

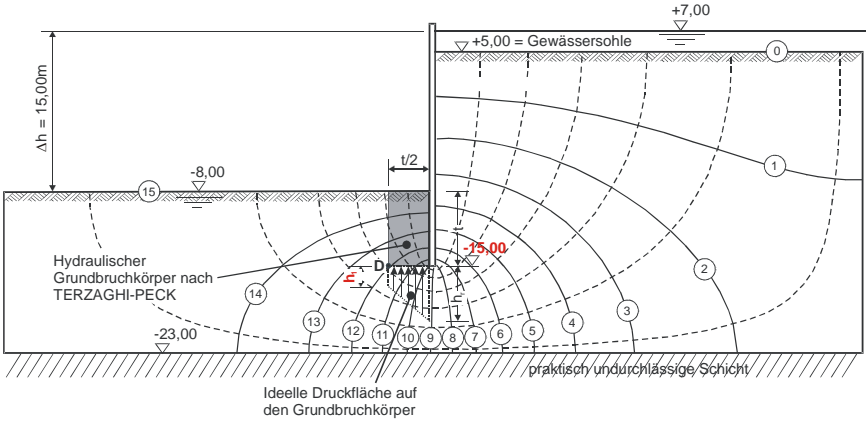
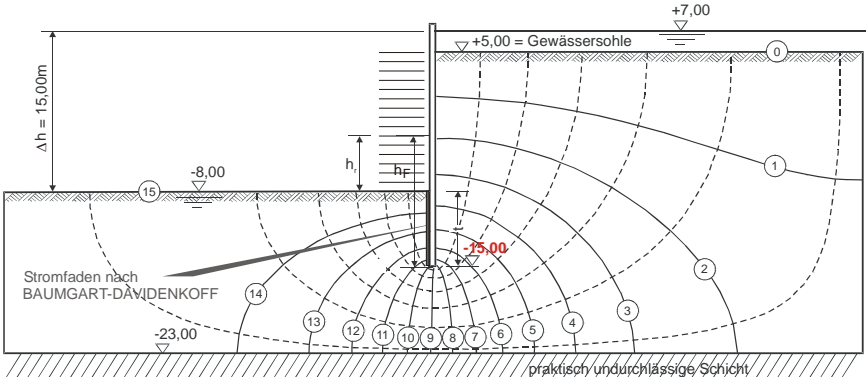
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
(August 2008)	Hinweis	Nennwerte werden in DIN 1054 und daraus folgend in der EAU als Bemessungswerte bezeichnet. Ein Nennwert ist im Sinne von DIN EN 1990, Grundlagen der Tragwerksplanung, „ein Wert, der nicht auf statistischer Grundlage ausgewiesen ist, sondern z.B. aufgrund von Erfahrungen oder physikalischen Bedingungen.“ (DIN EN 1990, Ziff. 1.5.2.22). Im weiteren Kontext der DIN EN 1990 werden Nennwerte immer wieder als charakteristische Werte eingeführt, sie gehen also mit Teilsicherheitsbeiwerten versehen in die Nachweise ein. Die auch in der EAU (aber auch in DIN 1054) enthaltene Gleichsetzung Nennwert = Bemessungswert wird also zurückgezogen.
S. V, Vorwort (Dez. 2005)	Berichtigung	„Die Übernahme des Teilsicherheitskonzeptes von DIN 1054 erforderte eine grundlegende Neufassung der in den Abschnitten 8.2 bis 8.4 enthaltenen Berechnungs- und Bemessungsregeln für Spundwandbauwerke sowie der Berechnungsregeln für Bohlen Dalben im Abschnitt 13.“
S. VI, Vorwort (Dez. 2005)	Berichtigung	„An den Arbeiten zur EAU 2004 waren seit etwa Sommer 2000 alle Mitglieder des Arbeitsausschusses beteiligt, und zwar ... Dipl.-Ing. Hans-Peter Tzschucke , Bonn (bis 2002) ...“
S. 2, Abschnitt 0.1 (Dez. 2005)	Berichtigung: DIN 4018 ist nicht auf das Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten umgestellt worden.	„Ein Teil dieser DIN-Normen wurde bereits auf das Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten auf der Grundlage der DIN 1055-100 umgestellt. Hierzu gehören die Normen: DIN 1054: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, DIN 4017: Berechnung des Grundbruchwiderstandes, DIN 4018: Berechnung der Sohldruckverteilung unter Flächengründungen, DIN 4019: Setzungsberechnungen, DIN 4084: Böschungs- und Geländebruchberechnungen, DIN 4085: Berechnung des Erddrucks.“

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text																																																
S. 5, Abschnitt 0.2.2.4.1 (Juli 2007)	Berichtigung: Anpassung der Teilsicherheitsbeiwerte an die 2. Berichtigung der DIN 1054 (April 2007).	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th data-bbox="817 245 1346 331" rowspan="2">Einwirkung bzw. Beanspruchung</th> <th data-bbox="1346 245 1496 331" rowspan="2">Formelzeichen</th> <th colspan="3" data-bbox="1496 245 1865 288">Lastfall</th> </tr> <tr> <th data-bbox="1496 288 1630 331">LF 1</th> <th data-bbox="1630 288 1765 331">LF 2</th> <th data-bbox="1765 288 1865 331">LF 3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="5" data-bbox="817 336 1865 384">GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit</td> </tr> <tr> <td data-bbox="817 384 1346 432">...</td> <td data-bbox="1346 384 1496 432">...</td> <td data-bbox="1496 384 1630 432">...</td> <td data-bbox="1630 384 1765 432">...</td> <td data-bbox="1765 384 1865 432">...</td> </tr> <tr> <td data-bbox="817 432 1346 472">Günstige ständige Einwirkungen</td> <td data-bbox="1346 432 1496 472">$\gamma_{G, stb}$</td> <td data-bbox="1496 432 1630 472">0,90 0,95</td> <td data-bbox="1630 432 1765 472">0,90 0,95</td> <td data-bbox="1765 432 1865 472">0,95</td> </tr> <tr> <td data-bbox="817 472 1346 512">Ungünstige ständige Einwirkungen</td> <td data-bbox="1346 472 1496 512">$\gamma_{G, dst}$</td> <td data-bbox="1496 472 1630 512">1,00 1,05</td> <td data-bbox="1630 472 1765 512">1,00 1,05</td> <td data-bbox="1765 472 1865 512">1,00</td> </tr> <tr> <td data-bbox="817 512 1346 552">Strömungskraft bei günstigem Untergrund</td> <td data-bbox="1346 512 1496 552">γ_H</td> <td data-bbox="1496 512 1630 552">1,35</td> <td data-bbox="1630 512 1765 552">1,30</td> <td data-bbox="1765 512 1865 552">1,20</td> </tr> <tr> <td data-bbox="817 552 1346 592">Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund</td> <td data-bbox="1346 552 1496 592">γ_H</td> <td data-bbox="1496 552 1630 592">1,80</td> <td data-bbox="1630 552 1765 592">1,60</td> <td data-bbox="1765 552 1865 592">1,35</td> </tr> <tr> <td data-bbox="817 592 1346 632">Ungünstige veränderliche Einwirkungen</td> <td data-bbox="1346 592 1496 632">$\gamma_{Q, dst}$</td> <td data-bbox="1496 592 1630 632">1,50</td> <td data-bbox="1630 592 1765 632">1,30</td> <td data-bbox="1765 592 1865 632">1,00</td> </tr> <tr> <td colspan="5" data-bbox="817 632 1865 692">GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: right; margin-right: 20px;">Tabelle E 0-1</p>	Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Lastfall			LF 1	LF 2	LF 3	GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit					Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, stb}$	0,90 0,95	0,90 0,95	0,95	Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, dst}$	1,00 1,05	1,00 1,05	1,00	Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20	Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35	Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q, dst}$	1,50	1,30	1,00	GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen				
Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Lastfall																																																
		LF 1	LF 2	LF 3																																														
GZ 1A: Grenzzustand des Verlustes der Lagesicherheit																																																		
...																																														
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, stb}$	0,90 0,95	0,90 0,95	0,95																																														
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G, dst}$	1,00 1,05	1,00 1,05	1,00																																														
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20																																														
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35																																														
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q, dst}$	1,50	1,30	1,00																																														
GZ 1B: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken und Bauteilen																																																		
S. 5, Abschnitt 0.2.2.4.1 (August 2009)	Hinweis	<p>Die in der 4. Berichtigung der DIN 1054 veränderten Teilsicherheitsbeiwerte im GZ 1B, LF 3 führen bei Bemessung nach EAU 2004 zu vergrößerten Bauwerksabmessungen. Weder Erfahrungswerte noch Nachrechnungen rechtfertigen dies. Der Ausschuss beschließt deshalb, im GZ 1B, LF 3 weiterhin die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_G=1,0$ und $\gamma_Q=1,0$ zu empfehlen. Für die Bemessung von Verankerungen gelten jedoch auch für Uferbauwerke die in der 4. Berichtigung der DIN 1054:2005 festgelegten Teilsicherheitsbeiwerte im GZ 1B, LF 3 ($\gamma_G=1,10$ und $\gamma_Q=1,10$).</p>																																																

