änderung (24.08.2015)	<p>Die Bemessung für Rundstahlanker und Gurtbolzen ist nach DIN EN 1993-5, Abschnitt 7.2 mit dem Kerbfaktor k_t und der Kernquerschnittsfläche A_{Kern} zu führen. (damit liegt der berechnete Bemessungswert des Profilwiderstands auf der sicheren Seite).</p> <p>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: $Z_d \leq R_d$.</p> <p>Die Bemessungswerte sind mit den folgenden Größen zu ermitteln:</p> <table data-bbox="562 651 1433 922"> <tr> <td>Z_d</td> <td>Bemessungswert der Ankerkraft, $Z_d = Z_{G,k} \cdot \gamma_G + Z_{Q,k} \cdot \gamma_Q$,</td> </tr> <tr> <td>$R_d$</td> <td>Bemessungswiderstand des Ankers, $R_d = \min [F_{t,Rd}; F_{g,Rd}]$,</td> </tr> <tr> <td>$F_{g,Rd}$</td> <td>$A_g \cdot f_y / \gamma_{M0}$,</td> </tr> <tr> <td>$F_{t,Rd}$</td> <td>$k_t \cdot A_{Kern} \cdot A_s \cdot f_{u,a,k} / \gamma_{M2}$,</td> </tr> <tr> <td>$A_g$</td> <td>Querschnittsfläche im Schaftbereich,</td> </tr> <tr> <td>$A_{Kern} \cdot A_s$</td> <td>Kernquerschnittsfläche Spannungsquerschnitt im Gewindebereich,</td> </tr> <tr> <td>$f_{y,k}$</td> <td>Streckgrenze,</td> </tr> <tr> <td>$f_{u,a,k}$</td> <td>Zugfestigkeit,</td> </tr> <tr> <td>γ_{M0}</td> <td>Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Ankerschaft,</td> </tr> <tr> <td>γ_{M2}</td> <td>Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Gewindequerschnitt,</td> </tr> <tr> <td>k_t</td> <td>Kerbfaktor ($k_t = 0,55$).</td> </tr> </table> <p>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.</p> <p>Die in DIN EN 1993-5 geforderten Zusatznachweise für die Gebrauchstauglichkeit sind wegen des gewählten Wertes für den Kerbfaktor k_t und den üblichen Aufstauverhältnissen 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.</p>	Z_d	Bemessungswert der Ankerkraft, $Z_d = Z_{G,k} \cdot \gamma_G + Z_{Q,k} \cdot \gamma_Q$,	R_d	Bemessungswiderstand des Ankers, $R_d = \min [F_{t,Rd}; F_{g,Rd}]$,	$F_{g,Rd}$	$A_g \cdot f_y / \gamma_{M0}$,	$F_{t,Rd}$	$k_t \cdot A_{Kern} \cdot A_s \cdot f_{u,a,k} / \gamma_{M2}$,	A_g	Querschnittsfläche im Schaftbereich,	$A_{Kern} \cdot A_s$	Kernquerschnittsfläche Spannungsquerschnitt im Gewindebereich,	$f_{y,k}$	Streckgrenze,	$f_{u,a,k}$	Zugfestigkeit,	γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Ankerschaft,	γ_{M2}	Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Gewindequerschnitt,	k_t	Kerbfaktor ($k_t = 0,55$).
Z_d	Bemessungswert der Ankerkraft, $Z_d = Z_{G,k} \cdot \gamma_G + Z_{Q,k} \cdot \gamma_Q$,																							
R_d	Bemessungswiderstand des Ankers, $R_d = \min [F_{t,Rd}; F_{g,Rd}]$,																							
$F_{g,Rd}$	$A_g \cdot f_y / \gamma_{M0}$,																							
$F_{t,Rd}$	$k_t \cdot A_{Kern} \cdot A_s \cdot f_{u,a,k} / \gamma_{M2}$,																							
A_g	Querschnittsfläche im Schaftbereich,																							
$A_{Kern} \cdot A_s$	Kernquerschnittsfläche Spannungsquerschnitt im Gewindebereich,																							
$f_{y,k}$	Streckgrenze,																							
$f_{u,a,k}$	Zugfestigkeit,																							
γ_{M0}	Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Ankerschaft,																							
γ_{M2}	Teilsicherheitsbeiwert nach DIN EN 1993-5 im Gewindequerschnitt,																							
k_t	Kerbfaktor ($k_t = 0,55$).																							