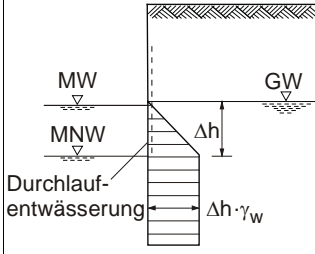
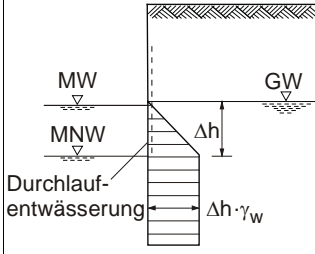
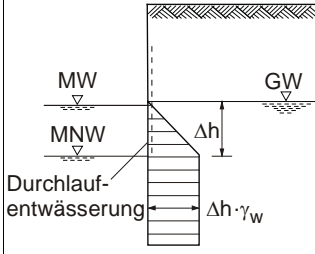
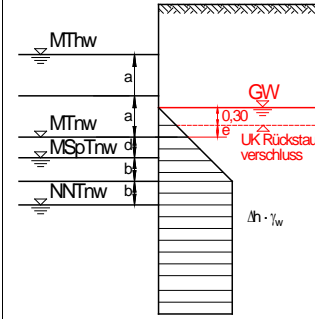
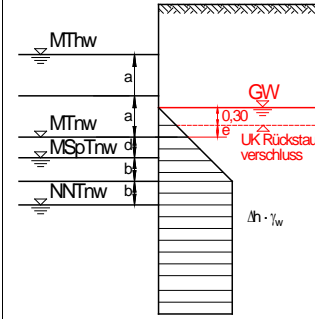
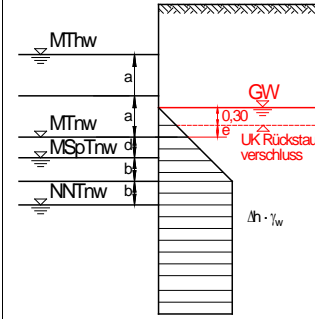
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text																				
S. 12ff, E 9, Abschnitt 1.1 (Dez. 2005)	Hinweis	<p>Aus den Gesprächen mit den Fachkollegen anlässlich der HTG-Workshops wurde deutlich, dass hinsichtlich der Definition der charakteristischen Bodenkennwerte wegen der teilweise widersprüchlichen Benutzung dieses Begriffs in der Vergangenheit Unsicherheit herrscht. Der Ausschuss stellt daher fest:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Charakteristische Bodenkenngrößen sind nach DIN 4020 (März 03) und DIN 1054 (Jan. 05) vorsichtig geschätzte Mittelwerte der Versuchswerte (Labor- und Feldversuche), also auf der sicheren Seite vom statistischen Mittelwert liegende Werte. Diese Bedeutung haben sie auch in den Empfehlungen der EAU 2004. • Die bisherigen Abminderungen $\tan \varphi' / 1,1$ bzw. $c' / 1,3$ nach E 96, EAU 1990, waren Bestandteil des damaligen Sicherheitskonzepts der EAU, sie haben mit der Definition der Rechenwerte im Sinne der DIN 1055-2 (1976) nichts zu tun! • Soweit sich DIN 1055-2 (1976) in den Erläuterungen auf E 96 der EAU 1990 bezieht, ist die dort genannte 10 % Fraktile gemeint. DIN 1055-2 (1976) verlangt nur einen "angemessenen" Abschlag vom Mittelwert. • Nach Anhang F, DIN 1054 (Jan. 05) sind die Rechenwerte nach DIN 1055-2 (1976) charakteristische Werte. Sie sind (siehe oben) nicht identisch mit den Rechenwerten im Sinne von E 96 der EAU 1990! 																				
S. 12, E 9, Abschnitt 1.1.1 (Dez. 2007)	Änderung Änderung und Ergänzung des ersten Absatzes von Abschnitt 1.1.1	<p>„Die in Tabelle E 9-1 angegebenen Werte von Bodenkenngrößen sind auf der sicheren Seite liegende mittlere Erfahrungswerte eines größeren Bodenbereichs. Sie dürfen als charakteristische Werte im Sinne von DIN 1054 verwendet werden, weshalb sie mit dem Index k versehen sind. Ohne Nachweis sind für natürliche Sande die Tabellenwerte für geringe Festigkeit anzunehmen. Mittlere Festigkeit ist außer bei geologisch älteren Ablagerungen nach Verdichten zu erwarten. Für bindige Böden gelten ohne Nachweise die Werte für eine weiche Konsistenz. Die Erfahrungswerte für die Scherparameter des nicht entwässerten Bodens $c_{u,k}$ (Spalte 9) müssen innerhalb der angegebenen Bandbreite proportional zur geostatischen Auflast so gewählt werden, dass sie mit den Scherparametern des entwässerten Bodens (Spalten 7 und 8) korrespondieren.“</p>																				
S. 13, E 9, Abschnitt 1.1.1 (Dez. 2006)	Änderung: Anpassung der Indizes an die künftige DIN 1055-2.	<table border="1" data-bbox="819 1137 2007 1331"> <thead> <tr> <th data-bbox="819 1137 898 1331">Bodenart</th> <th data-bbox="898 1137 1003 1331">Bodengruppe nach DIN 18196¹⁾</th> <th data-bbox="1003 1137 1115 1331">Sondier- spitzen- widerstand</th> <th data-bbox="1115 1137 1249 1331">Festigkeit bzw. Konsistenz im Ausgangszustand</th> <th data-bbox="1249 1137 1361 1331">Wichte</th> <th data-bbox="1361 1137 1518 1331">Zusammen- drückbarkeit²⁾ Erstbelastung³⁾ $E_s = v_e \sigma_{at} (\sigma' / \sigma_{at})^{w_e}$</th> <th data-bbox="1518 1137 1675 1331">Scherparameter des entwässerten Bodens</th> <th data-bbox="1675 1137 1816 1331">Scherparameter des nicht entw. Bodens</th> <th data-bbox="1816 1137 1928 1331">Durchlässig- keitsbeiwert</th> <th data-bbox="1928 1137 2007 1331">Bemerkungen</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> <td data-bbox="1048 1299 1077 1331">q_c</td> <td></td> <td data-bbox="1272 1299 1339 1331">γ_k γ'_k</td> <td data-bbox="1406 1299 1496 1331">v_e w_e</td> <td data-bbox="1541 1299 1653 1331">φ_k' c_k'</td> <td data-bbox="1720 1299 1765 1331">$c_{u,k}$</td> <td data-bbox="1854 1299 1883 1331">k_k</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p data-bbox="819 1347 958 1374">Tabelle E 9</p>	Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196 ¹⁾	Sondier- spitzen- widerstand	Festigkeit bzw. Konsistenz im Ausgangszustand	Wichte	Zusammen- drückbarkeit ²⁾ Erstbelastung ³⁾ $E_s = v_e \sigma_{at} (\sigma' / \sigma_{at})^{w_e}$	Scherparameter des entwässerten Bodens	Scherparameter des nicht entw. Bodens	Durchlässig- keitsbeiwert	Bemerkungen			q_c		γ_k γ'_k	v_e w_e	φ_k' c_k'	$c_{u,k}$	k_k	
Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196 ¹⁾	Sondier- spitzen- widerstand	Festigkeit bzw. Konsistenz im Ausgangszustand	Wichte	Zusammen- drückbarkeit ²⁾ Erstbelastung ³⁾ $E_s = v_e \sigma_{at} (\sigma' / \sigma_{at})^{w_e}$	Scherparameter des entwässerten Bodens	Scherparameter des nicht entw. Bodens	Durchlässig- keitsbeiwert	Bemerkungen													
		q_c		γ_k γ'_k	v_e w_e	φ_k' c_k'	$c_{u,k}$	k_k														

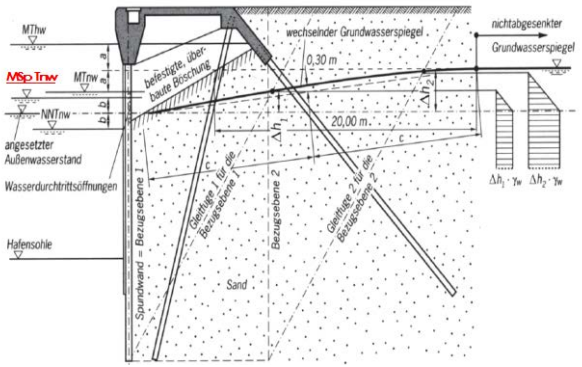
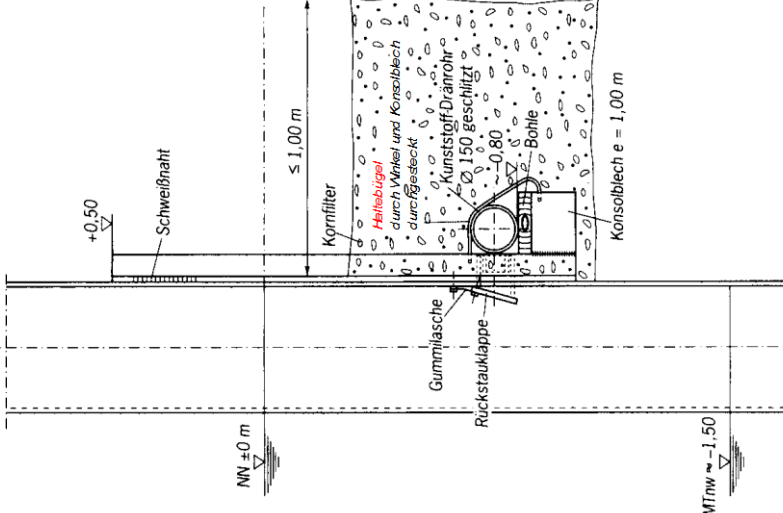
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 39, E 198, Abschnitt 2.5 (Dez. 2006)	Berichtigung: Gemeint ist der Fall nicht überwiegender Kohäsion.	„Die Resultierende R_d muss in der Berechnung der Uferwand und ihrer Verankerung voll berücksichtigt werden. Vor der Erddruckbezugslinie (gedachte Schichtgrenze) nach unten kann im Fall nicht überwiegender Kohäsion $\frac{c'}{\gamma \cdot h} < 0,1$ der Erddruck E_{au} sinngemäß nach Bild E 171-3 ermittelt werden.“
S. 42ff, E 130, Abschnitte 2.6.1 und 2.6.2 (Juli 2007)	Hinweis	Der Ausschuss weist darauf hin, dass die in E 130, Ziff. 2.6.1 und 2.6.2 enthaltenen Empfehlungen für die Ermittlung des aktiven Erddrucks bei wassergesättigten, nicht bzw. teilkonsolidierten, weichen bindigen Böden nur dann zu identischen Ergebnissen führen, wenn die Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens in 2.6.1 der tatsächlichen Scherfestigkeit zum Zeitpunkt der Belastung entspricht. Hierzu muss c_u in der Regel über die Tiefe veränderlich angesetzt werden. Außerdem stellt der Ausschuss klar, dass der Erddruck in der Regel mit den wirksamen Spannungen zu ermitteln ist. Allerdings ist insbesondere bei weichen bindigen Böden die undränierete Scherfestigkeit im Feld oft zuverlässiger zu ermitteln als die wirksamen Scherparameter im Labor.
S. 42, E 130, Abschnitt 2.6.1 (Dez. 2006)	Änderung: Ergänzung des Abschnittes 2.6.1.	„Eine Erddruckumlagerung nach Abschnitt 8.2.2.3 ist nur für den Erddruck aus Lasten zulässig, für die der Boden konsolidiert ist.“
S. 43, E 130, Abschnitt 2.6.2 (Dez. 2006)	Änderung: Ergänzung des Abschnittes 2.6.2.	„In Hinblick auf die Zulässigkeit einer Erddruckumlagerung nach Abschnitt 8.2.2.3 gilt wie bei Abschnitt 2.6.1, dass nur der Erddruck aus Lasten umgelagert werden darf, für die der Boden konsolidiert ist.“
S. 46, E 52, Abschnitt 2.7.1.2 (Dez. 2005)	Berichtigung: Korrektur der Gleichung.	„2.7.1.2 Fall mit überwiegendem artesischem Wasserdruck ($\gamma' \cdot d_s < \gamma_w \cdot \Delta h$)“