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>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.</p> <p>Aufstauchungen der Enden von Ankerstangen für die Gewindebereiche und Hammerköpfe sowie Rundstahlanker mit Gelenkaugen sind zulässig,</p> <ul style="list-style-type: none"> • 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 Aufstauchungen, 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. <p>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.</p> <p>Rundstahlanker sollen, wie in E 35, Abschnitt 8.1.8.4 (4) erwähnt, ohne konservierende Beschichtung eingebaut werden.</p> <p>In jedem Fall müssen die Rundstahlanker nach dem Einbau auf ganzer Länge in einer ausreichend dicken Sandschicht im Auffüllboden allseitig eingebettet werden.</p> <p>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.</p> <p>Die vorgenannten Maßnahmen verringern die Gefahr von anodischen Bereichen an den Rundstahlankern und die daraus evtl. entstehende Lochkorrosion.</p> <p>Für die Ausführung und Bemessung von Spundwandverankerungen mit verpressten Rundstahlankern gilt DIN 1054 mit DIN EN 1537.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.9 Seite 411	Berichtigung	Der charakteristische Wert der Erdwiderstandsspannung $e_{phC,k}$ auf der Ersatzkraftseite in Höhe von TF ist: $e_{phC,k} = \sigma_{z,C} \cdot K_{pgh,C} \cdot K_{pgh,C}$ $e_{phC,k} = \sigma_{z,C} \cdot K_{pgh,C} + c'_k \cdot K_{pgh,C} \cdot K_{pch,C}$ bei nichtbindigen Böden bzw. bei bindigen Böden
Kapitel 8.2 Abschnitt 8.2.11.1 Seite 415	Berichtigung	Dies kann bei Kaimauerecken z.B. durch eine kreuzweise Verankerung nach E 31, Abschnitt 8.4.14 Abschnitt 8.2.10 erfolgen.
Kapitel 8.3 Abschnitt 8.3.1.3.1(1) Seite 429	Berichtigung	Bild E E 100-4b und Bild E E 100-4
Kapitel 8.4 Seite 443	Änderung (24.08.2015)	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.
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.1.3 Seite 444	Ergänzung	Verweis: E 132, Abschnitt 8.2.11, Bilder E 132-1 bis E 132-3
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.1.6 Seite 444	Ergänzung (24.08.2015)	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.
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.2 Seite 444	Änderung (24.08.2015)	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 JR S 235 JR S 235 JR sind leichteren aus S 355 J2 C3 J2 C3 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.

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		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:
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.2.1 Seite 445	Änderung (24.08.2015)	<p>8.4.2.1 Horizontale Einwirkungen</p> <ol style="list-style-type: none"> 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.
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.2.2 Seite 445	Änderung (24.08.2015)	<p>8.4.2.2 Lotrechte Einwirkungen</p> <ol style="list-style-type: none"> 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. <p>Die unter 1. bis 5. genannten Einwirkungen sind mit ihren Bemessungswerten für den Grenzzustand GEO-2 anzusetzen.</p> <p>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.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.2.3 und Abschnitt 8.4.2.4	Änderung (24.08.2015)	<p>8.4.2.3 Ansatz der Einwirkungen</p> <p>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</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Seite 445		<p>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.</p> <p>8.4.2.4 8.4.2.3 Berechnungsweise Die zahlenmäßig erfassten Einwirkungen werden in Teilkräfte 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.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.2.5 Seite 446	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.3.2 Seite 447	Ergänzung, Änderung (24.08.2015)	<p>8.4.3.2 Ausführung von Stahlbetongurten Stahlbetongurte müssen aus konstruktiven Gründen die Mindestabmessungen nach Bild E 59-1 haben.</p> <p>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).</p> <p>Die an die Spundwand und die Stahlpfähle geschweißten Anschlussstähe werden im Allgemeinen aus Stahl S 235 J2G3 JR hergestellt. Außerdem werden Rundstähe BS 500 verwendet. Vierkantstähe können unmittelbar mit der Wand und dem Anker verschweißt werden, Rundstähe müssen zur Erleichterung des Schweißens flachgeschmiedet werden.</p> <p>Die Schweißarbeiten dürfen nur von geprüften Schweißern unter der Aufsicht eines Schweißfachingenieurs ausgeführt werden. Es dürfen nur Werkstoffe verwendet werden, deren Schweißseignung bekannt und gleichmäßig gut ist und die miteinander verträglich sind (E 99, Abschnitt 8.1.19).</p>

Kommentiert [DP3]: Warum wieder abgeändert? Sollte 2013 eigentlich geändert werden!

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.3.3 Seite 448	Ergänzung, Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>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.</p> <p>In diesen Fällen muss das Einspannmoment aus der Zwängung für die Streckgrenze f_{yk} des verwendeten Ankerstahls und der charakteristischen Normalkraft N_k im Anker ermittelt werden.</p> <p>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.</p> <p>Die Endverankerung im Beton kann aber auch dadurch erreicht werden, dass an Rund- und Quadratankerstangen Querstäbe oder Platten in entsprechender Größe angeschweißt werden.</p> <p>Der Pfahl soll etwa auf den doppelten Betrag seiner Höhe in den bewehrten Beton einbinden.</p> <p>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.</p> <p>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 Verankerungsstähle angeschlossen werden. Die bei dieser Lösung neben dem Steg der Ankerpfähle entstehenden Kammern müssen zur Vermeidung von Korrosion besonders sorgfältig ausbetoniert werden.</p> <p>Bei allen Uferwänden mit Verankerung durch Ankerpfähle, die größeren Biegebeanspruchungen ausgesetzt sind, dürfen für die Pfähle und ihre Anschlüsse nur sprödebruchunempfindliche, besonders beruhigte Stähle (FF) wie S 235 J2 G3 oder S 355 J2 G3 verwendet werden.</p> <p>Stehen im Bereich der Verankerung stark setzungsempfindliche Bodenarten in größerer Dicke an oder kann eine Hinterfüllung nicht verdichtet werden, ist der Pfahlanschluss zweckmäßig gelenkig auszubilden.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.3.4 Seite 448	Änderung (24.08.2015)	<p>8.4.3.4 Berechnung des Ankeranschlusses</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>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.</p> <p>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 Querkräfte aus den Ankerpfählen sind Einwirkungen und werden als Bemessungswerte eingeführt.</p> <p>Die Schnittkräfte am Pfahlanschluss 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 Pfahlanschluss 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.</p> <p>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.</p> <p>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_s zu führen, die entsprechend der Bemessungssituationen nach Abschnitt 8.2.1.2 abgemindert werden dürfen.</p> <p>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.</p> <p>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.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.3.5 Seite 449	Ergänzung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>Werden Bewegungsfugen angeordnet, sind sie so auszubilden, dass die Längenänderungen der Blöcke nicht behindert werden.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		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.
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.3.6 Seite 450	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>Die Endverankerung im Beton kann aber auch dadurch erreicht werden, dass an Rund- und Quadratankerstangen Querstäbe oder Platten in entsprechender Größe angeschweißt werden.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.5.2 Seite 454	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>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).</p> <p>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</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>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.</p> <p>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.</p> <p>An den Holm angeschlossene Verankerungen des Spundwandbauwerks oder von Pollerfundamenten sind im Rahmen der Bemessung zu berücksichtigen.</p> <p>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.</p> <p>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.</p> <p>Bezüglich der für Stahlbetonholme zu verwendenden Betongruppen und der Bewehrungsführung wird auf E 72, Abschnitt 10.2 verwiesen.</p> <p>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.</p> <p>Geometrische Vorgaben aus dem Hafенbetrieb können eine außermittige Auflagerung der vorderen Kranschiene auf dem Holm notwendig machen (E 74, Abschnitt).</p> <p>Die sichere Überleitung aller Schnittkräfte aus dem Holm in die Wand ist nachzuweisen.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.8.1 Seite 464	Änderung (24.08.2015)	<p>8.4.8.1 Gewindearten Folgende Gewindearten werden für Spundwandanker verwendet:</p> <ol style="list-style-type: none"> 2. Gerollte Gewinde (spanlos in kaltem Zustand hergestellte Gewinde) nach Bild E 184-2