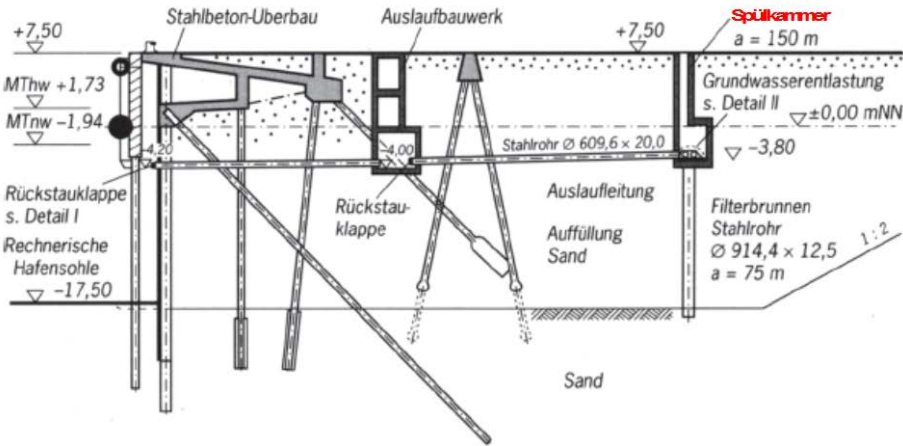
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
<p>S. 53 und S. 55, E 114, Abschnitt 2.9.3.1 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung: Die Gesamtpotentialdifferenz in den Bildern E 114-2 und E 114-3 wird mit Δh benannt.</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>Bild E 114-2</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Bild E 114-3</p> </div> </div>
<p>S. 54, E 114, Abschnitt 2.9.3.1 (Dez. 2006)</p>	<p>Änderung: Entfall des zu allgemeinen Hinweises.</p>	<p>„Dem verminderten Wasserdruck auf der Erddruckseite steht also in der Regel eine Erddruckvergrößerung um etwa ein Drittel der Wasserdruckverminderung gegenüber. Auf der Erdwiderstandsseite ist wegen des wesentlich größeren K_p-Wertes die Abnahme des Erdwiderstands deutlich größer. Da der größte Teil dieser Abnahme aber in der Nähe des unteren Spundwandendes liegt, ist in der Regel der Einfluss nicht bemessungswirksam. Bei größeren Wasserspiegelunterschieden muss dies aber rechnerisch überprüft werden.“</p>
<p>S. 56, E 114, Abschnitt 2.9.3.2 (Dez. 2006)</p>	<p>Berichtigung: In der ersten Gleichung muss der Wurzelstrich über beide Faktoren reichen.</p>	<p>„Die Vergrößerung $\Delta\gamma'$ der Wichte auf der Erddruckseite und seine Verringerung auf der Erdwiderstandsseite können bei ausschließlich vertikaler Umströmung und homogenem Baugrund nach [12] angenähert aus folgenden Gleichungen bestimmt werden:</p> <ul style="list-style-type: none"> Auf der Erddruckseite: <div style="border: 1px solid red; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $\Delta\gamma' = \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{so} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w$ </div> Auf der Erdwiderstandsseite: $\Delta\gamma' = \frac{0,7 \cdot \Delta h}{h_{su} + \sqrt{h_{so} \cdot h_{su}}} \cdot \gamma_w \quad ''$

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
<p>S. 72, E 115, Abschnitt 3.2, (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung: h_D muss in Bild E 115-2 in h_1 umbenannt werden. Die Höhenkote des Spundwandfußpunktes soll -15,00 m lauten.</p>	 <p style="text-align: right;">Bild E 115-2</p>
<p>S. 72, E 115, Abschnitt 3.2 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung: Die Höhenkote des Spundwandfußpunktes soll -15,00 m lauten.</p>	 <p style="text-align: right;">Bild E 115-3</p>
<p>S. 72, E 115, Abschnitt 3.2 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung: Verbesserung von „Potential“ in „Potentialgefälle“.</p>	<p>„i = mittleres Potentialgefälle in der betrachteten Strecke ($i = h_r/t$)“</p>

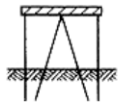
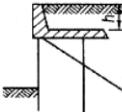
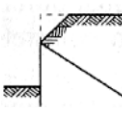
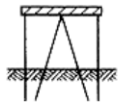
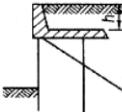
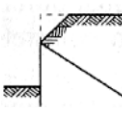
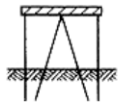
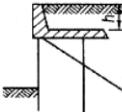
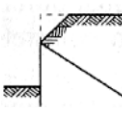
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 73, E 115, Abschnitt 3.2 (Dez. 2005)	Berichtigung: Die Bezeichnung h_r wird zu h_f korrigiert.	<p>„Für das lotrecht umströmte Spundwandbauwerk darf die Potentialhöhe über dem Spundwandfuß h_f nach [12] vereinfacht angesetzt werden:</p> $h_f = \frac{h_{WU} \cdot \sqrt{h_{SO}} + h_{WO} \cdot \sqrt{t}}{\sqrt{h_{SO}} + \sqrt{t}}$ <p>daraus erhält man</p> $h_r = h_f - h_{WU}$ <p>Hierin bedeuten:</p> <ul style="list-style-type: none"> h_r = Differenz der Standrohrspiegelhöhe am Spundwandfußpunkt gegenüber der Unterwasserspiegelhöhe h_f = Standrohrspiegelhöhe am Spundwandfußpunkt h_{SO} = durchströmte Bodenhöhe auf der Oberwasserseite der Spundwand h_{WO} = oberwasserseitige Wasserspiegelhöhe über dem Spundwandfuß h_{WU} = unterwasserseitige Wasserspiegelhöhe über dem Spundwandfuß T = Rammtiefe der Spundwand“
S. 74, E 115, Abschnitt 3.2 (Dez. 2005)	Berichtigung	„Auch unter dem Grundwasserspiegel ist der Boden noch als ungesättigt anzusehen. “
S. 75, E 115, Abschnitt 3.2 (Dez. 2005)	Berichtigung: In der Funktion wird t durch die Bodentiefe z ersetzt.	<p>„Die Verteilung des instationären Porenwasserüberdrucks $\Delta u(z)$ über die Bodentiefe z kann nach Köhler [210] vereinfacht durch folgende Funktion beschrieben werden:</p> $\Delta u(z) = \gamma_W \cdot \Delta h \cdot (1 - e^{-b \cdot z})$ <p>wobei gilt:</p> <ul style="list-style-type: none"> Δh = Wasserspiegelabsenkung (bzw. auch Aushubtiefe) γ_W = Wichte des Wassers b = Porenwasserdruckparameter nach Bild E 115-5 z = Bodentiefe“

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text																								
<p>S. 83, E 19, Abschnitte 4.2 (Dez. 2007)</p>	<p>Berichtigung: Anpassung der zeichnerischen Darstellung von MW im Verhältnis zu GW für geringe Wasserstandsschwankungen.</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center;">Nicht-Tidegebiet</th> </tr> <tr> <th style="width: 15%;">Situation</th> <th style="width: 25%;">Bild</th> <th colspan="3" style="text-align: center;">Lastfälle gemäß E 18</th> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <th style="width: 15%;">1</th> <th style="width: 15%;">2</th> <th style="width: 15%;">3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="vertical-align: top;"> <p>1 Geringe Wasserstandsschwankungen ($h < 0,50$ m) mit Durchlaufentwässerung oder durchlässigem Boden und Bauwerk</p> </td> <td style="text-align: center;">  </td> <td style="vertical-align: top;"> <p>$\Delta h = 0,50$ m</p> </td> <td style="vertical-align: top;"> <p>$\Delta h = 0,50$ m</p> </td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: right;">Bild E 19-1 Situation 1</p>					Nicht-Tidegebiet					Situation	Bild	Lastfälle gemäß E 18					1	2	3	<p>1 Geringe Wasserstandsschwankungen ($h < 0,50$ m) mit Durchlaufentwässerung oder durchlässigem Boden und Bauwerk</p>		<p>$\Delta h = 0,50$ m</p>	<p>$\Delta h = 0,50$ m</p>	
Nicht-Tidegebiet																										
Situation	Bild	Lastfälle gemäß E 18																								
		1	2	3																						
<p>1 Geringe Wasserstandsschwankungen ($h < 0,50$ m) mit Durchlaufentwässerung oder durchlässigem Boden und Bauwerk</p>		<p>$\Delta h = 0,50$ m</p>	<p>$\Delta h = 0,50$ m</p>																							
<p>S. 83, E 19, Abschnitte 4.2 (Dez. 2006)</p>	<p>Änderung: Es darf nicht davon ausgegangen werden, dass der Rückstauverschluss immer in Höhe MTnw liegt. Der anzusetzende Wasserüberdruck ist von der Höhe des Rückstauverschlusses abhängig (s. beispielsweise S. 87 Bild E 32-1).</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center;">Tidegebiet</th> </tr> <tr> <th style="width: 15%;">Situation</th> <th style="width: 25%;">Bild</th> <th colspan="3" style="text-align: center;">Lastfälle gemäß E 18</th> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <th style="width: 15%;">1</th> <th style="width: 15%;">2</th> <th style="width: 15%;">3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="vertical-align: top;"> <p>3d Große Wasserstandsschwankungen mit Entwässerung</p> </td> <td style="text-align: center;">  </td> <td style="vertical-align: top;"> <p>$\Delta h = 1,00$ m + e bei Außenwasserstand in MSpTnw</p> </td> <td style="vertical-align: top;"> <p>$\Delta h = 0,30$ m + b + d + e</p> </td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: right;">Bild E 19-2 Situation 3d</p>					Tidegebiet					Situation	Bild	Lastfälle gemäß E 18					1	2	3	<p>3d Große Wasserstandsschwankungen mit Entwässerung</p>		<p>$\Delta h = 1,00$ m + e bei Außenwasserstand in MSpTnw</p>	<p>$\Delta h = 0,30$ m + b + d + e</p>	
Tidegebiet																										
Situation	Bild	Lastfälle gemäß E 18																								
		1	2	3																						
<p>3d Große Wasserstandsschwankungen mit Entwässerung</p>		<p>$\Delta h = 1,00$ m + e bei Außenwasserstand in MSpTnw</p>	<p>$\Delta h = 0,30$ m + b + d + e</p>																							