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
		<p>Nach dem Gewinderollen ist der Außendurchmesser der Gewinde größer als der Durchmesser des Ankerstahls. Daher darf der Durchmesser oder der Aufstaudurchmesser von Rundstahlankern mit geroltem Gewinde bei gleicher Tragfähigkeit kleiner sein als der von Anker mit geschnittenem Gewinde.</p> <p>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.</p> <p>Gezogene Stähle (bis Durchmesser 36 mm) brauchen nicht vorbearbeitet zu werden.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.9.1 Seite 467	Ergänzung	Die Berechnung von Uferspundwänden in nicht konsolidierten, weichen bindigen Böden wird in E 43, Abschnitt 8.2.15 behandelt.
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.9.4 Seite 468	Änderung (24.08.2015)	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).
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.12.1 Seite 476	Änderung (24.08.2015)	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.
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.12.4 Seite 478	Änderung (24.08.2015)	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 S 235 J2 oder aus S-355 J2G3 S 355 J2 ausgeführt werden. Letztere weisen bei Belastung nur eine geringe Dehnung auf.
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.13.2 Seite 479	Änderung (24.08.2015)	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 18800 EN 1993-1 zu beachten.

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.13.5 Seite 488	Änderung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>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.</p> <p>Die der Pfahlkraft entsprechenden lotrechten und horizontalen Teilkräfte sind auch in den Anschlusskonstruktionen an die Spundwand und – wenn nicht jedes tragende Wandelement verankert wird – im Gurt und seinen Anschlüssen zu berücksichtigen. Muss mit einer lotrechten Belastung der Anker durch Bodenaufflast 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.</p>
Kapitel 8.4 Abschnitt 8.4.13.4 Seite 487	Änderung/ Ergänzung	<p>8.4.13.4 Konstruktive Ausbildung des Anschlusses Liegt der Anschluss im wasserseitigen Wellental einer Spundwand, müssen alle Konstruktionsteile mindestens 5 cm hinter der Spundwandflucht enden, eindeutig hinter der Spundwandflucht enden. Als Empfehlung für den Versatz sollte nach Möglichkeit ein Richtwert von 20 mm nicht unterschritten werden. Hierdurch soll gewährleistet werden, dass im Falle von Schiffskontakt mit der Spundwand weder Beschädigungen am Schiff noch am Ankerkopf entstehen. Außerdem ist die Durchdringungsstelle zwischen Pfahl und Spundwand sorgfältig gegen Auslaufen und/oder Ausspülen von Boden zu sichern (z. B. mit einem zusätzlichen äußeren Schutzkasten nach Bild E 145-2).</p>
Kapitel 10 Abschnitt 10.6.2.4 Seite 524	Berichtigung	Hierfür gelten die einschlägigen Empfehlungen wie E 12, Abschnitt 5.12, E 38, Abschnitt 5.2, E 84, Abschnitt 5.14 und E 128, Abschnitt 13.3 E 218, Kapitel 13.
Kapitel 10 Abschnitt 10.8.2 Seite 531	Berichtigung	Die Ausführungen von E 124 in den Abschnitten 2.13.3, 2.13.4 und 2.13.5 Abschnitten 2.16.3, 2.16.4 und 2.16.5 gelten sinngemäß.