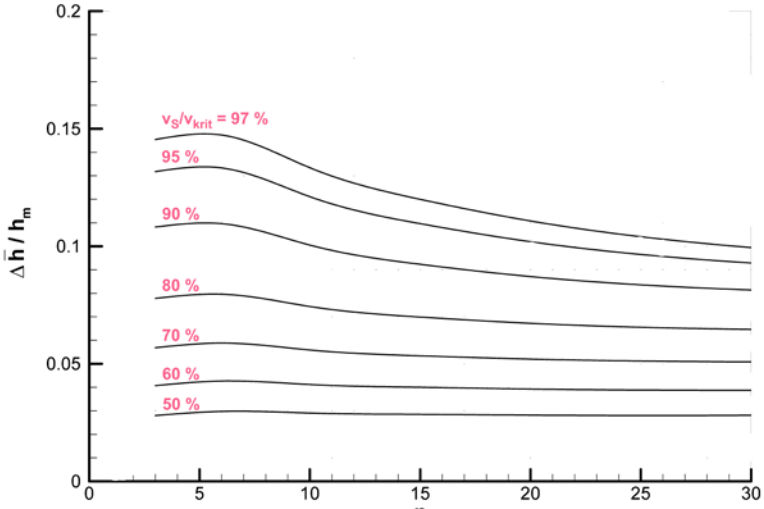
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
<p>S. 84, E 65, Abschnitt 4.3.1 (Dez. 2006)</p>	<p>Änderung: Ab 2005 gilt ein neues Seekarten-null, welches dem Niveau des niedrigst-möglichen Gezeitenwasserstands (Lowest Astronomical Tide, LAT) entspricht. Das SKN in den Seekarten der Ostsee bleibt unverändert, weil LAT nur für Tidegewässer eingeführt wird. Aus diesem Grund wird die Bezeichnung SKN im Bild entfernt.</p>	 <p>The diagram shows a cross-section of a harbor wall. On the left, the sea level is indicated by 'MThw' (Mean High Water) and 'NThw' (Normal High Water). The wall has a 'belebte, überbauete Brüstung' (lively, overbuilt parapet) with a height of 0.30 m. The ground level is 'angesetzter Außenwasserstand' (assumed outside water level). The wall is supported by 'Wasserdurchtrittsöffnungen' (water passage openings) and a 'Hafenschle' (harbor lock). The ground is 'Sand' (sand). The drawing shows 'Brüstungsreihe 1' and 'Brüstungsreihe 2' (parapet rows) and 'Gehänge 2 für die Brüstungsreihe 2' (hanging for the parapet row 2). The ground level is 'wechselnder Grundwasserspiegel' (fluctuating groundwater level). On the right, the 'nicht abgesenkter Grundwasserspiegel' (non-lowered groundwater level) is shown. The drawing is labeled 'Bild E 65-1'.</p>
<p>S. 87, E 32, Abschnitt 4.5.2 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung: Bild E 32-1: Verbesserung von „Haltebübel“ in „Haltebügel“.</p>	 <p>The diagram shows a detail of a harbor wall. The wall has a height of '≤ 1,00 m'. The ground level is 'NN ± 0 m' (Normal Null) and 'MThw ≈ -1,50' (Mean High Water). The wall has a 'Schweißnaht' (weld joint) and a 'Kornfilter' (grain filter). The filter is made of 'Kunststoff-Drainrohr' (plastic drain pipe) with a diameter of 'Ø 150 geschliffen' (slit). The filter is supported by a 'Bohle' (plank) and a 'Kornblech e = 1,00 m' (grain plate, e = 1.00 m). The filter is also supported by a 'Gummimasche' (rubber mesh) and a 'Rückstauklappe' (backflow flap). The drawing is labeled 'Bild E 32-1'.</p>

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
<p>S. 88, E 32, Abschnitt 4.5.2 (Dez. 2007)</p>	<p>Berichtigung: Bild E 32-1: Verbesserung von „Spülkammer“ in „Spülkammer“.</p>	 <p style="text-align: right;">Bild E 32-2</p>
<p>S. 96, E 113, Abschnitt 4.7.7.1 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung: Bezeichnung der Wichte des Wassers mit γ_w.</p>	<p>„Nach Terzaghi erhält man für die vertikale Strömungskraft</p> $S_k = \frac{\gamma_w \cdot (h_1 + h_2)}{2} \cdot \frac{t}{2} = \frac{10 \cdot (11 + 18)}{2} \cdot \frac{7}{2} = 50,75 \text{ kN/m} \quad \text{“}$

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 97, E 113, Abschnitt 4.7.7.2 (August 2008)	Änderung: Ergänzung des Beispiels.	<p>„Für eine hochliegende geringdurchlässige Schicht (Fall 2a) gilt in Bild E 113-3:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Standrohrspiegelhöhe in Punkt D (Unterkante der geringdurchlässigen Schicht): $h_D = 7,00 - 11/15 \cdot 4,50 \text{ m} = 3,70 \text{ m} (= 2,50 + 4/15 \cdot 4,50 \text{ m})$ • mittleres hydraulisches Gefälle am Spundwandfuß in der gering durchlässigen Schicht: $i = \Delta h / \Delta l = (3,70 - 2,50) / 2,00 = 0,60$ <p>Sicherheit: $i \cdot \gamma_W \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot \gamma_{G, \text{stb}}$ $0,6 \cdot 10 \cdot \gamma_H \leq 10 \cdot 0,95$</p> <p>Bei günstigem Untergrund mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_H = 1,35$ ist die Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch gegeben, nicht jedoch bei ungünstigem Untergrund mit $\gamma_H = 1,8$.</p> <p>Für eine tiefliegende gering durchlässige Schicht (Fall 2b), in welche die Spundwand 1 m einbindet, gilt in Bild E 113-3:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Standrohrspiegelhöhe in Punkt D (Eckpunkt des untersuchten Bruchkörpers): $h_D = 7,00 - 12/15 \cdot 4,50 \text{ m} = 3,4 \text{ m} (= 2,50 + 3/15 \cdot 4,50 \text{ m})$ • Standrohrspiegelhöhe im Wandfußpunkt: $h_F = 7,00 - 9/15 \cdot 4,50 \text{ m} = 4,30 \text{ m} (= 2,50 + 6/15 \cdot 4,50 \text{ m})$ • Charakteristischer Wert der Strömungskraft im durchströmten Bodenkörper mit der Breite von 3,0 m und einer Dicke von 1m: $S'_k = [(3,4 - 2,5) + (4,3 - 2,5)] / 2 \cdot 10 \cdot 3,0 = 40,50 \text{ kN/m}$ • Der aus 2 Schichten (mit gleicher Wichte $\gamma_B = 10 \text{ kN/m}^3$) bestehende Bodenkörper hat ein Gewicht unter Auftrieb von $G'_k = 10 \cdot 3,0 \cdot 1,0 + 10 \cdot 3,0 \cdot 6,0 = 210,00 \text{ kN/m}$ <p>Mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1054 (Abschnitt 0) ist für den Lastfall 1 eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch selbst bei ungünstigem Untergrund vorhanden:</p> $S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}}$ $40,50 \cdot 1,8 < 210 \cdot 0,95$ $72,9 < 199,5$ <p>Zur besseren Darstellbarkeit wurde in Bild E 113-3 ein relativ breiter Bruchkörper betrachtet. Üblicherweise ist in Anlehnung an die Vorgehensweise nach TERZAGHI-PECK (Bild E 115-2) die Breite des Bruchkörpers entsprechend der halben Einbindetiefe in die gering durchlässige Schicht (hier: 0,5 m) als ungünstigster Bruchkörper zu wählen.“</p>

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text																																																														
S. 116, E 39, Abschnitt 5.1.1.9, Tabelle E 39-1.9 (Dez. 2005)	Berichtigung: Die mittlere Länge zwischen den Loten für Schiffe mit 10000 dwt ist bei einer Länge über alles von 130 m auf 120 m zu korrigieren.	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Tragfähigkeit</th> <th>Kapazität</th> <th>Wasser- verdrän- gung G</th> <th>Länge über alles</th> <th>Länge zwischen den Loten</th> <th>Breite</th> <th>Max. Tiefgang</th> </tr> <tr> <th>dwt</th> <th>m³</th> <th>t</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> <th>m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>70000</td> <td>105000</td> <td>90000</td> <td>260</td> <td>250</td> <td>38,0</td> <td>14,0</td> </tr> <tr> <td>50000</td> <td>65000</td> <td>65000</td> <td>230</td> <td>220</td> <td>35,0</td> <td>13,0</td> </tr> <tr> <td>20000</td> <td>20000</td> <td>27000</td> <td>170</td> <td>160</td> <td>25,0</td> <td>10,5</td> </tr> <tr> <td>10000</td> <td>10000</td> <td>15000</td> <td>130</td> <td>120</td> <td>21,0</td> <td>9,0</td> </tr> <tr> <td>5000</td> <td>5000</td> <td>8000</td> <td>110</td> <td>100</td> <td>18,0</td> <td>6,8</td> </tr> <tr> <td>2000</td> <td>2000</td> <td>3500</td> <td>90</td> <td>75</td> <td>13,0</td> <td>5,5</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: right;">Tabelle E 39-1.9</p>							Tragfähigkeit	Kapazität	Wasser- verdrän- gung G	Länge über alles	Länge zwischen den Loten	Breite	Max. Tiefgang	dwt	m ³	t	m	m	m	m	70000	105000	90000	260	250	38,0	14,0	50000	65000	65000	230	220	35,0	13,0	20000	20000	27000	170	160	25,0	10,5	10000	10000	15000	130	120	21,0	9,0	5000	5000	8000	110	100	18,0	6,8	2000	2000	3500	90	75	13,0	5,5
Tragfähigkeit	Kapazität	Wasser- verdrän- gung G	Länge über alles	Länge zwischen den Loten	Breite	Max. Tiefgang																																																										
dwt	m ³	t	m	m	m	m																																																										
70000	105000	90000	260	250	38,0	14,0																																																										
50000	65000	65000	230	220	35,0	13,0																																																										
20000	20000	27000	170	160	25,0	10,5																																																										
10000	10000	15000	130	120	21,0	9,0																																																										
5000	5000	8000	110	100	18,0	6,8																																																										
2000	2000	3500	90	75	13,0	5,5																																																										
S. 120, E 39, Abschnitt 5.1.4 (Dez. 2006)	Änderung: Der obere Wert für den Völligkeitsgrad von Seeschiffen wird auf 0,90 erweitert, wie er angenähert für große Massengutfrachter nach Abschnitt 5.1.1.2 gilt.	„5.1.4 Wasserverdrängung Die Wasserverdrängung G [t] wird als das Produkt aus Länge zwischen den Loten, Breite, Tiefgang, Völligkeitsgrad c_B und Dichte ρ_w [t/m ³] des Wassers gefunden. Der Völligkeitsgrad wechselt bei Seeschiffen etwa zwischen 0,50 und 0,80 0,90, bei Binnenschiffen etwa zwischen 0,80 und 0,90 und bei Schubleichtern zwischen 0,90 und 0,93.“																																																														
S. 124 E 5, Abschnitt 5.5 (Dez. 2006)	Änderung: Überarbeitung der Lastansätze	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="3">Grundfall</th> <th colspan="4">Verkehrskosten¹⁾</th> <th rowspan="3">Lagerflächen außerhalb des Verkehrs- bandes</th> </tr> <tr> <th rowspan="2">Eisenbahn</th> <th colspan="3">Straßen</th> </tr> <tr> <th>Fahrzeug</th> <th>straßen- gebundene Krane</th> <th>leichter Verkehr</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td> a) GRF 1  </td> <td> Lastannahmen nach RIL 804 bzw. DIN Fachbericht 101 dynamischer Beiwert: Die 1,0 überschreitenden Anteile können auf die Hälfte verringert werden. </td> <td rowspan="3"> Lastannahmen nach DIN 1055 bzw. DIN Fachbericht 101 </td> <td rowspan="3"> Gabelstaplerkosten nach DIN 1055 Protzenkosten von 2600 2600 kN für Mobilkrane gemäß Abschnitt 5.5.5 und Abschnitt 5.14.3 </td> <td rowspan="3"> 5 kN/m² </td> <td rowspan="3"> Lasten nach der tatsächlich zu erwartenden Nutzung entsprechend Abschn. 5.5.6 </td> </tr> <tr> <td> b) GRF 2  </td> <td> Wie 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/m² </td> </tr> <tr> <td> c) GRF 3  </td> <td> Lasten wie bei GRF 2 mit einer Bettungshöhe von mehr als 1,50 m </td> </tr> </tbody> </table> <p><small>1) Krankosten sind nach E 39, Abschn. 5.14 anzusetzen.</small></p> <p style="text-align: right;">Tabelle E 5-1</p>							Grundfall	Verkehrskosten ¹⁾				Lagerflächen außerhalb des Verkehrs- bandes	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	Gabelstaplerkosten nach DIN 1055 Protzenkosten von 2600 2600 kN für Mobilkrane gemäß Abschnitt 5.5.5 und Abschnitt 5.14.3	5 kN/m ²	Lasten nach der tatsächlich zu erwartenden Nutzung entsprechend Abschn. 5.5.6	b) GRF 2 	Wie 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																																	
Grundfall	Verkehrskosten ¹⁾				Lagerflächen außerhalb des Verkehrs- bandes																																																											
	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	Gabelstaplerkosten nach DIN 1055 Protzenkosten von 2600 2600 kN für Mobilkrane gemäß Abschnitt 5.5.5 und Abschnitt 5.14.3	5 kN/m ²	Lasten nach der tatsächlich zu erwartenden Nutzung entsprechend Abschn. 5.5.6																																																											
b) GRF 2 	Wie 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																																																															

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 124f E 5, Abschnitt 5.5 (Dez. 2006)	Änderung: Überarbeitung der Lastansätze	<p>„5.5.2 Grundfall 1 ... Bei Pierbrücken in Seehäfen sind Lasten aus Gabelstaplern gemäß DIN 1055 und Pratzendrucke für Mobilkrane von 2600 kN anzusetzen, sofern im Einzelfall nicht höhere Ansätze erforderlich sind (vgl. Abschnitt 5.5.5 und Tabelle E 84, Abschn. 5.14.3). Außerhalb des Verkehrsverbands sind die tatsächlich zu erwartenden Auflasten aus Lagergut anzusetzen, wegen späterer möglicher Nutzungsänderungen aber mindestens 20 kN/m² (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/m².</p> <p>5.5.3 Grundfall 2 ... Ist die Bettungshöhe mindestens 1,50 m, kann die gesamte Verkehrslast entsprechend den tatsächlich zu erwartenden Nutzlasten, jedoch nicht weniger als durch von 20 kN/m² ersetzt werden. Bei leichtem Verkehr genügt eine Nutzlast von 5 kN/m².</p> <p>... 5.5.5 Lastansätze unmittelbar hinter dem Kopf der Ufereinfassung ... In a) und b) sind Einflüsse aus einer Pratzelast P = 2600 kN Pratzelasten bis P = 550 kN erfasst, sofern der Abstand zwischen Achse Uferbauwerk und Achse Prätze mindestens 2 m beträgt. Für höhere Pratzelasten siehe Abschnitt 5.14.3.“</p>
S. 132ff E 136, Abschnitt 5.6.4 (Juli 2007)	Hinweis	In E 136, Ziff. 5.6.4 ist die Bemessungswellenhöhe die für die Bemessung eines Bauteils oder Bauwerks einzusetzende maximale Wellenhöhe. Die aus der Bemessungswellenhöhe resultierenden Beanspruchungen sind mit den Teilsicherheitsbeiwerten des maßgebenden Lastfalls zu multiplizieren, daraus ergeben sich die Bemessungsschnittgrößen.

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 138 E 135 Abschnitt 5.7.2 (Sept. 2008)	Berichtigung: Korrektur der Gleichung für die Druckerhöhung bzw. -verringernung infolge Wellenwirkung	<p>„In Bild E135-1 bedeuten: H = Höhe der anlaufenden Welle L = Länge der anlaufenden Welle ... γ = Wichte des Wassers p_1 = Druckerhöhung (Wellenberg) bzw. -verringernung (Wellental) am Fußpunkt des Bauwerks infolge Wellenwirkung $= \gamma \cdot H / \cosh \frac{2 \cdot \pi \cdot d}{L}$...“</p>
S. 148, E 186, Abschnitt 5.9.2 (Dez. 2006)	Berichtigung: Die Beschriftung der Kurvenscharen in Bild 186-5 ist zu ergänzen.	 <p style="text-align: right;">Bild E 186-5</p>
S. 149, E 159, Abschnitt 5.10.1 (Dez. 2006)	Berichtigung	<p>„Das Verfahren nach MORISON liefert brauchbare Werte, wenn für den Einzelpfahl $\frac{D}{L} \leq 0,05$ ist.“</p>

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 158, E 153, Abschnitt 5.11.3 (Dez. 2006)	Änderung: Neben der Windangriffsfläche des Schiffes ist ebenfalls die Fläche der Beladung an Deck zu beachten.	„5.11.3 Windlasten auf das vertäute Schiff ... Darin bedeuten: H = größte Freibordhöhe des Schiffes (in Ballast bzw. leer) zzgl. der Höhe der Beladung über dem Freibord ...“
S. 161, E 102, Abschnitt 5.13.1 (Dez. 2006)	Berichtigung	„Wenn der Poller nicht hinreichend über HHW hinausreicht, ist durch eine Quersprosse das Abgleiten der Sprosse Trosse zu verhindern.“
S. 161, E 102, Abschnitt 5.13.1 (Dez. 2006)	Berichtigung: HSW muss in HHW verbessert werden.	<p style="text-align: right;">Bild E 102-1</p>
S. 163, E 102, Abschnitt 5.13.2 (Dez. 2007)	Änderung: Spezifizierung des ersten Satzes des 2. Absatzes.	„ Für die Belastung sind 200 kN je Poller und 300 kN für deren Verankerung als charakteristische Belastung anzusetzen. Für die Belastung der Wand (d. h. für Spundwände, Gurte, Holme, Anker etc.) ist eine charakteristische Last von 200 kN je Poller anzusetzen. Die Verankerungsteile der Poller in der Spundwandkonstruktion sind für eine charakteristische Last von 300 kN zu bemessen.“

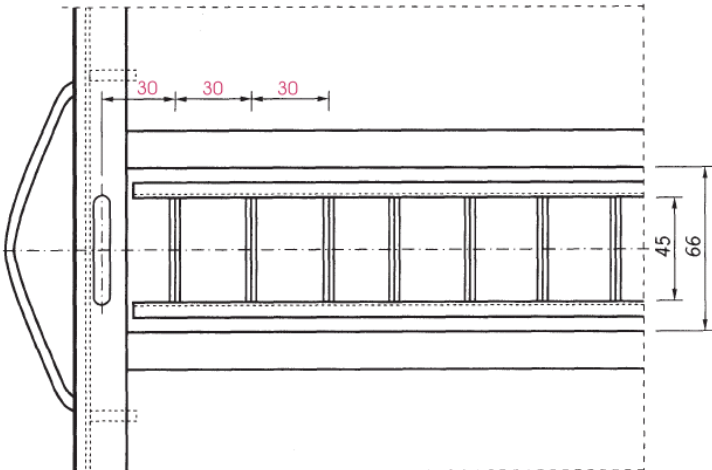
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text		
<p>S. 166 E 84, Abschnitt 5.14.3 (Dez. 2006)</p>	<p>Änderung: Überarbeitung der Lastansätze</p>		Drehkrane	Containerkrane u. a. Umschlags- geräte
		Tragfähigkeit [t]	7-50	10-80
		Eigengewicht [t]	180-350	200-2000
		Portalspannweite [m]	6-19	9-45
		Lichte Portalhöhe [m]	5-7	5-13
		Max. vertikale Ecklast [kN]	800-3000	1200-9000
		Max. vertikale Radaufstandslast [kN/m]	250-600	250-750
		Horizontale Radlast quer zur Schienenrichtung in Schienenrichtung	bis etwa 10 % der Vertikallast bis etwa 15 % der Vertikallast der abgebremsten Räder	
		Pratzenlast ¹⁾ [kN]	Mobilkrane bis 4800 2600	
		<small>¹⁾ Voraussetzung ist eine sonst lastenfreie Zone von 40 m²; die Pratzenlast kann auf 10 m² verteilt angesetzt werden.</small>		
<p>S. 166 E 84, Abschnitt 5.14.3 (Dez. 2008)</p>	<p>Hinweis, Fußnote von Tabelle E 84-1</p>	<p>Die Fußnote begrenzt die anzusetzende Fläche von Bodenplatten unter Kranpratzen auf 10 m², weil die Annahme einer gleichmäßigen Bodenpressung für größere Bodenplatten unrealistisch ist. Grundsätzlich ist aber immer diejenige Pressung anzusetzen, die auf die Struktur einwirkt.</p>		