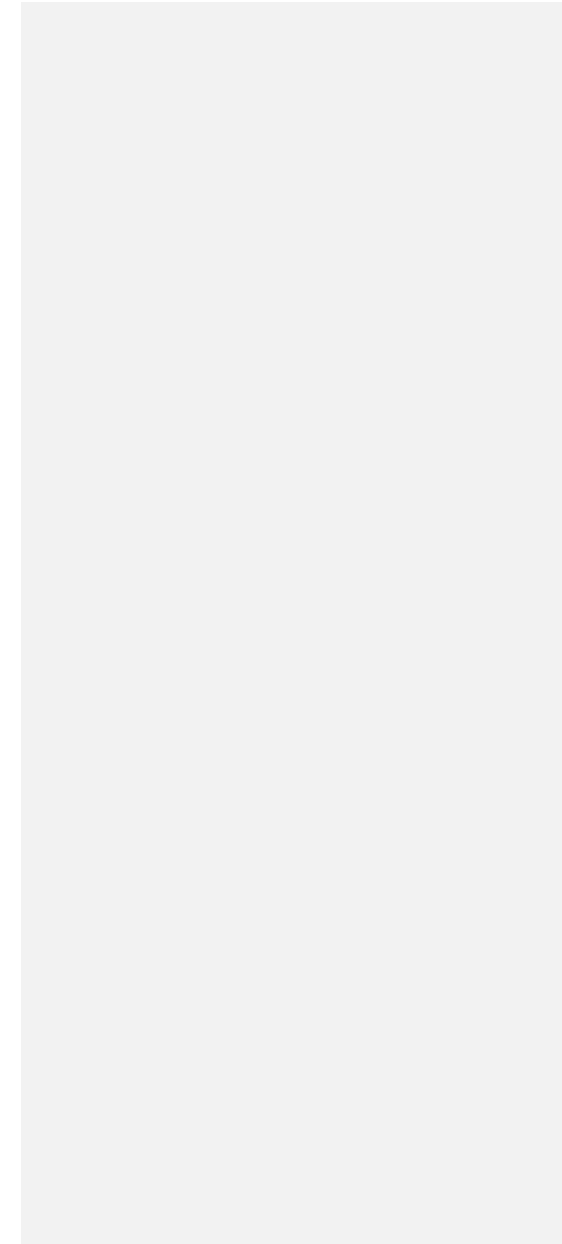
Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Kapitel 10 Abschnitt 10.8.3 Seite 531	Berichtigung	Hierzu wird vor allem auf E 124, Abschnitt 2.13.6 Abschnitt 2.16.6 verwiesen.
Kapitel 11 Abschnitt 11.4.3 Seite 563	Änderung	Der Nachweis gegen Geländebruch wird nach E 170, Abschnitt 3.4 geführt.
Kapitel 11 Abschnitt 11.4.3 Seite 563	Änderung	Der Wellendruck auf die Pfähle kann nach E 159, Abschnitt 5.10 ermittelt werden. Gegebenenfalls ist auch eine Belastung der Pfahlrostplatte von unten durch "Slamming" nach E 217 , Abschnitt 5.10.9 anzusetzen.
Kapitel 12 Abschnitt 12.2.2 Seite 576	Berichtigung	Bild E 107-3 Bewurf aus MH-Schlacke 100/300 mm, 0,8 t/m²
Kapitel 12 Abschnitt 12.8.4 Seite 609	Berichtigung	Diese Gleichungen berücksichtigen die Brecherform der Wellen (Sturzbrecher und Reflexionsbrecher), die nach der Iribarren-Zahl Iribarren-Zahl aus der Höhe und der Periode der Welle errechnet wird.
Kapitel 13 Abschnitt 13.1.4.2 Seite 618	Berichtigung (24.08.2015)	<p>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.</p> <p>Windkräfte auf Schiffe können nach E 153, Abschnitt 5.11 bestimmt werden. Empfehlungen zum Ansatz von Strömungskräften enthält die Richtlinie für Festmacheeinrichtungen (DNV, 2010).</p> <p>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.</p>

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Kapitel 13 Abschnitt 13.2.1.2 Seite 623	Verweis	Die Ersatzkraft darf bis zu $\delta_{c,k} = +1/3\phi$ gegen die Dalbennormale geneigt sein, solange das Gleichgewicht der Vertikalkräfte gewahrt bleibt (Rudolph et al., [186]). Der Nachweis der Aufnahme der Vertikalkräfte ist mit dem abgeminderten Wert der C-Kraft durch Berücksichtigung eines Zuschlags zur Einbindetiefe gemäß E 4 (Abschnitt 8.2.5.4 8-2-4-3) zu führen:
Kapitel 13 Abschnitt 13.2.1.3 Seite 625	Berichtigung	Der Erdwiderstand p aus den p - y -Kurven ist ein charakteristischer Wert. Für Nachweise des Grenzzustands der Tragfähigkeit sind die Teilsicherheitsbeiwerte in Tabelle E 218-1, Abschnitt 13.1.5 anzusetzen. Die Nachweise können auf Grundlage des EC 7 und der ergänzenden nationalen Regelungen (NAD; DIN 1045, Abschnitt 8.5.2) (NAD; DIN 1054, Abschnitt 8.5.2) für quer zur Pfahlachse belastete Pfähle geführt werden. Der lokale Nachweis des Erdwiderlagers ($\sigma_{h,k} \leq e_{ph,k}$) braucht dabei nicht geführt zu werden, weil er durch die Vorgabe der p - y -Kurven automatisch erfüllt ist. Beim globalen Nachweis des Erdwiderlagers darf der Bemessungswert der bis zum Verschiebungsnulppunkt aktivierten Bettungskraft $F_{h,d}$ nicht größer als sein als der Bemessungswert des mobilisierbaren Erdwiderstandes $E_{ph,d}$.
Kapitel 13 Abschnitt 13.2.1.3 Seite 625	Berichtigung	Für die auf deutschen Kanälen üblichen Schiffsgrößen haben sich nach ETAB (1996) Arbeitsvermögen von 70 bis 100 kNm, selten auch 120 kNm als zweckmäßig erwiesen.
Kapitel 15	Ergänzung	s. Anhang C
Kapitel 16	Ergänzung	s. Anhang D
Kapitel 17	Ergänzung	s. Anhang E
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 643	Ergänzung	BAW-Merkblatt: Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherung an Wasserstraßen (MAR). Bundesanstalt für Wasserbau (2008).
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 645	Ergänzung (24.08.2015)	EA Pfähle (2014): Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle". Technischer Jahresbericht 2014. Bautechnik, Heft 12, 2014