Tabelle E 84-1.
Maße und charakteristische Lasten von
Dreh- und Containerkranen

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 172 E 177, Abschnitt 5.15.5 (Dez. 2008)	Änderung:	<p>Der bisherige Text unter 5.15.5 wird ersetzt durch: 5.15.5 Vertikallasten bei steigendem und fallendem Wasserspiegel</p> <p>Auf eingefrorene Bauwerke und Pfähle wirken bei steigendem und fallendem Wasserspiegel vertikale Zusatzlasten. Bei steigendem Wasserspiegel wird der Wasserdruck von unten auf die Eisdecke als lotrecht nach oben gerichtete Kraft übertragen, bei fallendem Wasserspiegel bewirkt die Massenkraft aus der Eisdecke eine lotrecht nach unten gerichtete Zusatzlast.</p> <p>Nach vorliegenden Erfahrungen werden die lotrechten Zusatzlasten durch die Biegefestigkeit der Eisdecke begrenzt [xx1]. Daher ist die auf Pfähle übertragbare vertikale Last</p> $A_v = \left(0,6 + \frac{0,15D}{h} \right) \cdot 0,4 \cdot \sigma_c \cdot h^2$ <p>mit</p> <ul style="list-style-type: none"> A_v = vertikale Zusatzlast [kN] h = Dicke der Eisdecke [m] D = Pfahldurchmesser [m] σ_c = Druckfestigkeit der Eisdecke [kN/m²] <p>Die Druckfestigkeit der Eisdecke ist über die Dicke nicht konstant, sodass für die Ermittlung der Zusatzlast bei steigendem Wasserspiegel der Wert der Festigkeit im unteren Drittel und bei fallendem Wasserspiegel im oberen Drittel anzusetzen ist. Bei Eisdecken von weniger als rd. 50 cm Dicke ist diese Unterscheidung nicht erforderlich. Die Druckfestigkeit des Eises darf im Übrigen nach 5.15.3.1 angenommen werden.</p> <p>[xx1] Kohlhase, S., Dede, Ch., Weichbrodt, F., Radomski, J.: Empfehlungen zur Bemessung der Einbindelänge von Holzpfählen im Bühnenbau, Ergebnisse des BMBF-Forschungsvorhabens Bühnenbau, Universität Rostock, 2006</p>

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 174, E 205, Abschnitt 5.16.4 (Dez. 2006)	Berichtigung (Hinweis: Die Gleichungen sind nicht dimensionsecht. Die Dimensionen sind wie in der Legende angegeben einzusetzen!)	<p>„Allgemein gilt entsprechend E 177, Abschn. 5.15.2:</p> $p_0 = 10 \cdot k \cdot \sigma_0 \cdot h \text{ [kN/m]}$ <p>Darin sind:</p> <p>p_0 = Eislast [kN/m] k = Kontaktbeiwert, im Allgemeinen etwa 0,33 σ_0 = Eisdruckfestigkeit [MN/m²] h = Dicke des Eises [cm]</p> <p>Auf geböschten Flächen kann nach [109] die horizontale Eislast</p> $p_h = 10 \cdot k \cdot \sigma_B \cdot h \cdot \tan \beta \text{ [kN/m]}$ <p>angesetzt werden, wobei</p> <p>σ_B = Biegezugfestigkeit des Eises [MN/m²] $\tan \beta$ = Böschungsneigung [1]</p> <p>sind.“</p>

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 190, E 36, Abschnitt 6.7.1 (Dez. 2006)	Änderung Ab 2005 ist die Lowest Astronomical Tide (LAT) als SKN definiert. Daher erfolgt die Anpassung des Textes indem der letzte Absatz von Abschnitt 6.7.1 ersetzt wird.	<p>„6.7.1 Solltiefe in Seehäfen</p> <p>Die Solltiefe ist die Wassertiefe unter einer bestimmten Bezugshöhe, deren Einhaltung angestrebt wird. Beim Festlegen der Solltiefe der Hafensohle vor Ufermauern müssen folgende Faktoren berücksichtigt werden:</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) Der Tiefgang des größten anlegenden, voll abgeladenen Schiffs, wobei auch der Salzgehalt des Hafenwassers und die Krängung des Schiffes berücksichtigt werden müssen. (2) Der Sicherheitsabstand zwischen Schiffsboden und Solltiefe soll im Allgemeinen eine Mindesthöhe von 0,50 m aufweisen. <p>Als Bezugshöhe für die Berechnung der Wassertiefe wird in der Regel ein statistisch begründetes Niedrigwasser (NW) eingesetzt. In tidebeeinflussten Gewässern erfordert die Wahl der Bezugshöhe die angemessene Berücksichtigung der Tideverhältnisse, um den liegenden Schiffen mit ausreichender statistischer Häufigkeit die vorgesehenen Wassertiefen zur Verfügung stellen zu können. Hierzu wird häufig das Seekartennull (SKN) der Seekarte benutzt.</p> <p>Bis Ende 2004 wurde das SKN in Deutschland vom mittleren Springtideniedrigwasser (MSPtnw) abgeleitet. Ab 2005 ist die Lowest Astronomical Tide (LAT) als SKN definiert. Die LAT bezeichnet dabei den durch astronomische Verhältnisse niedrigstmöglichen Wasserstand. Im Bereich der deutschen Nordseeküste liegt LAT etwa 0,50 m unter dem MSPtnw. Durch die Neufestsetzung des SKN wurde für den gesamten Bereich der Nordsee-Anrainerstaaten eine einheitliche Bezugshöhe geschaffen, die auch international üblich ist.</p> <p>Die zu wählende Bezugshöhe ergibt sich immer aus den örtlichen Anforderungen und kann auch vom Seekartennull abweichen, wenn eine Unterschreitung des Wasserstandes aufgrund außergewöhnlicher meteorologischer oder astronomischer Bedingungen mit höherer statistischer Häufigkeit akzeptiert werden kann. Die Bezugshöhe muss daher vor Beginn von Planungen einvernehmlich zwischen allen Beteiligten festgelegt werden.“</p>

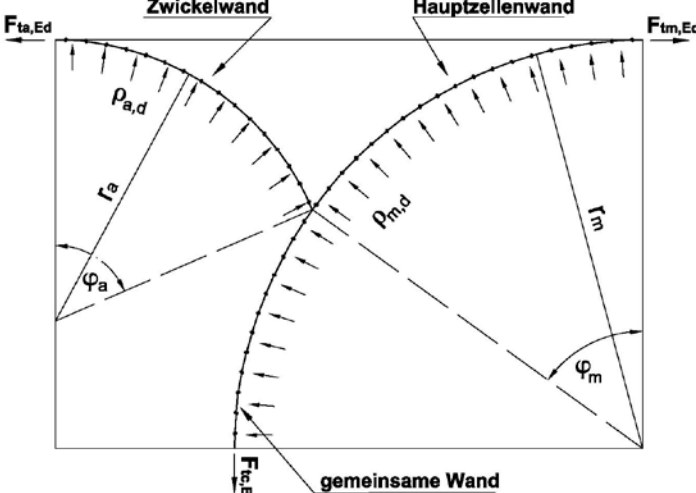
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 203, E 14, Abschnitt 6.11.2 (Dez. 2006)	Berichtigung: Der Abstand der Sprossen beträgt 30 cm.	 <p style="text-align: right;">Bild E 14-1</p>
S. 236, E 85, Abschnitt 6.17.6 (Dez. 2006)	Änderung: Ergänzung des Abschnittes 6.17.6	<p>„Wenn Kantenpressungen zwischen der Schienenbefestigung und der darunter befindlichen Betonbettung infolge wandernder Lasten nicht konstruktiv sicher vermieden werden, sind diese bei der Berechnung der Betonbettung zu berücksichtigen. Wenn sich unter der Platte kantige Teile von Schrauben befinden, ist nachzuweisen, dass eine Beschädigung der Betonbettung durch Kerbwirkung oder elastische Verformungen nicht auftreten kann.“</p>
S. 265, E 83, Abschnitt 7.6.3 (Dez. 2005)	Berichtigung: Korrektur der Einheit von Δ' in Gleichung 5	<p>„Für einen Kolk infolge Bugstrahlruder wurde nach [233] beispielsweise der Ansatz gefunden:</p> $\frac{T_K}{d_{85}} = C_M \cdot 3,05 \cdot \left(\frac{v_{\text{Sohle}}}{\sqrt{d_{85} \cdot g \cdot \Delta'}} \right)^{2,25} \quad (5)$ <p> T_K = Kolktiefe [m] d_{85} = maßgebendes Korn der Hafensohle [m] v_{Sohle} = Sohlgeschwindigkeit nach Gl. (4) [m/s] Δ' = relative Dichte des Sohlmaterials unter Wasser [1] = $(\rho_s - \rho_0) / \rho_0$ ρ_s, ρ_0 = Dichte des Schüttmaterials bzw. des Wassers [t/m³] C_M = 1,0 für stationäre Strahlbelastung = 0,3 für Strahlbelastung bei Ablegemanövern </p>

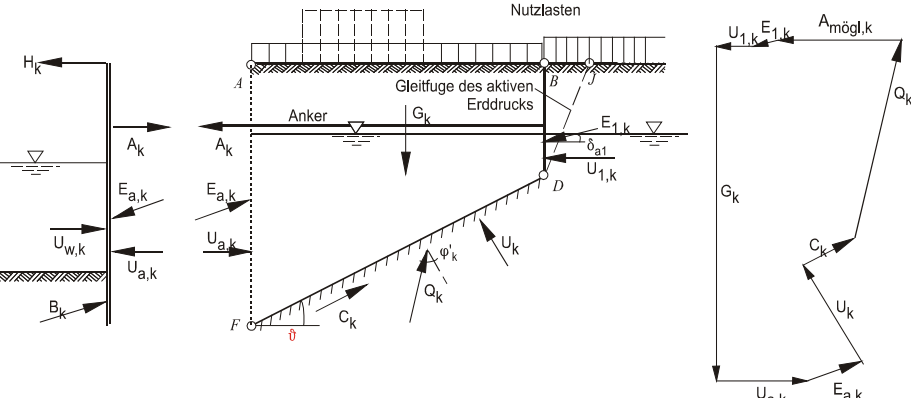
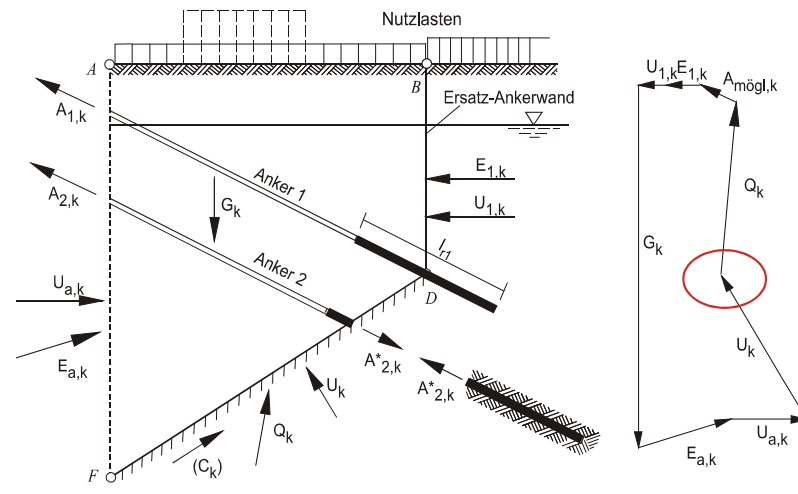
Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 318, E 7, Abschnitt 8.1.4.2 (Dez. 2006)	Änderung: Ergänzung in Abschnitt 8.1.4.2	„Bei darüber hinausgehenden Abständen und/oder Lasten sind die Beanspruchungen nachzuweisen. In solchen Fällen können horizontale Zwischengurte als zusätzliche Stützelemente eingesetzt werden oder vereinfachend gemäß EN 1993-5, Abs. 5.5.2 (5) und 5.5.3 (2) auf Versuchsergebnisse zurückgegriffen werden, die unter den in EN 1990 Anhang „D“ beschriebenen Voraussetzungen ermittelt wurden.“
S. 318, E 7, Abschnitt 8.1.4.2 (Dez. 2008)	Änderung: Ergänzung des 3. Absatzes von 8.1.4.2	„Bei darüber hinausgehenden Abständen und/oder Lasten sind die Beanspruchungen nachzuweisen. Bei Z-Profilen mit einem lichten Tragbohlenabstand von größer 1,50 m und kleiner 1,80 m kann dieser Nachweis durch geeignete Versuchsdurchführungen gemäß DIN EN 1990 als erbracht angesehen werden, wenn durch Wasserdrucksimulation ein ausreichendes Tragverhalten nachgewiesen werden kann oder wenn ausreichende örtliche Erfahrungen mit bestehenden Wandkonstruktionen vorliegen. In allen anderen Fällen können horizontale Zwischengurte als zusätzliche Stützelemente eingesetzt werden.“
S. 318f, E 7, Abschnitt 8.1.4.3 (Dez. 2006)	Änderung: Mit Einführung der überarbeiteten DIN EN 10204 im Januar 2005 wird	„Die Materialgüte und Herstellung der Tragelemente sind durch Abnahmeprüfzeugnisse 3.1B nach DIN EN 10204 zu belegen. Dabei sind bei handelsüblichen allgemeinen Baustählen gemäß DIN EN 10025 Werkzeugeigenschaften im Allgemeinen ausreichend, bei besonderen Stahlsorten sind Bescheinigungen entsprechend DIN EN 10204 3.1B (Abnahmeprüfzeugnis B) vorzulegen.“
S. 325, E 67, Abschnitt 8.1.6.1 (Dez. 2006)	das Abnahmeprüfzeugnis 3.1B durch 3.1 ersetzt.	„Die Güte der Stähle mit Streckgrenzen bis 355 N/mm ² soll mit einem Abnahmeprüfzeugnis 3.1B nach DIN EN 10204 – und höherwertige Stähle mit Abnahmeprüfzeugnis 3.1B unter Angabe der 14 Legierungselemente (wie z. B. für S 355 J2 G3 nach DIN EN 10025) belegt werden.“
S. 375, E 202, Abschnitt 8.1.22.4 (Dez. 2005)	Berichtigung: Korrektur der Formel	<p>„8.1.22.4 Kriterien für die Wahl des Vibrationsgeräts</p> <p>Für idealisierte (einheitliche, umlagerungsfähige und wassergesättigte) Böden sollte ein Bär mindestens für je m Rammtiefe mit 15 kN und je 100 kg Rammgutmasse mit 30 kN Fliehkraft ausgewählt werden:</p> $F = 15 \cdot \left(t + \frac{2 \cdot m_{\text{Rammgut}}}{100} \right) \text{ [kN]}$ <p>Darin bedeutet:</p> <p>t = Rammtiefe [m]</p> <p>m_{Rammgut} = Rammgutmasse [kg]“</p>

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 377, E 202, Abschnitt 8.1.22.5 (Dez. 2006)	Änderung: Ergänzung des Abschnittes 8.1.22.5	„(9) Beim Einvibrieren von Doppelbohlen (oder Mehrfachbohlen) sollten stets Doppelklemmzangen verwendet werden. Auf eine Lochung zum Anschlagen der Bohlen in unmittelbarer Nähe der lasteinleitenden Klemmzangen sollte ebenfalls verzichtet werden.“
S. 383, Abschnitt 8.2.0 (Dez. 2007)	Änderung: Ergänzung von Abschnitt 8.2.0 um zwei Absätze.	„DIN EN 1993-5 lässt u. a. auch eine plastisch-plastische Bemessung für Stahlspundwandbauwerke zu. Eine solche Bemessung, die sowohl die plastische Querschnittsgestaltung als auch die plastische Systemtragfähigkeit (bei statisch unbestimmten Systemen) im Grenzzustand der Tragfähigkeit ausnutzt, kann in Sonderfällen auch für Ufereinfassungen sinnvoll sein. Im Regelfall werden aber die im Folgenden erläuterten Verfahren der elastisch-elastischen bzw. der elastisch-plastischen Bemessung angewendet. Für die plastisch-plastische Bemessung von Ufereinfassungen fehlen derzeit u. a. noch Erfahrungen zur Erddruckverteilung infolge Schnittkraftumlagerung bei Vollaussnutzung der Systemreserven. Die klassischen Erddruckverteilungen und die Erddruckfiguren der EAU dürfen der Berechnung mit plastisch-plastischen Verfahren nicht zugrunde gelegt werden.“
S. 383, E 215, Abschnitt 8.2.0.2 (Juli 2007)	Änderung: Ergänzung des Abschnittes 8.2.0.2 hinter Bild E 215-1.	„Sind die genannten Randbedingungen für den Ansatz des reduzierten Teilsicherheitsbeiwerts $\gamma_{Ep,red}$ erfüllt, darf für die Ermittlung des Bemessungswerts des Biegemoments der Einspanngrad für die volle Ausnutzung der mit nicht herabgesetztem Teilsicherheitsbeiwert ermittelten Bohlenlänge angesetzt werden. Die mit $\gamma_{Ep,red}$ ermittelten Schnittkräfte sind für den Nachweis der Spundwand maßgebend.“
S. 386, E 77, Abschnitt 8.2.2.1 (Dez. 2006)	Änderung: Der Erddruck muss für die Spundwandnachweise umgelagert werden, wenn sich so die größte Beanspruchung ergibt.	„8.2.2.1 Erddruck Für die im Hafengebäude übliche, relativ nachgiebige Verankerung von Stützbauwerken ohne Vorspannung hat sich der Ansatz des aktiven Erddrucks bewährt. Die mit der sog. klassischen Verteilung ermittelte Erddruckkraft – jedoch vermindert um den Anteil aus Kohäsion – muss für die Spundwandnachweise über die Höhe H_E umgelagert werden. Eine Erddruckumlagerung ist nicht zulässig, wenn sich bei in Abzug gebrachtem Kohäsionsanteil gegenüber dem nicht umgelagerten Erddruckverlauf kleinere Beanspruchungen der Verankerung ergeben.“
S. 386, E 77, Abschnitt 8.2.2.1 (Juli 2007)	Änderung	„Die Strecken H_E und a sowie die nicht umgelagerte Erddruckverteilung $e_{a,k}$ infolge Bodeneigenlast und ggf. Kohäsion sowie aus großflächigen Geländeaufasten bis 10 kN/m^2 sind in den Bildern E 77-1 und 77-2 definiert. Andere Geländeaufasten dürfen nicht umgelagert werden.“
S. 392, E 4 Abschnitt 8.2.4 (August 2009)	Neufassung des Abschnittes (Einspruch war bis Januar 2010 möglich)	Der Ausschuss hat im Technischen Jahresbericht 2009, Teil 2, eine Neufassung der Empfehlung E 4, Ansatz der Erddruckneigungswinkel und die Nachweise in vertikaler Richtung, veröffentlicht

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 393, E 4, Abschnitt 8.2.4.3 (Juli 2007)	Änderung: Ergänzung von Abschnitt (2).	<p>„(2) Veränderliche Vertikalkraftbeanspruchungen $V_{Q,k}$</p> <p>Vertikalkomponenten $V_{Q,k}$ von Beanspruchungen infolge veränderlicher Einwirkungen Q dürfen in der Gleichgewichtsbedingung nicht angesetzt werden, wenn sie günstig wirken, d. h. keine nennenswerten Bodenauflagerkomponenten $B_{v,k}$ hervorrufen wenn sie keine nennenswerten Anteile zur Beanspruchung des Bodenaufagers beitragen, andernfalls siehe 8.2.4.5. Dies gilt zum einen für Beanspruchungen, die unmittelbar am Wandkopf auftreten, z. B. die wasserseitigen Auflagerkräfte $F_{Qv,k}$ des Überbaus infolge der Einwirkungen aus Kran und Stapellasten. „Zum anderen gilt dies auch für die Vertikalkomponenten $A_{Qv,k}$ derjenigen Ankerkraftanteile, die infolge horizontaler, veränderlicher Einwirkungen im Wandkopfbereich bzw. oberhalb der Ankerlage auftreten, z. B.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Kranseitenstoß und Sturmverriegelung, • Pollerzug, • Erddruck infolge veränderlicher Einwirkungen auf den Wandbereich oberhalb der Ankerlage.“
S. 394, E 4, Abschnitt 8.2.4.3 (Dez. 2006)	Berichtigung: Korrektur der Indizes	<p>„(4) Charakteristische Vertikalkraftkomponenten $V_{k,i}$</p> <p>...</p> <ul style="list-style-type: none"> • $V_{Eav,k} = \sum (E_{ah,k,n} \cdot \tan \delta_{a,k,n})$... <p>(5) Charakteristische, nach oben gerichtet Komponente $B_{v,k}$ der Bodenauflagerkraft B_k</p> <ul style="list-style-type: none"> • $B_{v,k} = \left \sum (B_{h,k,r} \cdot \tan \delta_{p,k,r}) - C_{h,k} \cdot \tan (\delta_{p,k} \text{ im theoretischen Fußpunkt}) \right$...
S. 395, E 4, Abschnitt 8.2.4.5 (Juli 2007)	Änderung: Streichung des letzten Satzes des 1. Abschnittes.	<p>„Wenn dabei eine andere Relativverschiebung zwischen Baugrund und Spundwand auftritt als diejenige, die sich bei der üblichen Ausbildung der Gleitkörper von Erddruck und Erdwiderstand einstellt, kann dies zu einer Änderung der anzusetzenden Neigungswinkel führen. Dies muss bei den Nachweisen nach Abschn. 8.2.4.3 und 8.2.4.6 berücksichtigt werden.“</p>
S. 395, E 4, Abschnitt 8.2.4.5 (Juli 2007)	Änderung: In der Aufzählung nach dem ersten Absatz wird der dritte Punkt geändert.	<p>„...“</p> <ul style="list-style-type: none"> • Wenn aufgrund der Baugrundeigenschaften im Fußaufstandsbereich Relativverschiebungen zwischen Baugrund und Spundwand in der Art zu erwarten sind, dass der Erddruckneigungswinkel $\delta_{a,k}$ negative Werte annehmen kann, ist dies im Rahmen der Baugrunduntersuchung anzugeben. Die Verminderung des Neigungswinkels $\delta_{a,k}$ hat eine Vergrößerung der Erddruckkraft zur Folge, die bei der Ermittlung der Wandbeanspruchungen (Schnittkräfte) für Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweise zu berücksichtigen ist.“