- Formatiert: Schriftart: Nicht Fett
- Formatiert: Block, Abstand Vor: 0 Pt.
- Formatiert: Block, Abstand Vor: 0 Pt., Nach: 0 Pt.
- Formatiert: Schriftart: Nicht Fett, Hervorheben
- Formatiert: Hervorheben
- Formatiert: Durchgestrichen
- Formatiert: Schriftart: Nicht Fett, Hervorheben
- Formatiert: Schriftart: Nicht Fett

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 648	Ergänzung	Kempfert, H.-G. und Stadel, M. (1997): Berechnung von geokunststoffbewehrten Tragschichten über Pfahlelementen. Bautechnik 75 (12): 818-825.
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 648	Ergänzung	Köhler, H.-J. und Haarer, R. (1995): Development of excess pore water pressure in over-consolidated clay, induced by hydraulic head changes and its effect on sheet pile wall stability of a navigable lock. Proceedings of the 4th Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics (FMGM 95), Bergamo, SG Editorial Padua, pp. 519–526.
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 648	Ergänzung	Kokkinowrachos, K. (1980): Hydromechanik der Seebauwerke. In: Handbuch der Werften, Bd. 15. Schifffahrts-Verlag Hansa, Hamburg 1980.
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 649	Ergänzung (24.08.2015)	Lüking, J.; Becker, P. (2015): Harmonisierung der Berechnungsverfahren der axialen Tragfähigkeit für offene Profile nach EA-Pfähle und EAU. Bautechnik 92, Heft 2, 2015
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 650	Berichtigung	O'Neill, M.W. und Murchinson, J.M. (1983): FaAn Evaluation of p-y Relationships in Sands. By M.W.: A report to the American Petroleum Institute, PRAC 82-41-1, University of Texas, Houston 1983.
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 650	Berichtigung	Randolph, M. F. (2004): Characterisation of soft sediments for offshore applications. 2nd International Site Characterisation Conference, Porto, Portugal, Vol. 1, pp. 209–232.
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 652	Berichtigung	Schulz, H. (1987b): Conditions for clay sealings at joints. Proc. of the IX. Europ. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Dublin.
Anhang I Schrifttum Abschnitt I.2) Seite 653	Ergänzung	Zdansky, V. (2002): Kaimauern in Blockbauweise. Bautechnik 79, Heft 12, S. 857-864, Ernst & Sohn, Berlin 2002.
Anhang II Zeichenerklärung II.1c Seite 660	Berichtigung	γ_s γ' Wichte unter Auftrieb σ_s σ' Effektive (Normal-)Spannung θ_s θ Gleitflächenwinkel