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 396, E 4, Abschnitt 8.2.4.5 (Juli 2007)	Änderung: Änderung des letzten Satzes von Ziff. 8.2.4.5.	„Die entsprechenden Auswirkungen sind bei allen den Nachweisen nach Abschnitt 8.2.4.3 und 8.2.4.6 zu berücksichtigen.“
S. 397, E 4, Abschnitt 8.2.4.6 (Dez. 2006)	Berichtigung: Spezifizierung des Fußwiderstandes auf den charakteristischen Wert.	„(4) Charakteristische Werte der Teilwiderstände R_{1i} im GZ 1B Für den Ansatz eines Fußwiderstandes $R_{1b,k}$ sind die geometrischen und konstruktiven Voraussetzungen nach E 33, Abschn. 8.2.11.2 zu erfüllen. Die erforderliche axiale Spundwandverschiebung zur Mobilisierung eines Fußwiderstandes $R_{1b,k}$ ist größer als diejenige zur Mobilisierung eines Mantelwiderstandes $R_{1s,k}$.“
S. 399, E 20, Abschnitt 8.2.6.1 (Dez. 2006)	Änderung: Trennung des dritten Satzes zum besseren Verständnis.	„DIN EN 1993-5 verweist hinsichtlich der Berechnungsverfahren und -methoden auf DIN EN 1997-1. Die Vorgehensweise nach DIN 1054 und somit auch die darauf beruhende Vorgehensweise der EAU entspricht DIN EN 1993-1.“
S. 399, E 20, Abschnitt 8.2.6.1 (Dez. 2008)	Hinweis	Veranlasst durch immer wiederkehrende Rückfragen bekräftigt der Ausschuss seine Empfehlung, dass die Bemessung von Ankeranschlüssen immer für die volle innere Tragfähigkeit der tatsächlich eingebauten Anker erfolgen muss (Technischer Jahresbericht 2008, Teil 2)
S. 401, E 20, Abschnitt 8.2.6.3 (Dez. 2009)	Änderung: In DIN EN 1993-5 wird der Nachweis für den Ausfall eines Rundstahlankers nicht mehr gefordert. Daher entfällt der Bezug auf DIN EN 1993-5 in 8.2.6.3. Der erste Satz des Letzten Absatzes auf Seite 401 heißt jetzt:	Bei Rundstahlverankerungen braucht der in DIN EN 1993-5, Abschn. 6.2.2 geforderte Lastfall „Ausfall eines Ankers“ nicht berücksichtigt zu werden, weil der oben dargestellte Tragfähigkeitsnachweis mit dem gegenüber DIN EN 1993-5 reduzierten Kerbfaktor k_t^* geführt wird und die Rundstahlanker somit eine ausreichende Traglastreserve aufweisen, um evtl. Bruchschäden infolge beim Einbau auftretender Zusatzbeanspruchungen zu vermeiden. Bei Rundstahlverankerungen braucht der Lastfall „Ausfall eines Ankers“ nicht geführt werden, weil der oben dargestellte Tragfähigkeitsnachweis mit einem reduzierten 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.
S. 409ff, E 33, Abschnitt 8.2.11.2 (Juli 2007)	Hinweis	Der Ausschuss weist darauf hin, dass im Anhang A 10 der EAB (2006) Erfahrungswerte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand von Spundwänden mitgeteilt werden. Der Arbeitsausschuss Ufereinfassungen stimmt der Anwendung dieser Werte auch für Spundwandbauwerke im Geltungsbereich der EAU zu.

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
S. 409ff, E 33, Abschnitt 8.2.11 (Dez. 2009)	Hinweis	Von der Neufassung der Empfehlung E 4 (Ansatz der Erddruckneigungswinkel und die Nachweise in vertikaler Richtung) im Technischen Jahresbericht 2009, Teil I, ist auch die Empfehlung E 33 (Vertikalbeanspruchung von Spundwänden) betroffen. Der Ausschuss weist darauf hin, dass hierdurch die Hinweise zum Nachweis der Vertikalbeanspruchung in E 33 ersetzt werden.
S. 426, E 100, Abschnitt 8.3.1.3 (August 2008)	Änderung: Ersatz des Bildes E 100-5.	 <p style="text-align: right;">Bild E 100-5</p>
S. 433, E 101, Abschnitt 8.3.2.2 (Dez. 2006)	Berichtigung	„Im Gegensatz zu Bild E 100-4a und 4b darf der Erdwiderstand E_p vor der luftseitigen Spundwand wegen ihrer größeren Durchbiegungsmöglichkeit entsprechend einer üblichen verankerten Spundwand nach E 4, Abschn. 8.2.4 unter einem Neigungswinkel $\delta_p < 0$ angesetzt werden.“
S. 441, E 30, Abschnitt 8.4.2 (Dez. 2006)	Änderung: Spezifizierung, wie es bereits in der Fassung von 1990 gemeint war.	„8.4.2 Tragsicherheitsnachweise von Spundwandgurten aus Stahl (E 30) Gurte und Gurtbolzen sollen mindestens für die Kraft bemessen werden, die der Tragfähigkeit der gewählten Verankerung Tragfähigkeit des gewählten Zugankers entspricht.“

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
<p>S. 463, E 10, Abschnitt 8.4.9.1 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung: Die Neigung der tiefen Gleitfuge wird mit ϑ bezeichnet.</p>	 <p>Bild E 10-1</p>
<p>S. 469, E 10, Abschnitt 8.4.9.9 (Dez. 2006)</p>	<p>Änderung: $A_{mögl.}$ repräsentiert den Widerstand des Bruchkörpers, sodass darin nicht noch die Herausziehkraft einer geschnittenen Krafteinleitungsstrecke berücksichtigt werden darf. Die freigeschnittene Ankerkraft $A^*_{2,k}$ entfällt dann auch im Kräfteck von Bild E 10-4.</p>	 <p>Bild E 10-4</p>

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text						
<p>S. 469f, E 10, Abschnitt 8.4.9.9 (Dez. 2005)</p>	<p>s. o.</p>	<p>„8.4.9.9 Standsicherheit bei Zugpfählen und Verpressankern – mehrere Ankerlagen ... Die Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge ist gegeben, wenn gilt:</p> $\Sigma(A_{G,k} - A^*_{G,k}) \cdot \gamma_G \leq \frac{A_{mögl,k}}{\gamma_{Ep}}$ <p>wobei $A_{mögl,k}$ aus dem Krafteck mit ausschließlich ständigen Lasten ermittelt wird, und</p> $\Sigma(A_{G,k} - A^*_{G,k}) \cdot \gamma_G + \Sigma(A_{Q,k} - A^*_{Q,k}) \cdot \gamma_Q \leq \frac{A_{mögl,k}}{\gamma_{Ep}}$ <p>wobei $A_{mögl,k}$ aus dem Krafteck mit ständigen und veränderlichen Lasten ermittelt wird mit</p> <p>$\Sigma(A_{G,k} - A^*_{G,k})$ Summe aller ständigen Anteile der charakteristischen Ankerkräfte abzüglich der hinter der Gleitfuge in den unbewegten Boden übertragenen Kräfte</p> <p>$\Sigma(A_{Q,k} - A^*_{Q,k})$ Summe aller veränderlichen Anteile der charakteristischen Ankerkräfte abzüglich der hinter der Gleitfuge in den unbewegten Boden übertragenen Kräfte</p> <p>(Sicherheitsbeiwerte γ_i wie in Abschn. 8.4.9.1 angegeben.)“</p>						
<p>S. 592, E 189, Abschnitt 12.5.1 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung</p>	<p>„Als verrottungsbeständige Materialien für geotextile Filter haben sich bisher Kunststoffe wie Polyacryl, Polyamid, Polyester, Polyvienylalkohol, Polyethylen und Polypropylen bewährt. Hinweise auf deren Eigenschaften können [100] entnommen werden.“</p>						
<p>S. 592f, E 189, Abschnitt 12.5.2 (Dez. 2005)</p>	<p>Berichtigung</p>	<p>„Die Bemessung von geotextilen Filtern bei Böschungs- und Sohlensicherungen im Hinblick auf mechanische und hydraulische Filterwirksamkeit, Einbaubeanspruchungen wie Zug- und Durchschlagkräfte und Dauerhaftigkeit gegenüber Abriebbeanspruchung bei ungebundenen Deckschichten kann nach den in [100], [128] und [165] angegebenen Regeln vorgenommen werden. [100] und [165] enthalten für instationäre Belastungen Bemessungsregeln, die auf Erfahrungen mit statischen hydraulischen Belastungen beruhen.“</p>						
<p>S. 641, Anhang II.1, (Dez. 2006)</p>	<p>Berichtigung</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th data-bbox="817 1273 996 1321">Zeichen</th> <th data-bbox="996 1273 1525 1321">Begriffsbestimmung</th> <th data-bbox="1525 1273 1655 1321">Einheit</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="817 1321 996 1369">dwt</td> <td data-bbox="996 1321 1525 1369">Tragfähigkeit in metrischen Tonnen</td> <td data-bbox="1525 1321 1655 1369">t</td> </tr> </tbody> </table>	Zeichen	Begriffsbestimmung	Einheit	dwt	Tragfähigkeit in metrischen Tonnen	t
Zeichen	Begriffsbestimmung	Einheit						
dwt	Tragfähigkeit in metrischen Tonnen	t						

Textstelle, Verabschiedung	Berichtigung/Änderung/Hinweis	Neuer Text
Neue Empfehlung E 217 Ziff. 5.10.9 (Dez. 2008)	Neue Empfehlung	Der Ausschuss hat im Technischen Jahresbericht 2008, Teil 2, eine neue Empfehlung E 217, Vertikale Wellenbelastung (wave slamming) veröffentlicht