Textstelle	Änderung, Hinweis, Berichtigung, ...	Neuer Text, Änderung, Hinweis



Anhang A: Tabelle E 9-1. Charakteristische Werte von Bodenkenngrößen

Nr.	1 Bodenart	2 Bodengruppe nach DIN 18196 ¹⁾	3 Sondier Spitze n Widerstand	4 Konsistenz im Ausgangszustand d.h. nach DIN EN 14688-1	5 Wichte		6 Zusammendrückbarkeit ²⁾ Erstbelastung ³⁾ $E_S = v_e \sigma_{at}(\sigma/\sigma_{at})^{w_e}$		7 Scherparameter des entwässerten Bodens		8 Scherparameter des nicht entwässerten Bodens	9 Durchlässigkeitsbeiwert	10 Bemerkungen
					q_c MN/m ²	γ_k kN/m ³	γ'_k kN/m ³	v_e	w_e	ϕ'_k Grad			
1	Kies, eng gestuft	GE U ⁴⁾ < 6	< 7,5 7,5–15 > 15		16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	400 900	0,6 0,4	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			2 × 10 ⁻¹ bis 1 × 10 ⁻²	
2	Kies, weit oder intermittierend gestuft	GW, GI 6 ≤ U ⁴⁾ ≤ 15	< 7,5 7,5–15 > 15		16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	400 1.100	0,7 0,5	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			1 × 10 ⁻² bis 1 × 10 ⁻⁶	
3	Kies, weit oder intermittierend gestuft	GW, GI U ⁴⁾ > 15	< 7,5 7,5–15 > 15		17,0 19,0 21,0	9,5 11,5 13,5	400 1.200	0,7 0,5	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			1 × 10 ⁻² bis 1 × 10 ⁻⁶	
4	Kies, sandig mit Anteil d < 0,06 mm < 15%	GU, GT	< 7,5 7,5–15 > 15		17,0 19,0 21,0	9,5 11,5 13,5	400 800 1.200	0,7 0,6 0,5	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			1 × 10 ⁻⁵ bis 1 × 10 ⁻⁶	
5	Kies-Sand-Feinkornmisch d < 0,06 mm > 15%	GÜ, GÜ	< 7,5 7,5–15 > 15		16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	150 275 400	0,9 0,8 0,7	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			1 × 10 ⁻⁷ bis 1 × 10 ⁻¹¹	
6	Sand, eng gestuft, Grobsand	SE U ⁴⁾ < 6	< 7,5 7,5–15 > 15		16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	250 475 700	0,75 0,60 0,55	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			5 × 10 ⁻³ bis 1 × 10 ⁻⁴	
7	Sand, eng gestuft, Feinsand	SE U ⁴⁾ < 6	< 7,5 7,5–15 > 15		16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	150 225 300	0,75 0,65 0,60	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			1 × 10 ⁻⁴ bis 2 × 10 ⁻⁵	
8	Sand, weit oder intermittierend gestuft	SW, SI 6 ≤ U ⁴⁾ ≤ 15	< 7,5 7,5–15 > 15		16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	200 400 600	0,70 0,60 0,55	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			5 × 10 ⁻⁴ bis 2 × 10 ⁻⁵	

9	Sand, weit oder intermittierend gestuft	SW, SI U ⁴⁾ > 15	< 7,5 7,5–15 > 15		17,0 19,0 21,0	9,5 11,5 13,5	200 400 600	0,70 0,60 0,55	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			1 × 10 ⁻⁴ bis 1 × 10 ⁻⁵	
10	Sand, d < 0,06 mm < 15%	SU, ST	< 7,5 7,5–15 > 15		16,0 17,0 18,0	8,5 9,5 10,5	150 350 500	0,80 0,70 0,65	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			2 × 10 ⁻⁵ bis 5 × 10 ⁻⁷	
11	Sand, d < 0,06 mm > 15%	SÜ, ST	< 7,5 7,5–15 > 15		16,5 18,0 19,5	9,0 10,5 12,0	50 250	0,9 0,75	30,0–32,5 32,5–37,5 35,0–40,0			2 × 10 ⁻⁶ bis 1 × 10 ⁻⁹	
12	anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften (w _L < 35%)	UL		weich steif halbfest	17,5 18,5 19,5	9,0 10,0 11,0	40 110	0,80 0,60	27,5–32,5	0 2–5 5–10	5–60 20–150 50–300	1 × 10 ⁻⁵ bis 1 × 10 ⁻⁷	
13	anorganische bindige Böden mit mittel-plastischen Eigenschaften (35% < w _L < 50%)	UM		weich steif halbfest	16,5 18,0 19,5	8,5 9,5 10,5	30 70	0,90 0,70	25,0–30,0	0 5–10 10–15	5–60 20–150 50–300	2 × 10 ⁻⁶ bis 1 × 10 ⁻⁹	
14	anorganische bindige Böden mit leicht plastischen Eigenschaften (w _L < 35%)	TL		weich steif halbfest	19,0 20,0 21,0	9,0 10,0 11,0	20 50	1,0 0,90	25,0–30,0	0 5–10 10–15	5–60 20–150 50–300	1 × 10 ⁻⁷ bis 2 × 10 ⁻⁹	
15	anorganische bindige Böden mit mittel-plastischen Eigenschaften (35% < w _L < 50%)	TM		weich steif halbfest	18,5 19,5 20,5	8,5 9,5 10,5	10 30	1,0 0,95	22,5–27,5	5–10 10–15 15–20	5–60 20–150 50–300	5 × 10 ⁻⁸ bis 1 × 10 ⁻¹⁰	
16	anorganische bindige Böden mit stark plastischen Eigenschaften (50% < w _L)	TA		weich steif halbfest	17,5 18,5 19,5	7,5 8,5 9,5	6 20	1,0 1,0	20,0–25,0	5–15 10–20 15–25	5–60 20–150 50–300	1 × 10 ⁻⁹ bis 1 × 10 ⁻¹¹	
17	organischer Schluff, organischer Ton	OU und OT		breiig weich steif	14,0 15,5 17,0	4,0 5,5 7,0	5 20	1,00 0,85	17,5–22,5	0 2–5 5–10	2–15 5–60 20–150	1 × 10 ⁻⁹ bis 1 × 10 ⁻¹¹	
18	Torf ⁵⁾	HN, HZ		breiig weich steif halbfest	10,5 11,0 12,0 13,0	0,5 1,0 2,0 3,0	⁵⁾	⁵⁾	⁵⁾	⁵⁾	⁵⁾	1 × 10 ⁻⁵ bis 1 × 10 ⁻⁸	
19	Mudde ⁶⁾ Faulschlamm	F		breiig weich	12,5 16,0	2,5 6,0	4 15	1,0 0,9	⁶⁾	0	<6 6–60	1 × 10 ⁻⁷ 1 × 10 ⁻⁹	

Erläuterungen:

1) Kennbuchstaben für die Haupt- und Nebenbestandteile:

F Mudde

G Kies

- H Torf (Humus)
- O organische Beimengungen
- S Sand
- T Ton
- U Schluff

Kennbuchstaben für kennzeichnende bodenphysikalische Eigenschaften: Korngrößenverteilung:

- W weit gestufte Korngrößenverteilung
- E eng gestufte Korngrößenverteilung
- I intermittierend gestufte Korngrößenverteilung

Plastische Eigenschaften:

- L leicht plastisch
- M mittel plastisch
- A ausgeprägt plastisch

Zersetzungsgrad von Torfen:

- N nicht bis kaum zersetzter Torf
- Z zersetzter Torf

2) **Formelzeichen:**

- v_e : Steifebeiwert, empirischer Parameter
- w_e : empirisch gefundener Parameter
- σ : Belastung in kN/m^2
- σ_{at} : Atmosphärendruck ($= 100 \text{ kN/m}^2$)

3) v_e -Werte bei Wiederbelastung bis zum 10-Fachen höher, **w_e -Werte gehen** gegen 1.

4) U Ungleichförmigkeit

5) Die Beiwerte der Zusammendrückbarkeit und die Scherparameter von Torf streuen so stark, dass eine Angabe von Erfahrungswerten nicht möglich ist.

6) Der wirksame Reibungswinkel von vollständig konsolidierter Mudde kann sehr hohe Werte annehmen, maßgebend ist aber stets der dem tatsächlichen Konsolidierungsgrad entsprechende Wert, der nur durch Laborversuche zuverlässig bestimmt werden kann.

Anhang B: Tabelle E 5-1. Lotrechte Nutzlasten (GRF = Grundfall)

Grundfall	Verkehrslasten ¹				Lagerfläche außerhalb des Verkehrsba ndes
	Eisenbahn	Straßen			
		Fahrzeug	straßen- gebundene Krane	leichter Verkehr	
a) GRF 1 ■	Lastannahmen nach RIL 804 bzw. DIN-Fachbericht 101 dynamischer Beiwert: Die 1,0 überschreitenden Anteile können auf die Hälfte verringert werden.	Lastannahmen nach DIN 1055 bzw. DIN-Fachbericht 101	Gabelstaplerlasten nach DIN 1055; Prattenlasten für Mobilkrane gem. Abschnitt 5.5.5 und 5.14.3	5 kN/m ²	Lasten nach der tatsächlich zu erwartenden Nutzung entsprechend Abschnitt 5.5.6.
b) GRF 2 ■	Wie GRF 1, jedoch weitere Abminderung des dynamischen Beiwertes bis 1,0 bei Bettungshöhe $h = 1,00$ m. Bei Bettungshöhe $h \geq 1,50$ m gleichmäßig verteilte Flächenlast von 20 kN/m ²				
c) GRF 3 ■	Lasten wie bei GRF 2 mit einer Bettungshöhe von mehr als 1,50 m				

¹ Kranlasten sind nach E 84, Abschnitt 5.14.2 anzusetzen.

